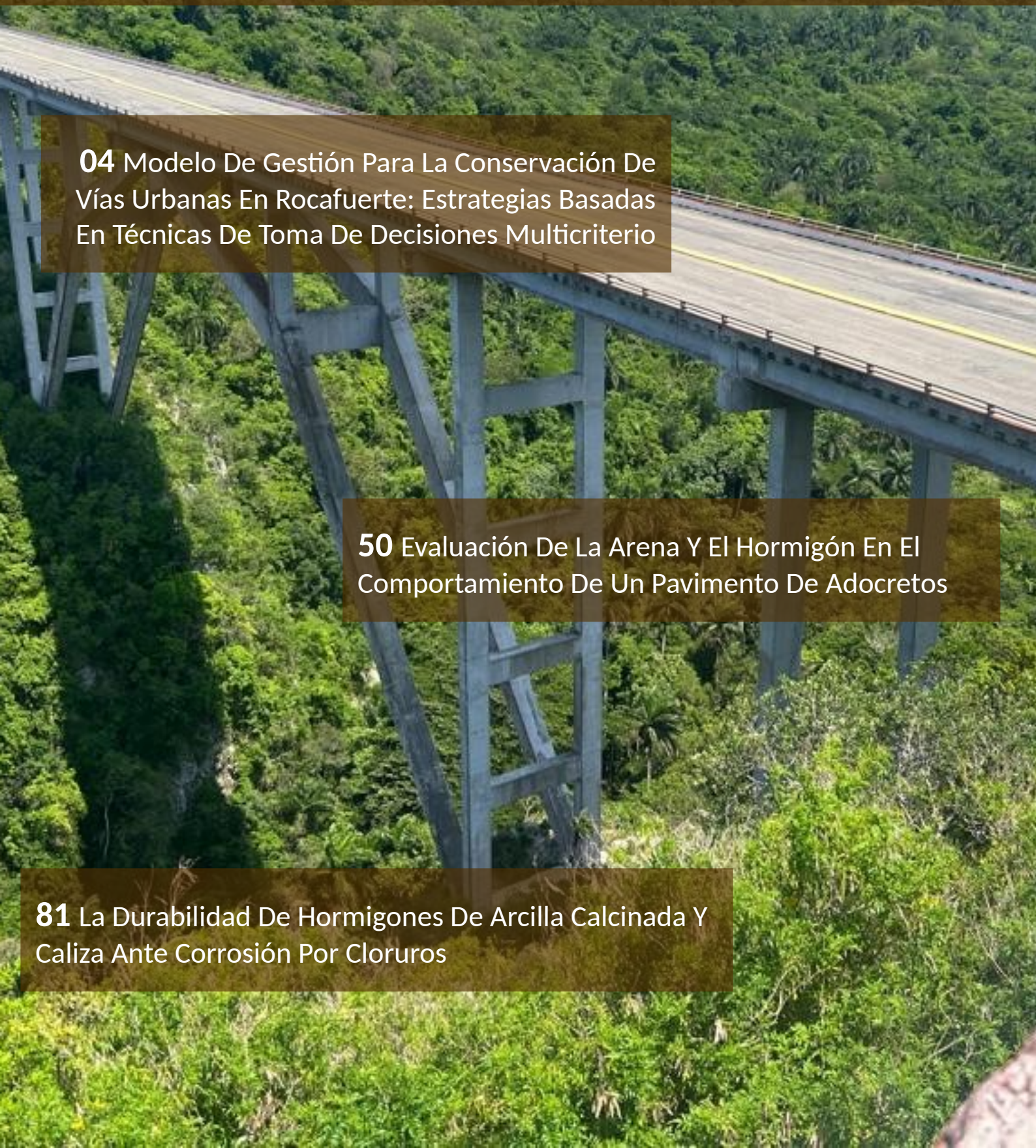
ISSN: 2789-7605 / Vol.7 No. 3 Jul – Sep 2026

Revista Ciencia y Construcción

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

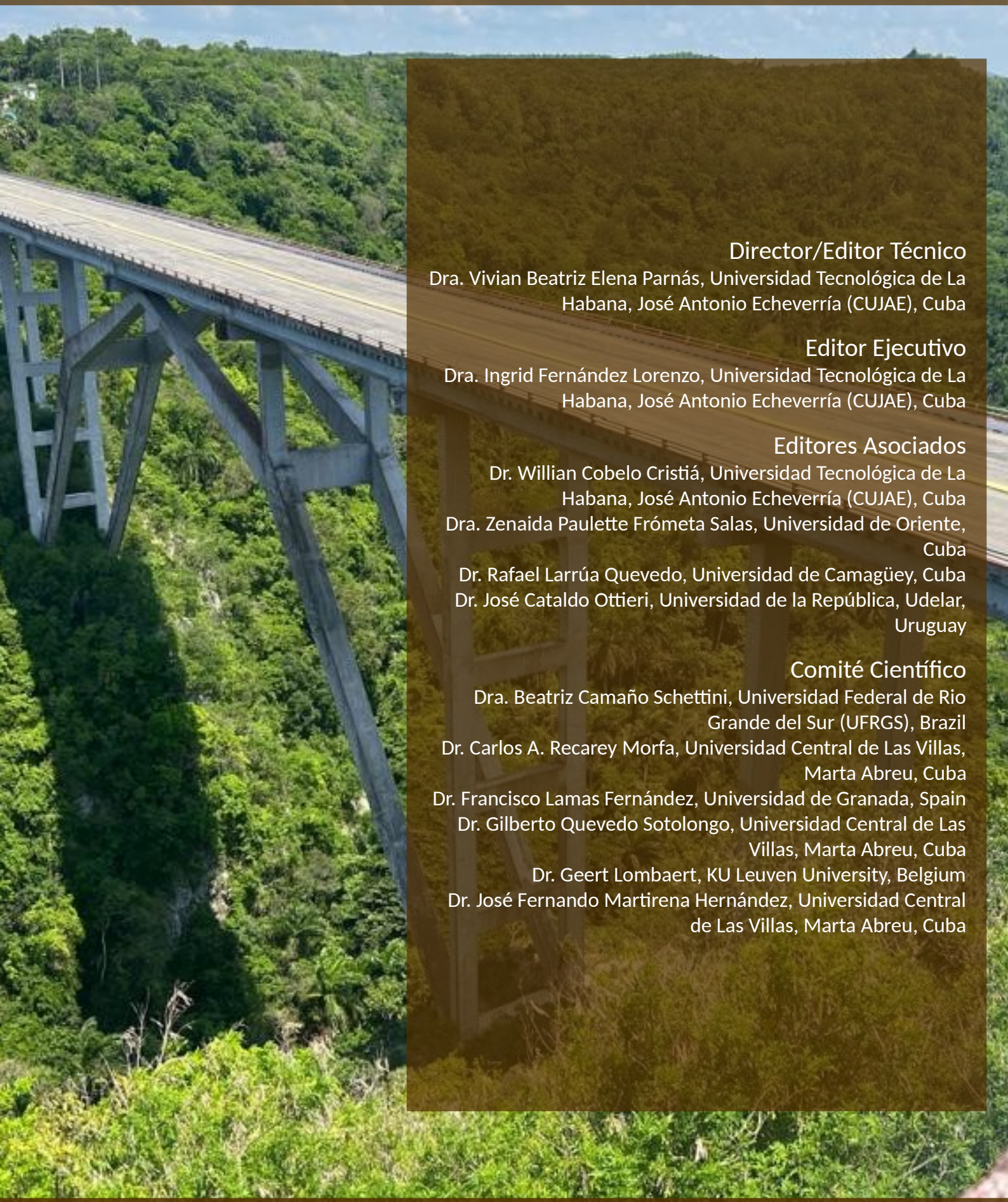


04 Modelo De Gestión Para La Conservación De Vías Urbanas En Rocafuerte: Estrategias Basadas En Técnicas De Toma De Decisiones Multicriterio

50 Evaluación De La Arena Y El Hormigón En El Comportamiento De Un Pavimento De Adocretos

81 La Durabilidad De Hormigones De Arcilla Calcinada Y Caliza Ante Corrosión Por Cloruros

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

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

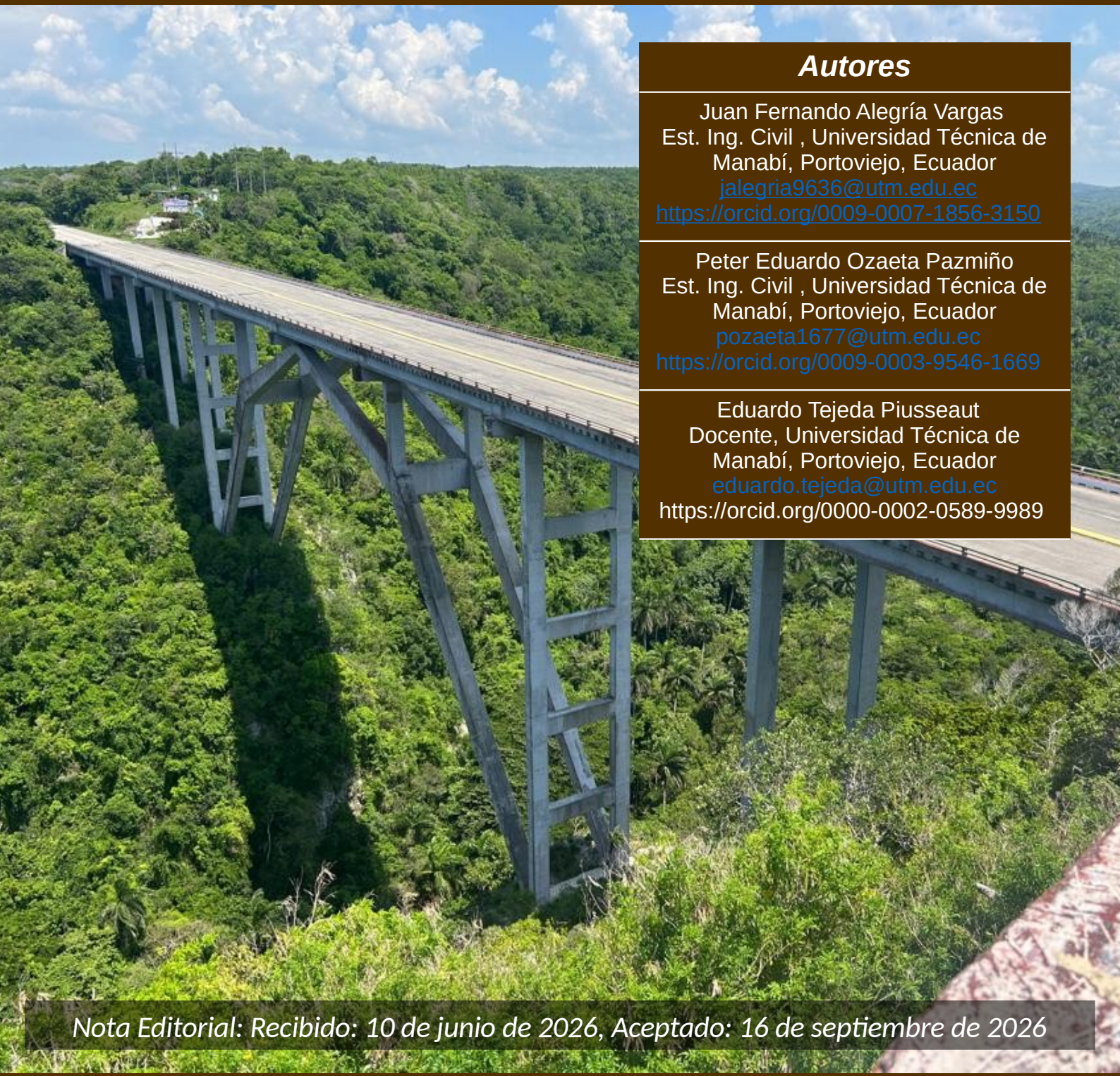
1 *Modelo De Gestión Para La Conservación De Vías Urbanas En Rocafuerte: Estrategias Basadas En Técnicas De Toma De Decisiones Multicriterio* Juan Fernando Alegría Vargas, Peter Eduardo Ozaeta Pazmiño, Eduardo Tejeda Piusseaut	04
2 *Influencia De La Temperatura En El Comportamiento Mecanicista De Pavimentos Flexibles En Dos Regiones Geográficas De Ecuador* Roque Steven Mendoza Benavides, Reynier Moll Martínez	16
3 *Evaluación Numérica De Modelos Viscoelásticos De Mezclas Asfálticas En Su Comportamiento Al Ensayo De Tracción Indirecta* Saúl David Martínez González, Yamila López Enrique, Anadelys Alonso Aenlle	32
4 *Evaluación De La Arena Y El Hormigón En El Comportamiento De Un Pavimento De Adocretos* Melissa López Martínez, Melanie Molina Gómez, Saúl David Martínez González, Anadelys Alonso Aenlle	50
5 *Estudio De La Influencia De La Distancia De Aplicación De Carga Al Apoyo En La Resistencia A Cortante De La Losa Canal De Mortero Armado Con Refuerzo Híbrido, Mediante Modelación Computacional* Jade Marie Pérez Toirac, Gabriel Martínez Licea, Isel del Carmen Díaz Pérez, Hugo R. Wainshtok Rivas	66
6 *La Durabilidad De Hormigones De Arcilla Calcinada Y Caliza Ante Corrosión Por Cloruros* Alejandro Fernández Domínguez, Fernando Martirena Hernández	81

Trabajo de Investigación

1

Modelo De Gestión Para La Conservación De Vías Urbanas En Rocafuerte: Estrategias Basadas En Técnicas De Toma De Decisiones Multicriterio

Management Model for Urban Road Maintenance in Rocafuerte: Strategies Based on Multi-Criteria Decision-Making Techniques



Autores

Juan Fernando Alegría Vargas
Est. Ing. Civil , Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador
jalegria9636@utm.edu.ec
https://orcid.org/0009-0007-1856-3150

Peter Eduardo Ozaeta Pazmiño
Est. Ing. Civil , Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador
pozaeta1677@utm.edu.ec
https://orcid.org/0009-0003-9546-1669

Eduardo Tejeda Piusseaut
Docente, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador
eduardo.tejeda@utm.edu.ec
https://orcid.org/0000-0002-0589-9989

Nota Editorial: Recibido: 10 de junio de 2026, Aceptado: 16 de septiembre de 2026

1

Modelo De Gestión Para La Conservación De Vías Urbanas En Rocafuerte: Estrategias Basadas En Técnicas De Toma De Decisiones Multicriterio



Resumen

La presente investigación tuvo como objetivo determinar la alternativa más económica y técnicamente adecuada para el mantenimiento de un pavimento flexible mediante la integración de la evaluación funcional del pavimento y técnicas de análisis multicriterio, tomando como caso de estudio la calle Eloy Alfaro del cantón Rocafuerte. Para evaluar el estado del pavimento se aplicó la metodología del Índice de Condición del Pavimento (PCI). La vía fue dividida en 11 unidades de muestreo de 200 m2 cada una, donde se identificaron fallas como grietas, piel de cocodrilo, baches, desprendimiento de agregados y ahuellamientos. Los resultados obtenidos del PCI permitieron clasificar la estructura vial en tres condiciones de falla: buenas, regulares y malas, con valores promedio de PCI de 63,00; 46,75 y 30,33, respectivamente, descartándose la alternativa de mantenimiento rutinario debido a la ausencia de valores superiores a 85. Posteriormente, se aplicó el método multicriterio SAW (Simple Additive Weighting) para seleccionar la alternativa de intervención más adecuada, considerando como criterios principales el PCI, la durabilidad y el costo económico de cada solución. Los pesos asignados fueron 40% para el PCI, 35% para la durabilidad y 25% para el costo, priorizando el desempeño técnico del pavimento. Los resultados finales mostraron que la alternativa A2, correspondiente al mantenimiento preventivo, alcanzó la mayor puntuación global (0,825), constituyendo la opción más conveniente para la conservación de la vía evaluada.

Palabras Clave

Índice de Condición del Pavimento (PCI), Pavimentos flexibles, Conservación vial, Análisis multicriterio, Método SAW..

1

Research Paper

Management Model For Urban Road Maintenance In Rocafuerte: Strategies Based On Multi-Criteria Decision-Making Techniques

Abstract

The objective of this research was to determine the most economical and technically appropriate alternative for the maintenance of a flexible pavement by integrating functional pavement evaluation and multi-criteria analysis techniques, using Eloy Alfaro Street in the Rocafuerte canton as a case study. The Pavement Condition Index (PCI) methodology was applied to evaluate the pavement's condition. The road was divided into 11 sampling units of 200 m² each, where defects such as cracks, alligator cracking, potholes, aggregate spalling, and rutting were identified. The PCI results allowed the road structure to be classified into three failure conditions: good, fair, and poor, with an average PCI value of 63,00, 46,75 and 30,33, respectively, discarding the routine maintenance alternative due to the absence of values above 85. Subsequently, the Simple Additive Weighting (SAW) multi-criteria method was applied to select the most appropriate intervention alternative, considering the PCI, durability, and economic cost of each solution as the main criteria. The assigned weights were 40% for PCI, 35% for durability, and 25% for cost, prioritizing the pavement's technical performance. The final results showed that alternative A2, corresponding to preventive maintenance, achieved the highest overall score (0.825), making it the most suitable option for the preservation of the evaluated road.

Keywords

Pavement Condition Index (PCI), Flexible pavements, Road maintenance, Multicriteria analysis, SAW method..

1. INTRODUCCIÓN

1.1. GESTIÓN DE PAVIMENTOS Y NECESIDAD DE INDICADORES OBJETIVOS

La conservación de los pavimentos urbanos constituye una actividad estratégica dentro de la gestión de infraestructura vial, debido a su incidencia directa sobre la movilidad, la seguridad vial, la competitividad económica y la calidad de vida de la población. Un adecuado mantenimiento permite preservar la capacidad funcional de las vías, reducir los costos de operación vehicular y prolongar la vida útil de la infraestructura. Sin embargo, en numerosos municipios, especialmente en países en desarrollo, las restricciones presupuestarias y la limitada planificación técnica ocasionan que las intervenciones se ejecuten de manera reactiva, cuando el deterioro ha alcanzado niveles que demandan inversiones considerablemente mayores. En consecuencia, los sistemas modernos de gestión de pavimentos incorporan metodologías objetivas de evaluación que permiten optimizar la asignación de recursos y establecer prioridades de intervención sustentadas en evidencia técnica [1, 2].

Entre los procedimientos de evaluación funcional más utilizados a nivel internacional se encuentra el Pavement Condition Index (PCI), desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers y posteriormente normalizado mediante la norma ASTM D6433-20 [3]. Este método cuantifica el estado superficial del pavimento a partir de la identificación, clasificación y valoración de los diferentes tipos de deterioro presentes en la superficie de rodadura, obteniendo un índice comprendido entre 0 y 100 que facilita la comparación objetiva entre diferentes tramos y la priorización de actividades de conservación. Debido a su confiabilidad y facilidad de aplicación, el PCI continúa siendo una de las herramientas más empleadas dentro de los sistemas de gestión de pavimentos en distintos países [4; 5].

En los últimos años se han desarrollado diversas investigaciones orientadas a fortalecer la gestión de pavimentos mediante la integración de nuevas metodologías de evaluación y apoyo a la decisión. Los pavimentos flexibles pueden ser evaluados mediante el método PCI, constituyendo este índice una herramienta confiable para identificar oportunamente los deterioros predominantes y optimizar la programación del mantenimiento preventivo [5]. De igual forma, la aplicación del índice PCI en pavimentos urbanos ecuatorianos ha demostrado mejorar significativamente la priorización de intervenciones dentro de los programas municipales de conservación [6]. Asimismo, la integración del índice PCI con sistemas de información geográfica permite mejorar la gestión espacial del deterioro y facilitar la planificación del mantenimiento vial [7].

No obstante, diversos autores coinciden en que la condición superficial del pavimento constituye únicamente uno de los factores involucrados en la toma de decisiones. La selección de una estrategia de conservación también depende de variables como el costo de intervención, la durabilidad esperada, la importancia funcional de la vía, el volumen de tránsito, la seguridad vial y las restricciones presupuestarias, las cuales suelen presentar relaciones de conflicto. Por esta razón, durante los últimos años se ha incrementado el empleo de los métodos de decisión multicriterio (Multi-Criteria Decision Making, MCDM) para apoyar la gestión de infraestructura vial mediante la integración simultánea de criterios técnicos, económicos, ambientales y sociales [8, 9].

Entre las diferentes técnicas multicriterio disponibles destacan AHP, TOPSIS, ELECTRE, PROMETHEE, VIKOR y Simple Additive Weighting (SAW) o Método de Suma Ponderada. Este último ha despertado un interés creciente debido a su simplicidad matemática, facilidad de implementación e interpretación de resultados, características que favorecen su utilización por parte de organismos responsables de la gestión vial. Investigaciones recientes han demostrado que la integración de modelos multicriterio permite obtener decisiones más robustas que aquellas basadas únicamente en indicadores de condición, incorporando simultáneamente aspectos relacionados con el desempeño técnico, los costos, la sostenibilidad y las prioridades de los gestores públicos [8].

En Ecuador, el deterioro progresivo de las vías urbanas representa uno de los principales desafíos para los gobiernos autónomos descentralizados, debido al incremento del tránsito vehicular, las condiciones climáticas y las limitaciones presupuestarias destinadas al mantenimiento. Aunque diversas investigaciones nacionales han empleado el método PCI para diagnosticar el estado funcional de pavimentos urbanos, la mayoría de ellas se ha centrado exclusivamente en la evaluación del deterioro, sin integrar metodologías multicriterio que permitan seleccionar objetivamente la alternativa de intervención más conveniente considerando simultáneamente criterios técnicos y económicos [6, 8].

Si bien un sistema de gestión de la conservación vial comprende diversos componentes relacionados con el inventario, la evaluación, el diagnóstico, la planificación, la programación, la ejecución y el seguimiento de las intervenciones, el alcance del presente estudio se centra específicamente en la etapa de toma de decisiones, en la cual se determina la alternativa de conservación más conveniente a partir de múltiples criterios. Para ello, se integra la metodología PCI, utilizada para caracterizar y valorar la condición del pavimento, con el método SAW, empleado para comparar y priorizar las alternativas de intervención considerando criterios como el nivel de deterioro, el costo y la durabilidad esperada. De esta manera, la propuesta aborda un componente fundamental del proceso de gestión, incorporando la decisión multicriterio como mecanismo de apoyo para transformar la información obtenida de la evaluación del pavimento en una selección objetiva y fundamentada de estrategias de conservación. Su aplicación en la vía analizada en el cantón Rocafuerte permite demostrar la aplicabilidad del procedimiento y su potencial para contribuir a una asignación más eficiente de los recursos destinados a la conservación vial.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Para este trabajo se seleccionó como caso de estudio la calle Eloy Alfaro, ubicada en el cantón Rocafuerte, provincia de Manabí, Ecuador. La evaluación del estado del pavimento se realizó mediante el método del Índice de Condición del Pavimento (PCI, por sus siglas en inglés), de acuerdo con los lineamientos establecidos en la norma ASTM D6433-20 [3]. Esta metodología permite determinar, mediante inspección visual el tipo, nivel de severidad y extensión de los deterioros presentes en el pavimento, a partir de los cuales se obtiene un índice numérico comprendido entre 0 y 100 que representa su condición superficial [7].

La evaluación del estado superficial de la vía se desarrolló en dos etapas. En la primera, se realizó un reconocimiento preliminar del tramo con el propósito de identificar las zonas críticas, los principales tipos de deterioros y los factores potencialmente asociados al deterioro del pavimento. En esta fase se verificaron las condiciones geométricas del tramo analizado y se delimitaron las unidades de muestreo. Cada unidad de evaluación fue establecida en un área de 200 m^2, conformándose un total de 11 unidades de muestreo en función de la longitud total de la vía.

En la segunda etapa, se efectuó la inspección visual detallada de cada unidad, registrando los deterioros presentes utilizando una ficha de inspección adaptada de la norma ASTM D6433-20 [3], la cual incluye información general de la vía, segmento evaluado, fecha de inspección y responsable técnico. De esta manera se garantiza la trazabilidad y consistencia en el registro de los datos obtenidos. El formato empleado contempla el inventario de los 19 tipos de deterioros comúnmente identificadas en pavimentos asfálticos, como las grietas longitudinales y transversales, piel de cocodrilo, baches, desprendimiento de agregados, ahuellamiento y hundimientos. Cada deterioro fue clasificado según sus niveles de severidad en: baja (L), media (M) y alta (H), en función de la magnitud y el impacto visual del deterioro sobre la superficie de rodadura.

Con base en los registros obtenidos durante la inspección, se determinó para cada deterioro su densidad, expresada como la relación porcentual entre la magnitud del daño identificado y el área total de la unidad de muestreo. A partir de estos valores y siguiendo el procedimiento establecido en la ASTM D6433-20 [3], se determinaron los valores deducidos correspondientes a cada deterioro y, posteriormente, el valor deducido corregido requerido para el cálculo del PCI. El índice obtenido permite establecer la condición superficial de cada unidad de evaluación y, a partir de su análisis conjunto, determinar el estado general del tramo estudiado.

Los valores de PCI obtenidos constituyeron uno de los principales criterios técnicos para la definición y evaluación de las estrategias de conservación y rehabilitación. Sin embargo, considerando que la selección de una alternativa de intervención depende de múltiples factores, se incorporaron criterios complementarios relacionados con el costo de intervención y la durabilidad esperada. En consecuencia, la selección de la estrategia más conveniente se fundamentó en la evaluación conjunta de los criterios técnicos y económicos considerados en el estudio, evitando que la decisión dependiera exclusivamente de la condición superficial representada por el PCI.

A partir de los valores de PCI determinados para las unidades de muestreo, se estableció una correspondencia entre los rangos de condición del pavimento y las estrategias de intervención consideradas para el tramo analizado. Esta correspondencia permitió definir las alternativas de conservación y rehabilitación susceptibles de ser aplicadas en función de la condición superficial identificada y de las posibilidades de intervención disponibles en el contexto local. La correlación entre los rangos de PCI y las alternativas de intervención se presenta en la tabla 1.

Una vez definidas las alternativas de conservación y rehabilitación a partir de la condición superficial determinada mediante el PCI, se aplicó el análisis de decisión multicriterio mediante el método SAW. Para ello, se determinaron los valores del Índice de Estado correspondientes a cada alternativa de intervención. Cuando una alternativa estuvo asociada a un intervalo de valores del índice, se utilizó como valor representativo el punto medio del intervalo correspondiente. Estos valores, junto con los demás criterios técnicos y económicos considerados, conformaron la matriz de decisión utilizada en el análisis.

Tabla 1. Correlación entre los rangos de PCI y el tipo de intervención requerida

Rango PCI	Clasificación	Condición funcional y estructural	Tipo de intervención recomendada
100 – 85	Excelente	Pavimento en óptimas condiciones, deterioros insignificantes	A1 – Mantenimiento rutinario
85 – 70	Muy bueno	Deterioros leves y aislados, pocos daños menores	A2 – Mantenimiento preventivo
70 – 55	Bueno	Deterioros moderados. Inicio de deterioros funcionales y estructurales menores	A2 – Mantenimiento preventivo
55 – 40	Regular	Deterioros visibles que afectan la serviciabilidad	A3 – Mantenimiento correctivo
40 – 25	Malo	Fallas severas localizadas y pérdida importante de capacidad funcional	A4 – Mantenimiento periódico / rehabilitación
25 – 10	Muy malo	Deterioro generalizado, afectación estructural importante	A4 – Mantenimiento periódico / rehabilitación
10 – 0	Fallado	Pavimento prácticamente fuera de servicio	A4 – Mantenimiento periódico / rehabilitación mayor o reconstrucción

El método SAW permite comparar las alternativas mediante la normalización y ponderación de los valores de los diferentes criterios, de acuerdo con su importancia relativa. Debido a su carácter compensatorio, un desempeño menos favorable de una alternativa en determinado criterio puede ser compensado por un mejor desempeño en otros. La puntuación global se obtiene mediante la suma de los productos entre los valores normalizados y los pesos correspondientes a cada criterio, de manera que la alternativa que alcanza la mayor puntuación representa la opción de mayor preferencia dentro del conjunto de condiciones y ponderaciones establecidas [10].

El procedimiento de aplicación del método SAW se estructuró siguiendo los pasos siguientes:

1. Definición de las alternativas de intervención, establecidas a partir de la condición del pavimento y de las estrategias de conservación y rehabilitación consideradas.

2. Selección de los criterios de decisión, considerando los aspectos técnicos y económicos relevantes para la evaluación de las alternativas.

3. Determinación de los valores de desempeño de cada alternativa respecto de los criterios establecidos, conformando la matriz de decisión.

4. Asignación de los pesos de los criterios, de acuerdo con su importancia relativa en el proceso de selección.

5. Normalización de la matriz de decisión, con el propósito de transformar los valores de los diferentes criterios a una escala común que permita su comparación.

6. Obtención de los valores ponderados, mediante la multiplicación de cada valor normalizado por el peso correspondiente al criterio.

7. Cálculo de la puntuación global de cada alternativa, mediante la suma de los valores ponderados.

8. Jerarquización de las alternativas, de acuerdo con la puntuación global obtenida, seleccionándose como alternativa preferente aquella que alcanzó el mayor valor.

Para determinar los pesos de los criterios se empleó un procedimiento que combinó el apoyo de herramientas de inteligencia artificial (IA) con el juicio de expertos. Primeramente, se utilizó la IA como herramienta de apoyo para identificar criterios recurrentes y proponer una ponderación inicial a partir de la revisión de normativas técnicas, artículos científicos y otras fuentes especializadas.

Esta ponderación inicial fue sometida posteriormente a revisión por un panel de seis ingenieros civiles con más de diez años de experiencia en conservación y mantenimiento vial. Los expertos evaluaron la importancia relativa de los criterios mediante un procedimiento de votación ponderada, a partir del cual se revisaron y ajustaron los pesos inicialmente propuestos. La ponderación final resultó de la integración de la evidencia obtenida de la literatura especializada y del conocimiento técnico de los profesionales participantes, procurando adaptar el modelo de decisión a las características y condiciones del caso de estudio.

Finalmente, se efectuó un análisis de sensibilidad para evaluar la estabilidad de la solución obtenida frente a variaciones en los pesos asignados a los criterios. Para ello, se analizaron escenarios con modificaciones en las ponderaciones y se verificó la posición de las alternativas resultante en cada escenario. La permanencia de la alternativa seleccionada ante las variaciones consideradas se utilizó como indicador de la estabilidad y robustez del modelo de decisión propuesto.

3. RESULTADOS

3.1. EVALUACIÓN SUPERFICIAL MEDIANTE EL ÍNDICE DE CONDICIÓN DEL PAVIMENTO (PCI)

Durante la inspección visual (figura 1) se identificaron deterioros característicos de pavimentos asfálticos, entre ellos fisuración por fatiga (piel de cocodrilo), exudación, fisuras en bloque, baches y ahuellamiento, los cuales permitieron calcular el PCI de cada unidad y clasificar su condición desde excelente hasta fallada.



Fig. 1. Inspección visual y levantamiento de información del estado del pavimento en campo

3.2. ESTABLECIMIENTO DE ALTERNATIVAS Y CRITERIOS DE DECISIÓN

- **Definición de las alternativas a evaluar**

El objetivo del análisis es determinar la alternativa más económica y técnicamente adecuada para la intervención de la vía objeto de estudio. Para ello, se consideran las siguientes opciones de actuación:

- **A1**. Mantenimiento rutinario: Son acciones menores y frecuentes; conservan la vía, pero no aumentan significativamente su vida útil estructural.
- **A2**. Mantenimiento preventivo: Retrasa el deterioro y prolonga la vida útil si se aplica oportunamente.
- **A3**. Mantenimiento correctivo: Corrige daños existentes y recupera parcialmente la condición funcional del pavimento.
- **A4**. Intervención de mayor alcance; restaura significativamente la capacidad funcional y/o estructural del pavimento.

- **Criterios de decisión**

Para un análisis multicriterio de selección de alternativas de conservación vial, en una distribución técnica equilibrada se pueden priorizar principalmente los siguientes criterios: la condición del pavimento (magnitud de deterioros), la efectividad de la solución a largo plazo (durabilidad) y la viabilidad económica (costo). Para el análisis se definieron los siguientes criterios de decisión [11].

Condición del pavimento (PCI): representa el nivel de deterioro identificado en cada unidad de medición, calculado según la magnitud y severidad de los daños detectados durante la evaluación visual [7].

- Efectividad de la solución a largo plazo (durabilidad): representa la vida útil esperada de cada tipo de intervención aplicada.
- Viabilidad económica (costo): corresponde al costo asociado a cada alternativa de intervención o conservación.

a) Índice de Condición el Pavimento

Para incorporar la condición del pavimento como criterio de evaluación, se empleó el valor promedio del Índice de Condición del Pavimento (PCI) obtenido para las unidades de medición evaluadas. De acuerdo con los rangos de clasificación del PCI, se identificaron tres categorías de intervención: A2 – mantenimiento preventivo, asociada a una condición buena y un PCI promedio de 63,0; A3 – mantenimiento correctivo, correspondiente a una condición regular y un PCI promedio de 46,75; y A4 – mantenimiento periódico/rehabilitación, vinculada a una condición mala y un PCI promedio de 30,33 (Tabla 2). No se identificaron unidades de medición con valores de PCI superiores a 85, correspondientes a una condición excelente del pavimento. En consecuencia, A1 – mantenimiento rutinario no se consideró como alternativa de intervención para la vía evaluada.

Tabla 2. Resultados de la evaluación del PCI y el tipo de intervención requerida

Alternativa	Valores de PCI de las unidades evaluadas	Rango de PCI	PCI promedio	Condición del pavimento	Tipo de intervención
A2	59; 67; 64; 62	70 > PCI ≥ 55	63,0	Bueno	Mantenimiento preventivo
A3	40; 49; 50; 48	55 > PCI ≥ 40	46,75	Regular	Mantenimiento correctivo
A4	36; 26; 29	40 > PCI ≥ 25	30,33	Malo	Mantenimiento periódico/rehabilitación

a) Durabilidad

La durabilidad se puede establecer relacionándola con la vida útil adicional esperada que normalmente aporta cada tipo de intervención sobre un pavimento. Un criterio técnico típico en gestión vial sería la que se muestra en la tabla 3.

Tabla 3. Índice de durabilidad para cada tipo de intervención

Código	Tipo de intervención	Vida útil estimada que aporta	Índice de durabilidad (1–10)
A1	Mantenimiento rutinario	0,5 – 2 años	2
A2	Mantenimiento preventivo	3 – 5 años	5
A3	Mantenimiento correctivo	5 – 8 años	7
A4	Mantenimiento periódico / rehabilitación	10 – 15 años	10

a) Costo

Como referencia para la estimación del criterio económico, se consideraron valores orientativos obtenidos a partir de un modelo de Análisis de Precios Unitarios (APU) para actividades de mantenimiento de pavimentos flexibles en Ecuador [12]. Los costos estimados fueron de aproximadamente USD 0,70/m para el sellado de fisuras, USD 3,00/m^2 para el riego de liga ligero, USD 10,00/m^2 para el bacheo superficial, USD 25,00/m^2 para el bacheo profundo, USD 14,00/m^2 para el recape ligero y USD 6,00/m^2 para el fresado superficial. Estos valores se utilizaron como referencia para establecer los costos relativos asociados a las diferentes alternativas de intervención consideradas en el proceso de toma de decisiones.

Considerando los costos unitarios estimados se han establecido los costos por metro cuadrado que pudiera requerir cada alternativa de intervención, mediante los criterios de los expertos en la actividad de mantenimiento, como se muestra en la tabla 4.

Tabla 4. Valores orientativos según Modelo de APU para mantenimiento de pavimentos flexibles, Ecuador

Alternativas		Costo/ m^2
A1	Mantenimiento rutinario	$4,30
A2	Mantenimiento preventivo	$9,00
A3	Mantenimiento correctivo	$10,00
A4	Mantenimiento periódico/rehabilitación	$14,00

3.3. PONDERACIÓN DE CRITERIOS

Para la ponderación de los criterios, los pesos pueden establecerse en función de la prioridad asignada a cada uno de ellos, de acuerdo con el propósito de la intervención. Así, cuando existe una limitación presupuestaria, se asigna mayor importancia al criterio costo, con un peso del 40 %, seguido del deterioro (35 %) y la durabilidad (25 %). Por otra parte, cuando el objetivo es maximizar la vida útil de la intervención, la mayor ponderación corresponde a la durabilidad (45 %), mientras que el deterioro y el costo reciben pesos del 35 % y 20 %, respectivamente. Como alternativa intermedia, se plantea un enfoque balanceado, en el cual se asignan pesos de 25 % al costo, 40 % al deterioro y 35 % a la durabilidad, buscando un equilibrio entre las restricciones económicas, la condición del pavimento y la permanencia de la intervención. De acuerdo a los criterios de los expertos en la materia se ha considerado la propuesta que se muestra en la tabla 5, donde se prioriza la magnitud de los deterioros.

Tabla 5. Pesos adoptados para los criterios de intervención

Criterio	Peso (%)	Justificación
Índice de magnitud de deterioros (PCI)	40%	Refleja la necesidad real de intervención y el nivel de afectación funcional/estructural del pavimento.
Durabilidad de la intervención	35%	Garantiza sostenibilidad y mayor vida útil de la solución aplicada.
Costo de la intervención	25%	Importante para factibilidad económica, pero no debe dominar sobre el desempeño técnico.

3.4. APLICACIÓN DEL MÉTODO SAW PARA LA TOMA DE DECISIONES

a) Matriz de decisión

Como se observa en la tabla 6, los valores del Índice de Condición del Pavimento (PCI) permiten definir el tipo de intervención más apropiado para cada unidad evaluada.

Tabla 6. Matriz de decisión

Alternativa	PCI	Durabilidad	Costo
A2. Mantenimiento preventivo	63,0	5	9,00
A3. Mantenimiento correctivo	46,8	7	10,00
A4. Mantenimiento periódico/rehabilitación	30,3	10	14,00

No obstante, ninguna unidad presentó valores de PCI superiores a 85, umbral que corresponde a una condición excelente del pavimento. En consecuencia, se descartó la alternativa A1 (mantenimiento rutinario) dentro de las opciones de intervención. Con base en los resultados obtenidos, las acciones de conservación se agruparon en tres categorías de intervención: A2 – Mantenimiento preventivo, A3 – Mantenimiento correctivo y A4 – Mantenimiento periódico/rehabilitación. Estas categorías registraron valores promedio de PCI de 63,00; 36,75 y 30,33, respectivamente, lo que evidencia distintos niveles de deterioro y, por tanto, la necesidad de aplicar estrategias de intervención acordes con la condición estructural y funcional de cada tramo.

b) Determinación de los pesos.

Cada criterio recibe un peso según su importancia relativa, considerando un escenario de presupuesto limitado, de manera que la suma de los pesos asignados sea igual a uno. En este sentido, se asignó un peso de 0,25 al costo, 0,40 al índice PCI y 0,35 a la durabilidad. Estos valores reflejan la importancia relativa de cada criterio dentro del proceso de toma de decisiones para la selección de la estrategia de conservación.

c) Normalización de la matriz. Cálculo de la matriz ponderada

La normalización permite convertir los datos a una escala comparable. Existen dos tipos de criterios:

- Criterios de beneficio: aquellos donde valores mayores son mejores y en los que la normalización se realiza mediante la expresión:

$$r_{ij} = \frac{x_{ij}}{max(x_{ij})} \quad (1)$$

- Criterios de costo: aquellos donde valores menores son mejores y la normalización se realiza mediante la expresión:

$$r_{ij} = \frac{min\,(x_{ij})}{x_{ij}} \quad (2)$$

donde: r_{ij}= valor normalizado y x_{ij} = valor original

La matriz normalizada obtenida se presenta en la tabla 7. El estado del pavimento, representado por el índice PCI, y la durabilidad fueron considerados criterios de beneficio y, por tanto, se normalizaron mediante la Ecuación (1). Por su parte, el costo, considerado un criterio de costo, se normalizó mediante la Ecuación (2). Asimismo, la tabla presenta los valores ponderados de cada criterio, obtenidos mediante la multiplicación de los valores normalizados por los pesos correspondientes.

$$v_{ij} = w_j \,.\, r_{ij} \quad (3)$$

Tabla 7. Valores normalizados de cada criterio y matriz ponderada

Alternativa	Valores normalizados			Matriz ponderada		
	Costo	**PCI**	**Durabilidad**	**Costo*(0,25)**	**PCI*(0,40)**	**Durab*(0,35)**
A2	1,000	1,000	0,500	0,250	0,400	0,175
A3	0,900	0,742	0,700	0,225	0,297	0,245
A4	0,643	0,481	1,000	0,161	0,193	0,350

a) Obtención del puntaje global

El valor total de cada alternativa se obtiene sumando los valores ponderados:

$$S_i = \sum_{j=1}^{n} w_j . r_{ij} \quad (4)$$

Donde:

- (*Si*) = puntaje final de la alternativa (i)

Cálculo ponderado

A2: (**0,25**) (1,000) +(**0,40**) (1,000) +(**0,35**) (0,500) = 0,825

A3: (**0,25**) (0,900) +(**0,40**) (0,742) +(**0,35**) (0,700) = 0,767

A4: (**0,25**) (0,643) +(**0,40**) (0,481) +(**0,35**) (1,000) = 0,703

La alternativa A2, que corresponde con un mantenimiento preventivo, presenta el mayor valor de (Si) por lo que resulta la más conveniente, priorizando el resultado de la evaluación.

4 CONCLUSIONES

La metodología PCI permitió evaluar el estado funcional del pavimento flexible de la calle Eloy Alfaro, identificando los tipos de deterioro, su severidad y su extensión en cada unidad de muestreo. El método SAW demostró ser una herramienta eficaz para comparar alternativas de intervención en infraestructura vial, debido a su simplicidad de aplicación y capacidad para integrar múltiples criterios de decisión.

La integración del PCI con criterios adicionales de durabilidad y costo mediante el método multicriterio SAW permitió desarrollar un proceso de toma de decisiones más integral y técnicamente sustentado.

Los resultados de la evaluación evidenciaron que la vía presenta condiciones entre buenas, regulares y malas, con valores promedio de PCI de 63,00; 46,75 y 30,33, respectivamente, lo que indica la necesidad de intervenciones de conservación y rehabilitación.

No se identificaron unidades de evaluación con valores de PCI superiores a 85, por lo que se descartó la aplicación de mantenimiento rutinario (A1) como alternativa.

La alternativa A2 correspondiente al mantenimiento preventivo obtuvo la mayor puntuación global (0,825), siendo considerada la opción más conveniente para la vía estudiada, al ofrecer el mejor balance entre costo, durabilidad y condición del pavimento.

La ponderación adoptada priorizó la magnitud de los deterioros del pavimento sobre los aspectos económicos, permitiendo que la selección de la alternativa de intervención responda principalmente a las necesidades reales de conservación vial.

