

Revista Ciencia y Construcción

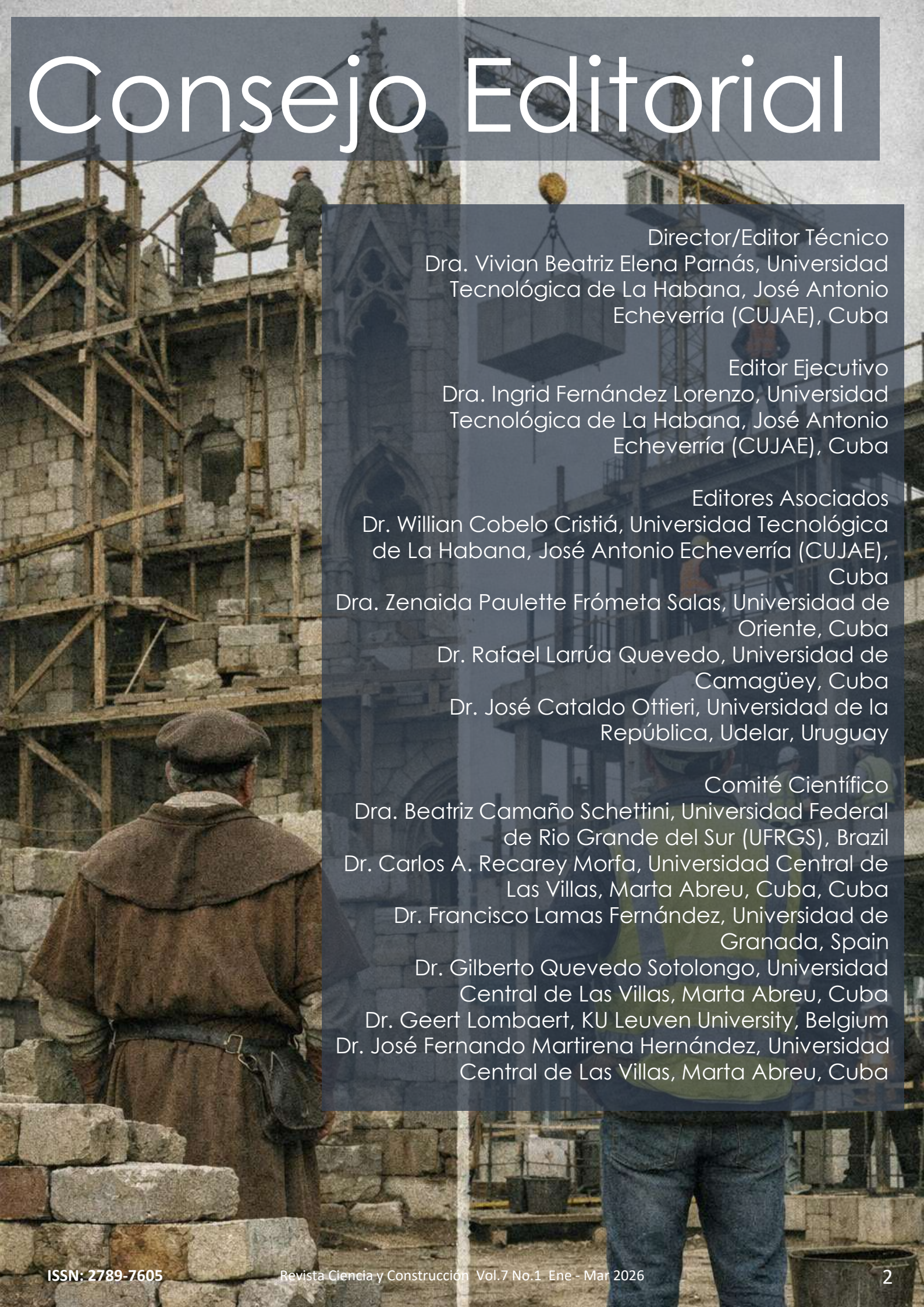
Facultad de Ingeniería Civil Universidad Tecnológica de La Habana “José A. Echeverría” CUJAE

04 Implementación Del Diseño Basado En Desempeño Para Huracanes (PBHE) En Cuba: Análisis De Riesgo Por Viento En Una Vivienda De Playa Cajío

89 Métodos Eléctricos Para Evaluar Resistencia A Cloruros En Hormigones En Ambiente Marino: Estado Del Arte

116 Evaluación Del Sistema De Drenaje De La Vía De Acceso A La Comunidad Miguelillo Sitio Chirimoya Cantón Portoviejo

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 Cabelo Cristiá, Universidad Tecnológica
de La Habana, José Antonio Echeverría (CUJAE),
Cuba