La investigación demuestra que la aplicación de metodologías multicriterio en la gestión de pavimentos contribuye a optimizar la planificación de intervenciones y a mejorar la eficiencia en el uso de los recursos destinados al mantenimiento vial.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. H. Aljasmi et al.,«A Bayesian decision support system for optimizing pavement management programs» Heliyon, vol. 237, 2024. doi: https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2024.e25625

2. T. García-Segura, L. Montalbán-Domingo, D. Llopis-Castelló, A. Sanz-Benlloch, E. Pellicer, «Integration of deep learning techniques and sustainability-based concepts into an urban pavement management system», Expert Systems with Applications, vol 231, 120851. doi: https://doi.org/10.1016/j.eswa.2023.120851

3. ASTM International, ASTM D6433-20: Standard Practice for Roads and Parking Lots Pavement Condition Index Surveys. West Conshohocken, PA, 2020. doi: https://doi.org/10.1520/D6433-20

4. P. Lemonakis, P. Kopelias y P. Karlaftis, «Introduction of a new index to assess pavement functional condition», Environment, Development and Sustainability, vol. 27, pp. 3265-3282, 2025. doi: https://doi.org/10.1007/s10668-023-04012-3

5. L. Torres-Torres y S. Muñoz-Pérez, «Assessment of a flexible pavement applying the Pavement Condition Index (PCI) method», ITECKNE, vol. 20, n° 1, pp. 45-57, 2023. doi: https://doi.org/10.15332/iteckne.v20i1.2919

6. V. M. García-Chávez y M. I. Zambrano-Meza, «Evaluación de deterioros de pavimentos urbanos mediante el método PCI», Revista Científica INGENIAR, vol. 8, n° 15, 2025. doi: https://doi.org/10.46296/ig.v8i15.0248

7. J. C. Ruiz-Acero y D. A. Gutiérrez-Hortua, «Evaluación del índice de condición del pavimento (PCI) mediante sistemas de información geográfica», Revista EIA, vol. 22, n° 44, 2025. doi: https://doi.org/10.24050/reia.v22i44.1869

8. A. Al Amin and R. B. Machemehl, «Pavement Condition Management Coupled with Skid Management at the Network Level: A Multi-Choice Goal Programming Approach», Transportation Research Record, vol. 2678, no. 10, pp. 732-746, 2024. doi: https://doi.org/10.1177/03611981241234925

9. M. Khodadadi et al., «A Novel Technique for Multi-Objective Sustainable Decisions for Pavement Maintenance and Rehabilitation», Case Studies in Construction Materials, vol. 20, 2024. doi: https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e03037

10. M. Medina, «Metodología para el análisis y selección sostenible de alternativas en infraestructuras mediante la aplicación de métodos de decisión multicriterio con criterios en conflicto y en condiciones de incertidumbre», [Tesis doctoral, Universidad de Granada], 2022. Available: http://hdl.handle.net/10481/72876

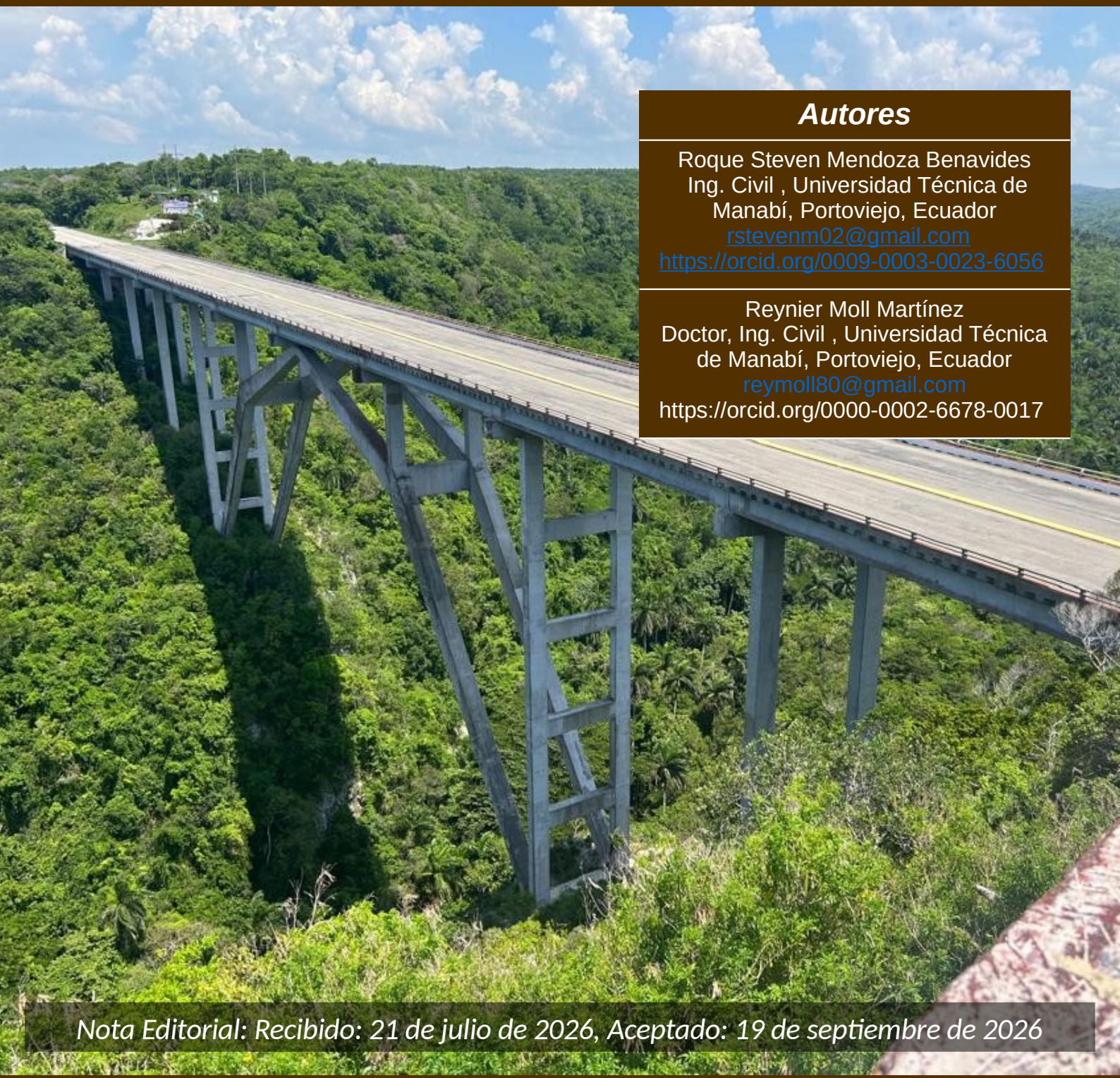
11. J. Mayor, S. Botero y J. González-Ruiz, «Modelo de decisión multicriterio difuso para la selección de contratistas en proyectos de infraestructura: caso Colombia», Obras y proyectos, n° 20, pp. 56-74, 2016. doi: https://doi.org/10.4067/S0718-28132016000200005

12. Insucons. Materiales y Presupuestos de Construcción en Ecuador. https://www.insucons.com/ec/analisis-precio-unitario

2

Influencia De La Temperatura En El Comportamiento Mecanicista De Pavimentos Flexibles En Dos Regiones Geográficas De Ecuador

Influence Of Temperature On The Mechanistic Behavior Of Flexible Pavements In Two Geographic Regions Of Ecuador



Autores

Roque Steven Mendoza Benavides
Ing. Civil , Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador
rstevenm02@gmail.com
https://orcid.org/0009-0003-0023-6056

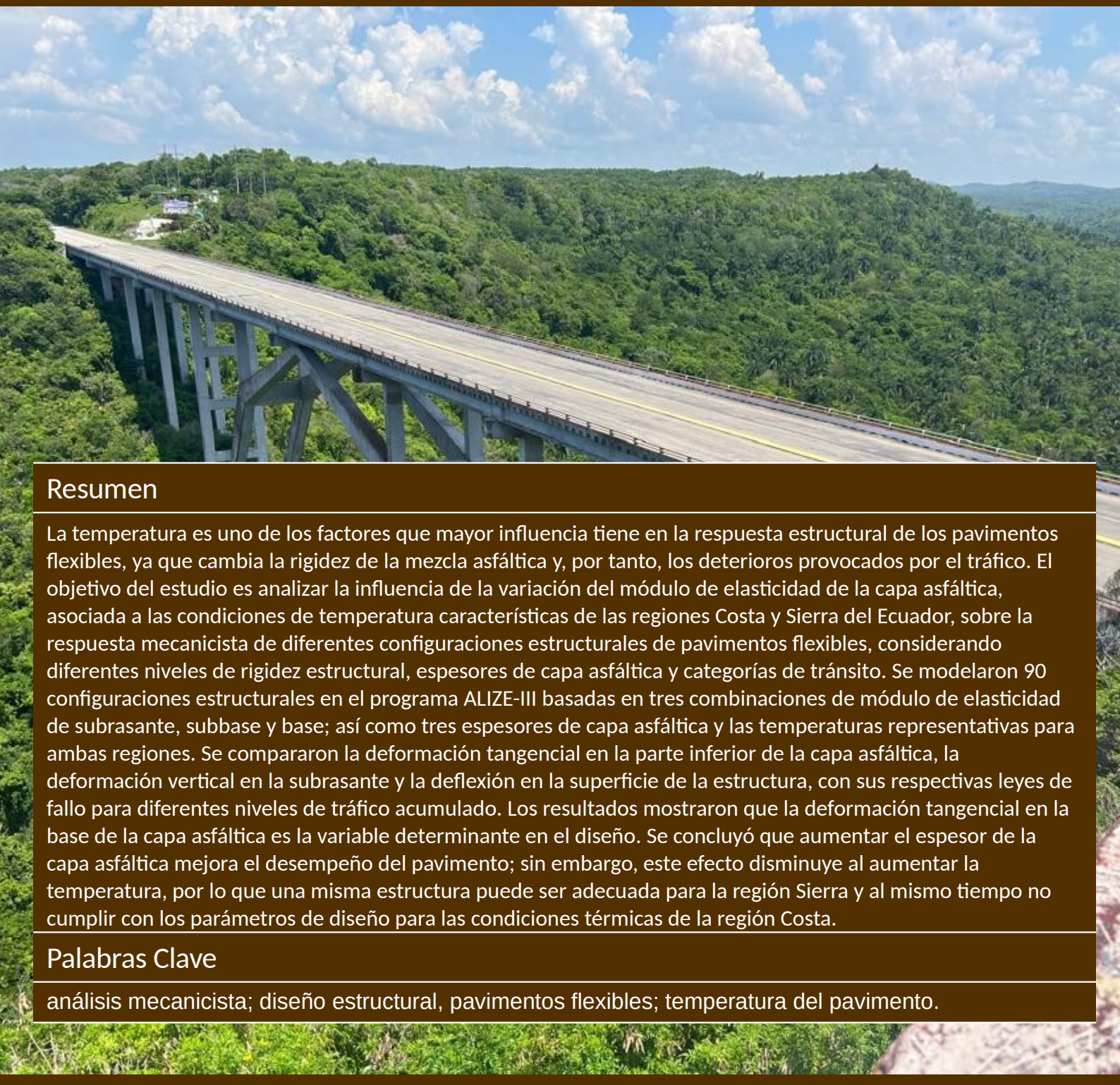
Reynier Moll Martínez
Doctor, Ing. Civil , Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador
reymoll80@gmail.com
https://orcid.org/0000-0002-6678-0017

Nota Editorial: Recibido: 21 de julio de 2026, Aceptado: 19 de septiembre de 2026

Trabajo de Investigación

2

Influencia De La Temperatura En El Comportamiento Mecanicista De Pavimentos Flexibles En Dos Regiones Geográficas De Ecuador



Resumen

La temperatura es uno de los factores que mayor influencia tiene en la respuesta estructural de los pavimentos flexibles, ya que cambia la rigidez de la mezcla asfáltica y, por tanto, los deterioros provocados por el tráfico. El objetivo del estudio es analizar la influencia de la variación del módulo de elasticidad de la capa asfáltica, asociada a las condiciones de temperatura características de las regiones Costa y Sierra del Ecuador, sobre la respuesta mecanicista de diferentes configuraciones estructurales de pavimentos flexibles, considerando diferentes niveles de rigidez estructural, espesores de capa asfáltica y categorías de tránsito. Se modelaron 90 configuraciones estructurales en el programa ALIZE-III basadas en tres combinaciones de módulo de elasticidad de subrasante, subbase y base; así como tres espesores de capa asfáltica y las temperaturas representativas para ambas regiones. Se compararon la deformación tangencial en la parte inferior de la capa asfáltica, la deformación vertical en la subrasante y la deflexión en la superficie de la estructura, con sus respectivas leyes de fallo para diferentes niveles de tráfico acumulado. Los resultados mostraron que la deformación tangencial en la base de la capa asfáltica es la variable determinante en el diseño. Se concluyó que aumentar el espesor de la capa asfáltica mejora el desempeño del pavimento; sin embargo, este efecto disminuye al aumentar la temperatura, por lo que una misma estructura puede ser adecuada para la región Sierra y al mismo tiempo no cumplir con los parámetros de diseño para las condiciones térmicas de la región Costa.

Palabras Clave

análisis mecanicista; diseño estructural, pavimentos flexibles; temperatura del pavimento.

Research Paper

2

Influence Of Temperature On The Mechanistic Behavior Of Flexible Pavements In Two Geographic Regions Of Ecuador



Abstract

Temperature is one of the factors that most significantly influences the structural response of flexible pavements, as it alters the stiffness of the asphalt mixture and, consequently, the deformations caused by traffic. The objective of the study is to analyze the influence of variations in the asphalt layer's modulus of elasticity—associated with the temperature conditions characteristic of Ecuador's Coastal and Highland regions—on the mechanistic response of various flexible pavement structural configurations, considering different levels of structural stiffness, asphalt layer thicknesses, and traffic categories. Ninety structural configurations were modeled using the ALIZE-III program, based on three combinations of elastic moduli for the subgrade, subbase, and base, as well as three asphalt layer thicknesses and representative temperatures for both regions. Tangential strain at the bottom of the asphalt layer, vertical strain in the subgrade, and surface deflection were compared against their respective failure criteria for different levels of cumulative traffic. The results showed that the tangential strain at the base of the asphalt layer is the determining variable in the design. It was concluded that increasing the thickness of the asphalt layer improves pavement performance; however, this effect diminishes as the temperature rises, meaning that the same structure may be suitable for the Sierra region while failing to meet design parameters for the thermal conditions of the Coast region.

Keywords

mechanistic analysis; structural design; flexible pavements; pavement temperature.

1. INTRODUCCIÓN

Las carreteras son infraestructuras imprescindibles para el desarrollo de las sociedades; por lo que es necesario que estén en óptimas condiciones para garantizar el funcionamiento eficiente y seguro del sistema de transporte. Sin embargo, las infraestructuras viales, especialmente en las zonas con altos niveles de tráfico vehicular, ven reducida su vida útil y funcionalidad por el deterioro que causan en los pavimentos las condiciones climáticas adversas y el escaso mantenimiento, ya que estos factores aceleran su degradación [1]; además de incrementar los riesgos de accidente, elevar los costos de reparación y generar inconvenientes para los conductores y peatones [2].

Un pavimento diseñado y construido de manera óptima debe poseer la capacidad de resistir las variaciones estacionales del clima. Se ha demostrado que las variables climáticas, como los cambios de temperatura y las precipitaciones intensas, son factores ambientales que impactan en el comportamiento estructural de las carreteras, siendo la temperatura uno de los más críticos: ya que al aumentar estas, la rigidez de las capas del pavimento asfáltico disminuye, incrementando la susceptibilidad a la degradación bajo carga repetida y deformaciones como el ahuellamiento o rodera. En caso contrario, cuando las temperaturas disminuyen, la rigidez aumenta, afectando la respuesta estructural del pavimento a cargas de tráfico [2, 3]. Está comprobado que la temperatura no actúa solo sobre el material, sino sobre toda la estructura del pavimento, porque altera cómo se transmiten los esfuerzos hacia las capas inferiores y cambia la respuesta con la estación, el gradiente térmico y la profundidad [4, 5].

1.1. TENSIONES Y DEFORMACIONES EN PAVIMENTOS ASFÁLTICOS ANTE CAMBIOS DE TEMPERATURA

La respuesta mecánica de los pavimentos asfálticos a las variaciones de temperatura influye directamente en las propiedades viscoelásticas de los materiales, en la distribución de tensiones y deformaciones internas, y en la evolución de daños estructurales bajo cargas repetidas. La temperatura de superficie de un pavimento puede exceder la del aire ambiente en decenas de grados Celsius, debido a la absorción de radiación solar y la conductividad térmica de los materiales, lo cual provoca que la mezcla asfáltica llegue a temperaturas internas elevadas. Los pavimentos en condiciones de calma pueden ser entre 3 y 10 °C más calientes que aquellos expuestos al viento, dependiendo de la hora del día y la estación del año. Otros factores externos, como el paso de vehículos, también influyen en la temperatura de la superficie del pavimento en un grado de 1 a 3 °C [6]. Se ha estudiado que las tendencias de cambio de temperatura del pavimento y del aire son similares, que la temperatura disminuye con el aumento de la profundidad de la estructura; y que los factores más significativos que afectan la temperatura del pavimento asfáltico son la temperatura del aire y la radiación solar [7].

La relación entre la temperatura y la viscosidad de los pavimentos asfálticos tiene dos enfoques; primero cuando se está fabricando la mezcla y luego cuando ya está construido el pavimento asfáltico. La evidencia coincide en que el asfalto y las mezclas asfálticas cambian su rigidez, viscosidad, módulo dinámico y capacidad de relajación cuando cambia la temperatura, y que esos cambios modifican directamente la distribución de esfuerzos, deformaciones y modos de falla del pavimento [8, 9]. En la etapa de explotación del pavimento, a bajas temperaturas, la mezcla se vuelve más rígida y el riesgo principal pasa a ser la fisuración térmica y la fatiga. Por otra parte, al elevarse la temperatura, la viscosidad del aglomerante asfáltico disminuye, incrementando la plasticidad y aumentando la deformación permanente y el riesgo de ahuellamiento bajo cargas de tráfico, sobre todo a bajas velocidades [10].

1.2. RESPUESTA DE TENSIONES Y DEFORMACIONES EN CLIMAS CÁLIDOS

A medida que las temperaturas ambientales o de superficie en el pavimento aumentan, el módulo de rigidez (stiffness) de la mezcla asfáltica disminuye significativamente, lo que se traduce en una reducción de su capacidad para resistir y distribuir cargas; por lo que se incrementan las deformaciones plásticas y permanentes bajo la acción del tráfico, especialmente en regiones con clima cálido o durante la temporada de verano en climas templados. Además, la disminución de rigidez a altas temperaturas también está relacionada con una mayor susceptibilidad a la deformación permanente superficial (rutting), fenómeno que se incrementa con la combinación de cargas de tráfico repetitivas y temperaturas elevadas. Esto provoca que las tensiones y las deformaciones verticales sean más pronunciadas, lo que afecta no solo el comportamiento superficial, sino también en las capas subyacentes, ya que el sistema de tensiones se altera con la pérdida de rigidez del material asfáltico en condiciones cálidas [5].

Estudios recientes han reportado que las temperaturas superficiales pueden alcanzar entre 65 °C y 75 °C cuando las temperaturas ambientales superan los 40 °C [11], lo que provoca que se reduzca el módulo dinámico del asfalto, causando la aparición de deflexiones, deformaciones verticales permanentes (incrementos del 18 al 37 % con +1,5 – 2 °C de calentamiento [12]), reducción de la resistencia a esfuerzos de corte y tensiones de tracción, favoreciendo progresivamente la ocurrencia de fisuras por fatiga [13, 14], el desarrollo de roderas se acelera por encima de ~50 °C [15], el envejecimiento prematuro del asfalto y mayor acumulación de tensiones internas y asentamientos permanentes (sesión elástico-plásticos) en las capas no ligadas bajo la mezcla asfáltica (capas de base y subbase) [5, 12, 16].
En [17] se refiere a la relación de las altas temperaturas y las cargas vehiculares con la deformación del pavimento asfáltico; obteniendo que cuando la temperatura local se incrementó a 45 °C, en la superficie asfáltica se redujo hasta 3 veces el número de repeticiones de carga para generar una deformación.

1.3. LA RESPUESTA DEL PAVIMENTO EN CLIMAS FRÍOS O TEMPLADOS Y ANTE LAS VARIACIONES ESTACIONALES.

Por su parte, las bajas temperaturas o el frío extremo provocan que el asfalto se vuelva más rígido y frágil, aumentando el riesgo de agrietamiento y fisuración térmica del pavimento por retracción, sobre todo en zonas de grandes diferencias día/noche o invierno/verano [18, 19].
En climas templados con ciclos de temperatura notables entre día y noche, los gradientes térmicos generan expansiones y contracciones repetitivas que producen fatiga térmica en la mezcla asfáltica, con consecuencias mecánicas que se evidencian en la acumulación de deformaciones y la aparición de grietas. Se ha demostrado que las rigideces de las mezclas asfálticas pueden variar varias veces entre estaciones frías y cálidas, lo que deriva en cambios marcados en las tensiones verticales y su distribución hacia las capas inferiores indican que, en zonas con temperaturas elevadas, el módulo de rigidez puede reducirse comparado con condiciones más frías, provocando que las tensiones inducidas por tráfico se transfieran con mayor intensidad a las capas inferiores del pavimento, aumentando el riesgo de deformaciones acumuladas y asentamientos permanentes (sesión elástico-plásticos) en las capas no ligadas bajo la mezcla asfáltica. En climas templados, se ha observado que la rigidez del asfalto en verano puede ser aproximadamente 3.7 veces menor que en invierno, y aunque la diferencia disminuye con la profundidad, el efecto aún influye en las tensiones en el subsuelo hasta 1 metro de profundidad. Estos cambios estacionales generan tensiones más altas bajo condiciones de verano, lo que puede traducirse en mayores deformaciones acumulativas y aceleración de fallas por ahuellamiento o rodera y asentamiento [5].
Tanto para las altas temperaturas, como para las bajas, el efecto más crítico ocurre en los primeros centímetros del pavimento (0 - 5 cm), pues es donde se concentran los cambios térmicos y las tensiones [14, 20]. Como estrategias eficaces para mitigar los efectos negativos de la temperatura sobre los pavimentos se incluyen: mayor espesor de capa asfáltica o bases compuestas en zonas de elevados gradientes de temperaturas; mejores estrategias de control de temperatura, mezclas modificadas (SBS): Estireno-Butadieno-Estireno, caucho, sílice, “cool pavements”) para reducir temperatura y gradientes y mejorar la resistencia a deformación y fisuración por fatiga térmica [11, 13, 16, 21-23].

1.4. MODELOS MECANICISTAS Y SIMULACIÓN DE RESPUESTA TÉRMICA-MECÁNICA

El uso de modelos mecanicistas que integran campos térmicos y tensiones inducidas permite comprender mejor cómo los pavimentos responden ante variaciones de temperatura y cargas de tráfico. Estos modelos típicamente combinan análisis térmicos (transferencia de calor por conducción, convección y radiación) con modelos de comportamiento viscoelástico para predecir la distribución de tensiones y deformaciones en diferentes condiciones ambientales. La incorporación de datos climáticos reales en los modelos y la adaptación de parámetros mecánicos, tales como módulos de rigidez dependientes de la temperatura, es esencial para la validez del diseño y la predicción precisa del comportamiento de los pavimentos flexibles en condiciones reales de servicio [5].
Las variaciones estacionales y su efecto sobre las tensiones inducidas por las cargas de tráfico tienen implicaciones directas para el análisis mecanicista de los pavimentos. Específicamente en lo que se refiere a la temperatura que se introducen en las condiciones de diseño del modelo, se deberían considerar no solo valores promedio, sino las extremas y sus efectos sobre la rigidez y la transferencia de tensiones, ya que la respuesta del pavimento bajo carga es fuertemente modulada por la rigidez de sus materiales en el momento de la carga [5]. Ya se ha visto que bajas temperaturas aumentan la rigidez del pavimento; pero elevan las tensiones térmicas de tracción, con mayor riesgo de agrietamiento por frío, y que altas temperaturas, disminuyen la rigidez de la mezcla aumentando la probabilidad de ocurrencia de deformaciones.
Resultados de simulaciones numéricas muestran que las tensiones internas pueden alcanzar niveles críticos no solo por cargas de tráfico, sino debido a gradientes térmicos diarios o estacionales, que inducen tensiones térmicas de tracción y compresión en las capas asfálticas. Estas tensiones térmicas actúan de manera sinérgica con las tensiones por tráfico, pudiendo superar la resistencia de la mezcla y generar fisuras térmicas o daño acumulado con el tiempo [13].

1.5. LA TEMPERATURA EN EL DISEÑO DE LOS PAVIMENTOS EN ECUADOR

En el contexto de Ecuador, las condiciones térmicas representativas de las regiones Costa y Sierra implican que las estrategias de diseño de pavimentos no sean directamente transferibles de una región a otra. En la Costa y Amazonía prevalecen problemas de alta temperatura que provocan el ahuellamiento; por lo que los diseños deben enfocarse en contrarrestar las reducciones de rigidez a altas temperaturas, lo cual puede incluir materiales con mayor resistencia térmica o modificadores que mejoren la estabilidad de la mezcla a altas temperaturas. En investigaciones precedentes, en climas tropicales con altos niveles de radiación, similares a los de la Costa y Amazonía ecuatoriana, se ha obtenido que la superficie asfáltica puede llegar a alcanzar temperaturas entre 54 y 60 °C [24]; superando con regularidad los 50 °C donde aumenta significativamente la probabilidad de aparición del ahuellamiento y la deformación plástica [16, 25]

En tanto, en la Sierra se combina calentamiento solar diurno, amplitud térmica y fenómeno de isla de calor urbana, lo que exige un diseño adecuado de la estructura del pavimento. En ciudades de la Sierra andina ecuatoriana con altitudes superior a los 2500 m, como Riobamba, ocurren ciclos día/noche con gradientes térmicos grandes que modifican la densidad, estabilidad y flujo de la mezcla asfáltica, generando pérdida de resistencia por ciclos térmicos repetidos aunque no se alcancen temperaturas extremas, similar al comportamiento en la ciudad de Tunja en Colombia [26]. En ciudades con clima templado andino pero más húmedo como Cuenca, se simularon pavimentos asfálticos que alcanzaron temperaturas altas, y al reemplazarlos por pavimentos de hormigón se redujo la temperatura superficial hasta 8 °C [27].

2. METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

El estudio se sustentó en un análisis con enfoque empírico - mecanicista orientado a evaluar la influencia de la variación de la temperatura sobre el comportamiento estructural de los pavimentos flexibles en las regiones Costa y Sierra del Ecuador. La temperatura se consideró como la variable que modifica el módulo de elasticidad de la capa asfáltica, mientras que las características de las capas granulares y de la subrasante se mantuvieron constantes para cada configuración estructural. De esta manera, fue posible analizar de forma diferenciada el efecto térmico sobre la respuesta del pavimento y, posteriormente, verificar la admisibilidad de dicha respuesta para diferentes niveles de tránsito

La metodología empleada en este estudio consiste en determinar los espesores mínimos de diseño de la capa de rodadura asfáltica para pavimentos flexibles en las regiones Costa y Sierra del Ecuador. Se aplicó un enfoque de diseño empírico-mecanicista utilizando el software ALIZE-III como herramienta para simular la respuesta del pavimento bajo condiciones de carga específicas. Considerando que el desempeño de la capa asfáltica está condicionado no solo por las cargas repetidas del tránsito, sino también por la influencia de la temperatura ambiental sobre la rigidez de la mezcla asfáltica, se evaluó el efecto de las condiciones térmicas características de ambas regiones sobre la respuesta estructural y los espesores de diseño requeridos. En este procedimiento, el nivel de tránsito acumulado no constituye una variable que modifique directamente la respuesta obtenida en cada simulación, sino que define el nivel de deformación o deflexión admisible con el cual se comparan los resultados obtenidos para cada configuración estructural.

Para el diseño se partió del modelo multicapas (figura 1), con un modelo constitutivo lineal elástico; con el contacto entre las capas en condiciones de adherencia total. La configuración de la carga se basó en un eje simple con rueda dual por el que se trasmite una carga total de 8,2 toneladas, con una presión equivalente de 7 kg/cm2 (0,7 MPa) por neumático. Para las propiedades de los materiales, se utilizó un coeficiente de Poisson (μ) igual a 0,40 para las capas de subrasante, subbase y base; mientras que para la capa asfálticas se tomó 0,35. El espesor (h) de subbase se fijó en 35 cm y el de la base en 25 cm. Para la variable módulo de elasticidad (E) se consideraron 70 y 100 MPa para la subrasante, 100, 150 y 300 MPa para la subbase y 350, 500 y 600 MPa para la base. Para la superficie asfáltica se consideraron tres espesores de capa: 10, 15 y 20 Cm; mientras que el módulo de elasticidad dependió de los valores de temperatura ambiente fijados en la investigación considerando las características climáticas de cada región geográfica; ya que el programa ALIZE-III tiene como particularidad que a medida que se varía la temperatura ambiente, la propia herramienta modifica el módulo de elasticidad de la capa asfáltica.

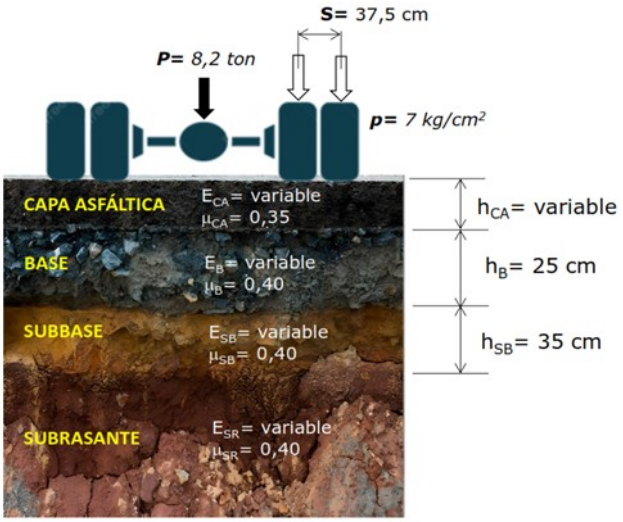


Fig. 1. Esquema del modelo general para estudiar la respuesta estructural del pavimento.

Los valores máximo y mínimo de temperatura de trabajo del pavimento asfáltico a introducir en el modelo para cada región (Sierra y Costa) se calcularon a partir de la temperatura del aire utilizando las ecuaciones del Strategic Highway Research Program (SHRP), específicamente del programa SUPERPAVE y que aparecen en el Standard practice for grading or verifying the performance grade (PG) of an asphalt binder [28].

$$T_{20\,mm} = (T_{aire} - 0{,}00618\,Lat^2 + 0{,}22890\,Lat + 42{,}2)(0{,}9545) - 17{,}78 + Z_\sigma \quad (1)$$

Esta ecuación (1) permite calcular la temperatura máxima del pavimento a 20 mm de profundidad (T_{20mm}); considerada como la temperatura de diseño para evitar ahuellamiento. Siendo "T_{aire}" la temperatura máxima del aire en °C, promedio de los 7 días más calientes del año; "Lat" es la latitud del sitio en grados decimales corregida por radiación solar según ubicación; y "σ_Z" es la desviación estándar de las temperaturas máximas de 7 días en °C para un nivel de confiabilidad "Z". Para el estudio se consideró una confiabilidad del 98 % (Z=2,055).

$$T_{pav} = T_{aire} + 0{,}051\,H - 0{,}000063H^2 - Z_\sigma \quad (2)$$

Por su parte, la ecuación 2 es la temperatura mínima en °C, que soporta el pavimento en la superficie sin fisuras térmicas; donde "T_{aire}" es la temperatura mínima del aire en °C del año, "H" la profundidad en mm considerando H= 0 para superficie y para otra profundidad se especificaría; y similar a la ecuación 1, "σ_Z" es la desviación estándar de las temperaturas mínimas del aire de 7 días en °C para un nivel de confiabilidad "Z"

Para el cálculo de las temperaturas máximas y mínimas mensual de cada región se utilizaron como ciudades patrón o modelo, los datos correspondientes a esta variable de las ciudades de Portoviejo (región Costa) y Quito (región Sierra). Con los registros mensuales de temperatura de Portoviejo y Quito, sus ubicaciones geográficas (latitud) y para un nivel de confianza del 90 %, se calcularon la temperatura mínima y máxima del año a la que están sometidos los pavimentos en ambas ciudades. Se calculó que en Portoviejo la temperatura mínima del pavimento (T_{pav}) es 20,92 °C y la máxima 45 °C, aunque para el modelo se consideró 43°C, valor máximo permitido en el programa ALIZE-III; y esta diferencia no representa un cambio significativo en el módulo de la mezcla asfáltica. Para la ciudad de Quito, la temperatura mínima del pavimento se determinó en 8,37 °C y la máxima en 33,3 °C.

En total se estudiaron 90 modelos, considerando tres capacidades estructurales diferentes del pavimento, determinadas por la combinación de los módulos de elasticidad de la subrasante, la subbase y la base, siendo:

Estructura de baja rigidez (1): E_{SR} = 70 MPa; E_{SB} = 100 MPa; E_B = 350 MPa

Estructura de rigidez intermedia (2): E_{SR} = 70 MPa; E_{SB} = 150 MPa; E_B = 500 MPa

Estructura de alta rigidez (3): E_{SR} = 100 MPa; E_{SB} = 300 MPa; E_B = 600 MPa

Con el propósito de evaluar comparativamente la respuesta estructural de los pavimentos bajo diferentes condiciones térmicas, para la región Sierra se analizaron temperaturas del pavimento entre 8 y 20 °C, con incrementos de 4 °C, mientras que para la región Costa se consideraron temperaturas de 35, 39 y 43 °C. Adicionalmente, se incorporaron temperaturas comunes a ambas regiones (24, 27 y 31 °C), con el fin de establecer un rango térmico continuo que permitiera analizar la variación del comportamiento estructural de las diferentes configuraciones de pavimento.

El diseño experimental contempla 90 modelos de análisis, obtenidos mediante la combinación de las variables estructurales y térmicas consideradas. En todos los modelos se mantienen tres niveles de espesor de la carpeta asfáltica (10, 15 y 20 cm), mientras que se combinan diferentes módulos de las capas de subrasante, subbase y base. La subrasante se caracteriza por módulos de 70 y 100 MPa, la subbase por 100 y 150 MPa, y la base por 300, 350, 500 y 600 MPa, generando diferentes configuraciones estructurales. Asimismo, el módulo de la carpeta asfáltica varía en función de la temperatura de análisis, considerando valores de 8, 12, 16, 20, 24, 27, 31, 35, 39 y 43 °C, a los cuales corresponden diferentes valores de módulo de rigidez, desde 8160 hasta 910 MPa. De esta manera, la combinación de las propiedades mecánicas de las capas, el espesor de la carpeta asfáltica y la variación del módulo de esta última en función de la temperatura permite representar diferentes condiciones estructurales y térmicas, proporcionando una base para el análisis comparativo del comportamiento de los pavimentos en las regiones Costa y Sierra del Ecuador.

Como resultado de la modelación se determinó el estado tenso – deformacional de cada estructura de donde se seleccionaron las variables de interés para el estudio, como se muestra en figura 2.

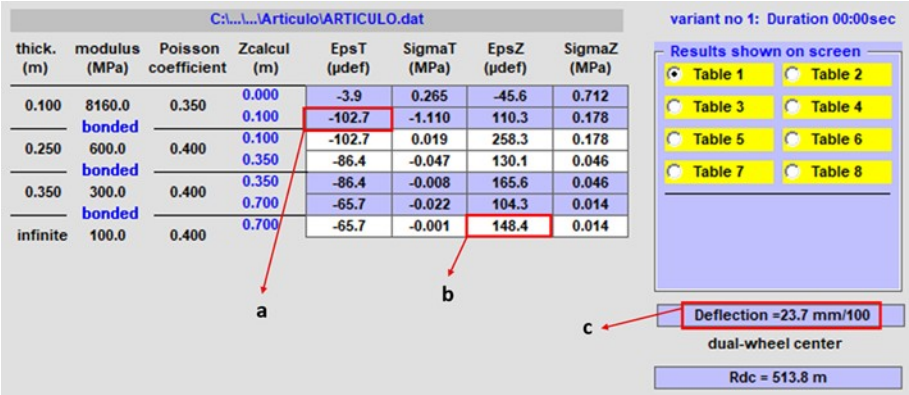


Fig. 2. Variables extraídas de la modelación en ALIZE – III utilizadas en el estudio- a) Deformación tangencial en la fibra inferior de la capa asfáltica, b) Deformación vertical a nivel de subrasante, c) Deflexión en la superficie del pavimento.

Con los valores obtenidos de deformación tangencial en la capa asfáltica, deformación vertical en la subrasante y de deflexión en la superficie se construyeron los gráficos de comportamiento para cada valor de temperatura de la capa asfáltica entre 8 y 43 ºC. Estas variables se analizaron respecto a las leyes de fallo específicas de cada una para diferentes niveles de tráfico acumulado (ΣN). Estos valores admisibles se seleccionaron a partir de un estudio bibliográfico previo considerando como los más adecuados los reportados por Higuera [29] y por Orobio y Gil [30].

3. RESULTADOS

3.1. DEFORMACIÓN TANGENCIAL EN LA CAPA ASFÁLTICA (ET C.A)

Las figuras 3, 4 y 5 muestran la variación de la deformación tangencial en la fibra inferior de la capa asfáltica para las estructuras de baja, intermedia y alta rigidez, respectivamente.

3.1.1. ESTRUCTURA DE BAJA RIGIDEZ (ESR = 70 MPA; ESB = 100 MPA; EB = 350 MPA)

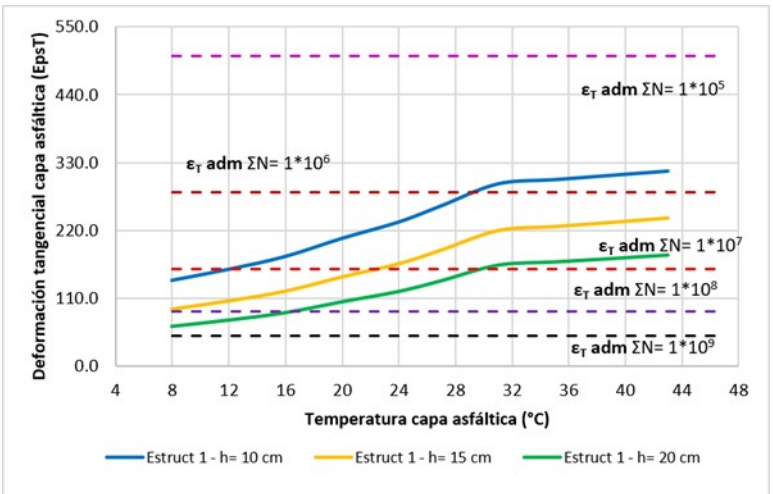


Fig. 3. Deformación tangencial en la fibra inferior de la capa asfáltica para la estructura de baja rigidez.

En esta estructura se observa una marcada sensibilidad de la deformación tangencial al incremento de la temperatura. Para un espesor de 10 cm, la respuesta se encuentra dentro de los límites admisibles para los niveles de tránsito más bajos en todo el intervalo térmico analizado; sin embargo, conforme aumenta la exigencia asociada al tránsito, el intervalo térmico admisible se reduce. Para un nivel de tránsito de ΣN = $1x10^6$, el cumplimiento se mantiene hasta aproximadamente 29 °C, mientras que para ΣN = $1x10^7$ se limita a temperaturas cercanas a 12 °C. El incremento del espesor de la capa asfáltica modifica favorablemente este comportamiento. Cuando el espesor de la capa asfáltica se aumenta hasta 15 cm, la estructura mantiene la deformación dentro del límite correspondiente a ΣN = 1 x 10^6 durante todo el intervalo de temperaturas y extiende el cumplimiento para ΣN = $1x10^7$ hasta aproximadamente 23 °C. Si el espesor de la capa asfáltica es de 20 cm, aumenta el intervalo de cumplimiento para ΣN = $1x10^7$ próximo a los 30 °C y para ΣN = $1x10^8$ alcanza aproximadamente 17 °C. Para ΣN = $1x10^9$ ninguna de las configuraciones analizadas satisface el límite admisible de deformación tangencial en el intervalo de temperatura considerado para la superficie.

3.1.2. ESTRUCTURA DE RIGIDEZ INTERMEDIA (ESR = 70 MPA; ESB = 150 MPA; EB = 500 MPA))

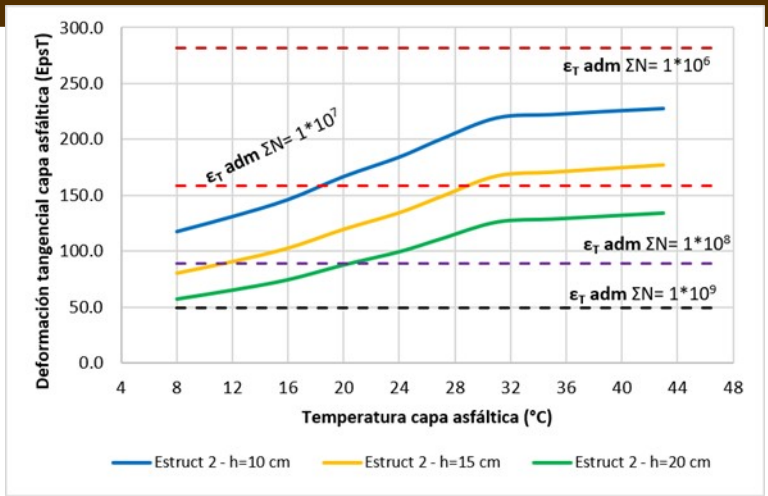


Fig. 4. Deformación tangencial en la fibra inferior de la capa asfáltica para la estructura de rigidez intermedia.

En esta estructura, para 10 cm de capa asfáltica, la deformación se mantiene dentro del límite correspondiente a ΣN = $1x10^6$ en todo el intervalo térmico, mientras que para ΣN = $1x10^7$ el cumplimiento se reduce a temperaturas de hasta aproximadamente 17 °C. Al incrementar el espesor a 15 cm, el límite correspondiente a ΣN = $1x10^7$ se mantiene hasta aproximadamente 28 °C y, para ΣN = $1x10^8$, hasta cerca de los 12 °C. Con 20 cm de espesor de capa asfáltica se obtiene el comportamiento más favorable; ya que los valores permanecen dentro de los límites para niveles de tránsito inferiores a ΣN = $1x10^7$ en todo el intervalo térmico, mientras que para ΣN = $1x10^8$ se mantiene hasta aproximadamente 20 °C. Ninguna de las configuraciones satisface el criterio de deformación correspondiente a ΣN = $1x10^9$ en todo el intervalo de temperatura analizado.

3.1.3. ESTRUCTURA DE ALTA RIGIDEZ (ESR = 100 MPA; ESB = 300 MPA; EB = 600 MPA)

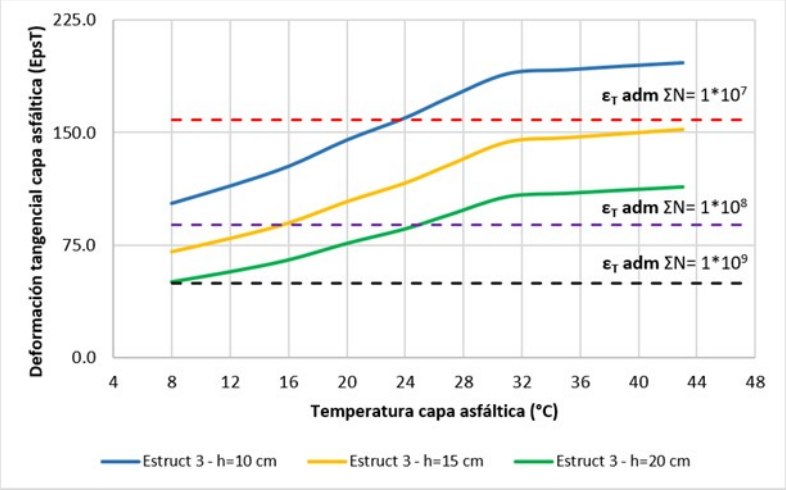


Fig. 5. Deformación tangencial en la fibra inferior de la capa asfáltica para la estructura de alta rigidez.

Con un espesor de 10 cm, el límite de deformación para ΣN = 1×10^7 se cumple hasta aproximadamente 24 °C, mientras que para ΣN = 1×10^8 ninguna temperatura del intervalo analizado resulta admisible. Al aumentar el espesor a 15 cm, la deformación permanece dentro del límite admisible para ΣN = 1×10^7 en todo el intervalo y para ΣN = 1×10^8 hasta aproximadamente 16 °C. Para un espesor de capa asfáltica de 20 cm se presenta la condición más favorable, cumpliéndose el criterio de deformación para ΣN = 1×10^7 durante todo el intervalo térmico y para ΣN = 1×10^8 hasta aproximadamente 25 °C. Al igual que en las estructuras anteriores, No se cumplen los criterios de deformación admisible para ninguna temperatura para ΣN = 1×10^9.