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

Dr. Rafael Larrúa Quevedo, Universidad de
Camagüey, Cuba

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

Comité Científico

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

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

Dr. Francisco Lamas Fernández, Universidad de
Granada, Spain

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

Dr. Geert Lombaert, KU Leuven University, Belgium

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

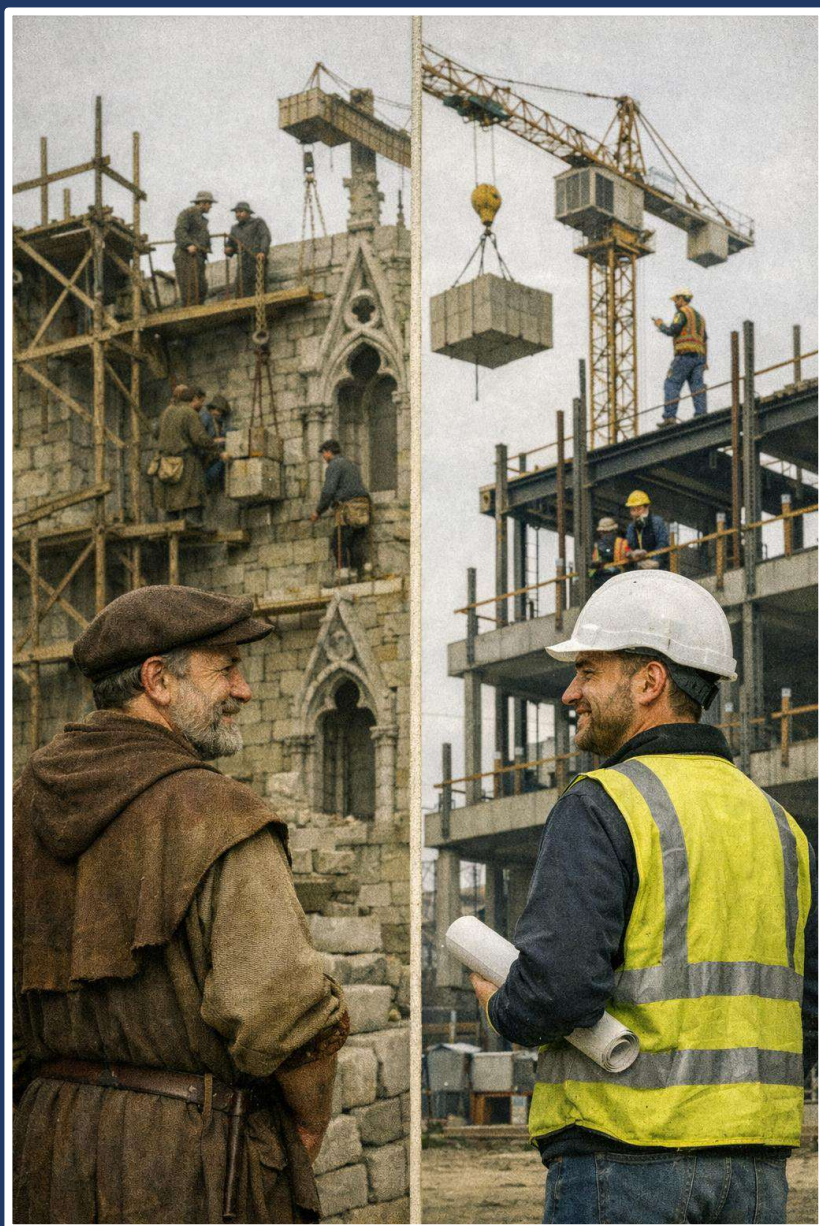
Sumario

1 Implementación Del Diseño Basado En Desempeño Para Huracanes (PBHE) En Cuba: Análisis De Riesgo Por Viento En Una Vivienda De Playa Cajío	04
2 Análisis Del Exceso De Cargas De Vehículos Pesados En Niveles De Deterioro En Pavimentos Flexibles	22
3 Experiencia En Sellado De Fisuras Superficiales Aplicada En Pavimento Rígido De Un Tramo Vial	36
4 Estabilización De Suelos Con Materiales Reciclados En Vías De Bajo Volumen De Tránsito	55
5 Diseño Sísmico Basado En Desempeño – Muro Estructural	66
6 Métodos Eléctricos Para Evaluar Resistencia A Cloruros En Hormigones En Ambiente Marino: Estado Del Arte	89
7 Evaluación Del Sistema De Drenaje De La Vía De Acceso A La Comunidad Miguelillo Sitio Chirimoya Cantón Portoviejo	116
8 Desarrollo De Un Sistema De Gestión Para La Conservación Del Pavimento En La Red Vial Urbana Del Cantón Chone	153

1

Implementación Del Diseño Basado En Desempeño Para Huracanes (PBHE) En Cuba: Análisis De Riesgo Por Viento En Una Vivienda De Playa Cajío

*Implementation Of Performance-based Hurricane Engineering (PBHE)
In Cuba: Wind Risk Analysis Of A Single-family House In Playa Cajío*



Autores

Alejandro Miguel Guerra González
Ing. Civil , Universidad Tecnológica de la
Habana José Antonio Echeverría,
CUJAE
amgglez02@gmail.com
<https://orcid.org/0009-0003-8142-8403>

Vivian Beatriz Elena Parna
Dra., Universidad Tecnológica de la
Habana José Antonio Echeverría,
CUJAE
vivian@civil.cujae.edu.cu
<https://orcid.org/0000-0001-7912-7570>

Nota Editorial: Recibido: 22 de abril 2026 Aceptado: 25 de mayo 2026

1

Implementación Del Diseño Basado En Desempeño Para Huracanes (PBHE) En Cuba: Análisis De Riesgo Por Viento En Una Vivienda De Playa Cajío