3.2. DEFORMACIÓN VERTICAL EN LA SUBRASANTE (EZ SR)

La variación de la deformación vertical en la subrasante en función de la temperatura del pavimento y la rigidez de las estructuras se presentan en las figuras 6, 7 y 8. A diferencia de la deformación tangencial en la capa asfáltica, esta variable muestra menor sensibilidad a la variación de la temperatura superficial, aunque el incremento térmico también modifica progresivamente las condiciones de respuesta de las estructuras

3.2.1. ESTRUCTURA DE BAJA RIGIDEZ (ESR = 70 MPA; ESB = 100 MPA; EB = 350 MPA)

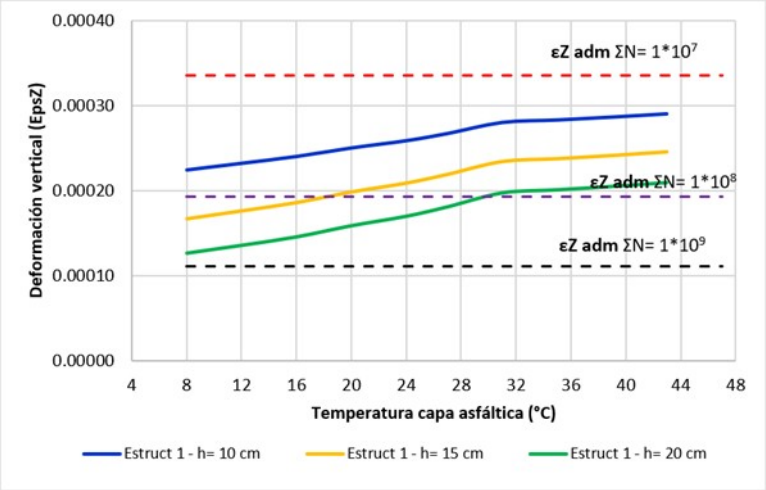


Fig. 6. Deformación vertical a nivel de subrasante para la estructura de baja rigidez.

En esta estructura, para 10 cm de espesor se satisface el criterio de deformación vertical para niveles de tránsito hasta ΣN = 1x10^7 en todo el intervalo térmico, mientras que para niveles superiores a ΣN = 1x10^8 la respuesta estructural supera el límite admisible independientemente de la temperatura. Al aumentar el espesor de la capa asfáltica a 15 cm, se mantiene el cumplimiento para ΣN = 1x10^7 en todo el intervalo y para ΣN = 1x10^8 hasta aproximadamente 20 °C. Con 20 cm, el criterio correspondiente a ΣN = 1x10^8 se satisface hasta aproximadamente los 30 °C. Para ΣN = 1x10^9, ninguna de las combinaciones de espesor y temperatura cumple con la deformación vertical admisible.

3.2.2. ESTRUCTURA DE RIGIDEZ INTERMEDIA (ESR = 70 MPA; ESB = 150 MPA; EB = 500 MPA)

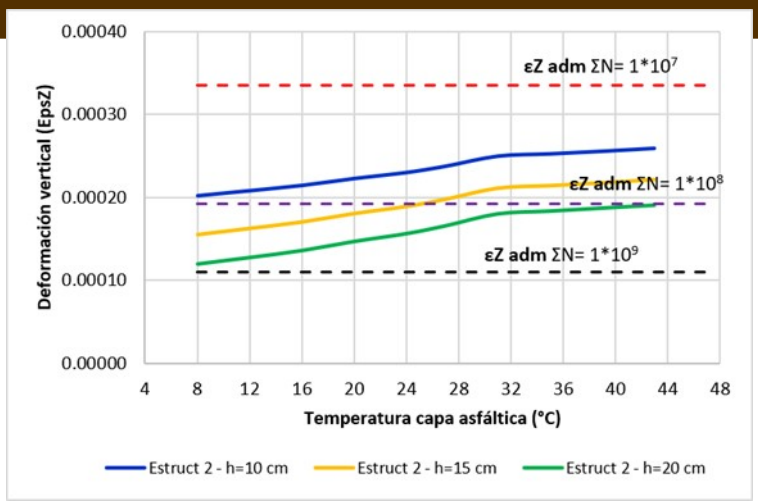


Fig. 7. Deformación vertical a nivel de subrasante para la estructura de rigidez intermedia.

El espesor de 10 cm se satisface el criterio de deformación admisible para ΣN = 1x10^7 y todas las temperaturas. En caso contrario, para tráficos superiores a este valor no cumple el criterio de fallo para ninguna temperatura. Si se utilizan espesores de capa asfáltica de 15 cm, la deformación admisible se satisface en todas las temperaturas evaluadas para un tráfico de ΣN = 1x10^7 y para ΣN = 1x10^8 hasta aproximadamente 26 °C. El espesor de 20 cm mantiene deformaciones inferiores al límite admisible durante todo el intervalo de temperaturas para tráficos menores o iguales a ΣN = 1x10^8. Para ΣN = 1x10^9, no se satisface la deformación vertical admisible, independientemente del espesor de la capa asfáltica o de la temperatura del pavimento.

3.2.3. ESTRUCTURA DE ALTA RIGIDEZ (ESR = 100 MPA; ESB = 300 MPA; EB = 600 MPA)

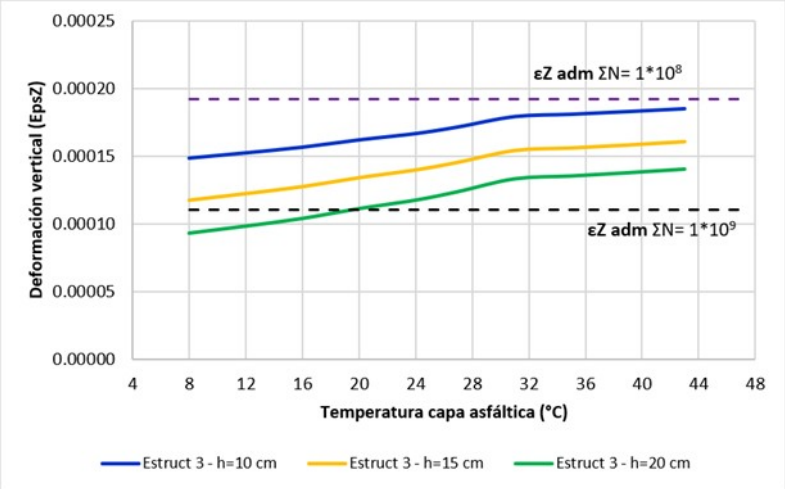


Fig. 8. Deformación vertical a nivel de subrasante para la estructura de alta rigidez.

Esta estructura presenta el comportamiento más favorable. Los espesores de 10 y 15 cm mantienen valores inferiores a los límites admisibles para niveles de tránsito inferiores a ΣN = 1x10^9 durante todo el intervalo de temperaturas analizado. Para tráficos superiores, únicamente la configuración con 20 cm de espesor de capa asfáltica cumple el criterio de admisibilidad cuando la temperatura superficial es inferior a aproximadamente 20 °C.

3.3. DEFLEXIÓN SUPERFICIAL (ΔZSUPERF)

Al estudiar el comportamiento de la deflexión superficial en cada estructura (figuras 9, 10, 11) cuando se varían los espesores de la capa asfáltica y las temperaturas se obtuvo el siguiente análisis:

3.3.1. ESTRUCTURA DE BAJA RIGIDEZ (ESR = 70 MPA; ESB = 100 MPA; EB = 350 MPA)

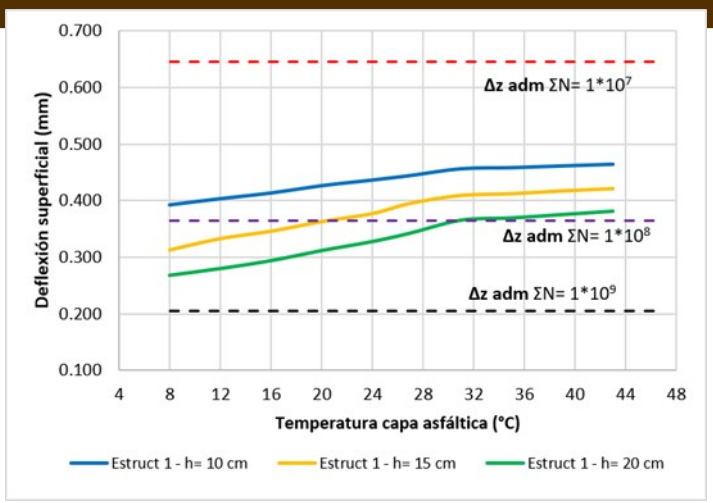


Fig. 9. Deflexión superficial en la estructura de baja rigidez.

El espesor de 10 cm de capa asfáltica satisface la deflexión superficial admisible para todas las temperaturas con tráficos inferiores a ΣN = 1x10^8. Con 15 cm, el criterio de fallo se cumple para ΣN = 1x10^8 hasta aproximadamente los 21 °C; mientras que con 20 cm llega a cumplirse hasta cerca de los 29 °C. Ninguna configuración de espesores de capas satisface el límite de fallo correspondiente a ΣN = 1x10^9 durante todo el intervalo de temperatura analizado.

3.3.2. ESTRUCTURA DE RIGIDEZ INTERMEDIA (ESR = 70 MPA; ESB = 150 MPA; EB = 500 MPA))

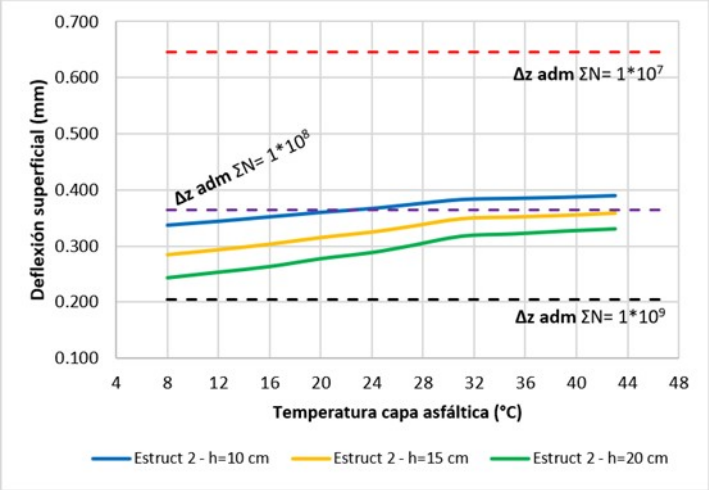


Fig. 10. Deflexión superficial en la estructura de rigidez intermedia.

Al estudiar para un espesor de capa asfáltica de 10 cm se satisface la deformación admisible para $\Sigma N = 1x10^7$ durante todo el intervalo y el de $\Sigma N = 1x10^8$ hasta aproximadamente 23 °C. Con 15 y 20 cm, la deflexión permanece dentro de los límites admisibles para niveles inferiores a $\Sigma N = 1x10^8$ durante todo el intervalo térmico. Para $\Sigma N = 1x10^9$, ninguna de las combinaciones de espesor de capa asfáltica y temperatura satisfacen el criterio de fallo.

3.3.3. ESTRUCTURA DE ALTA RIGIDEZ (ESR = 100 MPA; ESB = 300 MPA; EB = 600 MPA)

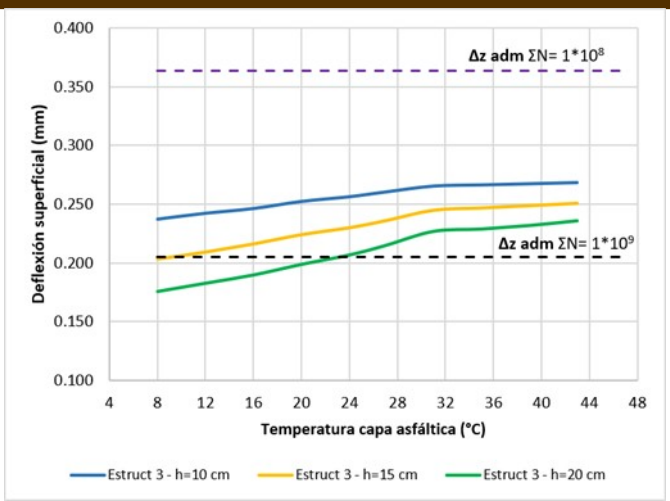


Fig. 11. Deflexión superficial en la estructura de alta rigidez.

Esta estructura presenta el comportamiento más favorable respecto a la deflexión superficial. Con espesores de 10 y 15 cm de capa asfáltica las deflexiones para todas las temperaturas son inferiores a las admisibles para tráficos menores a $1x10^9$; sin embargo, cuando se coloca un espesor de superficie de 20 cm la deflexión admisible se satisface hasta aproximadamente los 23 °C.

3.4. EVALUACIÓN DE LAS CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES PARA LAS TEMPERATURAS CRÍTICAS DE LAS REGIONES ESTUDIADAS

Para facilitar el análisis para cada región geográfica (Sierra y Costa), los resultados de deformación y desplazamiento se sintetizaron por rigidez de la estructura, espesor de capa asfáltica y tráfico (tabla 1).

Tabla 1. Síntesis del cumplimiento de los criterios mecanicistas según la rigidez estructural, el espesor de la capa asfáltica, el nivel de tránsito y la temperatura.

Estruct.	Espesor capa asfáltica	ΣN = 1x10⁶			ΣN = 1x10⁷			ΣN = 1x10⁸			ΣN = 1x10⁹		
		εt C.A	εZ SR	ΔZ superf.	εt C.A	εZ SR	ΔZ superf.	εt C.A	εZ SR	ΔZ Sup.	εt C.A	εZ SR	ΔZ superf.
Rigidez Baja	10 cm	Cumple hasta ≈29 °C	C	C	Cumple hasta ≈12 °C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC
	15 cm	C	C	C	Cumple hasta ≈23 °C	C	C	NC	Cumple hasta ≈20 °C	Cumple hasta ≈21 °C	NC	NC	NC
	20 cm	C	C	C	Cumple hasta ≈30 °C	C	C	Cumple hasta ≈17 °C	Cumple hasta ≈30 °C	Cumple hasta ≈29 °C	NC	NC	NC
Rigidez intermedia	10 cm	C	C	C	Cumple hasta ≈17 °C	C	C	NC	NC	NC	NC	NC	NC
	15 cm	C	C	C	Cumple hasta ≈28 °C	C	C	Cumple hasta ≈12 °C	Cumple hasta ≈26 °C	C	NC	NC	NC
	20 cm	C	C	C	C	C	C	Cumple hasta ≈20 °C	C	C	NC	NC	NC
Rigidez Alta	10 cm	C	C	C	Cumple hasta ≈24 °C	C	C	NC	C	C	NC	NC	NC
	15 cm	C	C	C	C	C	C	Cumple hasta ≈16 °C	C	C	NC	NC	NC
	20 cm	C	C	C	C	C	C	Cumple hasta ≈25 °C	C	C	NC	Cumple hasta ≈20 °C	Cumple hasta ≈23 °C

** "C": El diseño cumple la deformación correspondiente o la deflexión para todas las temperaturas; y "NC" cuando no cumple para ninguna temperatura.*

Los resultados permiten afirmar que en la región Sierra, para un nivel de tránsito acumulado de ΣN = 1x10⁶, la mayoría de las configuraciones evaluadas mantienen el cumplimiento de los tres criterios de respuesta hasta la temperatura máxima considerada. La excepción corresponde a la estructura de baja rigidez con 10 cm de capa asfáltica, cuya deformación tangencial admisible se satisface únicamente hasta aproximadamente 29 °C. Para ΣN = 1×10⁷, el cumplimiento simultáneo de los criterios en todo el intervalo térmico se restringe a la estructura de rigidez intermedia con 20 cm de capa asfáltica y a la estructura de alta rigidez con espesores de 15 y 20 cm. Cuando el tránsito alcanza ΣN = 1×10⁸ o valores superiores, ninguna de las configuraciones permite satisfacer simultáneamente los tres criterios hasta la temperatura máxima regional, debido principalmente al comportamiento de la deformación tangencial en la base de la capa asfáltica.

4. CONCLUSIONES

Los resultados reflejan que el incremento de la temperatura del pavimento produce una modificación desfavorable de la respuesta estructural, asociada a la reducción progresiva del módulo de elasticidad de la capa asfáltica. Este efecto se manifiesta principalmente mediante el incremento de la deformación tangencial en la base de la capa asfáltica, mientras que la deformación vertical en la subrasante y la deflexión superficial presentan una menor sensibilidad relativa a la variación térmica.

El incremento de la rigidez de las capas inferiores y del espesor de la capa asfáltica permite reducir la magnitud de las deformaciones y ampliar el intervalo de temperaturas dentro del cual se cumplen los criterios de admisibilidad. Sin embargo, este efecto favorable no compensa completamente la pérdida de rigidez de la mezcla asfáltica a temperaturas elevadas, particularmente cuando aumenta el nivel de tránsito considerado para la verificación.

Los resultados permiten diferenciar dos aspectos del comportamiento analizado: por una parte, la variación de la temperatura modifica el módulo de la capa asfáltica y constituye el factor que determina la evolución de la respuesta estructural; mientras que, por otra, el nivel de tránsito establece la exigencia frente a la cual se verifica dicha respuesta mediante los límites admisibles. Bajo este enfoque, la deformación tangencial en la base de la capa asfáltica (εt) se convierte en el criterio más restrictivo del diseño entre los analizados ya que, para casi todas las estructuras y espesores deja de cumplirse a temperaturas menores que las correspondientes a la deformación vertical en la subrasante o la deflexión en la superficie del pavimento. Por su parte, la deflexión superficial (ΔZ) es el criterio menos exigente, ya que en mayores intervalos de temperatura cumple con la ley de fallo correspondiente para una misma configuración estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. L. You, N. Guo, Z. Long, F. Wang, C. Si, and A. Diab, "Appraising annual post-maintenance functional performance of asphalt roadway based on causal inference approach," in International Journal of Pavement Engineering, vol. 25, no. 1, pp. 2381060, 2024

2. L. Gao, Z. U. Din, K. Kim, and A. Senouci, "Time series transformer-based modeling of pavement skid and texture deterioration," in Construction Materials, vol. 5, no. 3, pp. 55, 2025

3. Y. Qiao, Y. Wang, S. Zhang, A. M. K. Stoner, and J. Santos, "Effects of 1.5°C global warming on pavement climatic factors and performance," in Transportation Research Part D: Transport and Environment, vol. 136, no. 1, pp. 2024

4. Q. Fu, X. Chen, and X. Qiu, "Spatial distribution characterization of the Temperature-induced gradient viscoelasticity inside asphalt pavement," in Construction and Building Materials, vol. 346, no. 1, pp. 128454, 2022

5. M. J. Vámos and J. Szendefy, "Temperature effects on traffic load-induced accumulating strains in flexible pavement structures," in International Journal of Pavement Research and Technology, vol. 19, no. 1, pp. 509-520, 2024

6. Y. Qin, X. Zhang, K. Tan, and J. Wang, "A review on the influencing factors of pavement surface temperature," in Environmental Science and Pollution Research, vol. 29, no. 45, pp. 67659-67674, 2022

7. S. Fan, H. Zhu, L. Lei, and Y. Pan, "Modeling temperature profile of asphalt mixture in semi-rigid pavement," in Numerical Heat Transfer, Part A: Applications, vol. 84, no. 9, pp. 961-979, 2023

8. O. Ben Charhi and K. Baba, "Influence of temperature on the viscoelastic behavior and durability of flexible pavements," in Civil Engineering Journal, vol. 10, no. 7, pp. 2162-2176, 2024

9. A. Kumar, A. Gupta, K. Anupam, and W. A. A. S. Premarathna, "Analysis of nonlinear responses of asphalt pavements under overloading and tropical climate temperature conditions," in Construction Materials, vol. 22, no. 1, pp. e04760, 2025

10. O. Ben Charhi and K. Baba, "Influencia de la temperatura en el comportamiento viscoelástico y la durabilidad de los pavimentos flexibles," in Civil Engineering Journal, vol. 10, no. 7, pp. 2162–2176, 2024

11. J. Yang, G. Li, Y. Chen, Z. Yan, Y. Wang, S. Zhuang et al., "Temperature-dependent models for rutting performance of asphalt pavement surface layer materials under varying load conditions," in Materials, vol. 18, no. 20, pp. 4708, 2025

12. Y. Miao, J. Sheng, and J. Ye, "An assessment of the impact of temperature rise due to climate change on asphalt pavement in China," in Sustainability, vol. 14, no. 15, pp. 9044, 2022

13. G. Ren, A. Shen, H. Wu, H. Pan, S. Deng, and L. Wang, "Mechanical response of flexible asphalt pavement under large temperature difference and temperatures during four seasons," in Construction and Building Materials, vol. 437, no. 3, pp. 2024

14. J. Xu, N. Li, and T. Xu, "Temperature changes of interlaminar bonding layer in different seasons and effects on mechanical properties of asphalt pavement," in International Journal of Pavement Research and Technology, vol. 15, no. 3, pp. 589-605, 2022

15. Y. Tan, Y. Jiang, C. Bai, H. Zhang, Y. Liang, W. Lou et al., "Rutting behavior of dual-layer asphalt pavements subjected to variable temperature," in Materials, vol. 18, no. 11, pp. 2603, 2025

16. P. Liu, X. Kong, C. Du, C. Wang, D. Wang, and M. Oeser, "Numerical investigation of the temperature field effect on the mechanical responses of conventional and cool pavements," in Materials, vol. 15, no. 19, pp. 6813, 2022

17. Z. A. Alkaissi, "Efecto de la alta temperatura y la carga de tráfico en el comportamiento de ahuellamiento de pavimentos flexibles," in Revista de la Universidad Rey Saud: Ciencias de la Ingeniería, vol. 32, no. 1, pp. 1-4, 2020

18. I. Adwan, A. Milad, Z. A. Memon, I. Widyatmoko, N. A. Zanuri, N. A. Memon et al., "Asphalt pavement temperature prediction models: A review," in Applied Sciences, vol. 11, no. 9, pp. 3794, 2021

19. M. T. Tiza, K. Jırgba, H. A. Sanı, and T. Sesugh, "Effect of thermal variances on flexible pavements," in en), Journal of Sustainable Construction Materials and Technologies, vol. 7, no. 3, pp. 220-230, September 2022

20. Z. Liu, L. Zhang, Y. Gao, Y. Dong, Y. Liu, and B. Li, "Mechanical response and fatigue life analysis of asphalt pavements under temperature-load coupling conditions," in Applied Sciences, vol. 15, no. 13, pp. 7441, 2025

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

21. M. Wang, H. Zhan, Y. Tan, and H. Xu, "Rheological properties and phase behaviour degradation of asphalt mastics under cyclic temperature variations," in International Journal of Pavement Engineering, vol. 24, no. 1, pp. 2224913, 2023

22. C. J. Obando, J. J. Karam, J. R. Medina, and K. E. Kaloush, "Thermal properties of asphalt pavements modified with a lightweight silica-based composite," in Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 35, no. 8, pp. 04023218, 2023

23. R. Ma, Y. Li, P. Cheng, X. Chen, and A. Cheng, "Low-temperature cracking and improvement methods for asphalt pavement in cold regions: A review," in Buildings, vol. 14, no. 12, pp. 3802, 2024

24. R. S. Benrazavi, K. Binti Dola, N. Ujang, and N. Sadat Benrazavi, "Effect of pavement materials on surface temperatures in tropical environment," in Sustainable Cities and Society, vol. 22, no. 1, pp. 94-103, 2016

25. P. Ilboudo, B. Soro, D. Dabilgou, B. Kaboré, J. M. Compaoré, S. Kam et al., "Experimental study of the evolution of temperatures in pavement structures and influence of traffic on the RN1 in Burkina Faso in a hot and dry climate," in Open Journal of Civil Engineering, vol. 13, no. pp. 303-316, 2023

26. C. R. Sanabria-Sanabria and C. H. Higuera-Sandoval, "Behavior of an asphalt mixture MDC-19 under the cycles of ambient temperature in the city of Tunja, Colombia," in Respuestas, vol. 24, no. 1, pp. 56–64, 2019

27. P. E. Vásquez-Álvarez, C. Flores-Vázquez, J.-C. Cobos-Torres, and S. L. Cobos-Mora, "Urban heat island mitigation through planned simulation," in Sustainability, vol. 14, no. 14, pp. 8612, 2022

28. Standard practice for grading or verifying the performance grade (PG) of an asphalt binder (AASHTO R 29-15), 2015

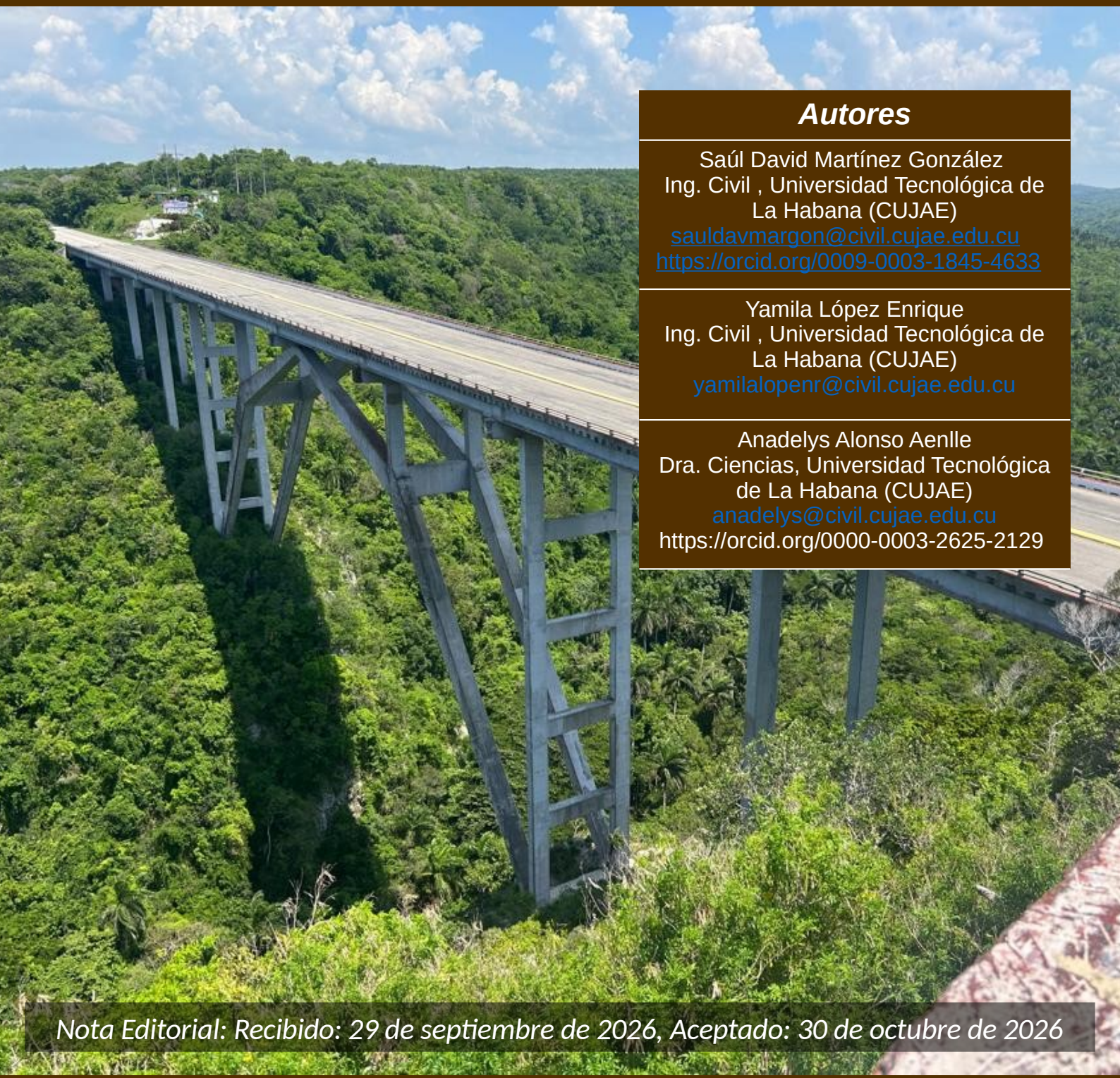
29. C. H. Higuera, "Leyes de comportamiento de la deflexión admisible en pavimentos flexibles," in Revista de la Facultad de Ingeniería, vol. 16, no. 22, pp. 7-14, 2007

30. A. Orobio and J. Gil, "Análisis de costos de construcción asociados al diseño racional de pavimentos con diferentes modelos de fatiga," in Revista ingeniería de construcción, vol. 30, no. 3, pp. 177-188, 2015

3

Evaluación Numérica De Modelos Viscoelásticos De Mezclas Asfálticas En Su Comportamiento Al Ensayo De Tracción Indirecta

Numerical Evaluation of Viscoelastic Models for Asphalt Mixtures Under Indirect Tensile Testing



Autores

Saúl David Martínez González
Ing. Civil , Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)
sauldavmargon@civil.cujae.edu.cu
https://orcid.org/0009-0003-1845-4633

Yamila López Enrique
Ing. Civil , Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)
yamilalopenr@civil.cujae.edu.cu

Anadelys Alonso Aenlle
Dra. Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)
anadelys@civil.cujae.edu.cu
https://orcid.org/0000-0003-2625-2129

Nota Editorial: Recibido: 29 de septiembre de 2026, Aceptado: 30 de octubre de 2026

3

Evaluación Numérica De Modelos Viscoelásticos De Mezclas Asfálticas En Su Comportamiento Al Ensayo De Tracción Indirecta



Resumen

El comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas presenta una complejidad significativa debido a su naturaleza viscoelástica y a su dependencia del tiempo, la temperatura y la velocidad de carga, lo que hace necesario el uso de herramientas avanzadas para su adecuada caracterización. De esta manera, se estudia la respuesta mecánica de una mezcla asfáltica mediante la modelación numérica de un ensayo de tracción indirecta (IDT) empleando el método de elementos finitos en el programa ABAQUS, con el objetivo de proponer un modelo computacional del ensayo tracción indirecta de una mezcla asfáltica empleando el modelo reológico que mejor describa su comportamiento. Se implementan y comparan modelos constitutivos analizando su influencia en parámetros claves como el desplazamiento y carga de rotura. La modelación realizada incluye la definición de condiciones de contorno representativas del ensayo de laboratorio, la aplicación de desplazamientos controlados y el análisis de la evolución de las variables mecánicas hasta la rotura del material. Los resultados obtenidos ponen de manifiesto diferencias entre los modelos analizados, donde, el modelo 2S2P1D presenta la mayor concordancia con el ensayo de laboratorio, reproduciendo con alta precisión el comportamiento de la mezcla asfáltica, obteniendo un error inferior a un 2% con respecto al ensayo de laboratorio.

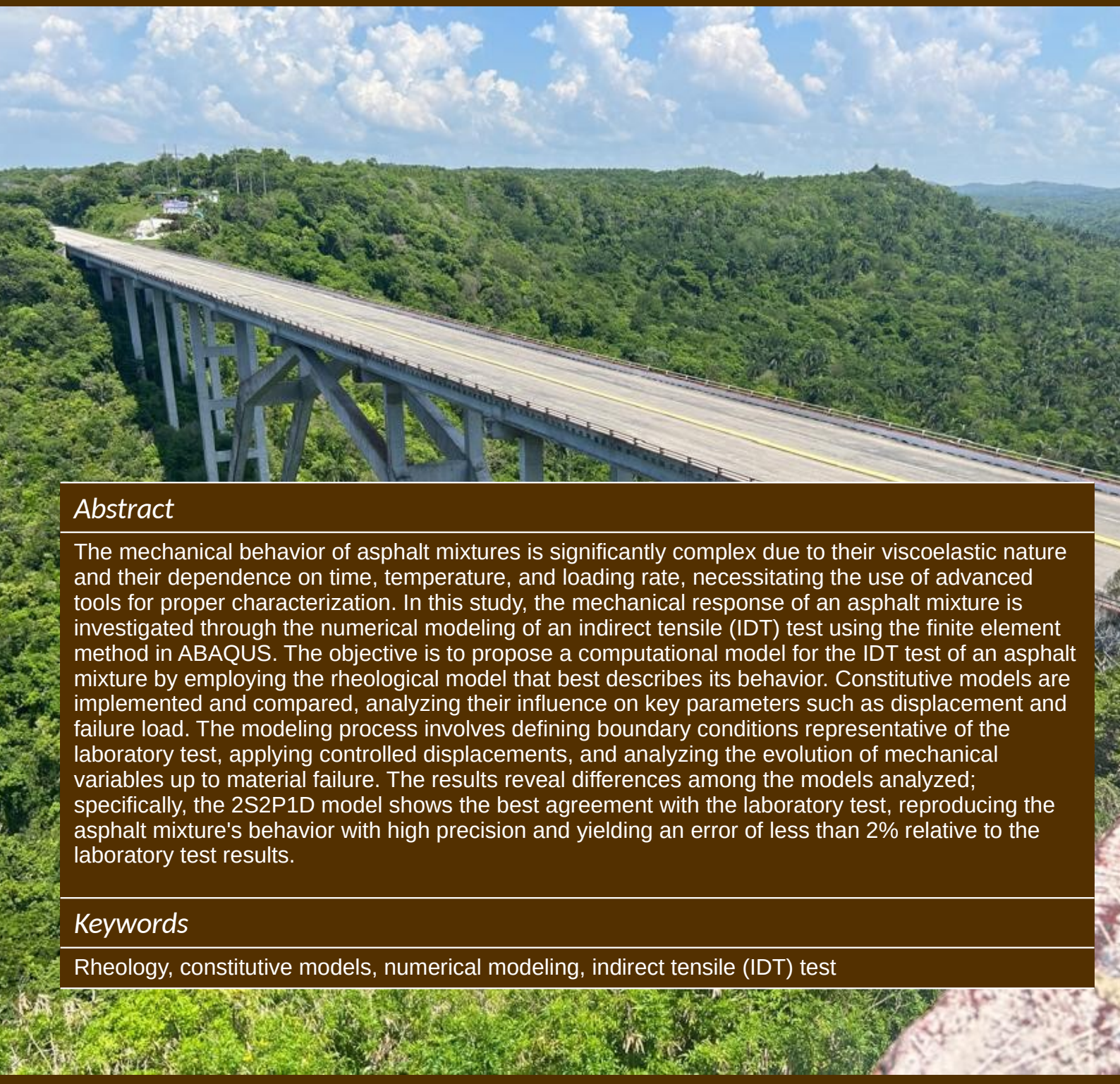
Palabras Clave

Reología, modelos constitutivos, modelación numérica, ensayo de tracción indirecta (IDT).

Research Paper

3

Numerical Evaluation of Viscoelastic Models for Asphalt Mixtures Under Indirect Tensile Testing



Abstract

The mechanical behavior of asphalt mixtures is significantly complex due to their viscoelastic nature and their dependence on time, temperature, and loading rate, necessitating the use of advanced tools for proper characterization. In this study, the mechanical response of an asphalt mixture is investigated through the numerical modeling of an indirect tensile (IDT) test using the finite element method in ABAQUS. The objective is to propose a computational model for the IDT test of an asphalt mixture by employing the rheological model that best describes its behavior. Constitutive models are implemented and compared, analyzing their influence on key parameters such as displacement and failure load. The modeling process involves defining boundary conditions representative of the laboratory test, applying controlled displacements, and analyzing the evolution of mechanical variables up to material failure. The results reveal differences among the models analyzed; specifically, the 2S2P1D model shows the best agreement with the laboratory test, reproducing the asphalt mixture's behavior with high precision and yielding an error of less than 2% relative to the laboratory test results.

Keywords

Rheology, constitutive models, numerical modeling, indirect tensile (IDT) test

1. INTRODUCCIÓN

Las mezclas asfálticas en caliente son materiales compuestos, formadas por la unión del ligante asfáltico y una combinación de áridos gruesos y finos [1, 2]. Las mezclas asfálticas presentan un comportamiento complejo que puede comprenderse mediante un análisis multiescala de su estructura interna, la cual permite relacionar las propiedades físicas y mecánicas observadas a nivel macroscópico con los mecanismos que ocurren en escalas inferiores [1]. La microestructura se refiere al nivel más pequeño, analizando el mortero asfáltico que corresponde a la unión entre el ligante asfáltico y el filler [3, 4]. La mesoestructura corresponde al nivel intermedio, donde se evalúa la distribución de áridos, ligante y vacíos de aire [3, 4]. La macroestructura representa el comportamiento global de la mezcla como material compuesto [3, 4]. Este enfoque multiescala permite predecir el desempeño del pavimento a partir de su heterogeneidad interna, superando limitaciones de modelos homogéneos tradicionales. La distribución de los áridos y vacíos, así como la interacción entre partículas y ligante, determinan el comportamiento mecánico de la mezcla [5, 6]. Los áridos gruesos forman el esqueleto pétreo que soporta la mayor parte de la carga, mientras que los áridos finos y el filler rellenan los espacios, transmitiendo tensiones y limitando deformaciones locales [5, 6].

La reología de las mezclas asfálticas resulta esencial para comprender su desempeño. Las mezclas asfálticas se consideran materiales viscoelastoplásticos debido a la naturaleza de cada uno de sus componentes [2, 7, 8]. Entre los ensayos mecánicos más importantes realizados a mezclas asfálticas se encuentran: ensayo Marshall, ensayo de tracción indirecta (IDT) y prueba de rigidez dinámica [2].

Existen modelos reológicos clásicos que permiten describir el comportamiento de las mezclas asfálticas, entre ellos: los modelos de Maxwell [9], Kelvin-Voigt [9] y Burgers [10]. Yonghai et al. (2024) [9] indicaron que el modelo de Maxwell proporciona una aproximación razonable, además, incluyen el modelo Kelvin-Voigt en la evaluación del módulo dinámico. Varios estudios evidencian que el modelo Burgers es viable para estudiar la viscoelasticidad de mezclas asfálticas [10-13]. Además, existen modelos avanzados de viscoelasticidad que describen el comportamiento de materiales viscoelásticos con mayor precisión que los modelos clásicos [14]. Entre ellos: los modelos Huet-Sayegh [15] y 2S2P1D [16]. Existen investigaciones que implementaron el modelo Huet-Sayegh para simular el comportamiento reológico de las mezclas asfálticas [17-19]. Además, otros estudios emplearon el modelo 2S2P1D para caracterizar propiedades viscoelásticas no lineales en mezclas asfálticas [20-22].

La modelación computacional de mezclas asfálticas permite simular el comportamiento mecánico y reológico de pavimentos de manera precisa, considerando las propiedades del material y su interacción bajo cargas repetidas. Este enfoque reduce la dependencia exclusiva de ensayos de laboratorio costosos y permite optimizar el diseño de mezclas asfálticas. El Método de los Elementos Discretos (DEM, *Discret Element Method*, por sus siglas en inglés) es ideal para evaluar esfuerzos internos, fricción interparticular y comportamiento no lineal, especialmente en mezclas con gradación heterogénea y ligantes modificados [14, 23, 24]. El Método de los Elementos Finitos (FEM, *Finite Element Method*, por sus siglas en inglés) permite simular comportamientos: viscoelásticos, viscoplásticos y térmicos de las mezclas, e integra modelos reológicos avanzados como Huet-Sayegh y 2S2P1D [14].

El objetivo de este trabajo es proponer un modelo computacional en el software ABAQUS del ensayo de tracción indirecta de una mezcla asfáltica, teniendo en cuenta los modelos constitutivos *Concrete Damaged Plasticity*, Burgers y 2S2P1D, empleando el modelo reológico que mejor describa su comportamiento mediante la comparación con los resultados obtenidos por Zamora (2017) [2] y un ensayo de laboratorio [2].

2. MATERIALES Y MÈTODOS

En el proceso de modelación de una probeta asfáltica en ABAQUS para simular el ensayo de tracción indirecta, es necesario considerar y optimizar cinco factores principales que interactúan entre sí: geometría del sistema, propiedades de los materiales, interacciones entre superficies, cargas aplicadas y condiciones de contorno. Estos elementos se definen de manera secuencial pero iterativa en el programa, ya que modificaciones en uno, requiere ajustes en los otros para mantener la coherencia física y numérica del modelo.

2.1. GEOMETRÍA DE LA PROBETA ASFÁLTICA.

El ensayo a modelar está establecido por la norma (UNE-EN 12697-26, 2012) [25] y consiste en someter a compresión diametral una probeta cilíndrica, aplicando una carga de manera uniforme a lo largo de dos líneas o generatrices opuestas hasta alcanzar la rotura, como se muestra en la figura 1. La probeta es cargada a compresión según un plano diametral vertical de la misma, requiriéndose un dispositivo de sujeción a través del cual se materialice dicho plano de carga. Se utilizan unas placas de apoyo curvo, con radio de curvatura igual al radio nominal de la probeta, para que la distribución de tensiones no se altere [2].

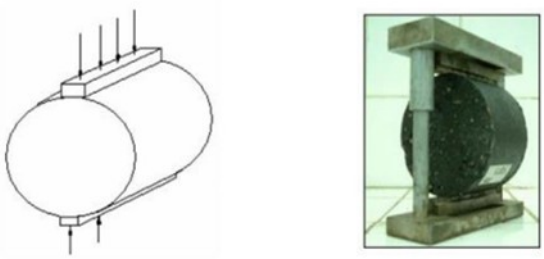


Fig. 1- Colocación de la probeta para el ensayo de tracción indirecta [2].

La configuración de la carga provoca un esfuerzo de tracción relativamente uniforme en todo el diámetro del plano de carga vertical, y la solicitación de esfuerzo a tracción que genera es la que agota la probeta y desencadena la rotura en el plano diametral. En la figura 2 se muestra los tipos de rotura que pueden ocurrir en una probeta sometida a este ensayo.

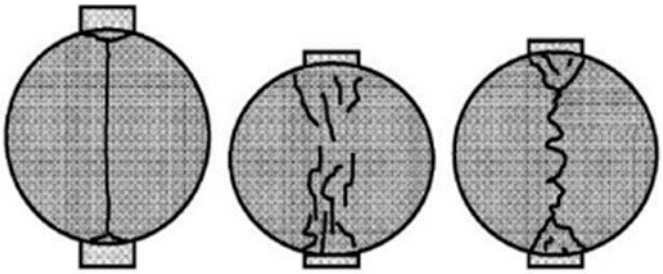


Fig. 2- Tipos de rotura que ocurren en el ensayo [2].

La probeta de mezcla asfáltica se modeló adoptando su geometría y dimensiones. La probeta se creó como un sólido deformable 3D, ya que, durante el ensayo la probeta exhibe un comportamiento dependiente de la temperatura y velocidad de carga. Aunque es conocido que la probeta se compone de áridos de diferentes tamaños, asfalto y aire, en esta investigación, como primera aproximación a la comparación de los modelos reológicos de las mezclas, se decidió considerar la probeta como un material homogéneo.

Los mecanismos superiores e inferiores de transferencia de carga simulan las bandas que se emplean en las máquinas de ensayo para distribuir la carga linealmente a lo largo de las generatrices diametrales opuestas de la probeta, evitando concentraciones locales excesivas que podrían inducir fallos prematuros por aplastamiento. Estos mecanismos poseen una altura de 6.35 mm y un ancho de 12.7 mm. En el programa fueron diseñados como rígidos discretos. Cada uno de los tres componentes fueron creados de forma independiente en el módulo Part en el programa, para posteriormente unirlos, mediante el módulo Assembly, como se muestra en la figura 3.

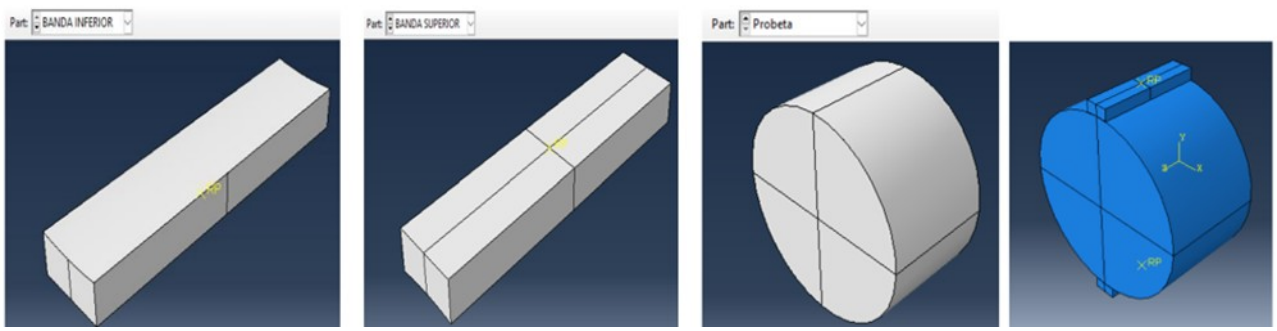


Fig. 3- Partes independientes para la simulación del ensayo y ensamblaje del modelo.

2.2.MATERIALES.

El tipo de ligante utilizado en la mezcla asfáltica fue un asfalto 50/70, ampliamente empleado en la pavimentación. Para la definición de las propiedades de los materiales se utilizaron tres modelos con sus diferentes parámetros: Modelo *Concrete Damaged Plasticity*, Modelo de Burgers y Modelo 2S2P1D.

Modelo *Concrete Damaged Plasticity*

En este modelo se introducen las propiedades elásticas y plásticas del material, con sus curvas de comportamiento en tracción y compresión. Para el comportamiento elástico se introdujeron los valores del módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson (tabla 1) [2]. Para el comportamiento plástico se introdujeron los parámetros de: la excentricidad, la cual es un número positivo pequeño que define la velocidad a la que el potencial de flujo hiperbólico se aproxima a su asíntota; la relación entre el esfuerzo inicial de fluencia en compresión biaxial y la tensión inicial uniaxial de fluencia a compresión, tomándose por defecto en el programa [2]. Los otros parámetros del modelo son las curvas para simular el comportamiento no lineal del material bajo estados de tracción y compresión (tabla 2).

Tabla 1- Propiedades de la mezcla asfáltica en la etapa elástica [2].

Módulo de Elasticidad E (MPa)	Coeficiente de Poisson
20000	0,3

Tabla 2- Propiedades de la mezcla asfáltica en la etapa plástica [2].

Parámetros	Valores
Ángulo de dilatancia (º)	10
Excentricidad	0,1
fbo/fbc	1,16
k	0,66
Viscosidad (MPa)	0
Resistencia a compresión (MPa)	2,500
Resistencia a tracción (MPa)	2,502
Energía de fractura (J/m^2)	700

Modelo Burgers

Para describir el comportamiento viscoelástico de las mezclas asfálticas, fueron extraídos del estudio realizado por Komba et al. (2012) [26] los datos pertenecientes del modelo de Burgers para un asfalto de grado 50/70: el módulo elástico instantáneo (E_1) y la viscosidad permanente (η_1) (pertenecientes al resorte y amortiguador del modelo de Maxwell), y el módulo elástico retardado (E_2) y la viscosidad retardada (η_2) (pertenecientes al resorte y amortiguador del modelo de Kelvin-Voigt), como se observa en la tabla 3. Estos datos se obtuvieron mediante ensayos experimentales, que se ajustarán para calibrar el modelo en el programa.

Tabla 3. Parámetros para el modelo de Burgers [26].

Parámetros	Valores
Módulo elástico instantáneo (E_1) (MPa)	1316
Módulo elástico retardado (E_2) (MPa)	22931
Viscosidad permanente (η_1) (MPa*s)	100000
Viscosidad retardada (η_2) (MPa*s)	500

El modelo de Burgers no está implementado directamente en el programa ABAQUS como una opción predefinida en su biblioteca de materiales viscoelásticos. El programa soporta los modelos viscoelásticos generales a través de la definición de propiedades en el dominio del tiempo o de la frecuencia, pero estos se basan en la representación mediante series de Prony. La serie de Prony es una representación matemática que utiliza el programa ABAQUS para representar el comportamiento viscoelástico lineal de los materiales en el dominio del tiempo. Esta serie representa conceptualmente el modelo de Maxwell generalizado [27], adaptada para una implementación computacional eficiente en análisis de elementos finitos. En la figura 4 se representa la superposición casi perfecta entre los puntos de ABAQUS (serie de Prony) y la curva analítica del modelo de Maxwell generalizado, confirmando que la serie de Prony implementada en el programa es matemáticamente equivalente al modelo de Maxwell generalizado [27].

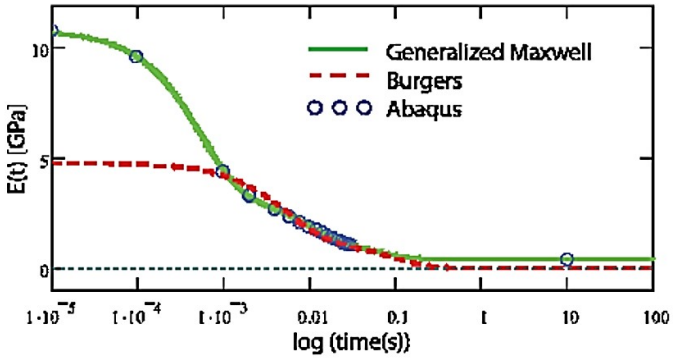


Fig. 4- Comparación entre la solución analítica del modelo de Maxwell generalizado, integración numérica obtenida en el ABAQUS y el modelo de Burgers [27].

La transformada de Laplace [28] es una herramienta matemática que convierte una función definida en el dominio del tiempo en una función de la frecuencia compleja. Es el método analítico ideal para la conversión del modelo de Burgers a una forma algebraica, descomponiéndola en componentes exponenciales [28]. En la tabla 4 se muestran los resultados obtenidos de la serie de Prony de dos términos mediante la transformada de Laplace, equivalentes a los datos del modelo de Burgers, que se colocarán en el programa ABAQUS.

Tabla 4. Términos de la serie de Prony equivalentes al modelo Burgers para colocar en ABAQUS.

i	g_i	$\tau_i(s)$
1	0,0828	0,02
2	0,917	80,83

Modelo 2S2P1D

Se trata de un modelo más avanzado para describir el comportamiento viscoelástico de las mezclas asfálticas [20, 21]. De la investigación de Komba et al. (2012) [26] fueron extraídos los datos pertenecientes del modelo 2S2P1D para un asfalto de grado 50/70: el módulo elástico instantáneo (E_0), el módulo elástico retardado (E_∞), los coeficientes adimensionales k, δ, h, β y el valor medio logarítmico de los tiempos de relajación (τ), como se observa en la tabla 5. Estos datos se obtuvieron mediante ensayos experimentales.

Tabla 5. Parámetros del modelo 2S2P1D [26].

Parámetros	Valores
Módulo elástico instantáneo (E_0) (MPa)	90
Módulo elástico retardado (E_∞) (MPa)	45000
k	0,14903
δ	153,368
h	0,51966
Módulo elástico instantáneo (E_0) (MPa)	90
Módulo elástico retardado (E_∞) (MPa)	45000

El modelo 2S2P1D tampoco se encuentra implementado de manera directa en el programa ABAQUS, por lo que es necesario transformar su formulación reológica original en una representación equivalente mediante una serie de Prony. Los 11 tiempos de relajación de la serie de Prony se definieron mediante una distribución en escala logarítmica, a partir de que los parámetros del modelo se obtuvieron para cubrir una frecuencia de $0{,}1\sim25\ Hz$. Los tiempos de relajación se centraron alrededor del valor medio logarítmico $\tau{=}0{,}01164\ s$, estableciendo dos décadas a cada lado del tiempo medio, con el fin de representar adecuadamente el espectro continuo de relajación del modelo 2S2P1D, abarcando los tiempos desde $10\text{-}4\sim100$. En varios estudios se obtienen los términos de los tiempos de relajación mediante una escala logarítmica como un procedimiento válido [29-31].

Para determinar los términos de los coeficientes adimensionales de la serie de Prony, se establecieron espectros de relajación continua E_i, seleccionando los tiempos de relajación y obteniendo los coeficientes para obtener una buena representación del espectro [30].

$$E_i = H(\tau_i) * \Delta \ln \tau_i \quad (1)\ [30]$$

$$\Delta \ln \tau_i = \ln 10 * \Delta \log \tau_i \quad (2)\ [30]$$

$$H(\tau_i) \geq \frac{0.01\%(E_0 - E_\infty)M}{\ln 10} \quad (3)\ [30]$$

Donde M es el número de tiempos asumidos en cada década del tiempo en la escala logarítmica.

$$g_i = \frac{E_i}{E_0} \quad (4)\ [30]$$

En la tabla 6 se muestran los resultados obtenidos de los 11 términos para la serie de Prony para la colocación en el programa ABAQUS.

Tabla 6. Términos de la serie de Prony equivalentes al modelo 2S2P1D para colocar en ABAQUS.

i	g_i	$\tau_i(s)$
1	0,05890	$1,16 * 10^{-4}$
2	0,05387	$2,51 * 10^{-4}$
3	0,04886	$5,43 * 10^{-4}$
4	0,04386	$1,73 * 10^{-3}$
5	0,03885	$2,53 * 10^{-3}$
6	0,03383	$5,48 * 10^{-3}$
7	0,02880	$1,19 * 10^{-2}$
8	0,02378	$2,57 * 10^{-2}$
9	0,01870	$5,56 * 10^{-2}$
10	0,01370	$1,20 * 10^{-1}$
11	-0,00096	1,16

2.3. INTERACCIONES.

Las interacciones entre las distintas partes del modelo constituyen uno de los aspectos fundamentales de la simulación numérica, para garantizar la convergencia en la solución del modelo. Durante el ensayo físico, la probeta permanece en contacto continuo con los mecanismos de carga, sin que se produzca la separación de la zona central de contacto, incluso cuando la probeta comienza a deformarse. Por esta razón se utilizó el contacto TIE, para no permitir la separación entre los elementos que interactúan. Se establecieron para el contacto dos superficies: una principal y otra secundaria, donde la principal fue la superficie del mecanismo de transferencia y la secundaria, la superficie de la probeta en contacto con el mecanismo. En la figura 5 se observan las superficies principal y secundaria para la interacción TIE entre la probeta-mecanismo de transferencia de carga.

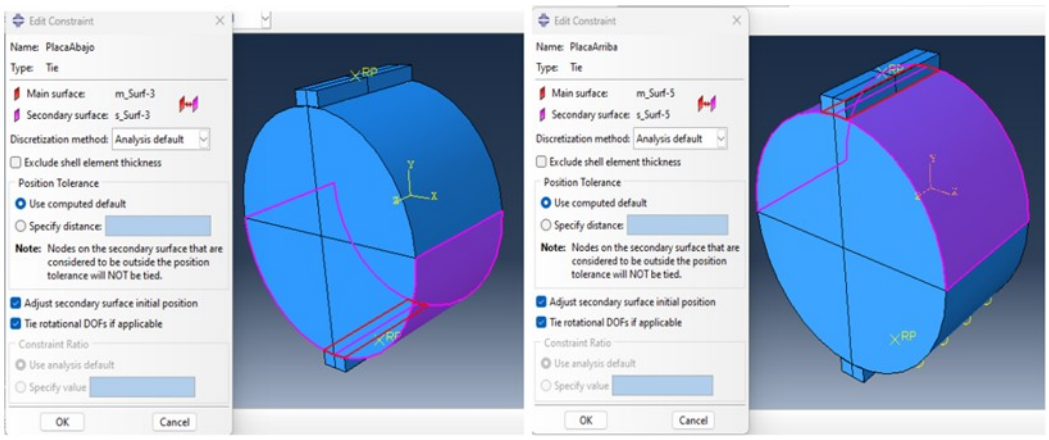


Fig. 5. Interacciones empleadas en la modelación.

2.4.CARGAS Y CONDICIONES DE CONTORNO.

En el mecanismo de transferencia de carga inferior todos los grados de libertad se restringen. Esta condición idealiza el apoyo rígido y fijo de la máquina del ensayo, sin permitir ningún movimiento ni rotación. En el mecanismo de transferencia de carga superior se restringen los desplazamientos y giros, excepto en la vertical que se impone un desplazamiento de 3 mm, donde se determinará la reacción que genera el desplazamiento. En la figura 6 se muestra la definición de las condiciones de contorno y de carga en el modelo.

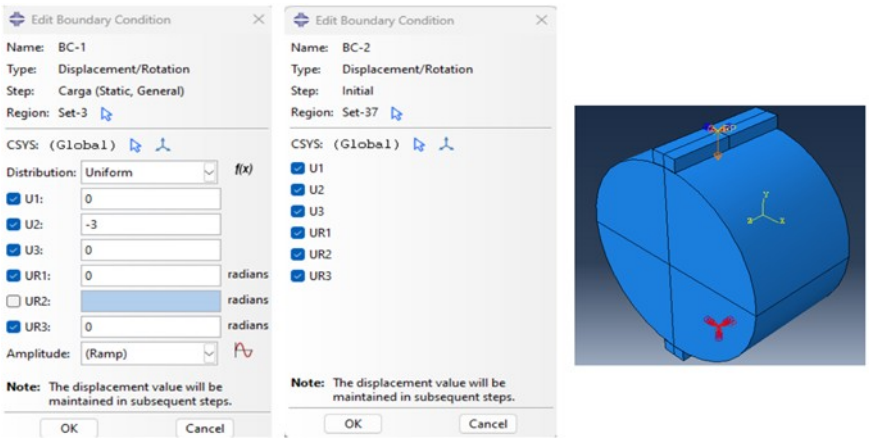


Fig. 6- Condiciones de borde para el estado de carga en la probeta.

2.5.DEFINICIÓN DEL MALLADO.

Para el mallado se emplearon las condiciones establecidas por Zamora (2017) [2]. Se utilizó la técnica de barrido "*Sweep*" en el módulo *Mesh*, con el algoritmo de avance frontal, ya que esta técnica permite generar mallas de muy alta calidad en geometrías cilíndricas y prismáticas. Para la probeta se eligieron los elementos del mallado C3D8R (*Continum Tridimensional 8 nudes reduced integration*, por sus siglas en inglés), un cubo lineal de 8 nodos, con integración reducida y el control de reloj de arena. El control se estableció para 46 elementos cuadrangulares y estructurados. La densidad de mallado definida fue de 5 mm. En la figura 7 se observa la forma del mallado de la probeta y los mecanismos de transferencia de carga.

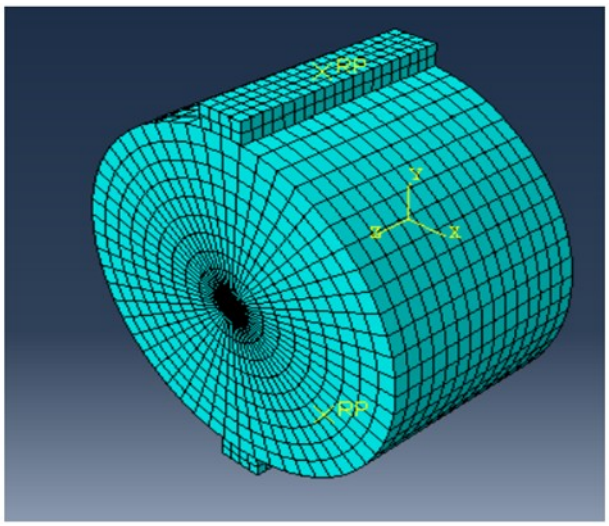


Fig. 7- Mallado realizado para simular el ensayo de tracción indirecta (IDT).

3. RESULTADOS

Para el análisis de los resultados de los tres modelos realizados, se tendrán en cuenta factores fundamentales como la carga de rotura, el desplazamiento vertical de la probeta, la tensión y las deformaciones. Todos los análisis se realizarán para el modelo en 3D.

3.1. MODELO CONCRETE DAMAGED PLASTICITY.

A partir de la primera modelación realizada por el modelo *Concrete Damaged Plasticity* (modelo numérico 1), se generaron los resultados para permitir evaluar el comportamiento de la probeta. En la figura 8a se presenta el gráfico policromático que brinda el programa a partir de los resultados de los desplazamientos verticales (U_2). El desplazamiento de rotura se identifica en la zona central de la probeta, donde el material se deforma libremente y el estado tensional es consecuencia exclusiva del modelo constitutivo. En esta región se concentra la mayor deformación plástica y la degradación de rigidez, lo que conduce a la localización del daño y al inicio de la rotura, como se muestra en la figura 8b. La figura 8c muestra la distribución de tensiones obtenidas.

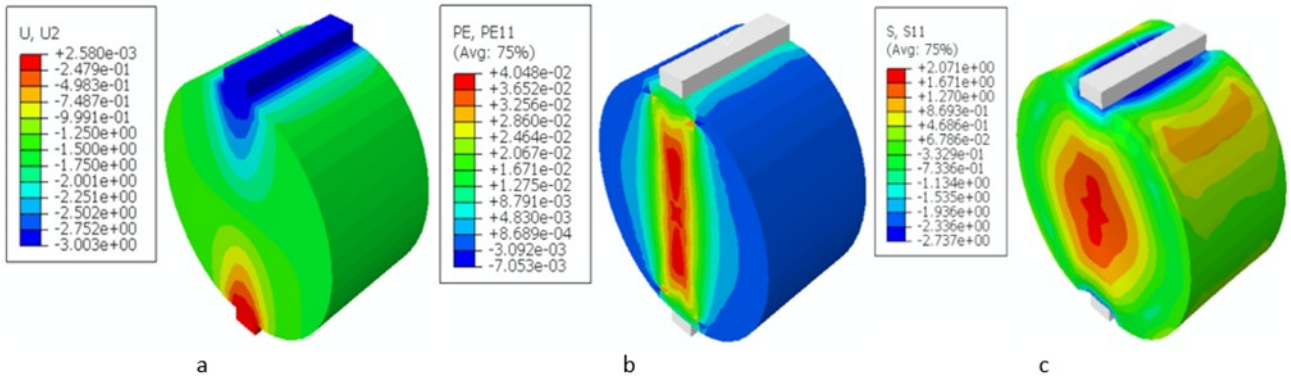


Fig. 8- Gráfico policromático para el modelo 1 de- a) desplazamiento vertical, b) deformaciones plásticas, c) distribución de tensiones.

Como se puede observar en la figura 8a, las condiciones de contornos previstas en el modelo ocasionan que las formas de los desplazamientos correspondan con los que se pretenden simular la investigación, similares al ensayo de tracción indirecta. La zona azul corresponde a la región donde se aplicó el desplazamiento, mientras que la zona roja representa la superficie con desplazamiento restringido, donde el material no puede deformarse libremente. Debido a que ambas regiones están gobernadas por condiciones de contorno, no son representativas en el comportamiento real del material.

La deformación de rotura se localiza en el centro de la probeta (figura 8b) debido a que esta región se encuentra libre de los efectos de las condiciones de contorno impuestas por los mecanismos de carga. En dicha zona (área de color rojo), el material experimenta un estado tensional más uniforme y representativo, con menor confinamiento, lo que favorece la acumulación de deformación inelástica y la localización del daño. Esta zona de máxima deformación plástica obtenida por el modelo coincide con el lugar donde, en el ensayo real de tracción indirecta aparece y se propaga la grieta principal.

Como se observa en la figura 8c, la carga aplicada en los extremos de la probeta produce un estado de compresión vertical, y simultáneamente un estado de tracción horizontal en el plano diametral. La escala de colores representa: las tensiones bajas en la zona azul, la concentración máxima de tensiones de tracción en la región central marcada en rojo, que es donde ocurre la fisura y rotura del material. Esta distribución confirma que las condiciones de contorno y el contacto con el plato de carga están correctamente modelados, ya que las tensiones más elevadas no se localizan en la zona de aplicación de la carga, sino en el interior de la probeta. La simulación reproduce el mecanismo de falla característico del ensayo y permite identificar la zona crítica del material.

Comparación de resultados

En el caso particular de la investigación, el modelo numérico fue validado mediante la comparación de los resultados obtenidos con dos referencias independientes. Se contrastaron los datos con los resultados publicados en la tesis de Zamora (2017) [2], y dado que, en dicho documento, Zamora valida su propio modelo frente a un ensayo de laboratorio de tracción indirecta específico, Villar (2006) [2], se procedió a una comparación directa y secundaria del presente modelo con los datos experimentales de ese mismo ensayo.

Para validar los resultados obtenidos en el modelo se contrastaron los valores de la carga de rotura y deformación de rotura con los datos patrones, siguiendo la norma de error del espacio euclidiano en un punto (error relativo) (ecuación 5).

$$e_r = \frac{|V_{patrón} - V_{estimado}|}{V_{patrón}} \quad (5)$$

En la tabla 7 se muestran los valores obtenidos por el modelo numérico 1 realizado y por los datos publicados en el documento patrón [2], además, se comparan los resultados y se determinan los errores.

Tabla 7. Comparación entre el modelo numérico 1, la tesis Zamora (2017) y el ensayo Villar (2006).

Valores	Modelo numérico (1) Concrete Damaged Plasticity	Tesis patrón / Error relativo (%) (Zamora 2017) [2]	Ensayo de laboratorio / Error relativo (%) (Villar 2006) [2]
Desplazamiento (mm)	1,499	1,284 / 16,74	1,427 / 5,05
Carga de rotura (N)	8316	8630 / 3,64	8710 / 4,52

Al comparar los resultados obtenidos por el modelo numérico 1 frente a los datos experimentales del ensayo de laboratorio y los valores reportados en la tesis patrón [2], se observa que la modelación realizada presenta un error significativamente menor respecto al comportamiento medido en el laboratorio, que con respecto a la tesis patrón. Aunque los errores resultantes entre el modelo numérico 1 y el ensayo de laboratorio están en el intervalo de un 4% - 6%, el modelo no representa la naturaleza viscoelástica de la mezcla.

En la figura 9 se muestra la comparación de los gráficos de carga contra desplazamiento de la tesis patrón, el ensayo de laboratorio [2] y el obtenido por el modelo numérico 1.

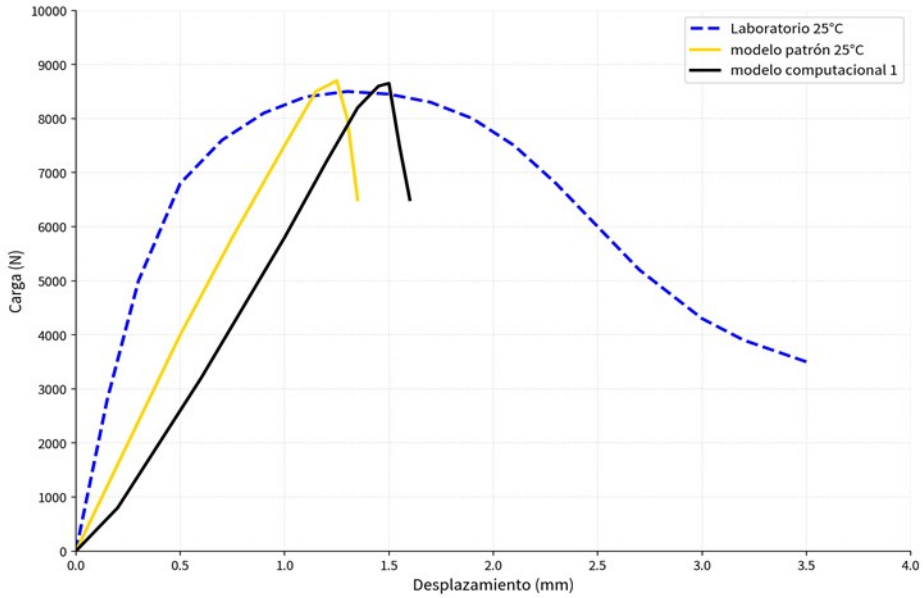


Fig. 9- *Comparación de los gráficos de carga contra desplazamiento del modelo computacional 1, la tesis patrón y el ensayo de laboratorio***.**

Como se observa en la figura 9, la carga máxima y el desplazamiento son similares con la tesis patrón, sin embargo, no lo es así con el comportamiento de la curva del ensayo de laboratorio, debido a que tanto el modelo numérico realizado, como la tesis patrón, fueron representados mediante un modelo de daño plástico típico para hormigones hidráulicos y no para mezclas asfálticas, no considerando el comportamiento viscoso de la mezcla.

3.2.MODELO BURGERS.

Para la simulación del modelo de Burgers (modelo numérico 2), se obtienen los resultados correspondientes al comportamiento mecánico de la probeta. Este modelo considera el comportamiento de la mezcla desde un enfoque viscoelástico, permitiendo evaluar con más exactitud la respuesta real del material. En la figura 10a se evidencia la escala de colores correspondiente a los desplazamientos verticales resultantes en el modelo. La figura 10b muestra los resultados obtenidos de las fuerzas de reacción y la figura 10c muestra los resultados obtenidos de las tensiones.

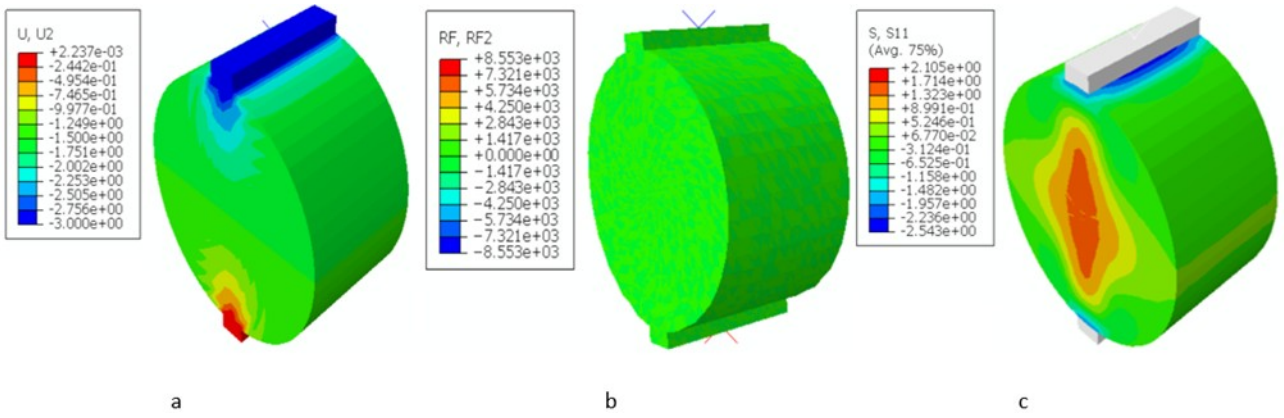


Fig. 10- Gráfico policromático para el modelo 2 de- a) desplazamiento vertical, b) distribución de fuerzas de reacción, c) distribución de tensiones.

Como se puede observar en la figura 10a, la zona roja corresponde a la superficie con los desplazamientos restringidos, simulando un apoyo rígido, la zona azul corresponde a la región donde se impuso el desplazamiento. El desplazamiento de rotura se identifica en la zona central de la probeta, donde el material se deforma libremente y el estado tensional es consecuencia exclusiva del modelo constitutivo.

Las fuerzas de reacción se concentran en la zona de la banda superior, que es donde se aplicó el desplazamiento, y en la banda inferior con el mismo valor, pero en sentido contrario, como se observa en la figura 10b. Aunque las reacciones se concentran en estas zonas, la carga de rotura se produce en la región central, a partir del máximo valor de la fuerza de reacción, que es donde ocurre la falla.

Como se observa en la figura 10c, la carga aplicada en los extremos de la probeta produce un estado de compresión vertical, y simultáneamente un estado de tracción horizontal en el plano diametral. Las mayores tensiones se concentran en el centro de la probeta, que es donde ocurre la fisura y rotura del material.

Comparación de resultados

Se contrastaron los valores obtenidos con los resultados publicados en la tesis de Zamora (2017) [2], y con el ensayo de laboratorio de tracción indirecta, Villar (2006) , logrando así una verificación doble de los resultados.

En la tabla 8 se muestran los valores obtenidos por el modelo numérico 2 realizado y por los datos publicados en el documento patrón, además, comparan los resultados y se determinan los errores.

Tabla 8. Comparación entre el modelo numérico 2, la tesis Zamora (2017) y el ensayo Villar (2006).

Valores	Modelo numérico (2) Burgers	Tesis patrón / Error relativo (%) (Zamora 2017) [2]	Ensayo de laboratorio / Error relativo (%) (Villar 2006) [2]
Desplazamiento (mm)	1,468	1,284 / 14,33	1,427 / 2,88
Carga de rotura (N)	8553	8630 / 0,89	8710 / 1,80

Al comparar los resultados obtenidos por el modelo numérico 2 con respecto a los datos experimentales del ensayo de laboratorio y los valores reportados de la tesis patrón, se demuestra que:

Los errores entre la modelación realizada y el ensayo de laboratorio son inferiores a un 3%, representando que el modelo Burgers representa con mejor el comportamiento de las mezclas asfálticas.

Los errores entre la modelación realizada y los resultados reportados por la tesis patrón son representativos, con más de un 10% de error con respecto al valor de desplazamiento, significando la desigualdad que existe entre los modelos constitutivos utilizados para representar el comportamiento de la mezcla.

En la figura 11 se muestra la comparación de los gráficos de carga contra desplazamiento de la tesis patrón, el ensayo de laboratorio [2] y el obtenido por el modelo numérico 2.

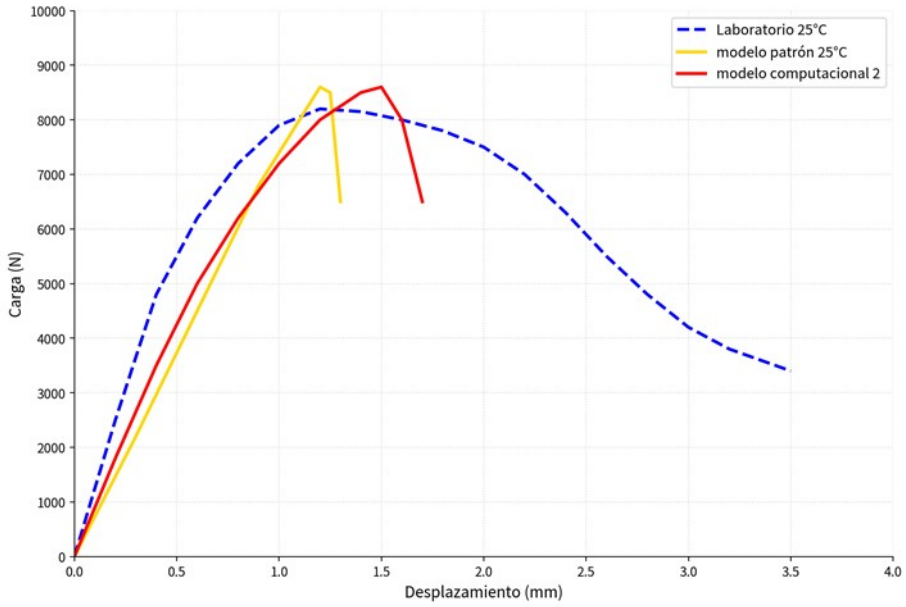


Fig. 11- *Comparación de los gráficos de carga contra desplazamiento del modelo computacional 2, la tesis patrón y el ensayo de laboratorio.*

El gráfico que se observa en la figura 11, demuestra que el modelo de Burgers representa el comportamiento viscoelástico de la mezcla, guardando similitud la curva de comportamiento con la curva del ensayo de laboratorio.

3.3. MODELO 2S2P1D.

Para la simulación del modelo 2S2P1D (modelo numérico 3), se obtuvieron los resultados correspondientes al comportamiento mecánico de la probeta bajo carga. Estos datos permitieron evaluar la respuesta del material desde un enfoque viscoelástico, constituyendo la base para el análisis.

La representación policromática correspondiente a los desplazamientos verticales del modelo se aprecia en la figura 12a. La figura 12b evidencia las fuerzas de reacción obtenidas por el modelo en respuesta al desplazamiento impuesto en la banda superior del mecanismo de transferencia de carga de la representación. La figura 12c muestra la distribución de tensiones obtenidas.

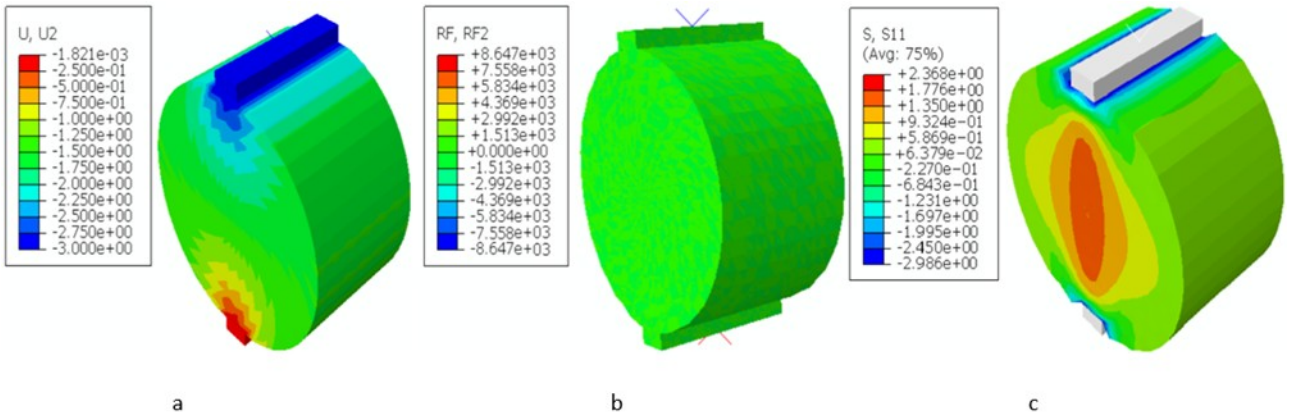


Fig. 12- Gráfico policromático para el modelo 3 de- a) desplazamiento vertical, b) distribución de fuerzas de reacción, c) distribución de tensiones.

En la figura 12a, la zona azul identifica el sector donde se impuso el desplazamiento, lo que provoca que dicha región experimente la mayor deformación impuesta por el modelo. La zona roja corresponde a la superficie con desplazamientos restringidos, donde los grados de libertad han sido restringidos para evitar movimientos, simulando un apoyo rígido. Estas regiones, dominadas por las condiciones de contorno no permiten observar la respuesta real del material, por lo el comportamiento mecánico debe centrarse en la zona intermedia de la probeta, donde el material se deforma libremente y las tensiones y deformaciones resultantes representan de manera más fiel la respuesta de la probeta asfáltica.

Aunque las reacciones representadas en la figura 12b se concentran en las zonas de las bandas superior e inferior, estas regiones no son representativas para el inicio de la rotura, ya que están gobernadas por las condiciones de contorno. La localización del fallo se produce en la zona central de la probeta, donde el material se deforma libremente, donde la carga de rotura se identifica a partir del valor máximo de la fuerza de reacción.

Como se observa en la figura 12c, la carga aplicada en los extremos de la probeta produce un estado de compresión vertical, y simultáneamente un estado de tracción horizontal en el plano diametral. La escala de colores representa: las tensiones bajas en la zona azul, la concentración máxima de tensiones de tracción en la región central marcada en naranja, que es donde ocurre la fisura y rotura del material.

Comparación de resultados

Se contrastaron los valores obtenidos con los resultados publicados en la tesis de Zamora (2017) [2], y con el ensayo de laboratorio de tracción indirecta, Villar (2006) [2], logrando así una verificación doble de los resultados.

En la tabla 9 se muestran los valores obtenidos por el modelo numérico 3 realizado y por los datos publicados en el documento patrón, además, comparan los resultados y se determinan los errores.

Tabla 9. Comparación entre el modelo numérico 3, la tesis Zamora (2017) y el ensayo Villar (2006).

Valores	Modelo numérico (3) 2S2P1D	Tesis patrón / Error relativo (%) (Zamora 2017) [2]	Ensayo de laboratorio / Error relativo (%) (Villar 2006) [2]
Desplazamiento (mm)	1,452	1,284 / 13,09	1,427 / 1,76
Carga de rotura (N)	8621	8630 / 0,10	8710 / 1,02

Al comparar los resultados obtenidos por el modelo numérico 3 frente a los datos experimentales del ensayo de laboratorio y los valores reportados en la tesis patrón, se evidencia que:

Los errores entre la modelación realizada y el ensayo de laboratorio son inferiores a un 2%, representando que el modelo 2S2P1D representa con más exactitud el comportamiento de las mezclas asfálticas.

Los errores entre la modelación realizada y los resultados reportados por la tesis patrón son representativos, con más de un 10% de error con respecto al valor de desplazamiento, significando la desigualdad que existe entre los modelos constitutivos utilizados para representar el comportamiento de la mezcla.

En la figura 13 se muestra la comparación de los gráficos de carga contra desplazamiento de la tesis patrón, el ensayo de laboratorio [2] y el obtenido por el modelo numérico 3.

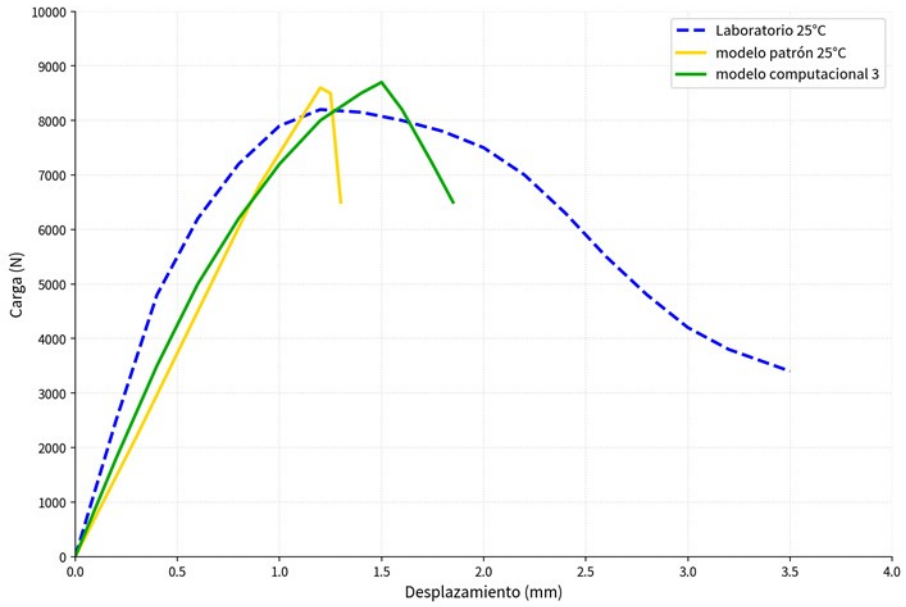


Fig. 13- *Comparación de los gráficos de carga contra desplazamiento del modelo computacional 3, la tesis patrón y el ensayo de laboratorio.*

Como se observa en el gráfico de la Figura 13, la curva del comportamiento de la probeta asfáltica es similar a la curva del ensayo de laboratorio [2], demostrando la capacidad del modelo 2S2P1D de representar el comportamiento viscoelástico de las mezclas asfálticas.

3.4. COMPARACIÓN ENTRE LOS MODELOS COMPUTACIONALES

A partir de las tres modelaciones computacionales realizadas y del ensayo experimental, se obtuvieron los valores de desplazamiento y carga de rotura que se muestran en la tabla 10 y se graficaron las curvas de comportamiento de las modelaciones como se muestra en la figura 14.

Tabla 10. Comparación de los resultados numéricos y experimentales.

Análisis de los modelos computacionales				
Modelos computacionales	**Criterio**			
	Carga (N)	**Error de carga (%)**	**Desplazamiento (mm)**	**Error Desplazamiento (%)**
Ensayo Patrón (Carga) (N)	8710			
Ensayo Patrón (Desplazamiento) (mm)	1,427			
Modelo numérico (1) Concrete Damaged Plasticity	8316	4,52	1,499	5,05
Modelo numérico (1) Burgers	8553	1,80	1,468	2,88
Modelo numérico (1) 2S2P1D	8621	1,02	1,452	1,76

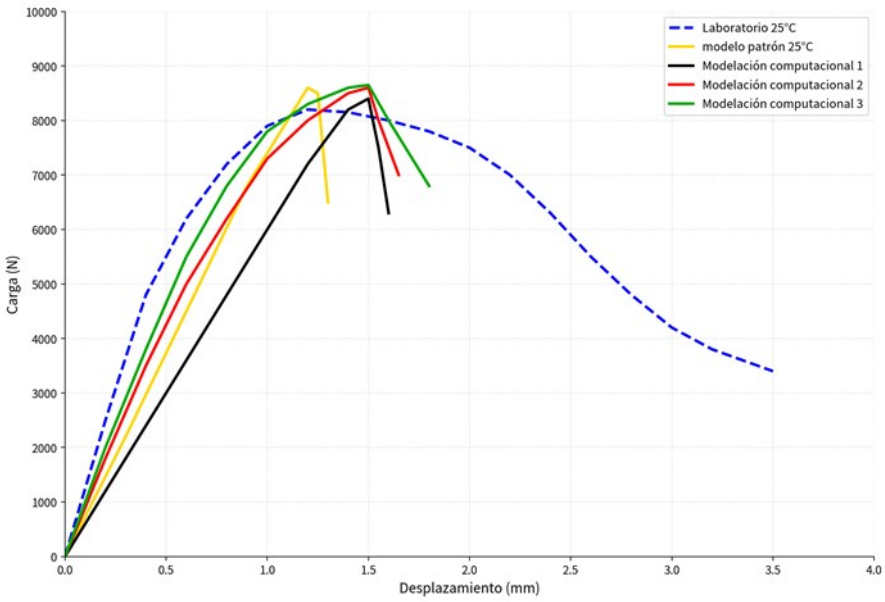


Fig. 14- Comparación de los gráficos de carga contra desplazamiento de los modelos computacionales 1, 2 y 3, la tesis patrón y el ensayo de laboratorio.

Al analizar los resultados obtenidos por la carga y desplazamiento de rotura de los tres modelos, se evidencia que:

El modelo Concrete Damaged Plasticity presenta una subestimación de la carga máxima respecto al ensayo de laboratorio. El modelo fue originalmente desarrollado para materiales cuasi-frágiles como el hormigón, donde los mecanismos de daño y plastificación dominan el comportamiento, sin considerar los efectos viscoelásticos característicos de las mezclas asfálticas. Además, predice un desplazamiento mayor que el obtenido experimentalmente, lo que indica una sobreestimación de la capacidad deformacional del material antes del fallo.

El modelo de Burgers muestra una mejor aproximación al valor de la carga de rotura experimental, evidenciando que la incorporación de elementos viscosos permite capturar de forma más adecuada la redistribución de tensiones previa a la rotura. Además, muestra un desplazamiento más próximo al valor del ensayo, lo que pone de manifiesto la importancia de considerar la viscosidad del material en la simulación del proceso de rotura.

El modelo 2S2P1D representa la mayor concordancia con el ensayo de laboratorio, confirmando que la formulación del modelo, basada en una representación más completa del comportamiento viscoelástico, es especialmente adecuada para simular mezclas asfálticas sometidas al ensayo de tracción indirecta. Además, es el que mejor reproduce el desplazamiento, con una diferencia mínima al valor experimental. Esto sugiere que el modelo es capaz de reproducir de forma más realista la evolución de la deformación en la zona central de la probeta, donde se localiza el estado crítico de tracción durante el ensayo.

De manera general, los resultados demuestran que el modelo Concrete Damaged Plasticity tiende a concentrar el daño de forma más abrupta, lo que conduce a una rotura menos progresiva; el modelo de Burgers, al introducir un comportamiento viscoelástico básico, permite una evolución más gradual de las deformaciones, mejorando la predicción tanto de la carga como del desplazamiento de rotura y el modelo 2S2P1D destaca por ofrecer una respuesta muy cercana a la experimental, similar a la curva de comportamiento del ensayo, contemplando de manera más realista los efectos dependientes del tiempo y de la carga.

4. CONCLUSIONES

A partir del análisis comparativo realizado se puede concluir que:

El modelo Concrete Damaged Plasticity es capaz de reproducir el fenómeno de rotura, pero no reproduce adecuadamente el comportamiento viscoelástico de la mezcla asfáltica, lo que se traduce en diferencias significativas respecto a los resultados experimentales.

El modelo de Burgers mejora la predicción tanto de la carga como del desplazamiento de rotura, evidenciando la importancia de incorporar efectos viscosos en la modelación del ensayo de tracción indirecta. Sin embargo, su capacidad para reproducir con precisión el ensayo de laboratorio sigue siendo limitada debido a su formulación relativamente simplificada.

El modelo 2S2P1D presenta la mayor concordancia con el ensayo de laboratorio, reproduciendo con alta precisión el comportamiento de la mezcla asfáltica.