Resumen

Cuba, ubicada en una región de alta actividad ciclónica, enfrenta significativas pérdidas económicas en su sector habitacional. Si bien los estudios de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo (PVR) son fundamentales para la gestión territorial, estos hasta el momento analizan los peligros de forma aislada. El Diseño Basado en Desempeño para Huracanes (PBHE) se presenta como una alternativa avanzada que integra múltiples peligros de forma concurrente. Esta investigación propone la implementación del marco PBHE en Cuba, tomando como caso de estudio una vivienda unifamiliar en Playa Cajío, y enfocándose exclusivamente en el análisis del peligro por viento para aplicar la metodología. Se aplicaron las seis fases del PBHE, desde la caracterización probabilística del viento mediante la distribución de Gumbel hasta el análisis de pérdidas a través de simulaciones de Monte Carlo. Los resultados revelan que el desempeño es altamente direccional: los paneles de techo son el componente más vulnerable, especialmente bajo viento a 90° donde se registran pérdidas anuales esperadas (EAL) de 0,57% del costo total de la vivienda. Aunque los muros muestran baja probabilidad de falla, su colapso implica la pérdida total de la vivienda objeto de estudio, representando un riesgo de consecuencias catastróficas. El estudio demuestra la aplicabilidad del PBHE para realizar evaluaciones de riesgo de alta resolución, identificando vulnerabilidades específicas y fundamentando estrategias de mitigación técnico-económicas, complementando los estudios territoriales existentes.

Palabras Clave

Diseño Basado en Desempeño para Huracanes, Gestión de Riesgo, Peligros Múltiple.

1

Implementation Of Performance-Based Hurricane Engineering (PBHE) In Cuba: Wind Risk Analysis Of A Single-Family House In Playa Cajío

Abstract

Cuba, located in a region of high cyclonic activity, faces significant economic losses in its housing sector. While Hazard, Vulnerability, and Risk (HVR) studies are fundamental for territorial management, to date, they have analyzed hazards in isolation. Performance-Based Hurricane Engineering (PBHE) emerges as an advanced alternative that integrates multiple hazards concurrently. This research proposes the implementation of the PBHE framework in Cuba, using a single-family house in Playa Cajío as a case study, and focusing exclusively on wind hazard analysis to demonstrate the applicability of the methodology. The six phases of PBHE were applied, ranging from the probabilistic wind characterization using the Gumbel distribution to loss estimation via Monte Carlo simulations. The results reveal highly directional performance: roof panels are the most vulnerable component, particularly under 90° wind directions, where the Expected Annual Loss (EAL) reaches 0.57% of the total replacement cost of the dwelling. Although the walls exhibit a low probability of failure, their collapse implies the total loss of the building under study, representing a risk of catastrophic consequences. The study demonstrates the applicability of PBHE for conducting high-resolution risk assessments, identifying specific vulnerabilities, and underpinning technical and economic mitigation strategies, thereby complementing existing territorial studies.

Keywords

Performance-Based Hurricane Engineering, Risk Management, Multi-Hazard.

1. INTRODUCCIÓN

Cuba se ubica en la cuenca del Atlántico Norte, esta ubicación geográfica la coloca como uno de los países que es afectado con frecuencia por tormentas tropicales y huracanes de alta intensidad que inciden de forma negativa en su desarrollo socioeconómico, impactando principalmente el sector de la vivienda y la infraestructura crítica de sus comunidades. Desde el año 2000 se registran pérdidas económicas que acumulan los 74182,30 millones de pesos [1], evidenciando la gravedad del problema, así como la vulnerabilidad estructural de edificaciones, especialmente aquellas con sistemas ligeros predominantes en zonas costeras.

El Estado cubano es internacionalmente reconocido como uno de los mejores gestores de desastres ante eventos hidrometeorológicos extremos [2]. La efectividad de las acciones en la gestión y manejo de riesgo es virtud de la adecuada aplicación de los instrumentos y herramientas desarrolladas por el sistema de la Defensa Civil. Lejos de ser un sistema basado únicamente en la respuesta, su fortaleza radica en un robusto andamiaje preventivo con un marco legal que lo respalda [3, 4], que nace de los estudios de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo (PVR) que constituyen la metodología para determinar el riesgo de desastres a nivel territorial, un proceso riguroso que identifica y cuantifica el peligro, evalúa la vulnerabilidad de forma multidimensional (estructural, social, funcional) y estima el riesgo resultante. El principal resultado de estos estudios son los mapas de riesgo detallados a escala provincial y municipal como los mostrados en la figura 1, que se convierten en una herramienta para la toma de decisiones: dónde construir, qué infraestructuras reforzar, cómo priorizar recursos y, fundamentalmente, cómo proteger de manera más eficiente a la población.

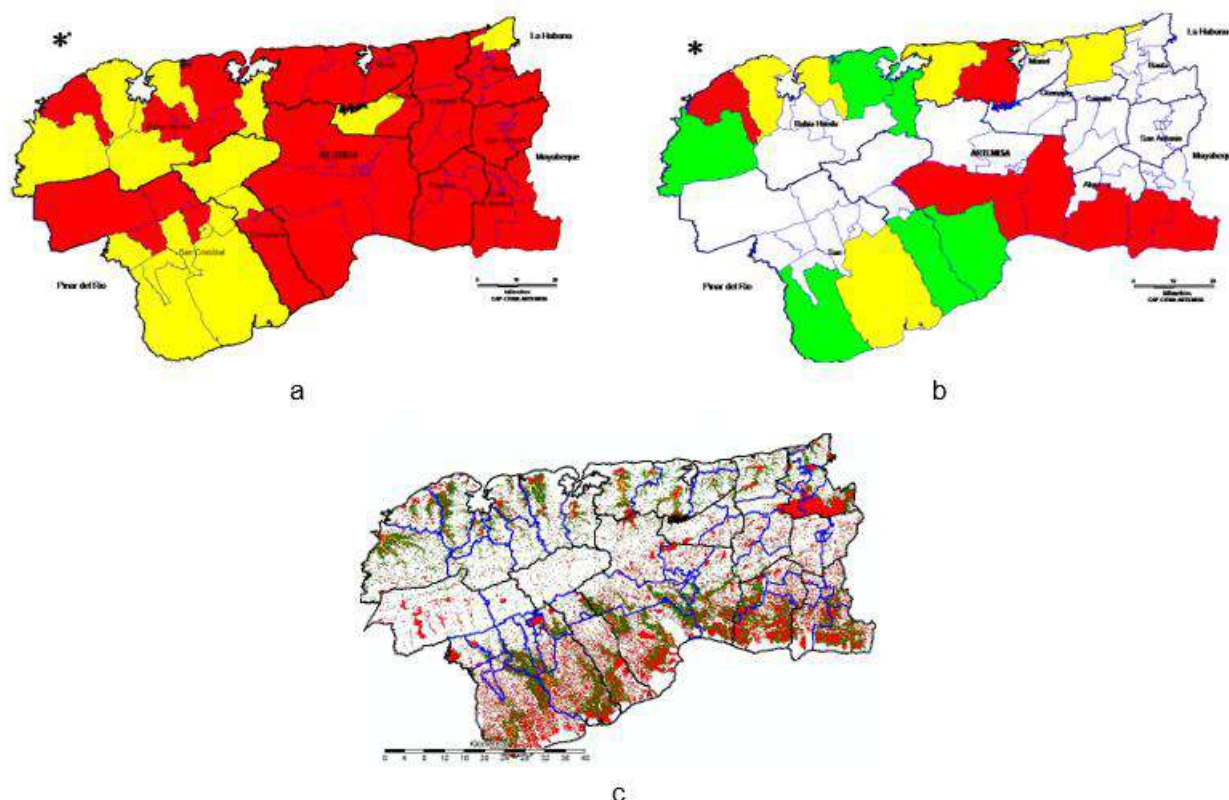


Fig. 1- Mapas de Riesgo resultados de los estudios de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo para la provincia de Artemisa. a) Riesgo de fuertes vientos. b) Riesgo de inundaciones costeras. c) Riesgo de inundación por intensas lluvias. Fuente: [5, 6]

Esta visión territorial, aunque poderosa para la planificación estratégica, admite ser complementada con análisis de alta resolución cuando se trata de proteger activos específicos. Es en este nivel donde enfoques como el Diseño Basado en Desempeño para Huracanes (Performance-Based Hurricane Engineering, PBHE-siglas en inglés) demuestran su valor. Un elemento distintivo y una fortaleza clave de esta metodología es su enfoque multi-peligro. Mientras que los estudios cubanos de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo (PVR) se enfocan en modelar el riesgo producto de cada una de las fuentes de peligro de forma aislada, la metodología PBHE estudia el riesgo a partir de reconocer que un huracán es un evento compuesto de múltiples peligros simultáneos. Su evaluación integra de forma inherente las amenazas concurrentes de vientos, lluvias intensas, marejadas ciclónicas y escombros, ofreciendo una perspectiva holística que los análisis univariable no pueden capturar.

Para incorporar esta perspectiva integral a la gestión de activos críticos en Cuba, se propone implementar la metodología PBHE para la evaluación de riesgo en edificaciones. Este enfoque avanzado permite cuantificar riesgos mediante un análisis probabilístico para obtener diseños estructurales óptimos bajo escenarios de peligros múltiples y evaluar económicamente las pérdidas esperadas, estableciendo criterios técnico-económicos para la gestión del riesgo [7]. La metodología PBHE, ya representada en normativas como el ASCE 7-22 en Estados Unidos, desarrollada en proyectos europeos como *HURRICANE* y adoptada en países como Japón y Australia, constituye la frontera actual en la ingeniería resiliente.

Esta investigación reúne los fundamentos metodológicos para aplicar la metodología PBHE en Cuba, tomando como caso de estudio una vivienda unifamiliar ubicada en la comunidad costera de Playa Cajío. Si bien la metodología es para estudio multipeligro, en este trabajo solo se expone el análisis del peligro por viento, excluyendo la combinación de las pérdidas asociadas a inundaciones, precipitaciones y escombros transportados por el viento, a fin de mostrar de forma simple las fases a ser implementadas. La metodología PBHE se estructura en seis fases: análisis de peligros (evaluación probabilística de intensidad y frecuencia), caracterización estructural, análisis de interacción peligro-estructura, análisis estructural bajo cargas extremas, análisis de daños en componentes críticos y análisis de pérdidas, esta última fase es posible expresarla en términos económicos.

2. *DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO PARA HURACANES, ALTERNATIVA METODOLÓGICA AVANZADA*

El Diseño Basado en Desempeño es una metodología que se centra en definir objetivos específicos de desempeño para las estructuras durante su vida útil y desarrollar diseños de sistemas estructurales que puedan alcanzar de manera confiable dichos objetivos bajo diversas condiciones de carga y amenazas naturales [8]. Esta metodología presenta una alta aplicabilidad en el campo de la gestión y mitigación de riesgos de estructuras e infraestructuras expuestas a peligros naturales o provocados por la acción del hombre [8]. Por esta razón, la comunidad científica de la rama de la ingeniería civil y la gestión del riesgo estructural ha dedicado importantes esfuerzos al desarrollo de esta filosofía de diseño.