El modelo 2S2P1D se identifica como el modelo constitutivo más adecuado para la simulación numérica de ensayos de tracción indirecta en mezclas asfálticas, al ser el que mejor representa el comportamiento real del material.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. L. Moretti and A. D'Andrea, "Analysis of the relationship between air voids content, hydraulic conductivity, and gas permeability in asphalt mixtures," International Journal of Pavement Research and Technology, vol. 19, pp. 1857-1872, 2025
2. D. Zamora, "Relación entre la estabilidad Marshall y la resistencia a tracción indirecta con empleo de simulación numérica," Departamento de Viales, CUJAE, La Habana, 2017
3. L. Shi, X. Xiao, X. Wang, H. Liang, and D. Wang, "Mesostructural characteristics and evaluation of asphalt mixture contact chain complex networks," Construction and Building Materials, vol. 340, 2022
4. Y. Sun, Z. Zhang, H. Gong, C. Zhou, J. Chen, and B. Huang, "3D multiscale modeling of asphalt pavement responses under coupled temperature-stress fields," Journal of Engineering Mechanics, vol. 148, no. 3, 2022
5. K. Georgouli and C. Plati, "Dielectric response of asphalt mixtures and relationship to air voids and stiffness," Construction Materials, vol. 4, no. 3, 2024
6. Y. Luo et al., "Thermal fatigue and cracking behaviors of asphalt mixtures under different temperature variations," Construction and Building Materials, vol. 369, 2023
7. M. L. Varas, A. Raposeiras, D. M. Quesada, and J. P. Arenas, "Estudio del comportamiento reológico de mezclas y ligantes asfálticos utilizando modelos de viscoelasticidad fraccionaria," presented at the Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto, México, 2019.
8. M. M. Alamnie, E. Taddesse, and I. Hoff, "Advances in Permanent Deformation Modeling of Asphalt Concrete-A review " Materials, vol. 15, no. 10, pp. 34-80, 2022
9. Y. He et al., "Comparative study on the dynamic response of asphalt pavement structures: Analysis using the classic Kelvin, Maxwell, and Three-Parameter Solid Models," Buildings, vol. 14, no. 1, 2024
10. C. Huang, D. Gao, T. Meng, and C. Yang, "Investigation into viscoelastic properties of fiber-reiforced asphalt composite concrete based on the burgers model," Buildings, vol. 13, no. 2, 2023
11. H. Wang and P. Hao, "Numerical simulation of indirect tensile test based on the microstructure of asphalt mixture," Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 23, no. 1, pp. 21-29, 2011
12. A. T. Vu, "Modeling relaxation nature of nonequilibrium glass in nonisothermal glass molding," presented at the Dissertation, Rheinisch-Westfalische Techbische Hochschule Aachen, Germany, 2023.
13. Q. Zhang, X. Gu, Z. Yu, J. Liang, and Q. Dong, "Viscoelastic Damage Characteristics of Asphalt Mixtures using Fractional Rheology," Materials, vol. 14, no. 19, pp. 58-92, 2021
14. J. Zhang, "Advances in micromechanical modelling of asphalt mixtures: A review," European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 24, no. 5, pp. 583-602, 2020
15. A. Pronk, "The Huet-Sayegh model: A simple and excellent rheological model for master curves of asphaltic Mixes," Asphalt Concrete: Simulation, Modeling and Experimental Characterization, vol. 8, pp. 73-82, 2006
16. S. Lv, X. Fan, N. Zhang, C. Xia, and Y. Li, "Characterization of asphalt mixture moduli under different stress states," Materials, vol. 12, no. 3, 2019
17. T. Nguyen, D.-L. Nguyen, V.-V. Tran, and M.-L. Nguyen, "Finite element implementation of Huet-Sayegh and 2S2P1D models for analysis of asphalt pavement structures in time domain," International Journal of Road Materials and Pavement Design vol. 23, no. 1, 2022
18. E. Bocci, E. Prosperi, and M. Bocci, "Rheological modelin bituminous mixtures including polymer-modified binder and fine crumb rubberadded through Dry Process," Materials, vol. 16, no. 1, pp. 3-10, 2022
19. F. Zhang et al., "Time-domain characterization of linear viscoelastic behavior in asphalt mixtures: A comparative evaluation through discrete and continuous spectral techniques," Polymers, vol. 17, no. 10, 2025
20. H. Zhao et al., "Modeling the dynamic properties of the polyurethane mixture with dense gradation using the 2S2P1D model," Coatings, vol. 13, no. 12, pp. 20-60, 2023
21. C. E. N. d. Castro, A. C. L. D. Silva, and A. K. C. Monteiro, "Viscoelastic mechanical models analysis in asphalt concrete with sintered aggregate of calcined clay," Materials and Structures, vol. 59, no. 1, 2026
22. A. Diab, L. You, A. Topa, N. Saboo, M. Sukhija, and A. Awed, "Modeling linear and nonlinear viscoelastic oscillatory rheometric stress-strain hysteresis of asphalt binders," Scientific Reports, vol. 14, no. 1, 2024
23. Y. Li, Q. Wang, B. Liu, and Y. Tan, "Meso-Structural modeling of asphalt mixtures using computed tomography and discrete element method with indirect tensile testing," Materials, vol. 18, no. 11, pp. 25-66, 2025
24. H. Yao, M. Xu, J. Liu, Y. Liu, J. Ji, and Z. You, "Literature review on the discrete element method with indirect tensile testing," Frontiers in materials, vol. 9, 2022

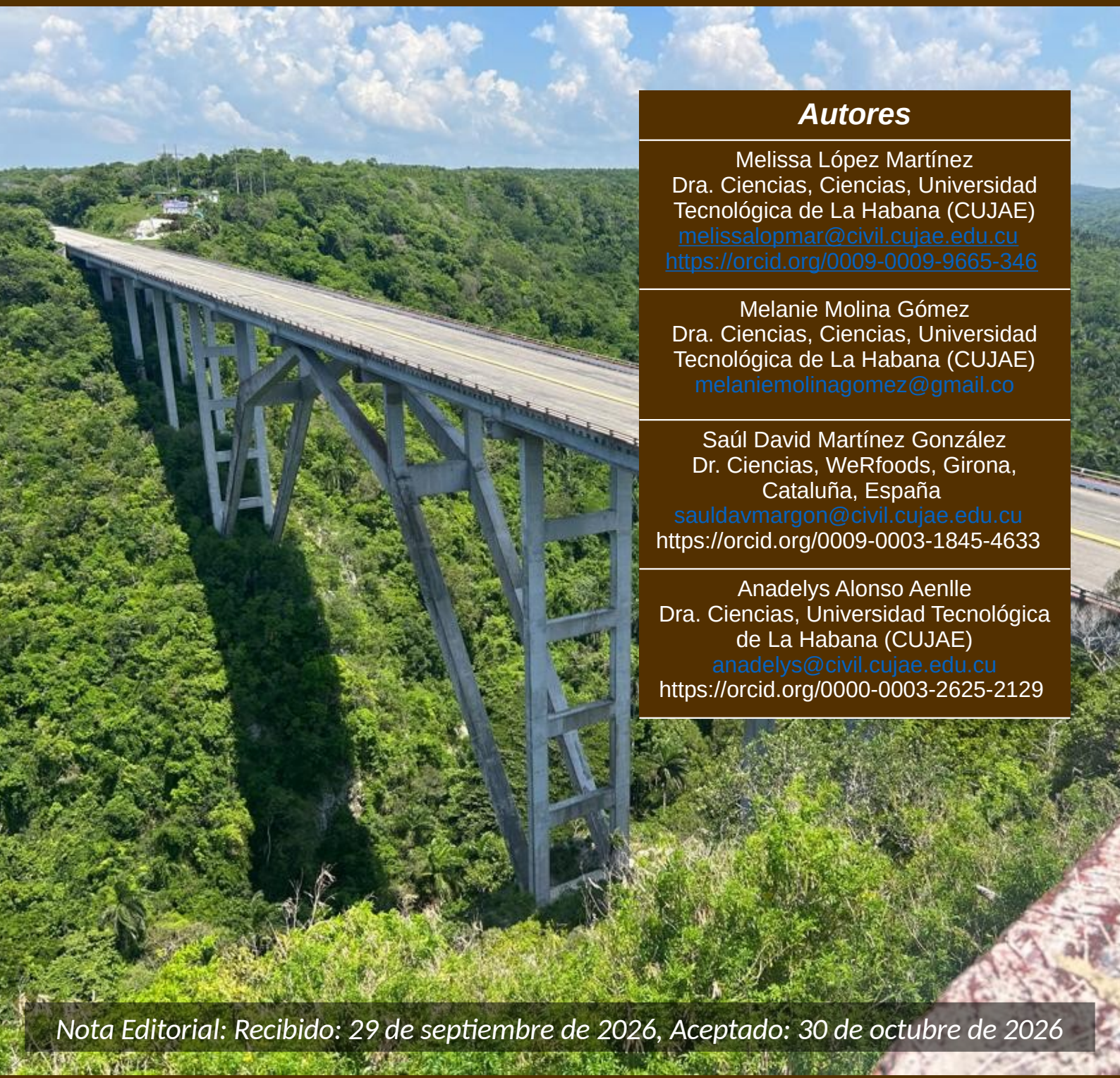
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

25. UNE-EN 12697-26, "Rigidez", ed. España: Asociación Española de Normalización (UNE), 2012
26. J. K. Anochie-Boateng and J. O'Connell, "Analytical modelling of visco-elastic behaviour of hot-mix asphalt," presented at the 31st Southern African Transport Conference, South Africa, 2012.
27. R. Michalczyk, "Implementation of generalized viscoelasticmaterial model in abaqus code," presented at the Logistyka, University of Technology, Poland, 2011.
28. A. T. Vu, A. N. Vu, T. Grunwald, and T. Bergs, "Modeling the thermo-viscoelastic material behavior of glass over a wide temperature range in glass compression molding," Journal of the American Ceramic Society, vol. 103, no. 4, pp. 2791-2807, 2020
29. E. Mukandile, W. Steyn, T. Milne, and L. Kannemeyer, "Rheological characteristics of south african bitumen," presented at the 11th Conference on Asphalt Pavements for Sothern Africa, South Africa, 2015.
30. R. Luo, H. Lv, and H. Liu, "Development of Prony series models based on continuous relaxation spectrums for relaxation moduli determined using creep tests," Construction and Building Materials, vol. 168, pp. 758-770, 2018
31. Y. Zhang and Y. Sun, "Fast-acquiring high-quality Prony series parameters of asphalt concrete through viscoelastic continuous spectral models," Materials, vol. 15, no. 3, pp. 7-16, 2022

4

Evaluación De La Arena Y El Hormigón En El Comportamiento De Un Pavimento De Adocretos

Evaluation of Sand and Concrete on the Performance of a Concrete Paver Pavement



Autores

Melissa López Martínez
Dra. Ciencias, Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)
melissalopmar@civil.cujae.edu.cu
https://orcid.org/0009-0009-9665-346

Melanie Molina Gómez
Dra. Ciencias, Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)
melaniemolinagomez@gmail.co

Saúl David Martínez González
Dr. Ciencias, WeRfoods, Girona, Cataluña, España
sauldavmargon@civil.cujae.edu.cu
https://orcid.org/0009-0003-1845-4633

Anadelys Alonso Aenlle
Dra. Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)
anadelys@civil.cujae.edu.cu
https://orcid.org/0000-0003-2625-2129

Nota Editorial: Recibido: 29 de septiembre de 2026, Aceptado: 30 de octubre de 2026

Trabajo de Investigación

4

Evaluación De La Arena Y El Hormigón En El Comportamiento De Un Pavimento De Adocretos



Resumen

El empleo de pavimentos articulados con adocretos se ha incrementado en los últimos años en Cuba, particularmente en áreas de uso peatonal y en vialidades de tráfico ligero y medio, destacándose su aplicación en la Zona de Desarrollo Mariel. No obstante, a pesar de su creciente utilización, no existe actualmente una norma nacional que regule el diseño estructural de este tipo de pavimentos. En este contexto, la presente investigación se desarrolla como un antecedente a la futura elaboración de una norma de diseño para pavimentos de adocretos, con el objetivo de evaluar la influencia de los parámetros de diseño calidad de la arena y sus modelos constitutivos, y la calidad del hormigón y sus modelos de comportamiento, en el comportamiento tenso–deformacional de los pavimentos de adocretos. El estudio se apoya en un análisis estadístico multifactorial que incluye ANOVA, diagramas de Pareto, efectos principales y gráficas de interacción, evaluando de manera integral la influencia de cada factor sobre las tensiones verticales a compresión, las deformaciones verticales unitarias y la deflexión del sistema. Los resultados obtenidos evidencian que los parámetros asociados a la arena, en particular su calidad y el modelo constitutivo que se adopte, ejercen una influencia dominante en el comportamiento tenso-deformacional del pavimento articulado, mientras que los factores relacionados con el adocreto presentan una incidencia secundaria debido a la elevada rigidez de estos materiales.

Palabras Clave

Pavimentos articulados con adocretos, trabazón mecánica, modelos constitutivos, análisis estadístico, modelación numérica.

Research Paper

4 *Evaluation of Sand and Concrete on the Performance of a Concrete Paver Pavement*



Abstract

The use of interlocking concrete block pavements has increased in Cuba in recent years, particularly in pedestrian areas and on roads with light to medium traffic, with notable applications in the Mariel Development Zone. However, despite their growing use, there is currently no national standard regulating the structural design of this type of pavement. In this context, this research serves as a precursor to the future development of a design standard for concrete block pavements; it aims to evaluate how design parameters—specifically sand quality and its constitutive models, as well as concrete quality and its behavioral models—influence the stress-strain behavior of these pavements. The study relies on a multifactorial statistical analysis—including ANOVA, Pareto charts, main effects, and interaction plots—to comprehensively evaluate the influence of each factor on vertical compressive stresses, vertical strains, and system deflection. The results demonstrate that parameters associated with the sand—particularly its quality and the chosen constitutive model—exert a dominant influence on the stress-strain behavior of the interlocking pavement, whereas factors related to the concrete blocks themselves have a secondary impact due to the high stiffness of these materials.

Keywords

Interlocking concrete block pavements, mechanical interlock, constitutive models, statistical analysis, numerical modeling.

1. INTRODUCCIÓN

Los pavimentos articulados con adocretos están constituidos por una capa de rodadura, conformada por bloques de hormigón (adocretos), dispuestos sobre una cama de arena, la cual a su vez se coloca sobre capas granulares (base y subbase), y estas sobre la subrasante [1-4]. Su comportamiento está determinado por el fenómeno de trabazón mecánica, definido como la imposibilidad del movimiento aislado de los adocretos, el cual funciona como un proceso eficiente de disipación de tensiones y control de desplazamientos [2, 5, 6]. El mismo depende de las características de sus componentes, tales como el espesor y la forma de los adocretos, el patrón de colocación, el ancho de las juntas y el espesor de la cama de arena, así como de los materiales de los adocretos, la capa de arena y las capas granulares. Estudios nacionales [2] e internacionales [7-11] han confirmado que las variaciones en estos parámetros influyen en las tensiones, deformaciones y deflexiones del pavimento.

Se ha demostrado que el incremento del espesor de adocreto de 80 mm a 100 mm conduce a una disminución de tensiones [2, 12, 13], sin embargo, el uso de adocretos de 100 mm para tráfico ligero no aporta diferencias significativas [14, 15]. Los adocretos con forma rectangular se asocian a estados tensionales más desfavorables [2], mientras que las geometrías onduladas favorecen a la trabazón mecánica [2, 16]. Los adocretos colocados en forma perpendicular a la dirección del tráfico [17, 18] presentan mejor rendimiento. Panda y Gosh [14] compararon hormigones mayores a 30 MPa, encontrando que el aumento de la resistencia no reduce la deflexión total, sin embargo, este resultado podría estar asociado a que el análisis fue realizado dentro del rango elástico del material, lo cual limita la representación de los mecanismos reales de daño y plasticidad que caracterizan al hormigón bajo cargas repetitivas.

El ancho de las juntas debe mantenerse entre 2 y 7 mm [15, 19, 20]. El espesor de la cama de arena varía entre 20 y 60 mm [11, 21], el cual influye en la respuesta estructural del pavimento. Varios estudios [11, 15, 21] han demostrado que el uso de espesores superiores a 50 mm y menores de 30 mm afecta la capacidad estructural del pavimento. Martínez y otros [2] observaron que el incremento del espesor de 30 mm a 50 mm se asocia a mayores tensiones, deformaciones y deflexiones, lo que indica un comportamiento estructural desfavorable.

En cuanto a las capas granulares y la subrasante, Beaty [22] propone valores de CBR de 60% para la base y 40% para la subbase, asumiendo un CBR de la subrasante de entre 2% y 8%. Según Navarro y otros [5], la capacidad portante de la subrasante depende de su densidad, humedad y tipo de suelo, siendo determinante para definir el espesor de las capas granulares.

Tradicionalmente, los materiales de los pavimentos de adocretos han sido modelados bajo el supuesto de un comportamiento lineal elástico. Sin embargo, múltiples investigaciones [23, 24] han demostrado que tanto las capas granulares como la subrasante presentan un comportamiento no lineal [2]. Bajo cargas típicas de pavimentos articulados, los adocretos experimentan tensiones de tracción en la fibra inferior, esfuerzos cortantes localizados y rotaciones angulares en las zonas de contacto [22], concentrando elevadas tensiones en zonas estrechas [25]. Este estado tensional hace indispensable la utilización de modelos de daño que permitan caracterizar el deterioro progresivo del material [25]. El modelo elastoplástico desarrollado por Truty [26] permite describir el deterioro mediante variables de daño diferenciadas para tracción y compresión. Mientras que, modelos avanzados de daño plástico del hormigón [25, 27] describen las tensiones nominales que se definen sobre el área total, incluyendo zonas dañadas.

Houben y otros [28] demostraron que los pavimentos de adocretos presentan un proceso de endurecimiento con el tiempo debido a la repetición de cargas. Para describir el comportamiento de la arena se han desarrollado modelos constitutivos de tipo avanzado [29-32], destacando los modelos Mohr-Coulomb [29] y *Hardening Soil* (HS) [32]. Estos modelos incorporan características propias de la respuesta granular: elasticidad no lineal, rigidez variable según el nivel de tensiones, endurecimiento tanto volumétrico como desviador, comportamientos previos a la falla no lineales e incluso, efectos de dilatancia dependientes de la energía interna del material [33].

En pavimentos de adocretos, la evolución de la investigación ha conducido desde el empleo de modelos analíticos clásicos, como los de Boussinesq o Westergaard, hacia modelos numéricos avanzados, principalmente el método de los elementos finitos (MEF), debido a que permiten modelar con mayor exactitud cada una de las características de un pavimento de adocretos [2]. En pavimentos de adocretos, el MEF se emplea para representar la interacción tridimensional entre los adocretos, la arena de junta, la cama de asiento y las capas granulares subyacentes. Esto posibilita obtener tensiones y deformaciones en cada adocreto, así como estudiar mecanismos de transferencia de cargas, deformaciones diferenciales y efectos del patrón de colocación [34, 35]. Entre los softwares más utilizados para problemas de análisis tensodeformacional empleando el MEF se encuentran PLAXIS 3D, ABAQUS, DYNA 3D, entre otros [2, 34].

El objetivo de esta investigación es evaluar la influencia de los parámetros de diseño calidad de la arena y sus modelos constitutivos, y la calidad del hormigón y sus modelos de comportamiento, en el comportamiento tenso–deformacional de los pavimentos de adocretos.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Se realiza un diseño de experimento para evaluar la influencia de los materiales arena y hormigón en el comportamiento estructural de un pavimento de adocretos. El estudio se concibe como un análisis paramétrico multifactorial, el cual se organiza utilizando un análisis factorial completo, lo que implica evaluar la influencia significativa de las variables independientes en las variables dependientes y la interacción entre ellas.

2.1. VARIABLES INDEPENDIENTES

Las variables independientes consideradas en esta investigación se centran en los parámetros mecánicos de los materiales que integran el pavimento, específicamente en la arena de la cama y la junta, y en el hormigón de los adocretos. A continuación, se describen cada una de ellas y los criterios que sustentan la definición de sus niveles.

Modelo constitutivo de la arena (Ma)

Dado que la arena presenta una respuesta elasto-plástica, se conciben dos modelos constitutivos de la arena con niveles de complejidad distintos. Como nivel -1 se encuentra Mohr-Coulomb (MC), pues es un modelo elastoplástico lineal, ampliamente utilizado como aproximación inicial; este permite describir el inicio de la plasticidad mediante la envolvente de falla, pero no reproduce la variación del módulo de elasticidad con el nivel de tensiones ni los efectos de rigidez secante. Como nivel +1 se desarrolla *Hardening Soil* (HS), modelo que describe un comportamiento no lineal en carga y descarga, dependiente del confinamiento y endurecimiento por deformación, este representa de manera más realista el comportamiento de la arena en los pavimentos de adocretos.

Modelo constitutivo del hormigón (Mh)

En el análisis numérico se comparan los efectos del nivel -1 modelo lineal elástico (LE), con el nivel +1 modelo de daño en el hormigón (CONC). El modelo lineal elástico es un modelo simplificado que asume que el hormigón se comporta de manera completamente elástica, independiente del nivel de carga. Mientras, el modelo de daño en el hormigón permite simular la degradación de la rigidez, el inicio de fisuras y la evolución del deterioro ante solicitaciones crecientes; representación más realista del comportamiento material.

Calidad de la arena (Ar)

Estudios experimentales sobre materiales granulares y arenas sometidas a ensayos triaxiales y cargas repetidas reportan módulos de elasticidad en rangos del orden de 20 a 100 MPa [36, 37], dependiendo del estado de compactación y nivel de confinamiento. En este estudio se consideran dos niveles de rigidez para la arena de asiento y de junta: 35 MPa (nivel -1) y 60 MPa (nivel +1). El valor inferior representa una arena de comportamiento más compresible, susceptible a mayores deformaciones locales y a un incremento de las tensiones transferidas hacia las capas inferiores. El nivel superior, por el contrario, simula un material granular con mayor calidad que reduce la deformabilidad del conjunto.

Calidad del hormigón (Ca)

El hormigón es un material compuesto altamente dependiente de su microestructura, por tanto, variaciones en su resistencia a la compresión modifican la magnitud de los esfuerzos admisibles y la capacidad del pavimento para soportar cargas repetidas. Se utilizan hormigones de resistencia 30 MPa (nivel -1) y 55 MPa (nivel +1), seleccionados a partir de la NC-998: 2014 [38].

2.2.PARÁMETROS GEOMÉTRICOS Y CONSTRUCTIVOS CONSTANTES EN EL ANÁLISIS DEL PAVIMENTO

En la tabla 1 se presentan los parámetros constructivos que inducen las condiciones de deflexión, deformación y tensiones más desfavorables según la bibliografía consultada [2, 14-16, 19, 39].

Tabla 1- Parámetros geométricos y constructivos constantes en el análisis del pavimento.

Parámetro	Característica
Forma de adocreto	Rectangular
Patrón de colocación del adocreto	Corredor
Espesor del adocreto	80 mm
Espesor de la cama de arena	50 mm
Consideración de interfase adocreto-junta de arena	Si

Mantener constantes estos parámetros garantiza que las variaciones observadas en las respuestas del pavimento se deban exclusivamente a los factores que constituyen el objetivo de esta investigación: la calidad de la arena y del hormigón, así como los modelos constitutivos utilizados para la representación de su comportamiento.

2.3. VARIABLES DEPENDIENTES

Las variables dependientes corresponden a las respuestas estructurales obtenidas del modelo 3D del pavimento, y constituyen los indicadores principales del estado tenso-deformacional: tensión normal de compresión, deformación vertical unitaria y deflexión a nivel de subrasante (figura 1).

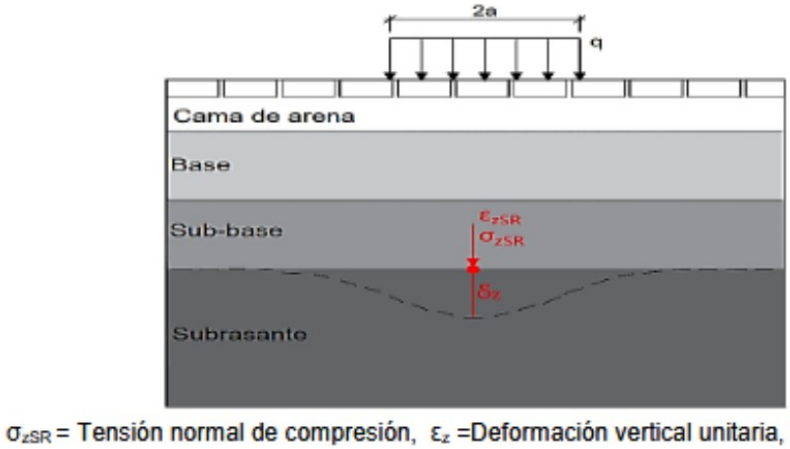


Fig. 1. Ubicación de las variables dependientes en el pavimento de adocretos.

2.4. DISEÑO DE EXPERIMENTO

El diseño del experimento responde a la necesidad de evaluar, de manera simultánea y sistemática, la influencia de los parámetros mecánicos seleccionados sobre el comportamiento tenso–deformacional del pavimento articulado. Para ello se empleó un diseño factorial completo 2^4, el cual permite estudiar todas las combinaciones posibles de las variables independientes definidas: la calidad de la arena (Ar), el modelo constitutivo de la arena (Ma), la calidad del hormigón (Ca) y el modelo constitutivo del hormigón (Mh).

Este tipo de diseño resulta particularmente adecuado cuando se pretende identificar no solo los efectos individuales de cada factor, sino también la manera en que interactúan entre sí para modificar la respuesta estructural. Los diseños factoriales completos ofrecen una base experimental sólida, evitando sesgos en la estimación de efectos y garantizando una adecuada interpretación estadística mediante modelos de análisis de varianza (ANOVA). Cada variable independiente se evalúa en 2 niveles representativos de las condiciones contrastantes de los materiales, como se muestra en la tabla 2.

Tabla 2- Variables independientes del estudio.

Parámetro	Símbolo	Nivel (-)	Nivel (+)
Calidad del hormigón del adocreto (f'c)	Ca	30 MPa	55 MPa
Calidad de la arena (E)	Ar	35 MPa	60 MPa
Modelo constitutivo del hormigón	Mh	Lineal elástico (LE)	*Concrete* (CONC)
Modelo constitutivo de la arena	Ma	Mohr-Coulomb (MC)	*Hardening Soil* (HS)

La estructura factorial completa utilizada combina estos 4 factores con 2 niveles cada uno, generando un total de 16 variantes. Esta cantidad es suficiente para evaluar efectos principales e interacciones de primer y segundo orden, lo cual proporciona una caracterización integral del sistema sin pérdida de grados de libertad.

El procesamiento y análisis estadístico de los resultados se realiza mediante el software STATGRAPHICS CENTURION donde se genera la matriz experimental, la cual constituye la base para la creación de los modelos numéricos en PLAXIS 3D. La secuencia de simulaciones numéricas asegura que cada combinación de factores sea evaluada con independencia del orden de ejecución, preservando la aleatorización y reduciendo la influencia de sesgos asociados al software o al operador. La matriz presentada en la tabla 3 se compone mediante 4 columnas. Cada columna define una variable independiente, donde para la primera variable (A), se van alternando los dos niveles (-1 y 1) de uno en uno en cada una de las filas de la columna. Para la segunda variable (B) se alternan los niveles de la variable en cuestión de dos en dos. Luego, para la tercera (C) de cuatro en cuatro y para la cuarta (D) de 8 en 8, de esta forma quedan definidas las 16 combinaciones.

Tabla 3- Matriz de experimentación.

A	B	C	D	Modelo	No.
Ma	Mh	Ar	Ca		
-1	-1	-1	-1	Ca30_Ar35_LE_MC	1
+1	-1	-1	-1	Ca30_Ar35_LE_HS	2
-1	+1	-1	-1	Ca30_Ar35_CONC_MC	3
+1	+1	-1	-1	Ca30_Ar35_CONC_HS	4
-1	-1	+1	-1	Ca30_Ar60_LE_MC	5
+1	-1	+1	-1	Ca30_Ar60_LE_HS	6
-1	+1	+1	-1	Ca30_Ar60_CONC_MC	7
+1	+1	+1	-1	Ca30_Ar60_CONC_HS	8
-1	-1	-1	+1	Ca55_Ar35_LE_MC	9
+1	-1	-1	+1	Ca55_Ar35_LE_HS	10
-1	+1	-1	+1	Ca55_Ar35_CONC_MC	11
+1	+1	-1	+1	Ca55_Ar35_CONC_HS	12
-1	-1	+1	+1	Ca55_Ar60_LE_MC	13
+1	-1	+1	+1	Ca55_Ar60_LE_HS	14
-1	+1	+1	+1	Ca55_Ar60_CONC_MC	15
+1	+1	+1	+1	Ca55_Ar60_CONC_HS	16

El objetivo del contraste estadístico es determinar si las variaciones introducidas en las variables independientes y en sus interacciones generan cambios estadísticamente significativos en las variables dependientes que caracterizan el estado tenso–deformacional del pavimento de adocretos. Para el análisis estadístico se formulan las siguientes hipótesis:

Hipótesis nula (H_0): Las variables independientes consideradas y las interacciones entre ellas no influyen de manera significativa en el valor de las variables dependientes del estudio.

Hipótesis alternativa (H_1): Al menos una de las variables independientes consideradas o alguna de las interacciones entre ellas influye de manera significativa en el valor de las variables dependientes del estudio.

El contraste de hipótesis se realiza empleando un nivel de significancia del 5%, valor comúnmente aceptado en estudios de ingeniería y análisis experimental. Este establece un nivel de confianza del 95% para la aceptación o rechazo de la hipótesis nula.

Para evaluar la significancia estadística de los efectos se emplea el análisis de varianza (ANOVA), procedimiento mediante el cual la variabilidad total observada en las variables dependientes se descompone en componentes atribuibles a los efectos principales de las variables independientes, a las interacciones entre ellas y al error experimental [40].

El criterio de decisión se basa en el P-valor asociado a cada efecto. Aquellos efectos cuyo P-valor resulte menor que 0,05 se consideran estadísticamente significativos, rechazándose la hipótesis nula para dichos casos; identificando de manera objetiva los parámetros que ejercen mayor influencia sobre la respuesta estructural del pavimento.

Como complemento al análisis numérico del ANOVA se analizan: diagramas de Pareto para identificar significancia de cada factor e interacción, gráficos de efectos principales para predecir la tendencia y el sentido de la influencia de cada variable independiente, y los gráficos de interacción para verificar el efecto que genera la combinación de los factores en el comportamiento estructural del pavimento.

2.5. MODELO COMPUTACIONAL DEL PAVIMENTO DE ADOCRETOS

El comportamiento global del sistema está estrechamente relacionado con la correcta interacción entre las diferentes capas del pavimento articulado. Cada material debe ser representado respetando sus propiedades mecánicas y características geométricas, con el objetivo de reproducir de manera adecuada su respuesta estructural frente a la acción de cargas externas.

En este sentido, el modelo computacional desarrollado en la presente investigación se enfoca en: la representación detallada de la geometría del sistema, las propiedades mecánicas de los materiales que lo componen y las condiciones de carga y contorno aplicadas. A partir del estudio bibliográfico realizado [2, 34], se establece que cada elemento del sistema debe ser modelado de forma precisa, respetando en la medida de lo posible su forma y dimensiones, y aplicando simplificaciones por simetría siempre que estas no comprometan la validez de los resultados, con el fin de reducir al máximo el tamaño del modelo y el tiempo de cálculo.

Definición geométrica del modelo

La geometría del modelo numérico desarrollado se establece a partir de criterios de calibración previamente validados en investigaciones antecedentes, particularmente en la investigación realizada por Martínez y otros [2], lo cual permite reducir el tamaño del modelo sin afectar la estabilidad de los resultados.

La longitud horizontal del modelo se define como 11 veces el valor del radio a la derecha del centro del área de aplicación de la carga. Por lo que la extensión horizontal del modelo es de 1,66 m a ambos lados del centro de la carga aplicada [2]. La profundidad o espesor total del modelo es de 2 metros [2].

El pavimento está conformado por una capa de rodadura articulada de adocretos de 80 mm de espesor, apoyados sobre una cama de arena de 50 mm y con juntas de arena de 3 mm; por debajo de la cama de arena se disponen las capas base y subbase, ambas con un espesor de 200 mm. La subrasante completa la estructura del pavimento con un espesor de 1,47 m alcanzado la profundidad total del modelo de 2 m.

Desde el punto de vista geométrico, los adocretos empleados en el modelo presentan dimensiones de 240 mm de longitud, 120 mm de ancho y 80 mm de espesor. Estos se disponen en forma de corredor según las características más desfavorables de la investigación de Martínez y otros [2].

La estructura fue modelada considerando como condiciones de borde la restricción de los desplazamientos horizontales y verticales para todas las direcciones del modelo, excepto para la dirección de aplicación de la carga [2]; lo que permite reproducir de forma adecuada el mecanismo de trabazón característico de estos pavimentos.

Se emplea una densidad de malla “muy fina” con un factor de variación de 0,5 para la capa de rodadura articulada, base y subbase, lo cual fue obtenido por Martínez y otros [2] midiendo la tensión de compresión, la deformación unitaria y la deflexión en la subrasante como variables de control.

Condiciones de carga

La carga aplicada al modelo representa la acción de un eje simple con ruedas duales. Dada la configuración del eje (ESRD) y la carga de cálculo empleada (100 kN) por cada extremo de este le corresponden 50 kN y por cada rueda de estos 25 kN, con una presión de inflado de 0,7 MPa o 700 kPa [2]. Esta carga queda distribuida sobre un área circular, con un radio de 0,15079 m, concentrándose de manera estática en la superficie del pavimento. En la figura 2 se presenta el modelo y mallado realizado en el PLAXIS 3D.

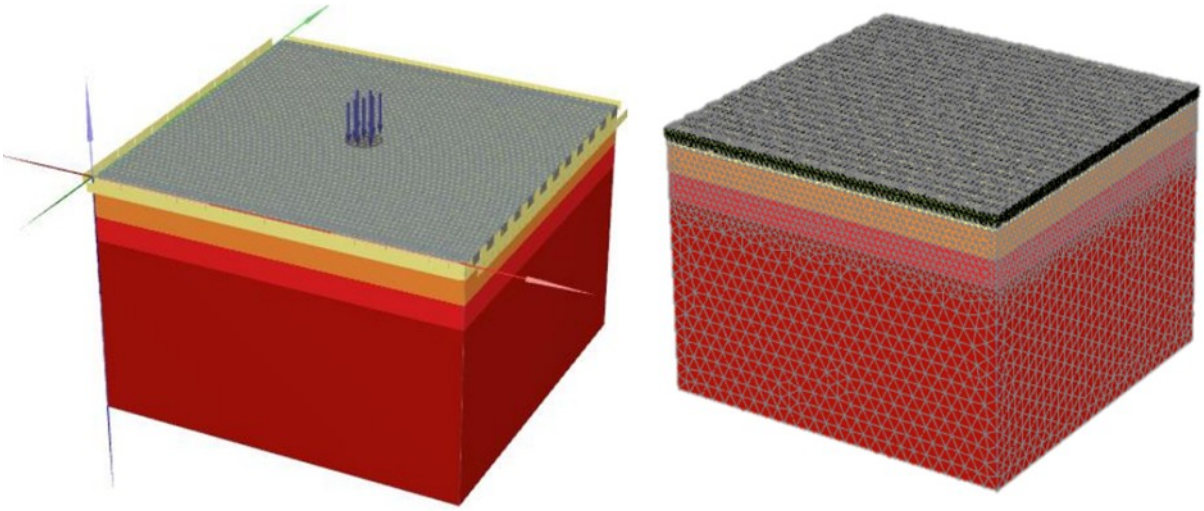


Fig. 2. Representación del modelo en PLAXIS 3D y el mallado utilizado.

Materiales

Los materiales modelados en el PLAXIS 3D obedecen a la definición de las variables independientes. En la tabla 4 se presentan los parámetros mecánicos que se mantienen constantes y la calidad asignada a cada capa.

Tabla 4- Parámetros mecánicos y calidad de los materiales empleados.

Material	Coeficiente de Poisson (υ)	Cohesión (c) (kPa)	Ángulo de fricción interna (φ) (º)	Calidad (MPa)
Hormigón de adocretos	0,15	-	-	f'c = 30 MPa
				f'c = 55 MPa
Arena	0,20	1	35	E = 35 MPa
				E = 30 MPa
Base	0,35	10	30	500
Subbase	0,35	10	30	300
Subrasante	0,35	10	30	150

Adicionalmente, se introduce un factor de interfase entre los adocretos y la arena con un valor de 0,67 y un modelo constitutivo de estado crítico simple [41]; con el fin de representar la reducción de la resistencia efectiva del contacto y simular de manera más realista el comportamiento de la interfase adocreto–arena.

3. RESULTADOS

Se presentan y analizan los resultados obtenidos (tensiones, deflexiones y deformaciones) a partir de la aplicación del MEF a través del PLAXIS 3D, considerando las diferentes combinaciones de los parámetros de diseño definidos anteriormente y empleando herramientas estadísticas como el análisis de varianza, y los diagramas de Pareto, análisis de efectos principales y de interacciones.

3.1. Comportamiento tenso-deformacional de un pavimento de adocretos

La tabla 5 muestra los valores de tensiones de compresión, deformaciones unitarias y deflexiones obtenidos a nivel de subrasante para las diferentes combinaciones de las variables independientes y sus niveles.

Los menores valores de tensiones y deformaciones se obtienen para combinaciones donde se mantiene la calidad de la arena de 60 MPa. La menor deflexión se obtiene en combinaciones de variables donde se emplea el modelo de daño como modelo constitutivo del hormigón.

Tabla 5- Valores de tensiones a compresión (σ_{zSR}), deformaciones verticales unitarias (ε_z) y deflexiones (δ_z).

No.	Modelo	σ_z(kPa)	ε_z	δ_z(m)
1	Ca30_Ar35_LE_MC	116,9	0,001337	0,0003794
2	Ca30_Ar35_LE_HS	112,7	0,001299	0,0003829
3	Ca30_Ar35_CONC_MC	116,9	0,001337	0,0003794
4	Ca30_Ar35_CONC_HS	112,7	0,001299	0,0003829
5	Ca30_Ar60_LE_MC	112,1	0,001290	0,0003611
6	Ca30_Ar60_LE_HS	108,0	0,001207	0,0003641
7	Ca30_Ar60_CONC_MC	112,1	0,001290	0,0003611
8	Ca30_Ar60_CONC_HS	108,0	0,001207	0,0003641
9	Ca55_Ar35_LE_MC	116,9	0,001337	0,0003792
10	Ca55_Ar35_LE_HS	112,7	0,001299	0,0003829
11	Ca55_Ar35_CONC_MC	116,9	0,001337	0,0003792
12	Ca55_Ar35_CONC_HS	112,7	0,001299	0,0003829
13	Ca55_Ar60_LE_MC	112,0	0,001289	0,0003607
14	Ca55_Ar60_LE_HS	108,0	0,001207	0,0003641
15	Ca55_Ar60_CONC_MC	112,0	0,001289	0,0003607
16	Ca55_Ar60_CONC_HS	108,0	0,001207	0,0003641

Los resultados muestran la variación de la respuesta estructural del pavimento en función de los niveles considerados, observándose que los mayores valores de tensiones y deformaciones se obtienen para combinaciones que mantienen constantes la calidad de la arena en 35 MPa y el modelo constitutivo de la arena Mohr Coulomb, pero varían la calidad del hormigón del adocreto y su modelo constitutivo; asimismo las mayores deflexiones se obtienen para la misma calidad de arena (35 MPa) y esta vez el modelo constitutivo Hardening Soil; es decir, los mayores valores de las variables dependientes analizadas se obtienen para combinaciones que mantienen los mismos valores de calidad y modelo constitutivo de la arena, variando la calidad y el modelo constitutivo del hormigón.

3.2. ANÁLISIS DE VARIANZA ANOVA

Los resultados del análisis de varianza (ANOVA) para cada una de las variables dependientes analizadas se presentan en la tabla 6 (tensión a compresión), en la tabla 7 (deformación vertical unitaria) y la tabla 8 (deflexión).

Tabla 6- Análisis de varianza (ANOVA) para tensión a compresión (σ_{zSR}).

Fuente	Suma de Cuadrados	GI	Cuadrado Medio	Razón-F	Valor-P
A:Ma	68,0625	1	68,0625	136125,00	0,0000
B:Mh	0,0	1	0,0	0,0	1,0000
C:Ar	91,2025	1	91,2025	182405,00	0,0000
D:Ca	0,0025	1	0,0025	5,00	0,0756
AB	0,0	1	0,0	0,00	1,0000
AC	0,0225	1	0,0225	45,00	0,0011
AD	0,0025	1	0,0025	5,00	0,0756
BC	0,0	1	0,0	0,00	1,0000
BD	0,0	1	0,0	0,00	1,0000
CD	0,0025	1	0,0025	5,00	0,0756
Error total	0,0025	5	0,0025		
Toral (corr.)	159,297	15			

En la tabla 6 se observa, que los factores: A: Ma (modelo constitutivo de la arena) y C: Ar (calidad de la arena) presentan influencia significativa, al mostrar valores-p inferiores a 0,05. Asimismo, la interacción AC (Ma*Ar) resulta significativa.

Tabla 7- Análisis de varianza (ANOVA) para deformaciones verticales unitarias (ε_z).

Fuente	Suma de Cuadrados	GI	Cuadrado Medio	Razón-F	Valor-P
A:Ma	1,45203E-8	1	1,45203E-8	290405,00	0,0000
B:Mh	0,0	1	0,0	0,00	1,0000
C:Ar	1,94603E-8	1	1,94603E-8	389205,00	0,0000
D:Ca	0,0	1	0,0	5,00	0,0756
AB	0,0	1	0,0	0,00	1,0000
AC	1,98025E-9	1	1,98025E-9	39605,00	0,0000
AD	0,0	1	0,0	5,00	0,0756
BC	0,0	1	0,0	0,00	1,0000
BD	0,0	1	0,0	0,00	1,0000
CD	0,0	1	0,0	5,00	0,0756
Error total	0,0	5	0,0		
Toral (corr.)	3,59618E-8	15			

El análisis de varianza ANOVA para la deformación, presenta a las variables A: Ma y C: Ar, así como la interacción AC (Ma*Ar) como las de mayor significancia estadística, al mostrar valores-p inferiores a 0,05.

Tabla 8- Análisis de varianza (ANOVA) para deflexiones (δ_z).

Fuente	Suma de Cuadrados	GI	Cuadrado Medio	Razón-F	Valor-P
A:Ma	4,624E-11	1	4,624E-11	23120,00	0,0000
B:Mh	0,0	1	0,0	0,00	1,0000
C:Ar	1,38384E-9	1	1,38384E-9	691920,00	0,0000
D:Ca	0,0	1	0,0	45,00	0,0011
AB	0,0	1	0,0	0,00	1,0000
AC	0,0	1	0,0	80,00	0,0003
AD	0,0	1	0,0	45,00	0,0011
BC	0,0	1	0,0	0,00	1,0000
BD	0,0	1	0,0	0,00	1,0000
CD	0,0	1	0,0	5,00	0,0756
Error total	0,0	5	0,0		
Toral (corr.)	1,430448E-9	15			

En la tabla 8 se evidencia, que los factores: A: Ma, C: Ar y D: Ca presentan influencia significativa, al mostrar valores-p inferiores a 0,05. Asimismo, las interacciones AC (Ma*Ar) y AD (Ma*Ca) resultan significativas. Para cada una de las variables analizadas, el resto de factores no presentan influencia. Además, se observa como la calidad y modelo constitutivo de la arena presenta mayor influencia en el comportamiento estructural del pavimento de un pavimento de adocretos.

3.3. ANÁLISIS DE DIAGRAMA DE PARETO

El análisis de los diagramas de Pareto correspondientes a la tensión vertical a compresión (figura 3), la deformación vertical unitaria (figura 4) y la deflexión (figura 5) permite identificar patrones comunes en la jerarquía de los factores que controlan la respuesta estructural del sistema.

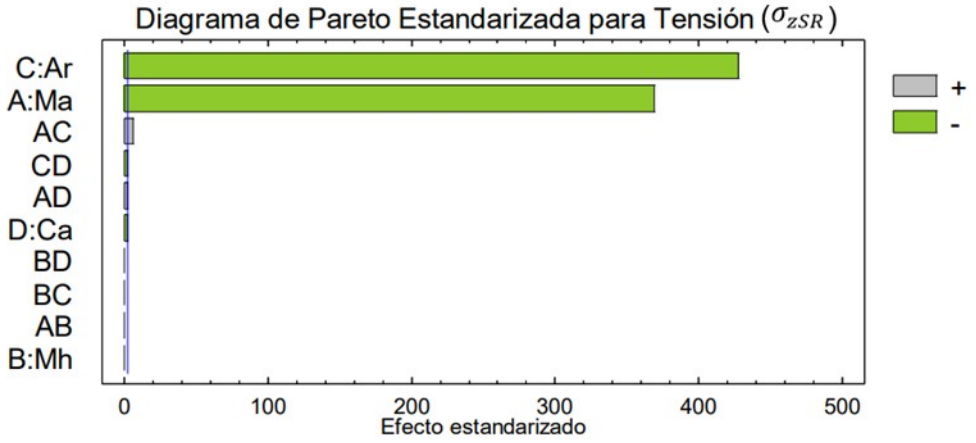


Fig. 3. Diagrama de Pareto estandarizado para tensión a compresión (σ_{zSR}).

En la figura 3 se corroboran los resultados del análisis de varianza, en el cual solo las variables A: Ma, C: Ar y la interacción entre ellas, presentan una influencia significativa. Sin embargo, el diagrama de Pareto evidencia que la calidad de la arena es la variable de mayor influencia, seguido por su modelo constitutivo. La orientación de las barras indica una relación inversa, donde el paso de la calidad de 35 MPa a 60 MPa reduce la tensión, asimismo sucede cuando se pasa de un modelo Mohr Coulomb a uno *Hardening Soil*. Además, se aprecia que la interacción entre A: Ma y C: Ar tiende a aumentar la tensión a compresión.

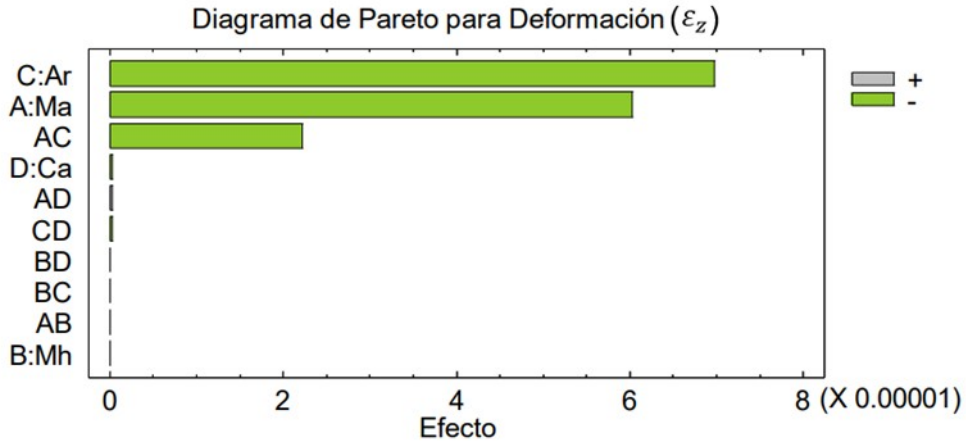


Fig. 4. Diagrama de Pareto estandarizado para deformaciones verticales unitarias (ε_z).

La figura 4 muestra un comportamiento similar, identificando a C: Ar y A: Ma como los factores principales. Además, en esta variable la interacción AC adquiere una relevancia visual notable frente a las demás interacciones, sugiriendo que la deformación tiende a disminuir debido a la combinación del modelo constitutivo de la arena y su calidad de la arena. También, se observa que la calidad del adocreto y las interacciones AD y CD tienden en menor medida a disminuir esta variable.

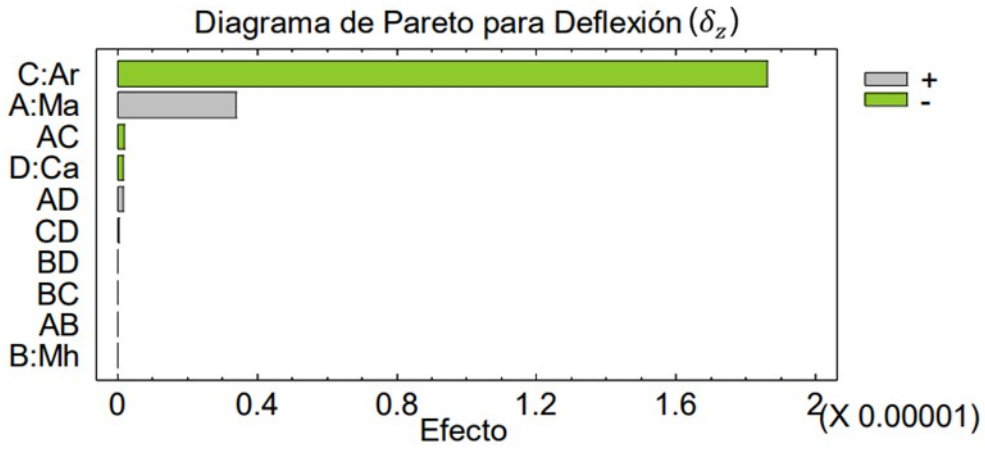
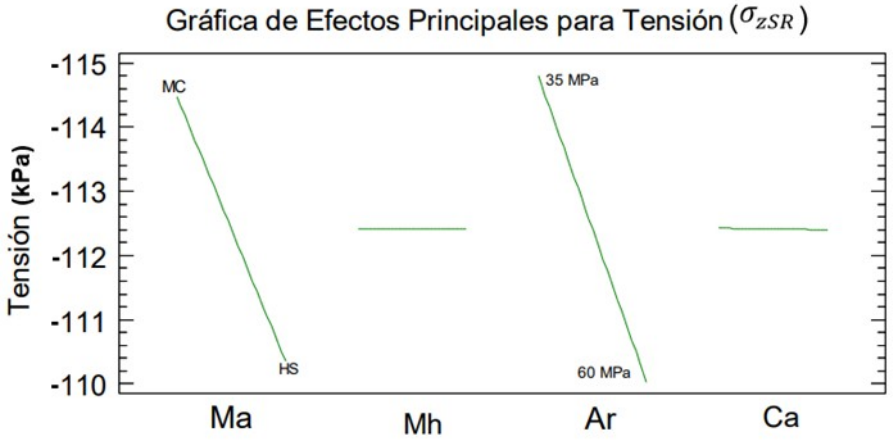


Fig. 5. Diagrama de Pareto estandarizado para deflexiones (δ_z).

Para la deflexión en la figura 5, el factor Ar se consolida como el parámetro más influyente en su disminución. El factor Ma mantiene su influencia, aunque con una magnitud diferente en comparación con las variables de tensión y deformación, ya que, en este caso al pasar del modelo Mohr Coulomb al *Hardening Soil*, aumenta la deflexión. Por otro lado, aparece de nuevo la influencia de la interacción AC, con la misma influencia que la calidad del hormigón del adocreto. Además, se observa, aunque en menor medida, que la interacción AD tiende a aumentar la deflexión.

3.4. ANÁLISIS DE EFECTOS PRINCIPALES

Las figuras 6-8 presentan los gráficos de efectos principales, para las variables dependientes tensión, deformación y deflexión respectivamente.



En la figura 6 se evidencia que la calidad de la arena (Ar) es el factor con la pendiente más pronunciada, mostrando que para la arena 35 MPa se alcanzan mayores tensiones; el modelo constitutivo de la arena también presenta una pendiente elevada, mostrando que para el modelo de Mohr Coulomb se obtiene mayor tensión que para el modelo de *Hardening Soil*.

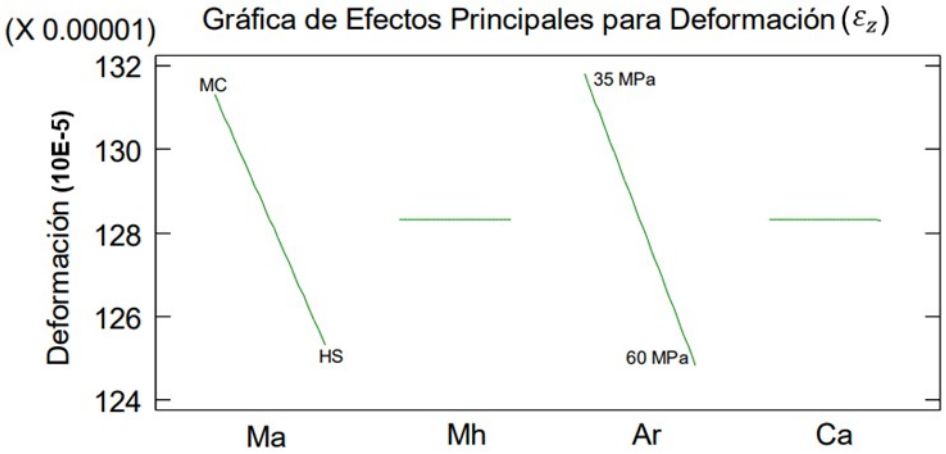


Fig. 7. Gráfica de efectos principales para deformaciones verticales unitarias (εz).

En la figura 7 se evidencia el mismo comportamiento de las variables calidad de la arena y sus modelos constitutivos, presentando las mayores deformaciones asociadas a los niveles 35 MPa y Mohr Coulomb de dichas variables.

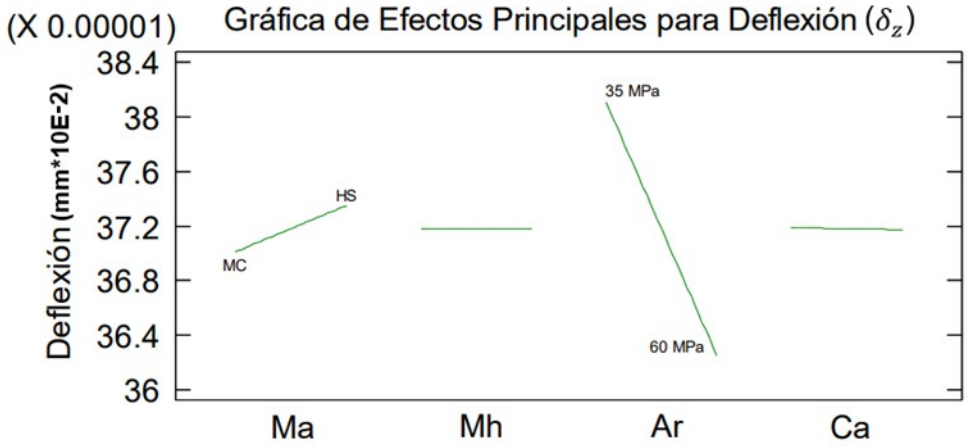


Fig. 8. Gráfica de efectos principales para deflexiones (δz).

En la figura 8 se aprecia el mismo comportamiento de la calidad de la arena que en los dos gráficos de efectos principales anteriores. En contraste, la influencia del modelo constitutivo de la arena presenta al modelo *Hardening Soil* como el nivel que genera mayores deflexiones.

Para las tres variables estudiadas las líneas correspondientes al modelo de daño del hormigón (Mh) y la calidad del hormigón (Ca) se presentan horizontales, de tal forma no se define influencia.

3.5. ANÁLISIS DE INTERACCIONES

El análisis de las gráficas de interacción correspondientes a la tensión vertical a compresión (figura 9), la deformación vertical unitaria (figura 10) y la deflexión vertical (figura 11) permite identificar que en las interaccione de variables donde las líneas son prácticamente paralelas el primer factor afectará la respuesta estructural sin importar si el segundo factor presenta un nivel alto o bajo, así también se puede apreciar que para el caso de las interacciones donde las líneas convergen o divergen, es decir, no son paralelas, el efecto del primer factor sí dependerá del nivel en el cual se encuentre el segundo factor.

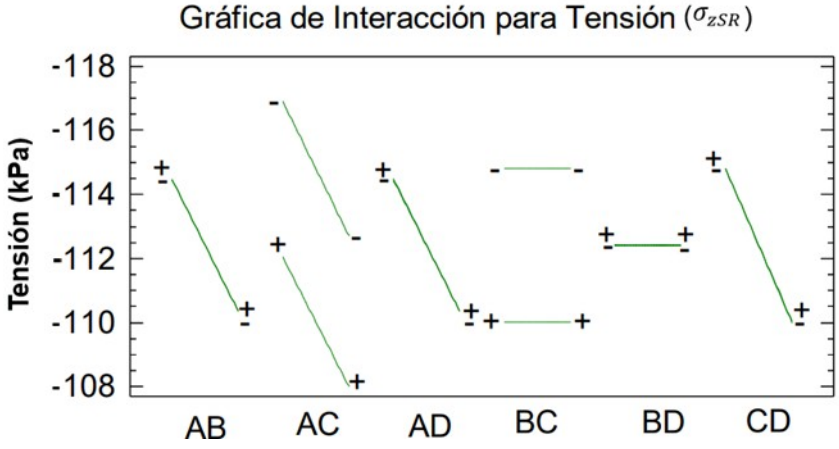


Fig. 9. Gráfica de interacción para tensión a compresión (σzSR).

En la figura 9 se observa que para AB (Ma*Mh) y AD (Ma*Ca) la tensión a compresión disminuye cuando se pasa de un modelo constitutivo Mohr Coulomb (MC) al *Hardening Soil* (HS), sin que este resultado se modifique con el paso de nivel -1 a nivel +1 del segundo factor, de manera similar se presenta CD (Ar*Ca) donde la tensión disminuye a medida que la calidad de la arena (Ar) pasa de 35 MPa a 60 MPa, independientemente de la calidad del hormigón del adocreto (Ca), es decir, en ambos casos no hay interacción. Con respecto a AC (Ma*Ar) se observan mayores tensiones cuando se usa como modelo constitutivo MC con calidad de arena 35 MPa, obteniéndose resultados mucho menores al utilizar HS como modelo constitutivo con 60 MPa de calidad de arena, en este caso sí hay interacción. Con respecto a BC (Mh*Ar), se observa que para la calidad de arena de 35 MPa la tensión será mayor sin importar el paso de un modelo de daño de Linear-Elástico a Concrete.

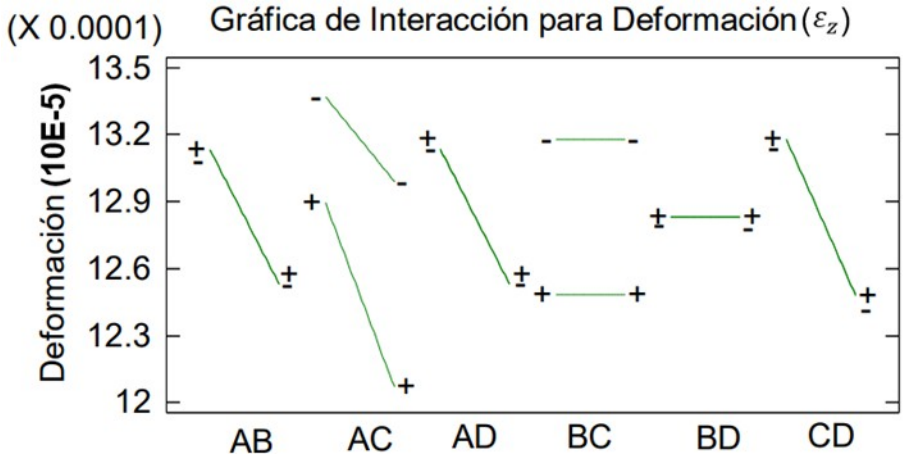


Fig. 10. Gráfica de interacción para deformaciones verticales unitarias (*εz*).

En la figura 10 se presenta similar comportamiento para AB, AD, BC y CD que en la para la tensión anteriormente analizada (Figura 3.7). En esta gráfica destaca que para AC el paso de MC a HS genera una menor deformación cuando la calidad de la arena es de 60 MPa, además se observa que los resultados de la calidad de arena de 35 MPa con HS se acercan a los resultados de 60 MPa con MC.

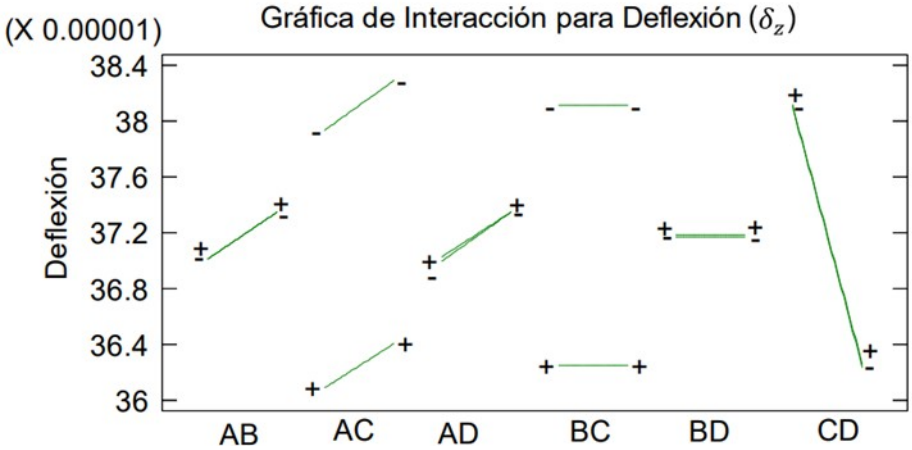


Fig. 11. Gráfica de interacción para deflexiones (*δz*).

En la figura 11 se observa un cambio de pendiente en el comportamiento AB, AC y AD, respecto a los gráficos de interacciones analizados anteriormente. Asimismo, se observa que para AB y AD, no hay interacciones, pues el paso de MC a HS aumenta las deflexiones independientemente del nivel del segundo factor. Sin embargo, para la AC, se evidencia que al pasar de MC a HS aparecen mayores deflexiones cuando la calidad de la arena es de 35 MPa. En CD, aparece el mismo sentido de pendiente que en los gráficos de interacciones anteriores, lo cual refleja que para Ar de 60 MPa la deflexión será menor sin importar el nivel de D.

4. CONCLUSIONES

A partir del análisis estadístico realizado se puede concluir que:

Los factores con mayor significancia estadística en el comportamiento del pavimento son la Calidad de la Arena (Ar) y el Modelo Constitutivo (Ma) empleado para representarla.

Al emplear el modelo *Hardening Soil* se obtienen menores valores de tensión a compresión y deformaciones verticales unitarias en comparación con Mohr-Coulomb.

Los parámetros analizados para el hormigón de los adocretos (calidad y modelo constitutivo) no muestran influencia significativa en el estado tenso-deformacional dentro de los rangos estudiados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. L. P. Machado, B. M. Tamayo, D. d. l. C. F. Alpizar, C. P. Mijenes, and A. A. Aenlle, "Empleo de adoquines de concreto en la construcción de pavimentos," Revista de Arquitectura e Ingeniería, vol. 16, no. 2, pp. 1-11, 2022.
2. S. D. M. González, A. A. Aenlle, and W. C. Cristiá, "Design Method for Interlocking Concrete Block Pavements on Granular Base," in Advances in Technical Sciences and Architecture: Selected Contributions of CCIA 2024, Springer, Ed., 2026, pp. 153-169.
3. H. A. R. Quintana and F. A. R. Lizcano, Pavimentos: materiales, construcción y diseño, 2da Edición ed. Bogotá, Colombia, 2022.
4. I. Simpson, R. Winston, and A. Tirpak, "Assessing maintenance techniques and in-situ pavement conditions to restore hydraulic function of permeable interlocking concrete pavements," Journal of Environmental Management, vol. 294, pp. 11-29, 2021.
5. T. E. Navarro, Análisis de métodos de diseño de pavimentos de adoquines de hormigón. Chile, 2013.
6. J. Babu, A. Anil, A. Kumar, A. Vijayan, and T. S. Thomas, Interlocking concrete block pavement as an alternative to flexible and rigid pavement in medium traffic condition: comparative assessment based on sustainability. Kerala, India, 2023.
7. A. S. Rathan, V. Sunitha, and A. Sai, "Mechanical and structural performance evaluation of previous interlocking paver blocks," Construction and Building Materials, vol. 292, 2021.
8. A. S. Rathan and V. Sunitha, "Development of effective wearing layer elastic modulus for interlocking concrete block pavements," Construction and Building Materials, vol. 341, 2022.
9. A. S. Rathan, V. Sunitha, M. Pathath, J. Lekshmipathy, and V. Anusudha, "Experimental and Numerical Evaluation of the Parameters Influencing the Shear-Stress Behavior of Interlocking Paver Blocks–Bedding Sand Interface Using Large-Scale Direct Shear Test," Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 33, no. 6, 2021.
10. V. B. Rojas, W. Y. Vallejo, and E. H. Grande, "Multivariate Analysis for Prediction of Splitting Tensile Strength in Concrete Paving Blocks," Applied Sciences, vol. 13, no. 19, 2023.
11. W. Lin, Y. Dong, Y. Jung, H. Zheng, and Y.-h. Cho, "Performance Evaluation of Bedding Sand and Load Transfer Characteristic of Concrete Block Pavements," Applied Sciences, vol. 11, no. 21, 2021.
12. I. Kim, C.-K. Chung, and J.-H. Ryu, "Evaluation of interlocking block pavement performance under varying construction conditions by model chamber test," Case Studies in Construction Materials, vol. 22, pp. 40-67, 2025.
13. I. Kim, J.-H. Ryu, B.-H. Jo, Y.-W. Song, and C.-K. Chung, "Load-resisting mechanisms and performance evaluation of heavy-duty block pavements: insights from laboratory and field tests," Road Materials and Pavement Design, vol. 25, no. 1, 2025.
14. B. C. Panda and A. K. Ghosh, "Structural Behavior of Concrete Blocks Paving. II: Concrete Blocks," Transportation Engineering, vol. 128, no. 2, pp. 130-135, 2002.
15. B. C. Panda and A. K. Ghosh, "Structural Behavior of Concrete Blocks Paving. I: Sand in Bed and Joints," Transportation Engineering, vol. 128, no. 2, pp. 123-129, 2002.
16. A. S. Rathan and V. Sunitha, "Development of design procedure for interlocking concrete block pavement," International Journal of Pavement Engineering, vol. 23, no. 14, pp. 5015-5029, 2022.
17. T. M. Hashim, M. Z. Al-Mulali, F. F. Al-Khafaji, A. A. A. Alwash, and Y. A. Ali, "An Experimental Comparison between Different Types of Surface Patterns of Permeable Interlocking Concrete Pavement for Roadway Subsurface Drainage," Case Studies in Constuction Mateials, vol. 17, pp. 12-27, 2022.
18. A. Shubbar, M. S. Nasr, A. Kadhim, T. M. Hashim, and M. Sadiique, "Performance Comparison of 45º and 90º Herringboned Permeable Interlocking Concrete Pavement," Infraestructures, vol. 8, no. 5, 2023.
19. I. Kim, S.-W. Hong, M. Oh, and Choong-Ki, "The effect of joint properties on interlocking block pavement performance," International Journal of Pavement Engineering, vol. 25, no. 1, 2024.
20. I. Kim, J.-H. Ryu, T.-K. Chung, C.-K. Chung, and B.-H. Jo, "An experimental study on interlocking mechanisms in concrete block pavement," International Journal of Pavement Engineering, vol. 27, no. 1, 2026.
21. I. Kim, J.-H. Ryu, M. Oh, and C.-K. Chung, "The effect of bedding tickness on interlocking block pavement performance," International Journal of Pavement Engineering, vol. 25, no. 1, 2024.
22. A. Beaty, "Laying Course Materials: Specifications and Performance," presented at the 5th international Conference on CBP, Israel, 1996.
23. G. Jameson and K. Sharp, Technical Basis of Austroads Pavement Design Guide. Sydney, Australia, 2004.
24. J. Yoder and M. Witczak, Pavement Type, Wheel Loads, and Desing Factors. Principles of pavement desing. New York, USA, 1976.
25. H. Madkour, "Thermodynamic modeling of the elastoplastic-damage model for concrete," Journal of Engineering Mechanics, vol. 147, 2021.
26. A. Truty, "Elastic-plastic damage model for concrete," Switzerland2021.
27. L. Jason, G. Pijaudier-Cabot, A. Huerta, R. Crouch, and S. Ghavamian, "An elastic plastic damage formulation for the behavior of concrete," Fracture Mechanics of Concrete Structures vol. 2, no. 2, pp. 549-556, 2004.

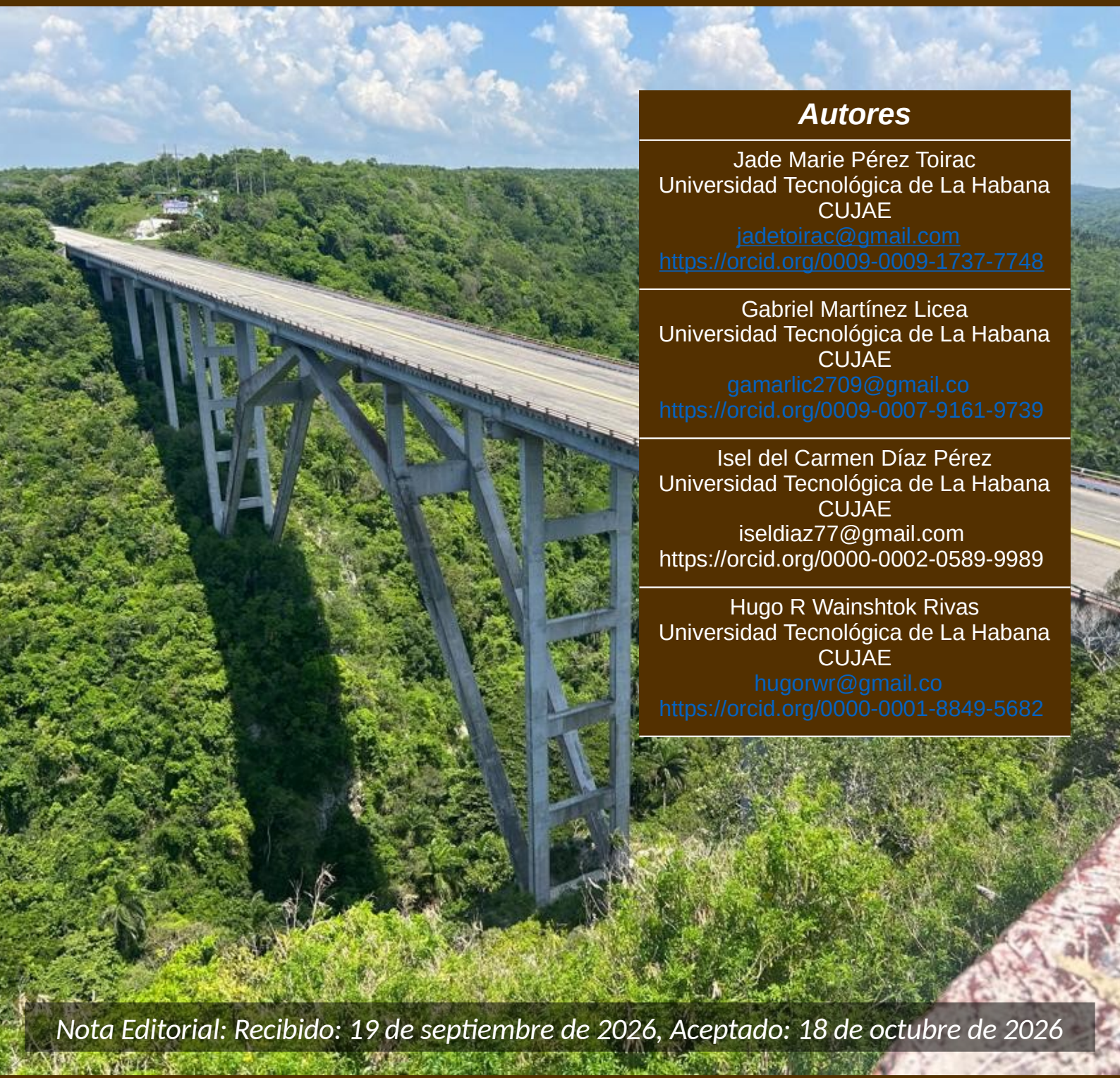
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

28. J. M. Houben, "The Dutch Design Method for Concrete Blocks Road Pavement," presented at the 3rd International Conference on CBP, Australia, 1988.
29. O. Mohr, "Welche Umstande bedingen die Elastizitatsgrenze und den Brunc eines Materials," Zeitschrift des Vereins Deutcher Ingenieure, vol. 46, pp. 1524-1530, 1900.
30. D. C. Drucker and W. Prager, "Soil mechanics and plastic analysis or limit design," Quartely of Applied Mathematics, vol. 10, no. 2, pp. 157-165, 1952.
31. F. DiMaggio and I. Sandler, "Material model for granular soils," Journal of the Engineering Mechanics Division, vol. 97, no. 3, pp. 935-950, 1971.
32. T. Schanz, P. Vermeer, and P. Bonnier, "The Hardening Soil Model: Formulation and Verification," in Beyond 2000 in computational geotechnics, Books, Ed., 1999, pp. 281-297.
33. R. Obrzud, Constitutive models for geotechnical practice. Switzerland, 2018.
34. A. S. Rathan and V. Sunitha, "Numerical modeling and optimization of the geometric properties influencing the deflection behavior of interlocking concrete block pavement," Journal of Trasnportation Engineering, Part B: Pavements, vol. 148, no. 3, 2022.
35. A. S. Rathan and V. Sunitha, "Development of Deflection Prediction Model for INterlocking Concrete Block Pavements," Trasportation Research Record, vol. 2676, no. 3, pp. 292-314, 2022.
36. P. D. Mascio, L. Moretti, and A. Capannolo, "Concrete block pavements in urban and local roads: Analysis of stress-strain condition and proposal for a catalogue," Journal of Traffic and Transportation Engineering, vol. 6, no. 6, pp. 557-566, 2019.
37. M. D. Braja and N. Sivakugan, Principles of Foundation Engineering, 9th Edition. Boston: Cengage Learning, Inc., 2018.
38. Adoquines de hormigón (adocretos) - Especificaciones, N. O. N. d. N. (NC), 2014.
39. A. S. Ratha, V. Sunitha, and V. Anusudha, "Parametric study to investigate the deflection and stress behavior of Interlocking Concrete Block," Road Materials and Pavement Design, vol. 23, no. 10, pp. 2293-2316, 2022.
40. R. Walpole, R. Myers, and S. Myers, Probability and Statistics for Engineers and Scientists, 6th Edition. Mexico: Prentice-Hall, Inc., 1999.
41. A. Qannadizadeh, P. Shourijeh, and A. Lashkari, "Laboratory investigation and constitutive modeling of the mechanical behavior of snd-GRP interfaces," Acta Geotehnica, vol. 17, no. 10, pp. 4253-4275, 2022.

5

Estudio De La Influencia De La Distancia De Aplicación De Carga Al Apoyo En La Resistencia A Cortante De La Losa Canal De Mortero Armado Con Refuerzo Híbrido, Mediante Modelación Computacional

Study Of The Influence Of The Distance From The Load Application Point To The Support On The Shear Strength Of A Reinforced Mortar Channel Slab With Hybrid Reinforcement, Using Computational Modeling



Autores

Jade Marie Pérez Toirac
Universidad Tecnológica de La Habana CUJAE
jadetoirac@gmail.com
https://orcid.org/0009-0009-1737-7748

Gabriel Martínez Licea
Universidad Tecnológica de La Habana CUJAE
gamarlic2709@gmail.co
https://orcid.org/0009-0007-9161-9739

Isel del Carmen Díaz Pérez
Universidad Tecnológica de La Habana CUJAE
iseldiaz77@gmail.com
https://orcid.org/0000-0002-0589-9989

Hugo R Wainshtok Rivas
Universidad Tecnológica de La Habana CUJAE
hugorwr@gmail.co
https://orcid.org/0000-0001-8849-5682

Nota Editorial: Recibido: 19 de septiembre de 2026, Aceptado: 18 de octubre de 2026

5

Estudio De La Influencia De La Distancia De Aplicación De Carga Al Apoyo En La Resistencia A Cortante De La Losa Canal De Mortero Armado Con Refuerzo Híbrido, Mediante Modelación Computacional



Resumen

El uso de los polímeros reforzados con fibras de vidrio (PRFV) constituye una solución para mitigar el fenómeno de la corrosión en paneles de sección canal de ferrocemento; sin embargo, la baja resistencia al cortante de este tipo de refuerzo, sumado a la menor resistencia ante esfuerzos tangenciales de los elementos de paredes delgadas, en comparación a las losas de hormigón armado convencional, conducen a la propuesta de combinación híbrida del PRFV y el acero. Estudios previos sobre resistencia al cortante en elementos de hormigón armado han demostrado la relación entre la distancia del punto de aplicación de la carga al apoyo y el peralto como un parámetro de gran influencia en ensayos a flexión. En el caso específico de los elementos de paredes delgadas de ferrocemento, el fallo por cortante frecuentemente se obtiene para cargas puntuales aplicadas cerca del apoyo; en cambio, cuando se utiliza el PRF como refuerzo longitudinal, se ha registrado la ocurrencia de este tipo de fallo para posiciones de carga más alejadas, en correspondencia con el comportamiento estructural de una viga esbelta. En el presente trabajo se realiza el estudio de la influencia de la relación brazo-peralto en el rango de viga esbelta en la resistencia al cortante de paneles de sección tipo canal con el refuerzo híbrido descrito, mediante simulaciones computacionales en el software MIDAS FEA NX. Los resultados arrojan una disminución de 22% en el cortante resistente con el aumento del factor de estudio.

Palabras Clave

cortante, losa canal, mortero armado, paredes delgadas, polímero reforzado con fibra de vidrio (PRFV), relación brazo – peralto (a/h), simulación computacional.

5

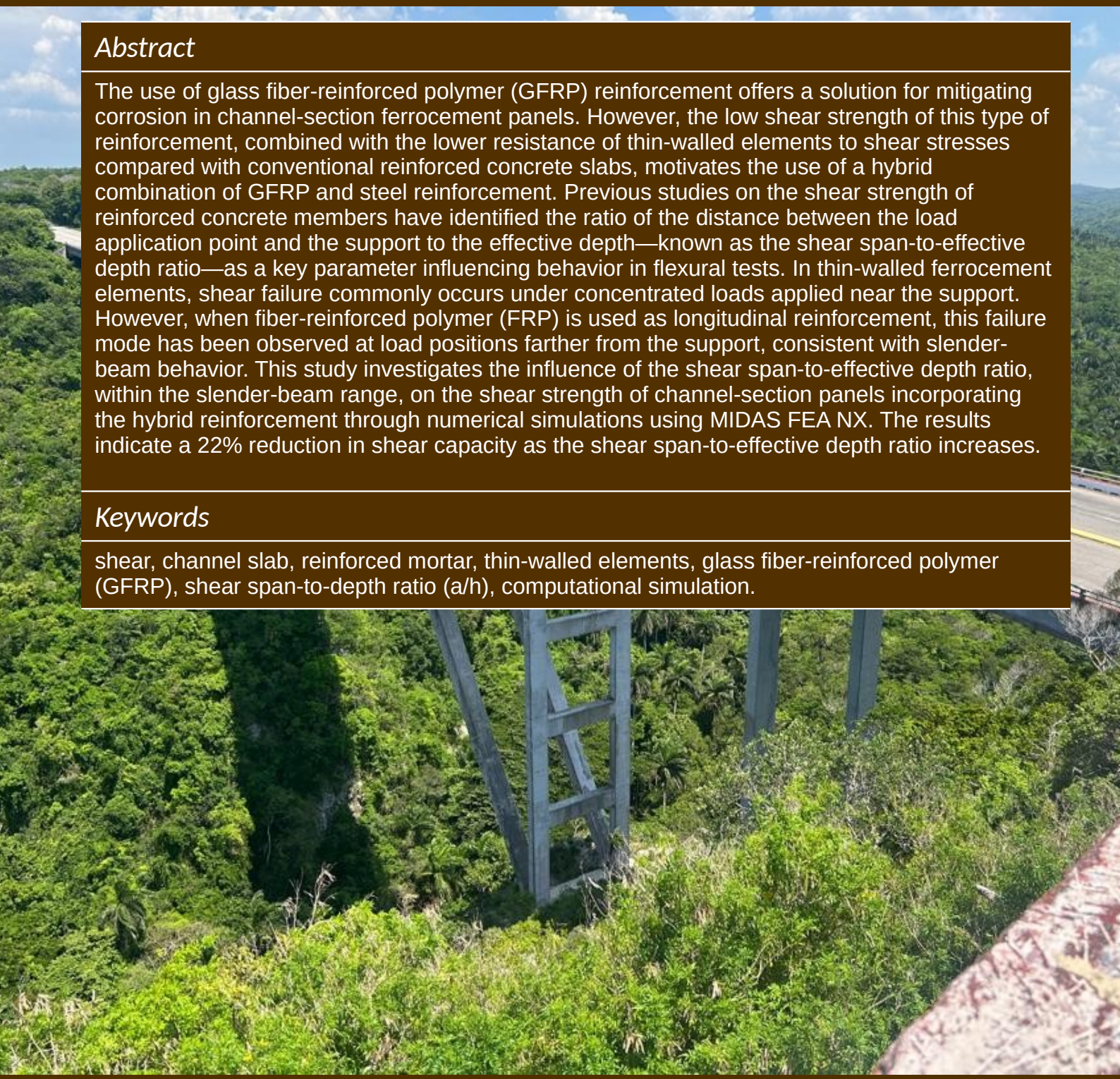
Study Of The Influence Of The Distance From The Load Application Point To The Support On The Shear Strength Of A Reinforced Mortar Channel Slab With Hybrid Reinforcement, Using Computational Modeling

Abstract

The use of glass fiber-reinforced polymer (GFRP) reinforcement offers a solution for mitigating corrosion in channel-section ferrocement panels. However, the low shear strength of this type of reinforcement, combined with the lower resistance of thin-walled elements to shear stresses compared with conventional reinforced concrete slabs, motivates the use of a hybrid combination of GFRP and steel reinforcement. Previous studies on the shear strength of reinforced concrete members have identified the ratio of the distance between the load application point and the support to the effective depth—known as the shear span-to-effective depth ratio—as a key parameter influencing behavior in flexural tests. In thin-walled ferrocement elements, shear failure commonly occurs under concentrated loads applied near the support. However, when fiber-reinforced polymer (FRP) is used as longitudinal reinforcement, this failure mode has been observed at load positions farther from the support, consistent with slender-beam behavior. This study investigates the influence of the shear span-to-effective depth ratio, within the slender-beam range, on the shear strength of channel-section panels incorporating the hybrid reinforcement through numerical simulations using MIDAS FEA NX. The results indicate a 22% reduction in shear capacity as the shear span-to-effective depth ratio increases.

Keywords

shear, channel slab, reinforced mortar, thin-walled elements, glass fiber-reinforced polymer (GFRP), shear span-to-depth ratio (a/h), computational simulation.



1. INTRODUCCIÓN

Los paneles de sección tipo canal de ferrocemento constituyen una de las soluciones más factibles y de adecuadas prestaciones para ser empleados en entrepisos y cubiertas de viviendas [1, 2]. Las ventajas de dicha solución se fundamentan en los bajos volúmenes de materiales que requieren para su conformación. Sus pequeños espesores, en el orden de 20 a 30mm, implican un consumo de cemento equivalente a la mitad del necesario para una losa de hormigón armado convencional, y una disminución del 35% del refuerzo de acero respecto al mismo. Sin embargo, el problema de la corrosión prevalece, siendo el uso con barras de polímeros reforzados con fibras (PRF) una alternativa para eliminar este fenómeno [3]

Los PRF poseen una resistencia a tracción superior al acero, menor peso que las barras tradicionales, mayor resistencia a ataques químicos, así como mayor durabilidad [4, 5]. Sin embargo, dicho material presenta menor resistencia al cortante, y su menor módulo de elasticidad provoca una mayor fisuración del hormigón en el elemento estructural, que conduce a una disminución en la resistencia a cortante del mismo [6, 7]. Por otro lado, es reconocida la menor resistencia al cortante de los elementos de paredes delgadas de mortero en comparación al hormigón armado [8], lo que provoca una limitación en el uso del PRF como refuerzo en este tipo de elementos y una necesidad de mayor cantidad de estudios al respecto.

De esta manera, el estudio de un refuerzo híbrido conformado por mallas de alambres de acero galvanizado y barras de PRF se propone como una respuesta a suplir las deficiencias de elementos de paredes delgadas de un material único, tal sea PRF o acero [7, 9, 10]. Se propone dicha combinación debido a que su ventaja radica en asegurar la durabilidad requerida en ambientes agresivos mediante la combinación compatible entre el uso de las barras de PRF y las mallas galvanizadas, y, a su vez, aumentar la ductilidad y la resistencia a cortante con respecto a una malla elaborada con el material polimérico [11].

La resistencia al cortante puede ser calculada a través del método clásico de analogía de una armadura con la sumatoria del aporte del refuerzo transversal y el aporte del mortero [6, 12]. La Canadian Standard Association CSA (2012) [13] entre sus líneas integra el refuerzo híbrido formado por barras longitudinales de PRF y refuerzo transversal con acero. Por otra parte, el American Concrete Institute ACI no presenta una norma única para el cálculo de dicho tipo de refuerzo híbrido, pero la aplicación conjunta de los códigos para el diseño con acero ACI-318 [12], y con PRFV ACI-440 [6] posibilitan una vía similar a la recomendada por la CSA [13]. Las simplificaciones realizadas por el ACI disminuyen la dificultad del procedimiento, lo cual otorga una facilidad de aplicación con respecto a otras normativas.

Como parte del estudio de los elementos de paredes delgadas a cortante, se han realizado investigaciones, donde se identificó que la relación entre la distancia de aplicación de la carga al apoyo y el peralto (a/h) constituye uno de los factores de mayor influencia en el fallo por esfuerzos tangenciales. En el caso de los elementos de ferrocemento, la ocurrencia del fallo por cortante se evidenció principalmente para relaciones a/h<2. Con respecto a las losas canales reforzadas con PRF, pueden destacarse los ensayos experimentales realizados por Dang Quang, en el cual se evidenció un fallo por flexo-cortante en elementos de sección U invertida reforzados con mallas y barras de PRFV, con una carga aplicada correspondiente a una relación a/h=3, a diferencia de lo observado en el ferrocemento.

El objetivo de este artículo es evaluar la influencia de la relación a/h en la resistencia a cortante de la losa canal de mortero armado con refuerzo híbrido constituido por barras de PRFV y mallas de alambres de acero, mediante el uso de modelos computacionales basados en el método de los elementos finitos. Este método garantiza la optimización del tiempo y un ahorro considerable de recursos, lo cual conlleva a una ventaja económica en comparación a un programa de ensayos físicos [14]. Para la calibración del modelo computacional se tendrá en cuenta el estudio realizado por Ahmad [15], mientras para la validación los trabajos de Tian [16] y Quang [1]. Adicionalmente se realiza una comparación de los resultados de la modelación con el método de obtención de la resistencia al cortante según recomendaciones del ACI.

2. DESARROLLO

2.1. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS FÍSICOS

Los resultados de los experimentos de elementos canales anteriormente realizados por Ahmad [15], Tian [16], y Quang [1], constituyen la referencia a la calibración y validación de los modelos desarrollados en este artículo (Figura 1). Dichas investigaciones fueron ejecutadas como ensayos de cuatro puntos como se muestra en la Figura 2. En la Tabla 1 se resumen las características de los elementos ensayados, y en la Tabla 2 las propiedades de algunos de los materiales empleados.

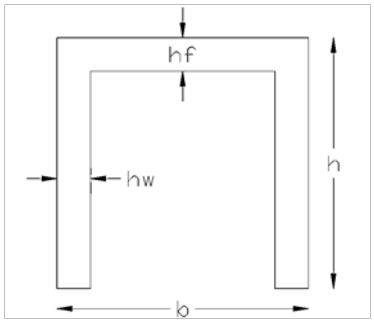


Fig. 1- Esquema de la sección transversal genérica de la losa canal.