El subcampo de la ingeniería civil en el que se incursionó primero y que presenta mayor desarrollo es el de ingeniería sísmica. La teoría del diseño sísmico basado en desempeño fue sugerida por primera vez por científicos e ingenieros estadounidenses a principios de la década de 1990, materializándose en el documento Visión 2000 de SEAOC en 1995, que representa el primer marco formal para la ingeniería basada en desempeño sísmico [9, 10]. Este desarrollo precedió y ha servido de base para la aplicación de metodologías similares en otros subcampos de la ingeniería civil; ejemplos de esto son las investigaciones desarrolladas por Ma, et al. [11] en ingeniería de explosiones, y Gernay [12] en ingeniería contra incendios, Behrens, et al. [13] y Harati and van de Lindt [14] en ingeniería de tsunamis y las realizadas por Vickery, et al. [15] y Ouyang and Spence [16] en ingeniería de viento.

Sin embargo, cada una de estas ramas estudia los peligros y sus efectos de forma aislada, aplicando los principios fundamentales del enfoque a amenazas específicas sin considerar las interacciones potenciales entre diferentes tipos de peligros [8, 17]. En este contexto, las investigaciones desarrolladas por [8, 18-20] han desarrollado la metodología de Diseño Basado en Desempeño para Huracanes. Esta metodología constituye un cambio significativo en esta rama de la ingeniería, aportando a su evolución al ser capaz de afrontar fenómenos naturales que por su naturaleza pueden ser fuente de escenarios de múltiples riesgos al combinar los peligros del viento, lluvia impulsada por viento, inundación y escombros transportados por el viento, considerando de manera innovadora las fuentes de peligro concurrentes e interactuantes, así como sus posibles efectos secuenciales.

3. *ESTUDIO DE DAÑOS*

La cuenca del Atlántico es una de las regiones más activas del mundo en cuanto a ciclones tropicales, lo que convierte al Caribe en un área de alta vulnerabilidad. Entre las temporadas de 1990 y 2024, se registraron un total de 480 tormentas tropicales y huracanes en esta región [21]. Cuba, por su ubicación geográfica, se ve particularmente afectada con el impacto directo o indirecto de 50 de estos fenómenos meteorológicos (31 tormentas tropicales y 19 huracanes) en el mismo período. La figura 2 ilustra la distribución temporal de estos eventos, mostrando la recurrencia del peligro al que se enfrenta la isla.

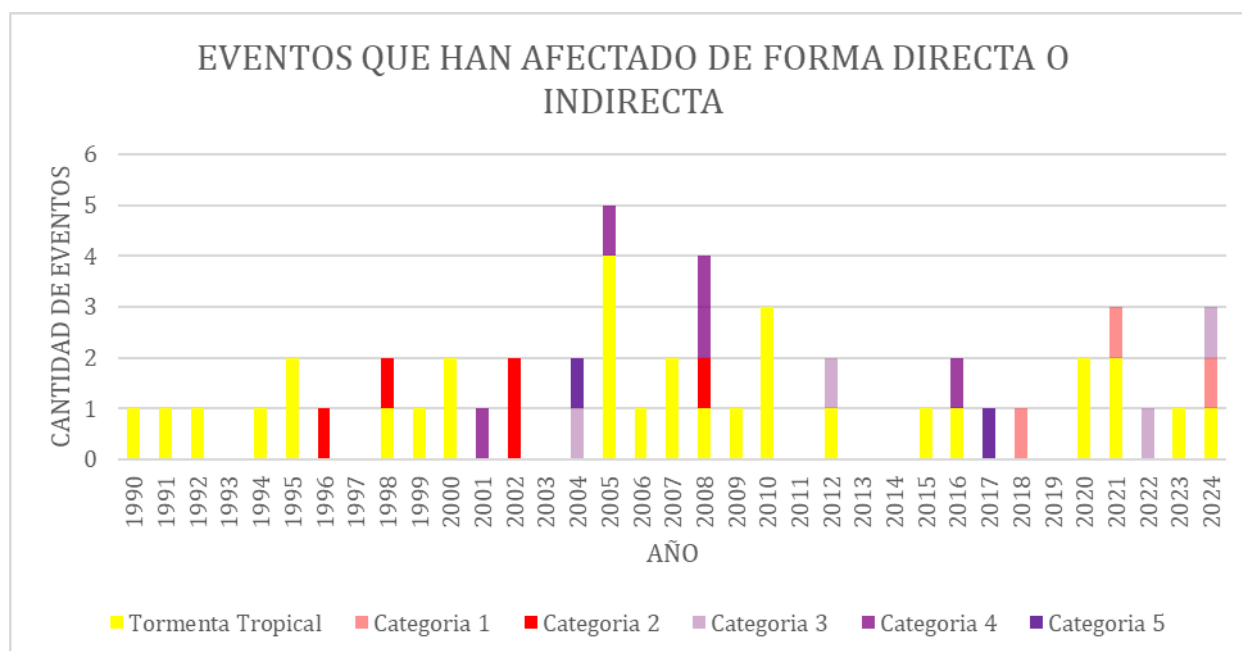


Fig. 2- Distribución por temporada de huracanes de los eventos meteorológicos (tormentas tropicales y huracanes) que han impactado directa o indirectamente a Cuba en el período 1990-2024. Fuente: Elaboración propia con datos de [1, 21]

La recurrencia de estos fenómenos ha tenido consecuencias devastadoras para el patrimonio habitacional y la economía cubana. El paso de los ciclones más intensos ha provocado daños que degradan el fondo habitacional según datos de la Oficina Nacional de Estadísticas e Información (ONEI) [1] más de 1 755 705,00 viviendas han sido afectadas de las cuales 212 859,00 presentaron colapso totales. A nivel macroeconómico, las pérdidas acumuladas asociadas a estos desastres en el sector de la vivienda es de 23 064,60 millones de pesos [1].