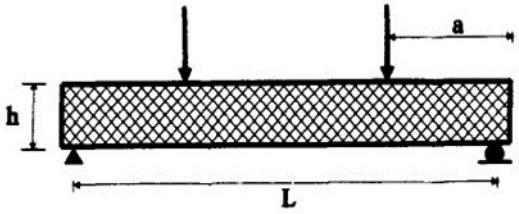


Fig. 2- Representación del ensayo a cuatro puntos.

Tabla 1- Resumen de características de las losas ensayadas.

Programa experimental	Elemento	b (mm)	f'c (MPa)	h (mm)	hf (mm)	hw (mm)	Barras a tracción (U)	Malla de refuerzo	a/h
Ahmad [15]	BII3	100	44.3	200	25	25	4 Ø3/8'' (acero)	Ø0.95mm @6.25mm (acero)	2
Tian [16]	U4	400	63	100	22	18	⌐	Ø1.60mm @12.5mm (acero)	1.5
Quang [1]	P2	400	62.5	150	20	30	2 Ø10 (PRFV)	@17.0mm (PRFC)	3

Tabla 2- Propiedades de materiales usados en la calibración y las simulaciones.

Propiedades	Barras Acero	Malla Alambres	Barras PRFV	Mallas PRFV
Resistencia límite en tracción	450MPa [15]	300 MPa [15] [16]	800 MPa [1]	1720 MPa [1]
Módulo de elasticidad	200 GPa [15]	200 GPa [15] [16]	45 000 MPa [1]	112 000 MPa [1]

2.2. MODELACIÓN COMPUTACIONAL

En la modelación computacional se utilizará el método de los elementos finitos, implementado en el software MIDAS FEA NX, de demostrada precisión para la simulación estructural del hormigón armado [14]. A continuación se muestran las diferentes invariantes del proceso de modelación computacional que se tuvieron en cuenta: geometría, materiales, cargas y condiciones de borde.

2.2.1. MATERIALES

Para la modelación de los materiales se tiene en cuenta las leyes constitutivas que caracterizan su comportamiento, y se asume de forma general la perfecta homogeneidad de estos. Para describir el acero de las barras y mallas de refuerzo se adoptó un modelo bilineal, mientras que el PRFV se considera como un material lineal elástico hasta la rotura [17].

En el caso del mortero se utiliza el modelo de daño plástico, el cual tiene en cuenta su comportamiento no lineal y además resulta favorable para el análisis del cortante al tomar en consideración las deformaciones transversales, por lo que evita la necesidad de inducir una ley de comportamiento tangencial [18]. Este modelo depende de los siguientes parámetros:

- Ángulo de dilatancia Ψ^{o}: Parámetro que tiene en cuenta el fenómeno atribuido a los materiales friccionales, que comprende el cambio de volumen inelástico debido a la desviación plástica. Este parámetro es requerido en el modelo ajustado por Drucker-Prager, empleado en el software MIDAS FEA NX. Se asume un valor de 13^{o} según recomendación de Oller [18].
- Excentricidad ϵ: Define la proximidad del flujo de potencial hiperbólico a su asíntota, y cuyo valor recomendado es 0,1 [19].
- Factor $^{\sigma_{b0}}/_{\sigma_{c0}}$: Es la relación entre las resistencias a compresión y a tracción biaxial. Se recomienda escoger un valor de 1,16 [19].
- Factor K_c: Es la relación entre la magnitud de la tensión desviadora en tracción uniaxial y la de compresión uniaxial, equivale a 0,67 [19].
- Viscosidad υ: Parámetro que representa el tiempo de relajación del sistema visco-plástico, el cual, según estudios, la recomendación de valores está en el rango de $1x10^{-5}$ a $1x10^{-7}$, siendo $1x10^{-6}$ el más adecuado [19].

A su vez, el comportamiento uniaxial del mortero a compresión se definió a través de la Ley de Popovics [16, 20], expresada como:

$$\sigma = f_{cm}\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}\right)\left(\frac{n}{n-1+\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}\right)^{n}}\right) \quad (1)$$

Donde:
- σ: tensión a compresión del mortero
- fcm: resistencia a compresión del mortero
- ε: deformación a compresión del mortero
- $\varepsilon c1$: deformación a compresión correspondiente a la máxima tensión a compresión del mortero
- $n=0{,}058fcm+1{,}0$

El comportamiento en tracción del mortero bajo carga uniaxial fue asumido bilineal descendente como establece el CEB – FIB, model code 2010 [6], tal y como se evidencia en la Figura 3:

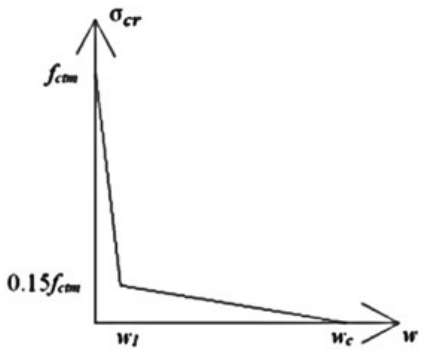


Fig. 3- Comportamiento del mortero a tracción uniaxial postfisurado (CEB – FIB, model code 2010).

Los valores de $w1$ y $w2$ se calculan a partir de las expresiones (2) y (3), respectivamente:

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

$$w_c = \alpha_F \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (3)$$

Donde se tiene que:

- $fctm$: resistencia a tracción del mortero.
- $w1$: ancho de fisura correspondiente al 15% de la resistencia a tracción del mortero.
- wc: ancho de fisura correspondiente al 0,01% de la resistencia a tracción del mortero .
- αF: coeficiente basado en el tamaño máximo del árido. Dado a la ausencia de árido grueso en la matriz, el valor mínimo recomendado de 8 es seleccionado para este estudio.
- GF: Energía de fractura. Este parámetro depende de la composición interna del hormigón y está vinculado directamente a su comportamiento postfisurado. Para un mortero con alta densidad de refuerzo, el fenómeno de rigidización por tracción es más acentuado, y por tanto, el valor puede ser hasta 30 veces superior al recomendado para el hormigón convencional [21].

2.2.2. GEOMETRÍA, CONDICIONES DE BORDE Y PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS.

Las barras de refuerzo se modelan con la propiedad unidimensional correspondiente a un elemento perfectamente adherido al mortero (embedded truss), y las mallas con la propiedad de plano de tensiones (plane stress), como una lámina bidimensional de un espesor equivalente al área total de alambres, vinculada al mortero mediante la coincidencia de sus nodos. Entre las consideraciones asumidas para esta modelacion se simula la mitad de la losa canal por su simetría [22]. En representación de un ensayo por control de deformación, se induce un desplazamiento equivalente al último valor registrado en el ensayo como se muestra en la Figura 4. La interacción entre los suplementos y el espécimen fue considerada como contacto de soldadura, el cual garantiza una perfecta adherencia en el plano vertical y horizontal (Figura 5).

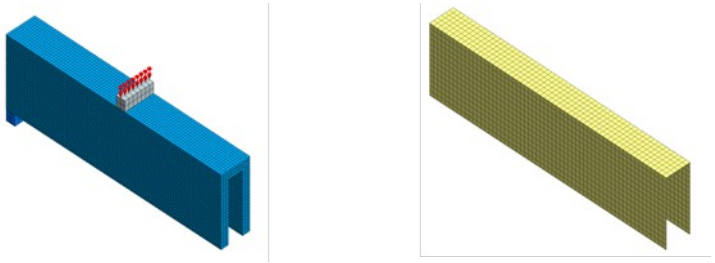


Fig. 4- Modelo del elemento, a) desplazamiento inducido en el espécimen, b) modelo de la malla de refuerzo.

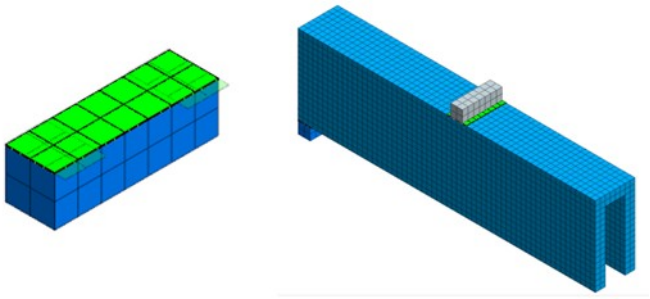


Fig. 5- Propiedad del contacto entre el elemento y los dispositivos de aplicación de carga y de apoyo.

2.2.3. CALIBRACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL

Para el mortero se designan elementos finitos hexaédricos de ocho nodos, por su eficiencia probada en investigaciones similares, al ser el tipo de elemento que mejor se ajusta a la geometría. Del mismo modo, se define que el elemento rectangular es el indicado para subdividir la geometría de la malla de refuerzo. En la losa canal BII3 [15] utilizada como referencia para la calibración del modelo, se decide analizar las densidades de mallas de 14x14x14mm, 12x12x12mm, 10x10x10mm, y 8x8x8mm para los sólidos. Esta selección está condicionada por el vínculo entre el pequeño espesor de la losa y la relación de aspecto ideal del elemento finito elegido. Se considera para el refuerzo constituido por las mallas de alambres de acero un tamaño de elemento correspondiente a las dimensiones de las densidades anteriores, y para el refuerzo longitudinal un tamaño fijo de elemento finito de 16mm. Las curvas de comportamiento del cortante en función de los desplazamientos, obtenidas en las simulaciones, son presentadas en la Figura 6, y en la Tabla 3 se resumen los valores de cortante resistente de cada una, con su desplazamiento correspondiente.

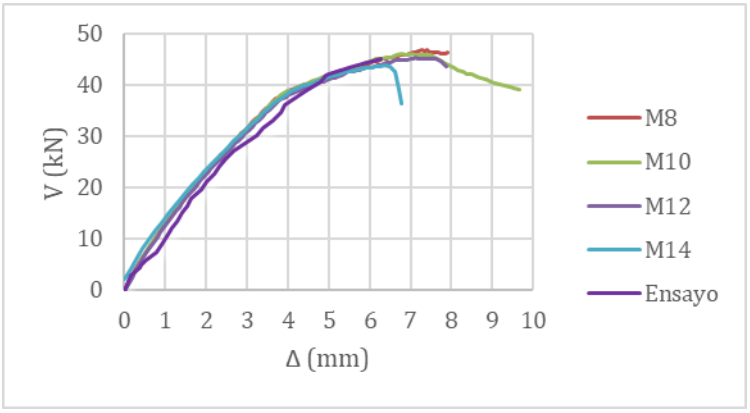


Fig. 6- Comparación de la curva de comportamiento cortante (V) vs deflexión (Δ) del ensayo BII3 [15] con su simulación para distintas densidades de mallado.

Tabla 3- Cortantes resistentes y desplazamientos obtenidos según el tipo de malla.

Densidad de la malla (mm)	Tiempo de procesamiento	Cantidad de elementos	Cortante resistente (kN)		Error absoluto (kN)	Desplazamiento (mm)		Error absoluto (mm)
			MIDAS	Ensayo		MIDAS	Ensayo	
14x14x14	1696sec	5576	43,79	45,17	1,38	6,5	6,29	0,21
12x12x12	2460sec	6956	45,26		0,09	7,13		0,84
10x10x10	4534sec	17921	46,2		1,03	4,01		0,72
8x8x8	5259sec	24536	46,81		1,64	7,27		0,98

Los resultados demuestran que con la disminución de las densidades de malla se evidencia una tendencia hacia la estabilidad de la curva de comportamiento, con lo que se identifica la convergencia y estabilidad del modelo. La malla 12x12x12mm se consideró optima en comparación de resultados a los de las mallas restantes. Dicha malla obtuvo un tiempo de procesamiento de 2460 segundos, por lo que su costo computacional fue reducido y preciso. Con la obtención de los valores de cortante y desplazamientos para dicha malla, se alcanzaron errores absolutos de 0,09kN y 0,84mm, respectivamente, correspondientes a errores relativos de 0,2% y 13,35%, lo cual constituye el factor principal para considerar el uso de esta malla como óptimo.

2.3. VALIDACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL

En la Figura 7 se muestra la comparación entre las curvas de comportamiento resultantes de los ensayos físicos de los elementos U4 [16] y P2-2 [1] y de las simulaciones correspondientes, a partir del modelo matemático calibrado anteriormente.

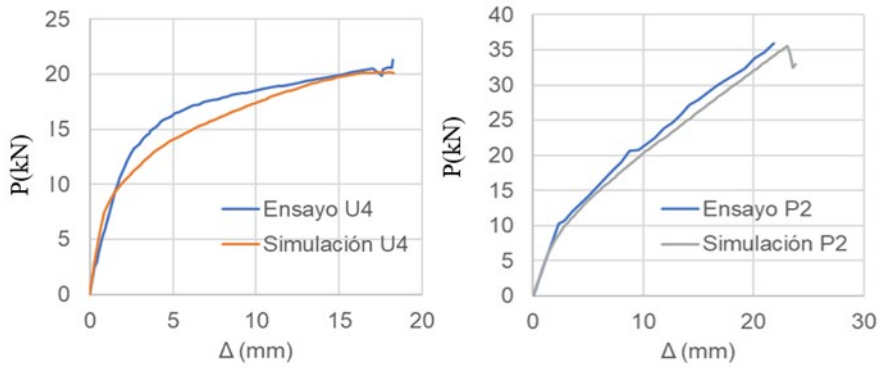


Fig. 7- Comparaciones entre las curvas de comportamiento carga (P) vs deflexión (Δ) de los ensayos U4 [16] y P2-2 [1] y sus respectivas simulaciones.

De los gráficos se observa una buena correspondencia entre los resultados de los ensayos experimentales y la simulación computacional para ambos elementos. En la Tabla 4 se resumen los valores de desplazamiento y de carga correspondiente al instante de fallo. Se obtiene una diferencia entre la predicción analítica y experimental de la resistencia a cortante, inferior al 5% en todos los casos analizados, por lo que se considera el modelo validado. En la Figura 8 se muestran los patrones de grietas obtenidos en el ensayo de Quang [1] y la simulación realizada, donde se destaca una correspondencia en los patrones de grietas.

Tabla 4- Valores de carga resistente de ensayos y simulaciones.

Ensayo	Pn_{ensayo} (kN)	Pn_{MEF} (kN)	$Vn(MEF)/Vn(Ensayo)$
Ahmad [15]	90,2	90,4	1,002
Tian [16]	21,5	20,9	0,972
Quang [1]	35,2	35,0	0,994

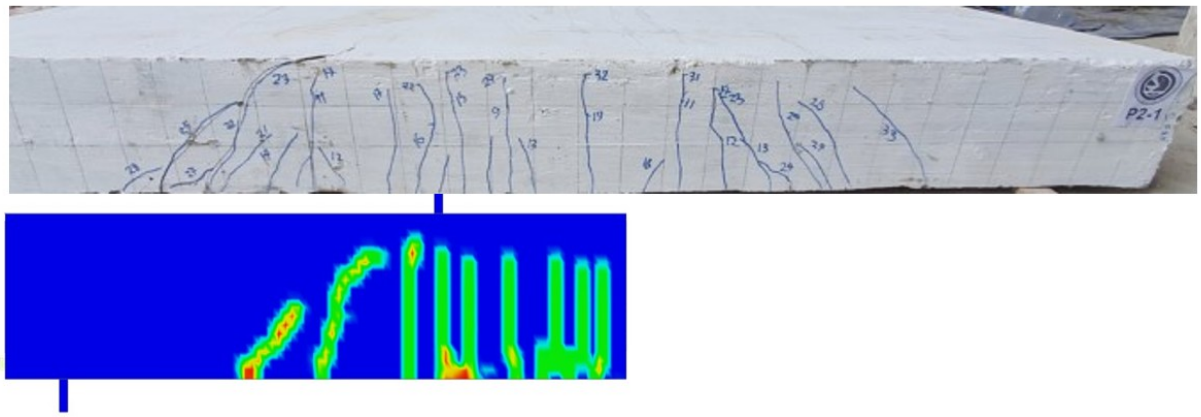


Fig.8-: Patrones de grietas del fallo a flexo-cortante producido en el ensayo [1] y la simulación realizada.

3. RESULTADOS

3.1. PARÁMETROS DE EVALUACIÓN Y VARIABLES FIJAS DEL EXPERIMENTO. CARACTERÍSTICAS DEL ELEMENTO DE ESTUDIO

Se plantea en esta investigación, un diseño de experimento unifactorial, para el estudio de la influencia de la relación entre la distancia de aplicación de la carga al apoyo y el peralto (parámetro a/h) en la resistencia a cortante de los elementos canales con refuerzo híbrido formado por mallas de alambres de acero y barras de polímeros reforzados con fibras de vidrio PRFV. Se definen cuatro niveles, donde a/h toma valores de

$$\frac{a}{h} = 2, \frac{a}{h} = 2.5, \frac{a}{h} = 3, \text{ y } \frac{a}{h} = 3.5$$

con el objetivo de considerar la mayor cantidad de variantes en el rango correspondiente a una viga esbelta. Se considera una longitud de dos metros en el elemento para evitar la influencia del efecto arco [23].

El refuerzo de PRFV longitudinal usado presenta un diámetro $db=6mm$ vinculadas a mallas de alambre Cal.19 con diámetro 1mm y abertura cuadrada de 25x25mm empleada anteriormente como refuerzo de elementos similares al caso de estudio. La disposición del refuerzo y las dimensiones de la sección transversal del elemento objeto de estudio se muestran en la Figura 9. Se decide fijar una resistencia a compresión del mortero $f'c=30MPa$ recomendado en diseños prácticos con ferrocemento [21]. Los materiales usados para simulación son descritos en la Tabla 5.

Tabla 5: *Propiedades de los materiales del refuerzo usados en la simulación.*

Propiedades	Malla Alambres	Barras PRFV
Resistencia límite en tracción (MPa)	300	800
Módulo de elasticidad (MPa)	200 000	50 000

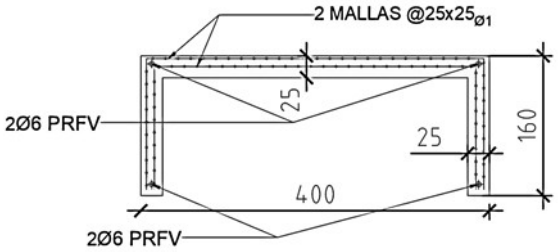


Fig. 9- Dimensiones y disposición del refuerzo del elemento canal.

3.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Se realizaron cuatro simulaciones, correspondientes a cada valor de a/h considerado en la investigación. En la Figura 10 se muestran las curvas de cortante contra desplazamiento obtenidos en las simulaciones realizadas en el software MIDAS FEA NX.

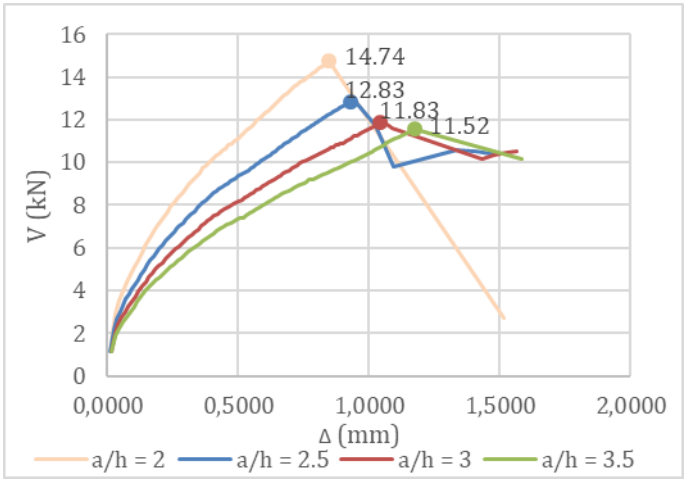


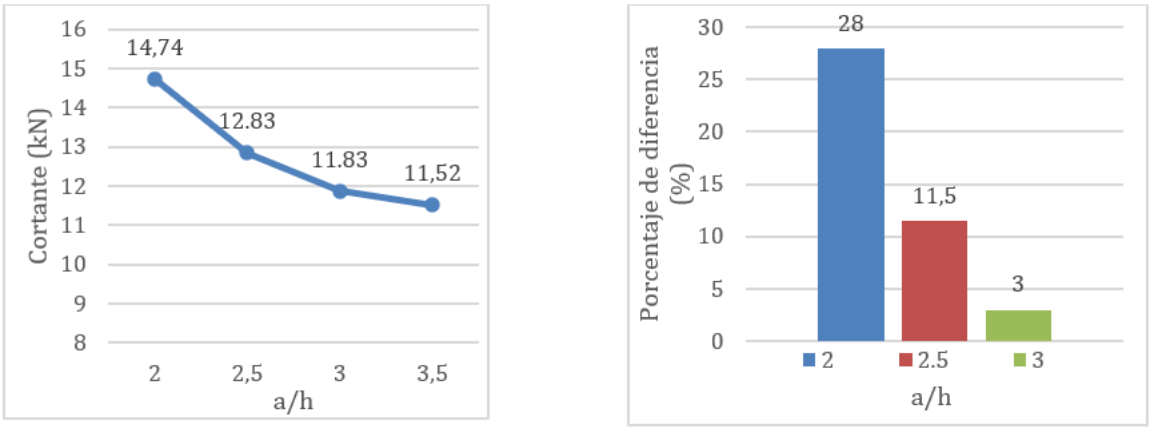
Fig. 10- Curva de comportamiento de cortante (V) vs deflexión (Δ) para los distintos valores de a/h.

Al analizar la curva de comportamiento del elemento en los distintos niveles de a/h, se detecta la caída súbita de la carga en el punto máximo de resistencia. En la Tabla 6 se registran los valores de tensiones axiales en las barras de PRFV para cada nivel de experimento.

Tabla 6- Tensión de las barras de PRFV en el instante de fallo

a/h	Tensión (MPa)
2	455
2,5	507
3	579
3,5	677

Teniendo en cuenta que los valores de tensiones máximos alcanzados para las barras de PRFV no exceden su resistencia limite a tracción de 800MPa, y que el tipo de fallo es frágil, se puede afirmar que se obtuvo un fallo por cortante en los elementos simulados. Se observa el descenso de valores de resistencia a cortante a razón del aumento de la distancia del apoyo al punto de carga, donde se obtuvo una reducción del 22% en el rango analizado. En la figura 11 se relacionan los valores de resistencia en función de los niveles de a/h.



a) b)

Fig. 11- a) Resistencia al cortante en función de la relación a/h b) Comparación porcentual de la resistencia con respecto a la correspondiente al nivel a/h=3,5.

Por otro lado, se observa una tendencia a converger a un valor de resistencia en la medida que aumenta la relación a/h, donde se destaca que la diferencia en el rango de $3 \leq a/h \leq 3{,}5$ no es superior al 3%, y por tanto se considera despreciable. En la Figura 12 se muestra la simulación de los patrones de daño de los elementos analizados. En estos se evidencia la formación de grietas inclinadas desde el extremo inferior hasta el punto de aplicación de carga, y adicionalmente se forman otras grietas y fisuras en zonas intermedias donde coexisten valores máximos de momento flector y cortante, lo cual resulta típico de un fallo por flexo-cortante. Con el incremento de a/h aumenta el número de grietas en la zona de máximo momento flector de la losa canal, causado por el aumento de la tensión de las barras de PRFV.

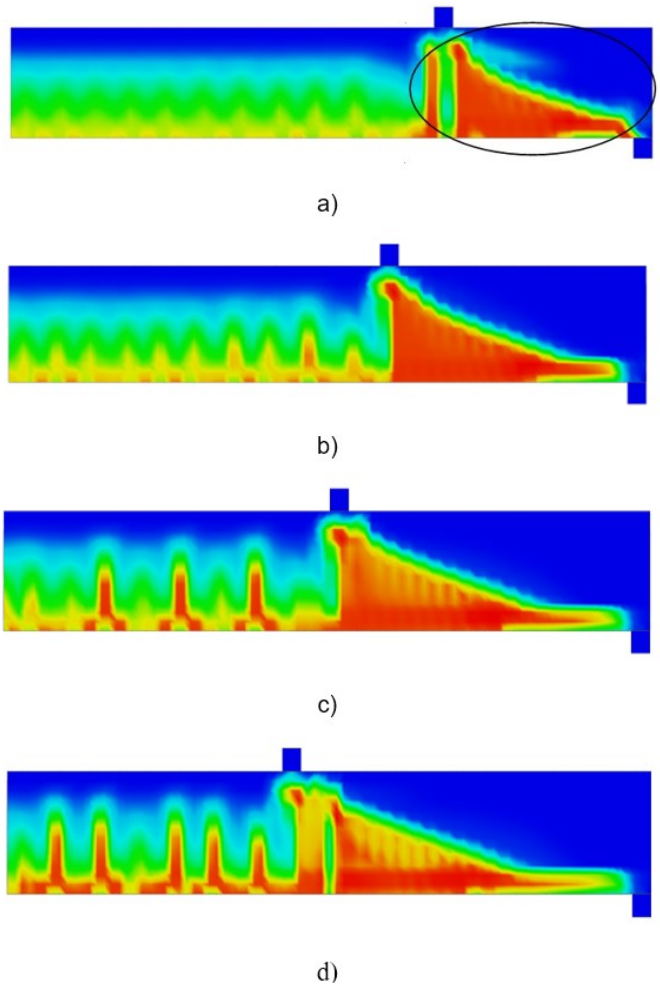


Fig. 12- Mapas de daño a flexo-cortante para las losas canal de a) $\frac{a}{h} = 2$, b) $\frac{a}{h} = 2.5$, c) $\frac{a}{h} = 3$, y d) $\frac{a}{h} = 3.5$ respectivamente.

3.3. COMPARACIÓN DE VALOR CRÍTICO DE RESISTENCIA A CORTANTE ENTRE LA SIMULACIÓN Y LA NORMATIVA ACI

Se muestra, a continuación, la comparación entre los valores de cortante resistente obtenidos por simulación y el método recomendado por el ACI [6, 12]. Se selecciona como referencia la relación a/h=2,5 por ser este el valor asumido en los experimentos para generar las expresiones normadas [6]. A través de la expresión (4) se obtiene el aporte del mortero en la resistencia al cortante.

$$V_{c1} = 0,42\lambda_s k_{cr}\sqrt{f'c}\,b_w d \tag{4}$$

Donde:

- Coeficiente de fisuración k_{cr}: es la relación entre la profundidad de la línea neutra de la sección agrietada y la profundidad efectiva. Se obtiene según la expresión (5)

$$k_{cr} = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \tag{5}$$

- Resistencia a compresión del mortero $f'c$: en este experimento 30MPa.
- b_w: Sumatoria del ancho de los nervios
- Peralto efectivo d
- ρ_f es la cuantía de PRF, determinada por $\frac{A_f}{bd}$.
- La relación entre los módulos de elasticidad del mortero y el PRF, n_f.

Se comprueba que la losa canal trabaja como una viga rectangular al cumplir la condición de que el valor del bloque de compresiones, coincidente en el servicio con la línea neutra (x), es menor que el espesor del alma (h_f) [6].

$$x = k_{cr}d = 13,05mm \leq h_f = 25mm \tag{6}$$

La resistencia a cortante que aporta la malla de alambres se obtiene de la expresión (7):

$$V_s = Á_{st}\frac{d}{s}Fy$$

- Para una viga rectangular, $Á_{st}$ es el área de refuerzo transversal.
- Peralto efectivo d: hallado por la ecuación ya conocida $d = h - \frac{ø}{2} - r_n$.
- Espaciamiento de la malla de alambres, s.
- Fy es la resistencia a fluencia del acero o límite elástico, en este caso 300MPa.

El aporte del mortero a la resistencia al cortante (V_c) es de 1,5kN, mientras que el aporte del refuerzo transversal (V_s), es 5,8kN, resultando en una resistencia estimada de 7,3kN, el cual resulta menor al obtenido en la modelación para el espécimen más crítico, $V_{FNX} = 12.8kN$, equivalente a una diferencia del 43% (Figura 13).

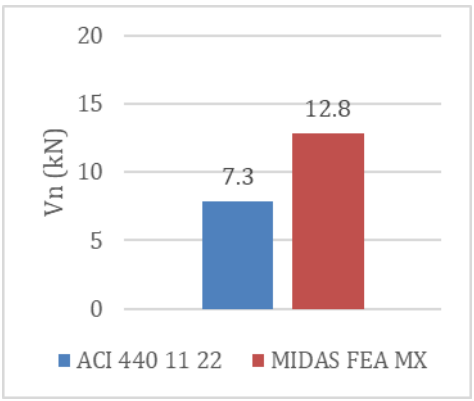


Fig. 13- Resistencia ACI y los resultados obtenidos en MIDAS FEA MX

Lo anterior evidencia el carácter conservador de la norma estadounidense basado en la ausencia de varias consideraciones como la inclinación de la grieta a cortante, a diferencia del modelo simulado en el software MIDAS FEA NX. Se destaca que, además de la simplificación realizada al aporte del ángulo de cizallamiento, las expresiones formuladas por el ACI presentan una naturaleza de diseño que resulta en valores característicos inferiores en un 95%. No obstante, por el grado de seguridad que ofrecen dichas expresiones, se considera que el método del ACI [6, 12] es aplicable en el diseño y revisión de la resistencia al cortante en elementos de sección tipo canal de mortero armado, con el refuerzo híbrido estudiado.

4 .CONCLUSIONES

Con el desarrollo de la presente investigación, se evidenció la influencia de la relación entre la distancia de la carga al apoyo y el peralto (a/h), en la resistencia a cortante de los elementos de mortero armado de sección tipo canal, con refuerzo híbrido formado por mallas de alambres de acero y barras de PRFV. Los resultados obtenidos muestran una disminución de 22% en los valores de cortante resistente con el aumento del valor de la relación entre la distancia de la carga al apoyo y el peralto (a/h) en un rango de valores correspondiente al de una viga esbelta ($2 \leq a/h \leq 3{,}5$). La razón de decrecimiento de la resistencia se redujo con el incremento de la distancia de la carga al apoyo, y se concluye que para un valor de $a/h > 3$ no es significativa la variación del factor de estudio. Los mapas de daño resultantes de la simulación permiten confirmar la ocurrencia del fallo por flexo-cortante en los elementos analizados. Se realizó una comparación directa entre el valor de resistencia resultante del modelo computacional MIDAS FEA NX y las expresiones brindadas por el ACI, y se obtuvo una diferencia del 43%, donde queda mostrado su alcance para diseños y chequeos del tipo de elemento analizado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. D. Q. Ngo and H. C. Nguyen, "Experimental and numerical investigations of textile-reinforced concrete thin-wall panel bolted connections," Case Studies in Construction Materials, vol. 19, p. 16, 2023.2214-5095 http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/

2. M. A. Mansur, K. L. Tan, and A. E. Naaman, "Strength of bolted moment connections in ferrocement construction," Cement & Concrete Composites, no. 32, p. 12, 2010.0958-9465 10.1016/j.cemconcomp.2010.04.001

3. A. Nanni, A. D. Luca, and H. J. Zadeh, L. Taylor & Francis Group, Ed. Reinforced concrete with FRP Bars. 2014. 978-0-203-87429-5 https://doi.org/10.1201/b16669

4. S. Dong, C. Li, and G. Xian, "Environmental Impacts of Glass- and Carbon-Fiber-Reinforced Polymer Bar-Reinforced Seawater and Sea Sand Concrete Beams Used in Marine Environments: An LCA Case Study.," Polymers, vol. 13, no. 154, 2021.1301-0154 https://doi.org/10.3390/polym13010154

5. O. A. Mohamed, W. A. Hawat, and M. Keshawarz, "Durability and Mechanical Properties of Concrete Reinforced with Basalt Fiber-Reinforced Polymer (BFRP) Bars: Towards Sustainable Infrastructure," Polymers 2021.1309 1402 https://doi.org/10.3390/polym13091402

6. ACI-440-22, Building Code Requirements for Structural Concrete Reinforced with Glass FiberReinforced Polymer (GFRP) Bars-Code and Commentary, 38800 Country Club Drive Farmington Hills, MI 48331, 2022. https://doi.org/10.14359/51740691

7. Q. N. Abdullah, A. I. Abdulla, and M. Al-Mashaykhi, "Shear behaviour of hollow ferrocement beam reinforced by steel and fiberglass mesh," Journal of Engineering Sciences vol. 29, no. 4, 2022.2312-7589 http://doi.org/10.25130/tjes.29.4.4

8. E. G. Sherwood, E. C. Bentz, and M. P. Collins, "Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs," ACI Structural Journal, vol. 104, no. 2, 2007.1944-7361 https://doi.org/10.14359/18530

9. T. A. El-Sayed, A. M. Erfan, R. M. Abdelnaby, and M. K. Soliman, "Flexural behavior of HSC beams reinforced by hybrid GFRP bars with steel wires," Case Studies in Construction Materials, vol. 16, 2022.2214-5095 https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01054

10. W. Chen, H. Ma, K. Zhang, Z. Zou, Y. Zeng, and Z. Zhu, "Experimental Study and Numerical Analysis of Flexural Strength of BFRP Bar Concrete Beams Reinforced with Bamboo Fiber and Steel Wire Mesh," Applied Sciences, vol. 12, 2022.https://doi.org/10.3390/app12168001

11. A. E.-K. Shoeib, A. N. M. Arafa, R. A. E.-H. A. E. Rady, and W. M. F. Tawhed, "Experimental and analytical study on the behavior of hybrid GFRP/steel bars in reinforced concrete deep beams," Curved and Layer. Struct. , vol. 9, 2022.2353-7396 https://doi.org/10.1515/cls-2022-0012

12. ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete 38800 Country Club Drive Farmington Hills, MI 48331, 2019. https://doi.org/10.14359/51716937

13. CSA S806-12. Design and construction of building structures with fiber reinforced polymers. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association., 2012. https://www.csagroup.org/store/product/2421834

14. G. M. Licea, I. D. Pérez, and H. W. Rivas, "Study of cracking in reinforced mortar channel slabs for use in residential floors.," Revista Cubana de Ingeniería, vol. XV, no. 2, 2024.2223-1781 https://rci.cujae.edu.cu/index.php/rci/article/view/877/563

15. S. F. Ahmad, S. H. Lodi, and J. Qureshi, "Shear behavior of ferrocement thin webbed sections," Cement and Concrete Research, vol. 25, no. 5, pp. 969-979, 1995.0008-8846/9 https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00092-Q

16. S. Tian, "Shear behaviour of ferrocement deep beams," Phd, School of mechanical, aerospace and civil engineering, The University of Manchester, 2013. https://research.manchester.ac.uk/en/studentTheses/shear-behaviour-of-ferrocement-deep-beams/

17. CEB-FIP, Model code 2010—Volume 1, bulletin 6. International federation for structural concrete (fib), Lausanne (2012) ISBN 978-2-88394-105-2, 2010. https://www.fib-international.org/component/virtuemart/fib-bulletins/by,product_price/results,201-250.html?manage=0&Itemid=352

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

18. S. Oller, C. I. d. M. N. e. Ingeniería, Ed. Fractura mecánica. Un enfoque global, 1 ed. 2001. 84-89925-76-3 https://books.cimne.com/product/fractura-mecanica-un-enfoque-global/

19. A. Mathern and J. Yang, "A Practical Finite Element Modeling Strategy to Capture Cracking and Crushing Behavior of Reinforced Concrete Structures," Materials vol. 15, 2021.1403 0506 https://doi.org/10.3390/ma14030506

20. S. Popovics, "A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete," Cement and Concrete Research, vol. 3, no. 5, pp. 583-599, 1973.0008-8846 https://doi.org/10.1016/0008-8846(73)90096-3

21. A. Naaman, Ferrocement and laminated cementitious composites. Michigan (USA): Techno Press, 2000. 978-0-9674939-0-9 https://openlibrary.org/books/OL61551M/Ferrocement_and_laminated_cementitious_composites

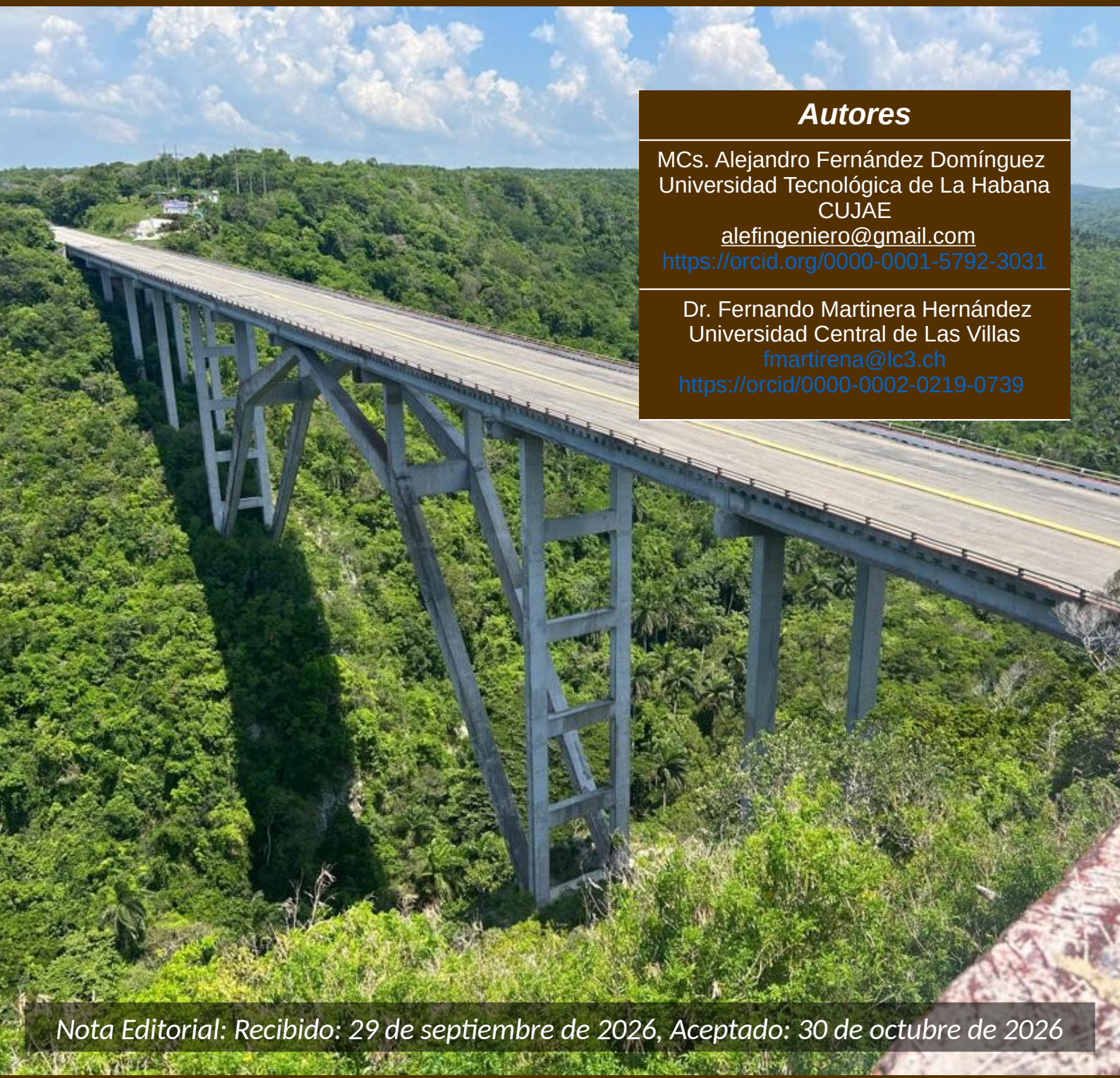
22. H. Ahmad, A. Elnemr, N. Ali, Q. Hussain, K. Chaiyasarn, and P. Joyklad, "Finite Element Analysis of Glass Fiber-Reinforced Polymer-(GFRP) Reinforced Continuous Concrete Beams," Polymers vol. 13, no. 4468, 2021.1324 4468 https://doi.org/10.3390/polym13244468

23. S. T. Mau and T. T. C. Hsu, "Shear Strength Prediction for Deep Beams with Web Reinforcement," ACI Structural Journal, vol. 84, p. 11, 1987.1944-7361 https://doi.org/10.14359/2739

6

La Durabilidad De Hormigones De Arcilla Calcinada Y Caliza Ante Corrosión Por Cloruros

Durability Of Calcined Clay And Limestone Concretes Against Chloride-Induced Corrosion



Autores

MCs. Alejandro Fernández Domínguez
Universidad Tecnológica de La Habana CUJAE
alefingeniero@gmail.com
https://orcid.org/0000-0001-5792-3031

Dr. Fernando Martinera Hernández
Universidad Central de Las Villas
fmartirena@lc3.ch
https://orcid/0000-0002-0219-0739

Nota Editorial: Recibido: 29 de septiembre de 2026, Aceptado: 30 de octubre de 2026

6

La Durabilidad De Hormigones De Arcilla Calcinada Y Caliza Ante Corrosión Por Cloruros



Resumen

La producción de cemento Portland es una de las mayores fuentes de emisiones de CO_2 a nivel mundial, lo que ha impulsado la búsqueda de alternativas sostenibles. Entre ellas, el cemento de arcillas calcinadas y caliza (LC3) surge como una opción prometedora, al combinar materiales suplementarios que reducen significativamente el contenido de clínker. Esta revisión aborda la influencia del empleo de LC3 en la durabilidad de hormigones, con énfasis en su resistencia a la penetración de cloruros, principal causa de corrosión en estructuras expuestas a ambientes marinos. Se analizan los mecanismos que explican el mejor desempeño del LC3, entre ellos el refinamiento de la microestructura porosa, la formación de fases fijadoras de cloruros (como la sal de Friedel) y la reducción de la difusividad iónica. La revisión sintetiza estudios experimentales que demuestran que hormigones con LC3 presentan coeficientes de difusión de cloruros significativamente menores, mayor resistividad eléctrica y mayor capacidad de fijación química de cloruros en comparación con hormigones basados en cemento Portland, al tiempo que menores velocidades de corrosión de barras de acero en hormigones armados. Como punto bajo, se resalta los menos valores de umbral crítico de cloruros que presenta respecto a hormigones convencionales.

Palabras Clave

arcilla calcinada, cloruros, corrosión, hormigón armado.

Research Paper

6

Durability Of Calcined Clay And Limestone Concretes Against Chloride-Induced Corrosion



Abstract

Portland cement production is one of the largest global sources of CO_2 emissions, which has driven the search for sustainable alternatives. Among these, limestone-calcined clay cement (LC3) emerges as a promising option, as it incorporates supplementary materials that significantly reduce clinker content. This review examines the influence of LC3 on the durability of concrete, with an emphasis on its resistance to chloride penetration—the primary cause of corrosion in structures exposed to marine environments. The mechanisms underlying the superior performance of LC3 are analyzed, including the refinement of the porous microstructure, the formation of chloride-binding phases (such as Friedel's salt), and a reduction in ionic diffusivity. The review synthesizes experimental studies demonstrating that LC3-based concrete exhibits significantly lower chloride diffusion coefficients, higher electrical resistivity, and a greater capacity for chemical chloride binding compared to conventional Portland cement-based concrete, alongside lower corrosion rates for steel reinforcement. A notable drawback, however, is the lower critical chloride threshold value observed in LC3-based concrete compared to conventional concrete.

Keywords

calcined clay, chlorides, corrosion, reinforced concrete.

1. INTRODUCCIÓN

La producción de cemento Portland (CP) es la mayor fuente de emisión de CO_2 asociada con hormigones y morteros [1]. Ante la necesidad urgente de reducir la huella de carbono del sector de la construcción, han surgido diversas estrategias, entre las que destaca el empleo de materiales cementicios suplementarios (MCS) que permiten sustituir parcialmente el clínker.

Los MCS son materiales finamente molidos con elevadas cantidades de sílice y/o aluminio, que en presencia de agua reaccionan con el hidróxido de calcio (HC) liberado durante la hidratación del cemento Portland (CP), generando silicatos y aluminatos cálcicos hidratados que contribuyen a densificar la masa del hormigón, disminuyendo la magnitud, dimensión e interconectividad de los poros de la matriz cementicia y aumentando por ende su capacidad de resistir la penetración de los iones cloruro. Estos materiales se pueden emplear en la elaboración de cementos binarios o ternarios, que remplazan parcialmente el CP con uno o dos MCS respectivamente.