Las comunidades costeras constituyen las zonas de mayor vulnerabilidad en el territorio nacional. En el período comprendido entre 1990 y 2024, la comunidad costera de Playa Cajío se vio afectada por 20 fenómenos meteorológicos. De estos, 16 registraron velocidades de viento correspondientes a tormenta tropical (17,5 a 32,5 m/s), uno alcanzó la intensidad de huracán categoría 1 (32,78 a 42,5 m/s) y tres la de huracán categoría 2 (42,78 a 49,17 m/s); todas las velocidades se expresan según un intervalo de promediación de 1 minuto. Estos eventos representan el 38 % del total de los que afectaron a Cuba en el período estudiado, lo cual evidencia la elevada exposición de esta localidad.

Informes de la Defensa Civil y evaluaciones de daños posteriores al paso de estos eventos indican que Playa Cajío ha sufrido recurrentemente daños severos en su fondo habitacional [5, 6], caracterizados por el colapso de viviendas ligeras y daños estructurales extensos por inundaciones costeras y fuertes vientos como se puede observar en la figura 3. La repetición de estos patrones de destrucción tras cada evento ciclónico importante evidencia que las soluciones de diseño y construcción actuales son inadecuadas para el nivel de riesgo, haciendo imperiosa la exploración de enfoques resilientes como el Diseño Basado en Desempeño para Huracanes, el cual se propone emplear en este trabajo aplicado a un caso de estudio en dicha localidad.



Fig. 3- Daños provocados por el paso de huracanes por la comunidad de Playa Cajío. a) Huracán Charley, 2004 (Fuente: [22]). b) Huracán Rafael 2024 (Fuente: Elaboración Propia).

4. DESCRIPCIÓN Y APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PBHE EVALUANDO SOLO EL PELIGRO VIENTO.

El marco teórico probabilístico para el Diseño Basado en Desempeño para Huracanes, formalizado por Barbato, et al. [8], evalúa el riesgo estructural a través de una Variable de Decisión (DV). Esta DV cuantifica los objetivos de rendimiento, que comúnmente se expresan como costos de pérdidas por daños, relaciones costo-beneficio, o tiempo de interrupción de servicios, proporcionando así una métrica tangible para los tomadores de decisiones.

Similar al marco Diseño Basado en Desempeño para Sismo (*Performance Based Earthquake Engineering*, PBEE - siglas en inglés) desarrollado por el Centro de Investigaciones Sísmicas del Pacífico (*Pacific Earthquake Engineering Research*, PEER) [23], el PBHE desagrega el problema en fases que presentan independencia condicional. Esto significa que los parámetros de una fase dependen únicamente de los resultados de la fase inmediatamente anterior, lo que permite modelar cada componente de manera especializada y modular. Para operacionalizar este enfoque, se aplica el Teorema de Probabilidad Total, a partir del cual la evaluación del riesgo queda expresada por la ecuación 1, que calcula la tasa media anual de excedencia de la DV:

$$G(DV) = \int \int \int \int \int G(DV|DM) \cdot f(DM|EDP) \cdot f(EDP|IM, IP, SP) \cdot f(IP|IM, SP) \cdot f(IM) \cdot f(SP) \cdot dDM \cdot dEDP \cdot dIM \cdot dIP \cdot dSP \quad (1)$$

Donde: $G(-)$ = función de distribución acumulativa complementaria y representa la probabilidad anual de que la variable de decisión exceda un valor umbral. $G(-/-)$ = función de distribución acumulativa complementaria condicional y representa la probabilidad de que un parámetro exceda un nivel dado el estado del parámetro anterior. $f(-)$ = función de densidad de probabilidad, esta caracteriza la aleatoriedad inherente de los parámetros de entrada. $f(-/-)$ = función de densidad de probabilidad condicional, DV = variable de decisión, DM = medida del daño (es el parámetro que describe el daño físico de la estructura), EDP = parámetro de la demanda de ingeniería (describe la respuesta estructural que permite evaluar el desempeño), IM = medida de la intensidad (caracteriza el peligro medioambiental), SP = parámetro estructural (describe las propiedades del sistema estructural y de las acciones no ambientales) y IP = parámetro de interacción (describe la interacción entre el entorno y la estructura).

A partir de esta formulación, Barbato [8] propone desglosar el proceso en seis etapas de análisis secuenciales: (1) Análisis de peligros, donde se evalúa la probabilidad e intensidad de los peligros asociados a los huracanes, (2) Caracterización estructural, donde se evalúan las propiedades y vulnerabilidades de la estructura, (3) Análisis de interacciones, donde se definen los mecanismos de interacción entre los diferentes peligros y cómo afectan a la integridad estructural, (4) Análisis estructural, en esta fase se caracteriza la respuesta estructural ante las cargas externas actuantes, (5) Análisis de daños, fase donde se evalúan los posibles daños de la estructura, (6) Análisis de pérdidas, es donde se estima la magnitud de los daños expresado en términos económicos. Los componentes del análisis y su interrelación pueden representarse según la figura 4. La precisión de los resultados depende de una adecuada caracterización de las fuentes de incertidumbre de las variables que intervienen en cada una de las fases de la metodología.