En este contexto aparece el cemento de arcillas calcinadas (AC) y caliza (C) conocido como LC^3, por sus siglas en inglés (*Limestone Calcined Clay Cement*), un cemento ternario con alto nivel de remplazo de CP que se presenta como una alternativa de bajo carbono con un alto potencial de implementación a escala global [2]. El LC3 se reporta por primera vez en la literatura en 2012 por Antoni *et al.* [1], cuando remplaza parte del CP con un 35% de AC y un 5% de C. Desde 2014 se emplea la designación LC3-X, en la que X se refiere al contenido de clínker en porcentaje del peso del total del aglomerante [3].

Si bien las prestaciones de los sistemas cementicios preparados con diferentes proporciones entre CP, AC y C, dependen de las propiedades físicas y químicas de cada uno de los componentes [4], de manera general, hormigones elaborados con relaciones AC/C:2/1 en sustitución de un 50% de CP, o sea, LC3-50, han demostrado propiedades mecánicas similares a las de hormigones elaborados solo con CP [3, 5-7] al mismo tiempo que una superior resistencia a la penetración de cloruros [4, 8].

La corrosión del acero de refuerzo inducida por cloruros es la mayor causa de deterioro de estructuras de hormigón armado a nivel mundial, por lo que comprender el impacto del LC3 en el desempeño de los hormigones ante este fenómeno, resulta de gran importancia.

En consecuencia, esta revisión tiene como objetivo compilar y analizar críticamente la evidencia científica disponible sobre la influencia del empleo de LC3 en la durabilidad de hormigones, con especial atención en:

a. La microestructura de los sistemas LC3 derivada de la sinergia entre sus componentes y su impacto en el transporte de cloruros en estos sistemas.

b. El efecto del contenido de caolinita en las arcillas calcinadas sobre las propiedades de sistemas LC3.

c. El impacto del LC3 en la penetración de cloruros en sistemas cementicios a partir de indicadores de durabilidad y en la fijación de cloruros.

d. El impacto del empleo del LC3 en el umbral crítico de cloruros y la corrosión del acero de refuerzo en hormigones armados.

e. La influencia del uso del LC3 en el desempeño de hormigones armados ante corrosión por cloruros en ambiente marino

2. COMPONENTES DEL CEMENTO DE ARCILLAS CALCINADAS Y CALIZA Y MECANISMOS DE HIDRATACIÓN.

2.1. ARCILLAS CALCINADAS COMO MATERIAL PUZOLÁNICO

Hace 4000 años, las AC (o activadas térmicamente) habían sido utilizadas en la construcción, mezcladas con cal para producir morteros, cuando los romanos usaron losas cerámicas trituradas como puzolanas [9]. Sin embargo, no existe documentación que reporte su uso posterior hasta la década de 1950 [10]. En Brasil, en la década de 1960 se empleó para controlar la reacción árido-álcali [3] y en la India se reporta su uso en la década de 1970 [2, 11].

Las arcillas pertenecen al grupo de los filo-silicatos, minerales que se caracterizan por tener una estructura en capas formadas por la alternancia de láminas de tetraedros de sílice (SiO_4) y octaedros de aluminio (AlO_6) [9], además de impurezas como cuarzos o feldespatos [12]. Las diferentes disposiciones y sustituciones iónicas dentro de estas láminas dan origen a diversos tipos de arcillas, entre las que destacan las caolinitas, ilitas, esmectitas y montmorillonitas.

Para su uso como puzolana, las arcillas deben ser sometidas a un tratamiento térmico (calcinación). La calcinación al aire de las arcillas, provoca por deshidroxilación, la rotura total o parcial de su estructura cristalina, creando una fase de transición con alta reactividad. La reactividad puzolánica de las AC está asociada a la eliminación del agua en su estructura cristalina, lo que genera un producto semiamorfo de elevada superficie específica y alta reactividad química [9].

Entre los diferentes tipos de arcillas, las caolinitas (con fórmula ideal $Al_2Si_2O_5(OH)_4$) han demostrado poseer el mayor potencial puzolánico tras la calcinación entre 700 y 800°C [13, 14], debido al mayor contenido de grupos hidroxilos y su posición en la estructura cristalina, lo que favorece mayor desorden y exposición de los grupos alumínicos en la superficie del material [12].

El contenido de caolín de la arcilla es el factor más importante en el desempeño mecánico de sistemas cementicios basados en AC [8]. Las arcillas caoliníticas son abundantes en la corteza terrestre, aunque la mayoría de los depósitos no son puros y contienen impurezas como cuarzo, óxidos de hierro y titanio, calcita y otros tipos de arcillas [15]. El empleo de estas arcillas con impurezas como materiales cementicios suplementarios resulta más práctico que el de arcillas de alta pureza, debido a su disponibilidad global a bajos costos y a que a menudo se encuentran como material de rechazo en minas y canteras [5, 15]. Si bien las arcillas de alta pureza (metacaolín comercial, con >90 % de caolinita) han sido ampliamente estudiadas como MCS, incluso en sistemas ternarios [16, 17], su alto costo (hasta tres veces el precio del cemento) y su uso en otras industrias limitan su viabilidad para la producción masiva de LC³ [18, 19]. Por el contrario, el éxito del concepto LC3 radica en la utilización de arcillas de «baja pureza», con contenidos de caolinita a partir del 40%, que garantizan un desempeño comparable o superior al del cemento Portland convencional [3, 20-22].

2.2.LA CALIZA COMO ADICIÓN

La caliza (C) se ha establecido en la industria del hormigón como remplazo del cemento por su bajo costo, amplia disponibilidad y bajo consumo de energía para su trituración. Cuando se emplea finamente molida, promueve la hidratación del clínker al proveer una superficie adecuada para la nucleación de los productos sólidos de la hidratación, en lo que se conoce como efecto "filler" [23]. Además, contribuye a las reacciones de hidratación en presencia de aluminatos [24]. Sin embargo, el uso de C en remplazo del clínker (por sí sola) en cantidades elevadas, provoca la dilución física del aglomerante, lo que reduce los productos de hidratación y aumenta la porosidad [8, 25].

2.3 MECANISMOS DE REACCIÓN EN EL SISTEMA LC3

En un sistema LC3, además de las reacciones de hidratación propias del cemento Portland, ocurren tres reacciones principales [26] que se esquematizan en la figura 1 :

i. Reacción puzolánica clásica: El metacaolín (AS_2) reacciona con el HC derivado de la hidratación del CP, produciendo silicatos y aluminatos cálcicos hidratados (SACH) que contribuyen a la resistencia al llenar espacios.

ii. Reacción de la alúmina del clínker: La alúmina del C_3A reacciona con el HC y el carbonato de calcio (CC) de la caliza, para formar monocarboaluminatos (Mc) y hemicarboaluminatos (Hc), conocidas como fases AFm, en lugar de monosulfoaluminatos, lo que deja mayor disponibilidad de sulfatos para formar etringita (fase AFt). Los Mc y Hc precipitan a edades tempranas en los poros que dejan los productos de hidratación del CP y se mezclan con los SACH, contribuyendo a la reducción rápida de la porosidad [26].

iii. Reacción adicional de la alúmina de la arcilla: La alúmina del AS_2 reacciona con el CC de la caliza dando lugar a la formación adicional de nuevas fases AFm (Mc y Hc) [26]. En esa reacción se evita la disolución de la etringita, por eso los sistemas LC3 a pesar de tener menor contenido de sulfatos que los basados en CP, presentan a edades tardías mayor contenido de etringita. [19] Se ha reportado que en sistemas con LC3-50, la etringita y los carboaluminatos tienen un papel similar en la reducción de la porosidad, ocupando el 25% del volumen de la pasta hidratada, mientras que los SACH ocupan el 50%, a pesar del bajo contenido de clínker [4].

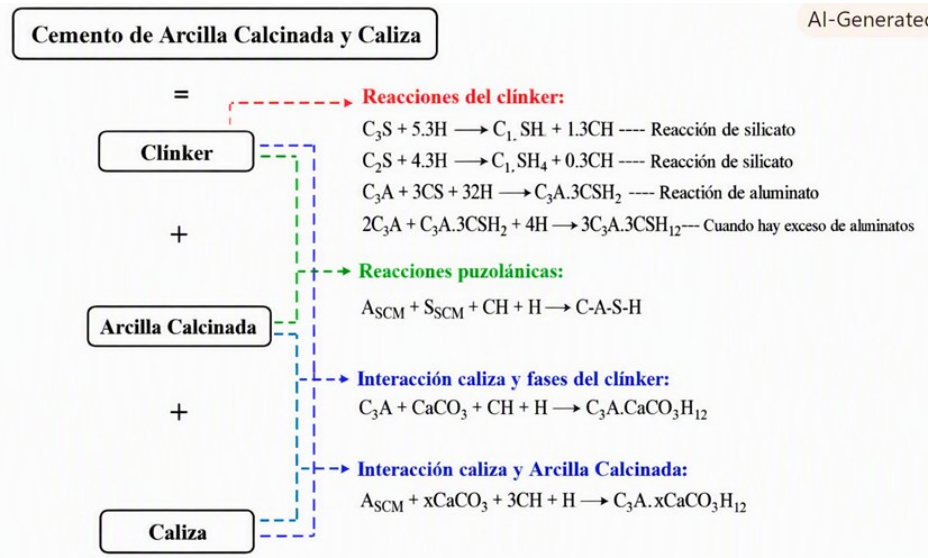


Fig. 1. Ilustración esquemática de las interacciones químicas en un sistema LC3. Adaptado de [27]

Un aspecto significativo es que para el LC3 se pueden emplear calizas que no cumplen con los estrictos requisitos químicos para la fabricación de CP convencional, como aquellas con contenidos apreciables de dolomita ($CaMg(CO_3)_2$) o cuarzo (SiO_2) [5]. Esto amplía las fuentes de materia prima disponibles y reduce aún más los costos.

Como además de las reacciones químicas descritas el sistema se beneficia del efecto filler de la caliza, con una gran influencia en la hidratación a edades tempranas [28, 29], se está en presencia de un sistema donde se generan mayor cantidad de productos de hidratación que rellenan espacios y por tanto contribuyen al desarrollo de las propiedades mecánicas y de durabilidad de los mismos [3].

3. INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE CAOLINITA EN LAS PROPIEDADES DE SISTEMAS LC³

El contenido de caolinita en las arcillas de este tipo es el parámetro más crítico que determina la calidad y el desempeño final del LC3. La cantidad de alúmina presente en los SACH se incrementa con el aumento del contenido de caolin de la arcilla calcinada, a diferencia de la relacion Si/Ca y la densidad, que no varía significativamentre con el porcentaje de caolin [30]. Esto se manifiesta en las propiedades mecánicas, la microestructura y en la durabilidad de los sistemas con LC3.

En el ámbito de la resistencia a compresión, Scrivener y Martirena [3] demuestran una correlación positiva directa entre el contenido de caolinita y la resistencia a compresión a los 28 días en hormigones con LC3-50, a edades entre 1 y 90 días. Por su parte, Maraghechi *et al.* [15] confirmaron estos hallazgos en morteros, aunque otras investigaciones reportan que a partir de contenidos de caolin por encima del 60%, las ganacias en resistencias son bajas, debido a la poca reactividad de la belita (SC_2) con estas arcillas de alta pureza [4].

El contenido de caolinita influye profundamente en la evolución de la porosidad. Estudios de porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) revelan que un mayor contenido de caolinita conduce a un mayor refinamiento de la estructura de poros. Parámetros claves de este ensayo, como el diámetro de poro crítico y el diámetro de poro mínimo disminuyen significativamente al aumentar la pureza de la arcilla [3]. Avet *et al.* [30] observaron además que, durante el ensayo MIP, la penetración del mercurio en los poros de gel (menores a 10 nm) disminuía con el incremento del contenido de caolinita, indicando una estructura de SACH más densa y menos accesible.

Este impacto en la microestructura se traduce directamente en una mayor resistencia al transporte de iones cloruro. Ensayos de difusión natural de cloruros (ASTM C1556 [31]) en morteros de LC3 expuestos hasta dos años muestran que el coeficiente de difusión aparente disminuye sistemáticamente al aumentar el contenido de caolinita de la arcilla. Incluso arcillas muy pobres (con sólo 17% de caolinita) produjeron morteros con coeficientes de difusión inferiores a los del CP, aunque el salto más significativo en el desempeño se observa a partir del 40% de caolinita [3, 15].

La capacidad de fijar cloruros también está modulada por el contenido de caolinita. Maraghechi *et al.* [15] demostraron que pastas de LC3-50 con contenidos de caolinita entre 40% y 80% presentaron las mayores capacidades de fijación total de cloruros, independientemente de la concentración de la solución expuesta. Curiosamente, para contenidos de caolinita superiores al 80%, la capacidad de fijación no aumentó proporcionalmente, lo que sugiere que otros factores, como la disponibilidad de HC o la estequiometría de las reacciones, pueden volverse limitantes.

En resumen, mientras que arcillas de alta pureza (>60% caolinita) ofrecen el máximo desempeño, el umbral del 40% de caolinita representa un punto de inflexión práctico y económico, por encima del cual el LC3 garantiza un desempeño igual o superior al CP en casi todos los aspectos clave.

4. INFLUENCIA DEL LC3 EN INDICADORES DE DURABILIDAD EVALUADOS EN MORTEROS Y HORMIGONES.

Estudios pioneros realizados en 2017 por Dhandapani y Santhanam [28] sobre la porosidad de morteros con LC3, reportan a través del análisis de MIP, que a pesar de que estos sistemas pueden presentar mayor porosidad total que otros similares con CP o cenizas volantes, el refinamiento de los poros del LC3 hace que sea más resistentes al transporte de fluidos. Estos resultados obtenidos [28] también correlacionaron con sus propias mediciones de conductividad eléctrica así como del factor de formación y además, ratificaron los obtenidos en 2013 por Antoni [32] que aplica el ensayo de migración de iones de SIMCO [33].

El hecho de que el refinamiento en la estructura de poros en los sistemas con LC3 se produzca desde edades tempranas, hace que que sea menos susceptible a presentar problemas de durabilidad por falta de curado, a diferencia de otros cementos mezclados. [4]

En 2019, Sui *et al.* [34] evaluaron diferentes propiedades en pastas y morteros de a/c=0,5 con un LC3 con 54% de CP, 30% de AC (con 48% de caolín), 15% de AC y 2% de yeso, respecto a similares con CP. Los autores obtuvieron coeficientes de difusión aparente, según las ASTM 1556 [31], diez veces inferiores para el LC3 tras 6 meses y 1 año de exposición. En cuanto al MIP, el sistema de LC3 presentó mayor porosidad total pero mucho menor diámetro crítico de poro.

En el campo de los hormigones, se reportan diversas investigaciones comparando el desempeño por durabilidad mediante indicadores, donde los resultados son notablemente consistentes a favor del LC3.

Uno de estos indicadores es la difusión natural determinada según ASTM C1556 [31]. Este ensayo fue aplicado por Pillai *et al.* [35] en hormigones con LC3-50 y CP después de un año de exposición, obteniendo coeficientes de difusión aparente (D_a) entre 5,5 y 10 veces menores para los primeros. Por su parte, Ram *et al.* [36] alcanzaron coeficientes de difusión efectivos (D_{eff}) tres veces inferiores para sus hormigones con LC3-55 y 41% de caolín, tras aplicar el ensayo de NT Build 443 [37].

La resistividad y la conductividad eléctrica son otros de los indicadores ampliamente empleados para evaluar el desempeño por durabilidad de hormigones, debido a la demostrada relación que existe entre este parámetro y la difusividad.[38].

Ram *et al.* [36] evaluaron hormigones con LC3-55 (con una arcilla con un 41% de caolín) y obtuvieron valores de conductividad en masa (según ASTM C1760) cinco veces inferiores a muestras similares de CP, mientras en el caso de la RS la diferencia fue de cuatro veces aproximadamente, mostrando un comportamiento similar.

En una línea similar, Malami *et al.* [39] evaluaron la resistividad a los 28 días de hormigones con LC3 mediante electrodos embebidos en probetas cúbicas, comparándolos con mezclas de CP para relaciones a/c de 0,40 y 0,55. Los autores reportaron que los sistemas LC3 son entre 4,3 y 8,1 veces más resistivos, dependiendo de la relación a/c, lo que confirma la formación de una microestructura especialmente densa y tortuosa que limita el movimiento iónico.

Sin embargo, en el caso de los sistemas LC3, los elevados valores de resistividad se atribuyen no solo al refinamiento de la matriz cementicia, sino también a que la solución de poros presenta menor concentración de álcalis (Na^+, K^+), los que son altamente conductivos. La evaluación del factor de formación (F), que normaliza la resistividad del hormigón respecto a la conductividad de su solución de poros, es un indicador más fiable cuando se estudia el efecto del LC3 en la difusividad de hormigones a partir de mediciones de conductividad y resistividad.

Así lo demuestran Dhandapani *et al.* [8, 40], quienes reportaron valores de resistividad superficial (RS) por el método Wenner, de hormigones con LC3-50 (menos de 60% de caolín) muy superiores a la de hormigones similares de CP en mediciones después de 28, 56 y 90 días de curado; estas diferencias se incrementaban en el tiempo y alcanzaron las 30 veces, después de 400 días de curado. Sin embargo, cuando se compara el factor de formación (*F*), las diferencias se reducen a 12 veces.

Otro de los indicadores comúnmente evaluados en el desempeño por durabilidad es la migración acelerada. Resultados reportados del ensayo NT Build 492 [41] muestra sistemáticamente coeficientes de migración no estacionarios (D_{nssm}) mucho menores para el LC3. Dhandapani *et al.* [8] encontraron valores entre 5 y 10 veces menores para hormigones con LC3 en comparación con muestras similares de CP. Por su parte, Ram *et al.* [36] también reportaron coeficientes aproximadamente dos veces menores para hormigones de LC3-55 (con 41% de caolín), mientras que Malami *et al.* [39] obtenía valores a 180 días más de 7,7 veces menores para hormigones con a/c = 0,4; y 3,8 veces para a/c = 0,55. Por otro lado, otros como Du y Pang [42] obtienen comportamientos similares al emplear el ensayo ASTM C1202 [43].

Otro de los indicadores más evaluados es la sorptividad, que mide la velocidad de absorción de agua por capilaridad en un material parcialmente seco y se relaciona con la tortuosidad y conectividad de los poros más grandes. Du y Pang [42] obtuvieron valores de sorptividad inicial, según ASTM C1585 [44], como promedio dos veces inferiores para un hormigón con LC3-55 respecto a su similar con CP, resultados similares a los reportados por Ram *et al.* [36] al emplear el protocolo descrito en [45].

Finalmente, la permeabilidad al oxígeno es un indicador que arroja resultados que pudieran parecer contradictorios respecto a los anteriormente analizados. Dhandapani *et al.* [8] encontraron que la permeabilidad al oxígeno era mayor para las mezclas con LC3 que para las de CP, debido a que los gases a presión, a diferencia de los iones en solución, pueden difundir a través de poros muy pequeños. Los sistemas LC3 tiene un mayor volumen total de poros pequeños (aunque bien refinados) como demostraron los ensayos de MIP abordados al inicio de este apartado. Este resultado subraya la importancia de seleccionar el indicador de durabilidad correcto para el mecanismo de deterioro específico.

5. INFLUENCIA DEL LC3 EN LA FIJACIÓN DE CLORUROS

La fijación de cloruros se refiere a la retención de iones Cl^- por la matriz cementicia, ya sea por adsorción física en superficies (principalmente en los SCH/SACH) o por incorporación química en fases sólidas conocidas como sales de Friedel y Kuzel. Este proceso reduce la concentración de cloruros libres, que son los que avanzan a través de la matriz de poros hasta el acero y provocan su corrosión.

En sistemas basados en CP, la fijación química ocurre principalmente por la reacción de los cloruros con las fases AFm (monosulfoaluminato) para formar cloroaluminatos: la sal de Friedel ($3CaO{\cdot}Al_2O_3{\cdot}CaCl_2{\cdot}10H_2O$) en altas concentraciones de Cl^-, o la sal de Kuzel ($3CaO{\cdot}Al_2O_3{\cdot}(1/2)CaCl_2{\cdot}(1/2)CaSO_4{\cdot}11H_2O$) en concentraciones más bajas o con presencia de sulfatos [15]. La fijación física por adsorción en los SCH/SACH también es significativa y depende de la relación Ca/Si de estos hidratos.

En sistemas a base de LC3, el panorama es diferente y generalmente más favorable. La alta cantidad de fases AFm generadas (principalmente carboaluminatos) proporciona más sitios disponibles para la formación de sales de Friedel/Kuzel. Maraghechi *et al.* [15] demostraron mediante análisis termogravimétrico y de difracción de rayos X que en pastas de LC3, la mayoría de los cloruros se encontraban en forma químicamente fijada (sales de Friedel), mientras que en el CP predominaba la fracción físicamente adsorbida.

Esta reducción de la capacidad de adsorción física de cloruros en los sistemas LC3 se debe a que el SACH presenta menor relación Ca/(Si+Al) que los SCH del CP [10, 15]. Sin embargo, este efecto parece ser compensado con creces por la mayor fijación química.

La mayor capacidad de fijación del LC3 es un factor clave que contribuye a su menor coeficiente de difusión aparente, ya que parte de los cloruros que ingresan quedan inmovilizados y no contribuyen al gradiente de concentración que impulsa la difusión. No obstante, su mayor vulnerabilidad a la carbonatación [46], puede provocar la liberación de cloruros fijados, un efecto que debe ser tenido en cuenta cuando se experimente el efecto de ambos factores [47, 48].

Maraguechi *et al.* [15] constataron estos elementos al demostrar en pastas de LC3-50 (con porcentajes de caolín entre 17 y 95%) la mayoría de los cloruros eran fijados químicamente a la inversa que en los patrones de CP; siendo las cantidades totales 20% superiores para los sistemas LC3-50 con porcentajes de caolín entre 40% y 80%. Estas diferencias ascendieron a un 38% en la investigación en morteros de Zhou *et al.* [49] y en un 50% en el estudio en hormigones de Ram *et al.* [36] empleando LC3-55 con un 41% de caolín. Sin embargo, S. Sui *et al.* [34] evaluaron la fijación de cloruros en pastas de CP y LC3-50 (AC/C 2/1; 49% caolín) y obtuvieron capacidades de fijación similares para ambas muestras.

6. EFECTO DEL LC3 EN LA DESPASIVACION Y CORROSIÓN DEL ACERO ANTE EL ATAQUE DE CLORUROS

La despasivación del acero en el hormigón armado se produce cuando la concentración de Cl en su superficie alcanza un valor umbral (C_{crit}). Este parámetro, depende de múltiples factores interrelacionados en el sistema acero-hormigón. El más relevante en este contexto es la concentración de iones hidroxilo (OH^+) en la solución de poros, cuya presencia retarda la despasivación del acero ante el ataque de cloruros. En los sistemas cementicios de CP, los OH^+ se producen a partir de la formación de los hidróxidos alcalinos (de Ca^+, Na^+ y K^+) durante el proceso de hidratación.

En sistemas con alto remplazo de clínker la cantidad de OH^+ es mucho menor ya que se producen menos álcalis y además los que se producen son consumidos por los MCS. Específicamente en sistemas LC3-50, el contenido de álcalis totales en la solución de poros puede disminuir hasta en un 70% [50]. En consecuencia, los valores de C_{crit} en sistemas LC3 tienden a ser inferiores a sus similares de bajo remplazo o puros y los resultados experimentales así lo han demostrado.

En 2019, Pillai *et al.* [51] diseñan un experimento para determinar el C_{crit} en muestras de hormigones de a/c 0,4 a 0,5 elaborados con LC3 y CP, con barras de acero al carbono corrugadas. Como era de esperarse, lo valores de C_{crit} para las primeras fueron un tercio de los obtenidas para las de CP; resultados similares a los reportados Rengaraju [52]. Estudios posteriores como el Dhandapani *et al.*[10] y Kijjanon *et al.*[53] obtuvieron diferencias promedio de 50% y 25% respectivamente.

Una vez despasivado el acero, la velocidad en que ocurre la propagación de la corrosión está determinada por varios factores interrelacionados que controlan las reacciones electroquímicas. Dos de los factores más críticos que la restringen es la disponibilidad de oxígeno y la humedad en la interfaz acero-hormigón, pues son necesarios para la reacción catódica de reducción y el transporte de los electrolitos. Entonces, la microestructura de la matriz es determinante en este aspecto: la densidad y la tortuosidad que esta posea, el diámetro de los poros, interconexión, y del grado de saturación de los mismos. [54]

Finalmente, la concentración de iones cloruro en la interfaz continúa influyendo durante la etapa de propagación. Los cloruros no solo despasivan el acero, sino que en esta fase pueden disminuir la resistividad de la pasta de cemento y catalizar las reacciones anódicas, manteniendo altas tasas de corrosión, especialmente en el mecanismo de picadura localizada.

Una vez iniciada la corrosión en ambientes con cloruros, la propagación en hormigones con LC3 tiende a ser más lenta ya que su microestructura más densa y tortuosa restringe el flujo de oxígeno y humedad y por tanto elevan la resistividad eléctrica del hormigón (sumado a las modificaciones en la solución de poros descritas en el apartado 4) [55, 56].

Investigaciones experimentales como la de Ejbouh et al. [56] confirman la teoría al obtener intensidades de corrosión (Icorr) un orden de magnitud menor para probetas de hormigón armado con LC3 respecto a sus similares de CP.

Nguyen y Castel [55], por su parte, en un estudio exhaustivo, obtuvieron comportamientos similares en la fase de propagación de la corrosión para muestras de LC3 y CP. Encontraron que los rangos habituales que se emplean para emitir criterios cualitativos sobre el estado de corrosión del acero a partir de medidas de diferencia de potencial, se aplicaban también a sistemas LC3. Sin embargo, demuestran que para el cálculo de I_{corr} en hormigones armados con base LC3, debe emplearse un valor de B = 46 mV, a diferencia del valor de 26 mV empleado usualmente para hormigones de CP. Este elemento tiene una incidencia directa en el cálculo I_{corr} pues introduce diferencias del 43% respecto a las prácticas habituales.

No obstante, de aplicarse esta modificación a los resultados de Ejbouh *et al.* [56] aún se seguirían obteniendo diferencias notables entre los hormigones con LC3 y CP.

En otra línea de investigación, Rengaraju *et al.* [57] concluyeron que los productos de corrosión formados en sistemas LC3 son menos expansivos que en sus similares de CP, reduciendo el daño por fisuración.

7. CASOS DE ESTUDIO EN CONDICIONES DE EXPOSICION EN AMBIENTE MARINO

La totalidad de los resultados experimentales revisados en los apartados anteriores responde a investigaciones en las que la exposición de las muestras a soluciones de cloruros se realizó en condiciones de laboratorio. Sin embargo, resulta indispensable la comprobación del desempeño de elementos de LC3 ante el ataque de cloruros en condiciones reales de exposición. Dado la novedad de estos sistemas cementicios, los estudios reportados en la literatura son muy pocos [10], resaltando el sitio de exposición ubicado en Villa Clara, Cuba [58].

En octubre de 2014, se colocaron elementos de hormigón armado fabricados con LC3-50 y CP en un sitio de exposición en Punta Matamoros, Cayo Santa María, en zona de marea, en la que dos veces al día los elementos prismáticos recibían el contacto directo del agua de mar. Campañas anuales de extracción de testigos fueron llevadas a cabo hasta 2018, a dichas muestras se le realizaron ensayos de permeabilidad al aire, resistividad superficial y perfiles de cloruros. Los resultados de estos estudios, reportados en [59], demuestran que los hormigones de LC3 presentaron menores concentraciones de cloruros en todas las profundidades, al tiempo que valores significativamente más bajos de permeabilidad al aire y mucho más altos de resistividad, confirmando el efecto de la mayor tortuosidad y refinamiento de la microestructura de las muestras de LC3 respecto a las de CP.

8. CONCLUSIONES

En la presente revisión se recopilaron y analizaron los estudios experimentales disponibles sobre la influencia del cemento de arcillas calcinadas y caliza (LC3) en la durabilidad de hormigones armados, con énfasis en los mecanismos de transporte y fijación de cloruros, así como en los indicadores electroquímicos y físicos que rigen la corrosión del acero de refuerzo.

Los estudios analizados confirman que los hormigones con LC³ presentan una resistencia a la penetración de cloruros notablemente superior a la de los hormigones convencionales con cemento Portland (CP). Esta mejora en la durabilidad es atribuible a la densificación y refinamiento de la red porosa, donde el diámetro crítico de poro se reduce significativamente, y a la elevada formación de fases AFm (carboaluminatos) que inmovilizan químicamente los cloruros mediante la precipitación de sal de Friedel, aunque en ambientes con riesgo de carbonatación, la mayor vulnerabilidad de los sistemas LC3 (por su menor alcalinidad) puede provocar la liberación de los mismos. Por esta misma causa el C_{crit} para la despasivación del acero resulta entre un 25% y un 50% inferior al de hormigones de CP.

Aunque muy pocos en cantidad, los estudios realizados en condiciones reales de exposición confirman el excelente desempeño de hormigones con LC3 ante el ataque directo de cloruros. No obstante, este tipo de estudios necesita ser ampliado para incrementar la credibilidad de la comunidad científica y técnica en el desempeño a largo plazo de este material.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. M. Antoni, J. Rossen, F. Martirena, and K. Scrivener, "Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone," Cement and concrete research, vol. 42, no. 12, pp. 1579-1589, 2012, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2012.09.006
2. K. L. Scrivener, "Options for the future of cement," Indian Concr. J, vol. 88, no. 7, pp. 11-21, 2014. [Online]. Available: https://www.giatecscientific.com/wp-content/uploads/2018/05/0851_ICJ_Article.pdf
3. F. M. Karen Scrivener, Shashank Bishnoi, Soumen Maity, "Calcined clay limestone cements (LC3)," Cement and Concrete Research, 2017, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.08.017
4. M. Sharma, S. Bishnoi, F. Martirena, and K. Scrivener, "Limestone calcined clay cement and concrete: A state-of-the-art review," Cement and Concrete Research, vol. 149, p. 106564, 2021, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2021.106564
5. S. L. Avet F., and Scrivener K., "Concrete Performance of Limestone Calcined Clay Cement (LC3) Compared with Conventional Cements," Advances in Civil Engineering Materials, 2019, doi: https://doi.org/10.1520/ACEM20190052
6. M. Abdulqader et al., "Physicochemical properties of limestone calcined clay cement (LC3) concrete made using Saudi clays," journal of materials research and technology, vol. 25, pp. 2769-2783, 2023, doi: https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2023.06.114
7. N. Ozbakan Orhan and D. Over, "Limestone Calcined Clay Cement (LC3) Systems: Advancements in Properties, Sustainability Potential, and Emerging Research Directions," Canadian Journal of Civil Engineering, 2026, doi: https://doi.org/10.1139/cjce-2025-0601
8. Y. Dhandapani, T. Sakthivel, M. Santhanam, R. Gettu, and R. G. Pillai, "Mechanical properties and durability performance of concretes with Limestone Calcined Clay Cement (LC3)," Cement and Concrete Research, vol. 107, pp. 136-151, 2018/05/01/ 2018, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.02.005
9. B. Sabir, S. Wild, and J. Bai, "Metakaolin and calcined clays as pozzolans for concrete: a review," Cement and concrete composites, vol. 23, no. 6, pp. 441-454, 2001, doi: https://doi.org/10.1016/S0958-9465(00)00092-5
10. Y. Dhandapani et al., "Performance of cementitious systems containing calcined clay in a chloride-rich environment: a review by TC-282 CCL," Materials and Structures, vol. 57, no. 7, p. 154, 2024, doi: https://doi.org/10.1617/s11527-024-02426-7
11. A. K. Tiwari and S. Chowdhury, "Relative evaluation of performance of limestone calcined clay cement compared with Portland pozzolana cement," Journal of Asian Concrete Federation, vol. 2, no. 2, pp. 110-116, 2016, doi: https://doi.org/10.18702/acf.2016.12.2.2.110
12. R. Fernandez, F. Martirena, and K. L. Scrivener, "The origin of the pozzolanic activity of calcined clay minerals: A comparison between kaolinite, illite and montmorillonite," Cement and concrete research, vol. 41, no. 1, pp. 113-122, 2011, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.09.013
13. R. Prashar, R. Kishor, and A. A. Jee, "LC3 systems: a review of chemistry, performance, durability, and sustainability toward market adoption," Innovative Infrastructure Solutions, vol. 11, no. 5, p. 246, 2026, doi: https://doi.org/10.1007/s41062-026-02641-x
14. E. S. Leo, M. G. Alexander, and H. Beushausen, "Optimisation of mix proportions of LC3 binders with African clays, based on compressive strength of mortars, and associated hydration aspects," Cement and Concrete Research, vol. 173, p. 107255, 2023, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2023.107255
15. H. Maraghechi, F. Avet, H. Wong, H. Kamyab, and K. Scrivener, "Performance of Limestone Calcined Clay Cement (LC3) with various kaolinite contents with respect to chloride transport," Materials and structures, vol. 51, no. 5, p. 125, 2018, doi: https://doi.org/10.1617/s11527-018-1255-3
16. S. Krishnan and S. Bishnoi, "High level clinker replacement in ternary limestone-calcined clay-clinker cement," in Advances in Structural Engineering: Materials, Volume Three: Springer, 2015, pp. 1725-1731
17. Z. Shi et al., "Durability of Portland cement blends including calcined clay and limestone: interactions with sulfate, chloride and carbonate ions," in Calcined Clays for Sustainable Concrete: Proceedings of the 1st International Conference on Calcined Clays for Sustainable Concrete, 2015: Springer, pp. 133-141, doi: https://doi.org/10.1007/978-94-017-9939-3_17.
18. S. S. B. Cancio Díaz Y., Urs Heierli, Aurélie R. Favier, Inocencio R. Sánchez Machado, Karen L. Scrivener, José Fernando Martirena Hernández, Guillaume Habert, "Limestone calcined clay cement as a low-carbon solution to meet expanding cement demand in emerging economies," Development Engineering, no. 2, pp. 82-91, 2017, doi: https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.deveng.2017.06.001
19. F. Avet and K. Scrivener, "Investigation of the calcined kaolinite content on the hydration of Limestone Calcined Clay Cement (LC3)," Cement and Concrete Research, vol. 107, pp. 124-135, 2018, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.02.016
20. N. Balasubramanian and C. Sarangapani, "A review on the factors influencing the performance of sustainable ternary cement composites," Environment, Development and Sustainability, vol. 26, no. 10, pp. 24569-24596, 2024, doi: https://doi.org/10.1007/s10668-023-03685-0

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

21. H. Maraghechi, F. Avet, and K. Scrivener, "Chloride transport behavior of LC3 binders," in Calcined Clays for Sustainable Concrete: Proceedings of the 2nd International Conference on Calcined Clays for Sustainable Concrete, 2017: Springer, pp. 306-309, doi: https://doi.org/10.1007/978-94-024-1207-9_49.
22. T. Praveenkumar, "Reimagining construction with LC3: Enhancing sustainability through supplementary cementitious materials," Interactions, vol. 247, no. 1, p. 77, 2026, doi: https://doi.org/10.1007/s10751-026-02391-3
23. Y. Briki, F. Avet, M. Zajac, P. Bowen, M. B. Haha, and K. Scrivener, "Understanding of the factors slowing down metakaolin reaction in limestone calcined clay cement (LC3) at late ages," Cement and Concrete Research, vol. 146, p. 106477, 2021, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2021.106477
24. K. Scrivener et al., "Impacting factors and properties of limestone calcined clay cements (LC3)," Green materials, vol. 7, no. 1, pp. 3-14, 2019, doi: https://doi.org/10.1680/jgrma.18.00029
25. Y. Briki, M. Zajac, M. B. Haha, and K. Scrivener, "Impact of limestone fineness on cement hydration at early age," Cement and Concrete Research, vol. 147, p. 106515, 2021, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2021.106515
26. F. Zunino and K. Scrivener, "The reaction between metakaolin and limestone and its effect in porosity refinement and mechanical properties," Cement and Concrete Research, vol. 140, p. 106307, 2021, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106307
27. V. Renuka, S. V. Rao, and T. Tadepalli, "State-of-the-art Review on Limestone Calcined Clay Cement (LC3) and its Recent Advances," Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, pp. 1-30, 2025, doi: https://doi.org/10.1007/s40996-025-01857-8
28. Y. Dhandapani and M. Santhanam, "Assessment of pore structure evolution in the limestone calcined clay cementitious system and its implications for performance," Cement and Concrete Composites, vol. 84, pp. 36-47, 2017, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.08.012
29. A. Tironi, A. N. Scian, and E. F. Irassar, "Blended cements with limestone filler and kaolinitic calcined clay: filler and pozzolanic effects," Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 29, no. 9, p. 04017116, 2017, doi: https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001965
30. F. Avet, E. Boehm-Courjault, and K. Scrivener, "Investigation of CASH composition, morphology and density in Limestone Calcined Clay Cement (LC3)," Cement and Concrete Research, vol. 115, pp. 70-79, 2019, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.10.011
31. Standard Test Method for Determining the Apparent Chloride Diffusion Coefficient of Cementitious Mixtures by Bulk Diffusion, ASTM-C1556, 2011. [Online]. Available: https://store.astm.org/c1556-11ar16.html
32. M. Antoni, "Investigation of cement substitution by blends of calcined clays and limestone," 2013. [Online]. Available: https://infoscience.epfl.ch/bitstreams/bc9e64d6-3658-4096-8443-7421143ae8d4/download
33. S. T. Inc, "STADIUM. UNIFIED FACILITIES GUIDE SPECIFICATIONS," Quebec, Canadá, 2011. [Online]. Available: https://simcotechnologies.com/what-we-do/stadium-technology-portfolio/stadium-ufgs/
34. F. G. Sui Shiyu, Hamed Maraghechi, Wei Sun, Karen Scrivener, "Towards a generic approach to durability: Factors affecting chloride transport in binary and ternary cementitious materials," Cement and Concrete Research, 2019, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.105783
35. R. G. Pillai, "Service life and life cycle assessment of reinforced concrete systems with limestone calcined clay cement (LC3)," Cement and Concrete Research, 2021, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.11.019
36. K. Ram, M. Flegar, M. Serdar, and K. Scrivener, "Influence of low-to medium-kaolinite clay on the durability of limestone calcined clay cement (LC3) concrete," Materials, vol. 16, no. 1, p. 374, 2022, doi: https://doi.org/10.3390/ma16010374
37. Concrete, hardened: Accelerated chloride penetration, NT-Build-443, 1995. [Online]. Available: https://www-nordtest-info.translate.goog/wp/1995/11/22/concrete-hardened-accelerated-chloride-penetration-nt-build-443/?_x_tr_sl=en&_x_tr_tl=es&_x_tr_hl=es&_x_tr_pto=tc

38. C. Andrade, M. Castellote, and R. d'Andrea, "Measurement of ageing effect on chloride diffusion coefficients in cementitious matrices," Journal of Nuclear Materials, vol. 412, no. 1, pp. 209-216, 2011, doi: https://doi.org/10.1016/j.jnucmat.2010.12.236
39. S. Malami, D. Val, and B. Suryanto, "Durability Assessment of Low-carbon Concretes using Electrical Resistivity, Chloride Migration and Diffusion Modelling," presented at the International Conference on Durability of Concrete Structures, 2025
40. Y. Dhandapani and M. Santhanam, "Investigation on the microstructure-related characteristics to elucidate performance of composite cement with limestone-calcined clay combination," Cement and Concrete Research, vol. 129, p. 105959, 2020/03/01/ 2020, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.105959
41. CONCRETE, MORTAR AND CEMENT-BASED REPAIR MATERIALS: CHLORIDE MIGRATION COEFFICIENT FROM NON-STEADY-STATE MIGRATION EXPERIMENTS, NT-Build-492, 1999.
42. H. Du and S. Dai Pang, "High-performance concrete incorporating calcined kaolin clay and limestone as cement substitute," Construction and Building Materials, vol. 264, p. 120152, 2020, doi: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120152

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

43. Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration, ASTM-C1202, 2012. [Online]. Available: https://store.astm.org/c1202-22.html
44. Standard Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes, ASTM-C1585, 2020. [Online]. Available: https://store.astm.org/c1585-20.html
45. M. Alexander, Y. Ballim, and J. Mackechnie, "Durability Index Testing Procedure Manual Ver. 4.5. 1," Univeristy of Cape Town and University of Witwatersrand Johannesburg, vol. 2018, 2018. [Online]. Available: https://concretesocietysa.org.za/concretetools/durability-index/
46. B. Qadr, G. Aouad, M. Briffaut, and N. Gay, "A review on the influence of carbonation and chloride ingress on the durability of limestone calcined clay cement," Discover Applied Sciences, 2026, doi: https://doi.org/10.1007/s42452-026-08918-1
47. Y. Wang, Z. Xu, T. Mi, J. Yu, F. Xing, and W. Li, "Corrosion mechanism of reinforcement in LC3 cement pastes under coupled carbonation and chloride attack," Cement and Concrete Composites, vol. 140, p. 105080, 2023, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2023.105080
48. F. Avet and K. Scrivener, "Influence of pH on the chloride binding capacity of Limestone Calcined Clay Cements (LC3)," Cement and Concrete Research, vol. 131, p. 106031, 2020, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106031
49. Y. Zhou, C. Zhang, Q. Zhou, M. Guo, and R. Hu, "Unveiling the role of LC3 in chloride penetration resistance of chloride contaminated mortar," Construction and Building Materials, vol. 458, p. 139658, 2025, doi: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.139658
50. Q. D. Nguyen, M. S. H. Khan, and A. Castel, "Engineering properties of limestone calcined clay concrete," Journal of Advanced Concrete Technology, vol. 16, no. 8, pp. 343-357, 2018, doi: https://doi.org/10.3151/jact.16.343
51. R. G. Pillai et al., "Service life and life cycle assessment of reinforced concrete systems with limestone calcined clay cement (LC3)," Cement and Concrete Research, vol. 118, pp. 111-119, 2019, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.11.019
52. S. Rengaraju, "Electrochemical response and chloride threshold of steel in highly resistive concrete systems," Indian Institute of Technology Madras, vol. 36, 2019. [Online]. Available: https://civil.iitm.ac.in/admin/civilcont/PhD-Thesis-Sripriya-R-FullText%20(3)%20(2).pdf
53. A. Kijjanon, T. Sumranwanich, W. Saengsoy, and S. Tangtermsirikul, "Chloride penetration resistance, electrical resistivity, and compressive strength of concrete with calcined kaolinite clay, fly ash, and limestone powder," Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 35, no. 3, p. 04022462, 2023, doi: https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004643
54. C. Chiriboga, J. Noboa, and B. Zuñiga, "Influencia de la corrosión en varillas de acero de refuerzo, y sus efectos en la resistencia estructural de edificaciones," MQRInvestigar, vol. 6, no. 4, pp. 396-419, 2022
55. Q. D. Nguyen and A. Castel, "Reinforcement corrosion in limestone flash calcined clay cement-based concrete," Cement And Concrete Research, vol. 132, p. 106051, 2020, doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106051
56. A. Ejbouh, A. Ech-chebab, S. Hassi, M. Galai, H. Benqlilou, and M. E. Touhami, "Durability assessment of LC3-based reinforced concrete under combined chloride-sulfate environment via the EIS technique," Construction and Building Materials, vol. 366, p. 130194, 2023, doi: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.130194
57. S. Rengaraju, R. G. Pillai, L. Neelakantan, R. Gettu, and M. Santhanam, "Chloride-induced corrosion resistance of steel embedded in limestone calcined clay cement systems," in Calcined Clays for Sustainable Concrete: Proceedings of the 3rd International Conference on Calcined Clays for Sustainable Concrete, 2020: Springer, pp. 613-619, doi: https://doi.org/10.1007/978-981-15-2806-4_68
58. E. Díaz, F. Martirena, A. Alujas, and R. Torrent, "Low carbon cement: durability performance assessment with laboratory and site tests," in Calcined Clays for Sustainable Concrete: Proceedings of the 1st International Conference on Calcined Clays for Sustainable Concrete, 2015: Springer, pp. 277-282, doi: https://doi.org/10.1007/978-94-017-9939-3_34
59. A. F. Domínguez, F. Martirena-Hernandez, R. G. López, and E. D. Caballero, "Durability of LC3 Concrete Exposed to the Cuban Marine Environment," in Biennial RILEM Youth Symposium on Building Materials and Construction, 2025: Springer, pp. 859-872, doi: https://doi.org/10.1007/978-3-032-14652-6_62