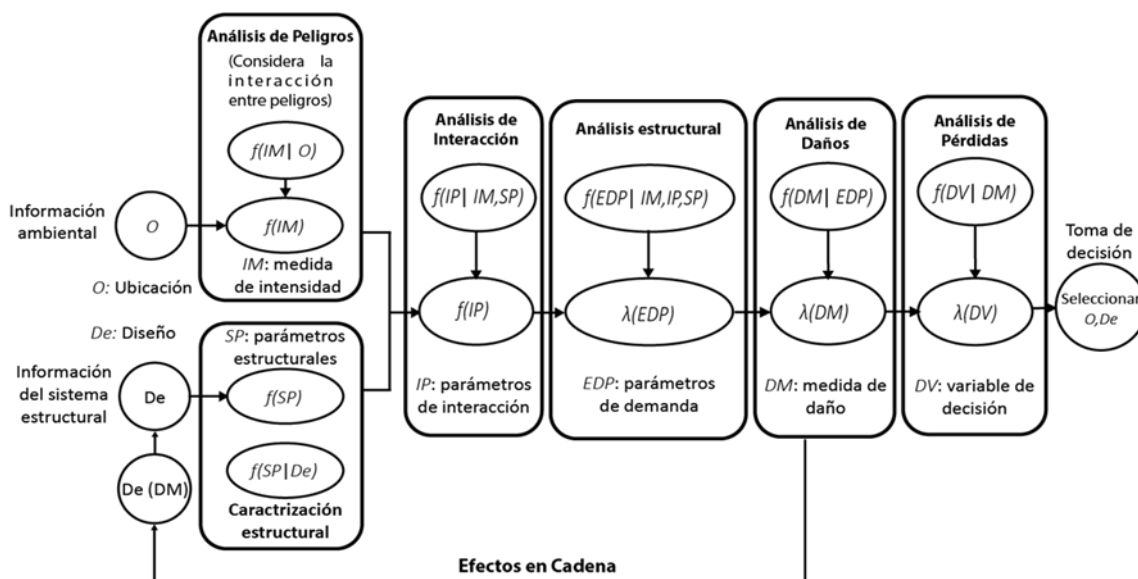


Fig. 4. Componentes del análisis probabilístico del marco PBHE. Fuente- [8]

4.1. FASE 1 ANÁLISIS DE PELIGROS

Esta fase inicial tiene como objetivo caracterizar los peligros asociados a los huracanes, fuertes vientos, escombros transportados por el viento, precipitaciones intensas e inundaciones costeras. Barbato, et al. [8] reconoce al medioambiente como una zona de incertidumbre y lo define como el espacio que rodea a la estructura, pero lo suficientemente alejado para que sus parámetros no se vean influenciados por la presencia de la misma. Estos parámetros ambientales se recogen en el vector incierto de Medida de Intensidad (IM- siglas en ingles). Si bien el marco PBHE permite estudiar peligros múltiples y sus interacciones (denominadas interacciones de Nivel-1 mediante el uso de distribuciones de probabilidad conjuntas), el alcance de la presente investigación se limita al análisis del peligro de viento, excluyendo las interacciones de Nivel-1 para ser abordadas en estudios futuros.

Para evaluar el peligro de viento, se realizó una caracterización estadística mediante el ajuste de una función de probabilidad a los datos históricos de velocidad de tormentas tropicales y huracanes en Playa Cajío. Al considerar exclusivamente esta subpoblación de eventos extremos, se aísla la influencia de otros fenómenos meteorológicos. Conforme a lo establecido por Aldereguía Sánchez, et al. [24], el enfoque de tormentas independientes favorece el uso de la distribución de Gumbel (Ecuación 2), la cual proporciona un ajuste convergente y evita la sobrestimación de velocidades que ocurre con distribuciones de cola pesada en climas mixtos como los de Cuba.

$$F(V) = \exp \left[- \exp \left(- \frac{V - \mu}{\beta} \right) \right] \quad (2)$$

El parámetro de localización ($\mu = 20,52$ m/s) y de escala ($\beta = 7,71$) que ajustan a la distribución al comportamiento de la velocidad en la zona geográfica, se obtuvieron de registros históricos aplicando el procedimiento descrito por Aldereguía Sánchez, et al. [24]. Para la selección de los registros históricos de velocidad de viento, el trabajo se estructuró en dos etapas. La primera etapa tuvo como objetivo identificar todas las tormentas tropicales y huracanes que afectaron la región occidental de Cuba en el periodo de 1990 a 2024. Como criterios de selección se usaron las trayectorias de los eventos meteorológicos, obtenidas de la base de datos de la mejor trayectoria de huracanes (HURDAT2), de la Oficina Nacional de Administración Oceánica y Atmosférica (NOAA, sigla en inglés), así como los reportes de daños elaborados por el Instituto de Meteorología de la República de Cuba (INSMET) y la propia NOAA.

La segunda etapa tuvo como objetivo cuantificar la intensidad del viento en Playa Cajío; para ello, se utilizó la herramienta de código abierto para la estimación estadística de vientos y ciclones tropicales (TCWiSE) [25-27]. Esta herramienta genera campos de viento aplicando el modelo paramétrico de Holland [28] a través del Wind Enhanced Scheme (WES) [25, 29, 30]. La geometría de los ciclones (RMW, R35) se definió mediante las relaciones de Nederhoff, et al. [31], mientras que la asimetría del viento se incorpora siguiendo a Schwerdt, et al. [32] con un ángulo de flujo entrante de 22° [30, 33]. Gracias a este enfoque, fue posible obtener, para cada evento en la localidad de Playa Cajío, la velocidad máxima de viento expresada explícitamente a una altura de 10 m y con un intervalo de promediación de 10 minutos. Esto permitió superar las limitaciones de cobertura espacial y discontinuidad temporal de las estaciones meteorológicas físicas.

4.2. CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL (PARÁMETROS ESTRUCTURALES - SP):

4.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIVIENDA.):

La estructura objeto de estudio es una vivienda unifamiliar representativa de la tipología constructiva III según la norma cubana (NC.1055-1:2014). Como se muestra en la figura 5, la edificación presenta una configuración rectangular con paredes ligeras de madera y una cubierta ligera a dos aguas de zinc galvanizado. Los principales elementos estructurales y sus características geométricas se detallan a continuación. La vivienda tiene una longitud de 7,29 m, un ancho de 5,6 m y una altura de pared de 3,0 m. El núcleo principal de la estructura no incluye el portal adyacente, el cual fue excluido del análisis con el fin de simplificar el análisis del viento al impactar con la vivienda. La cubierta a dos aguas tiene una inclinación de 12° y un alero saliente de 0,14 m. Está compuesta por 16 paneles de zinc de $1,2 \times 3,0$ m, fijados a las vigas (separadas a 0,9 m) con clavos comunes de 2,9 mm de diámetro en un patrón 6d-C6/12 (clavos cada 6 pulgadas (15,24 cm) en el perímetro y 12 pulgadas (30,48 cm) en el interior). La unión entre la cubierta y las paredes se realiza mediante 16 conexiones, cada una empleando dos clavos galvanizados de 7,5 cm de longitud y 3,5 mm de diámetro, clavados en un ángulo de 45° . Las paredes, así como las 7 ventanas y 2 puertas, están construidas con madera de Gmelina Arbórea (Melina), una especie común en regiones tropicales. Estas aberturas de madera no cuentan con sistemas de protección adicional contra el viento.

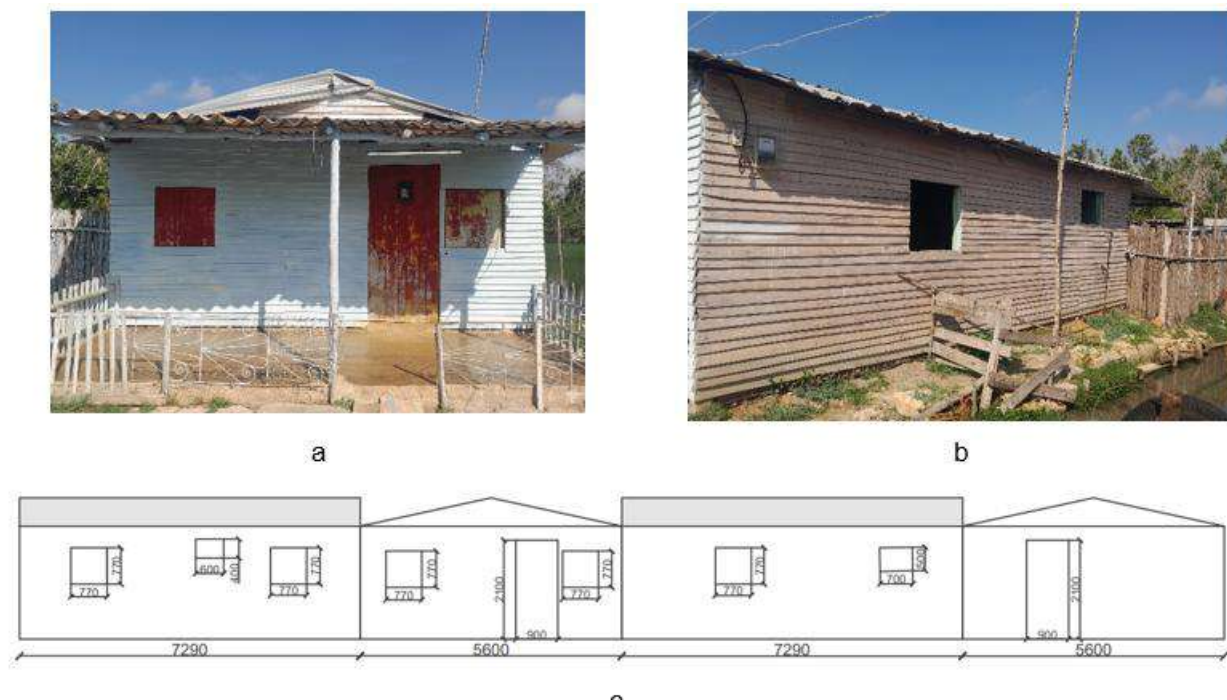


Fig. 5. Fotos de la vivienda objeto de estudio. a) Imagen frontal, b) Imagen del lateral. c) Vista desplegada (unidades en mm) Fuente- (Elaboración propia).

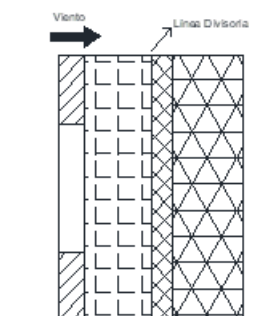
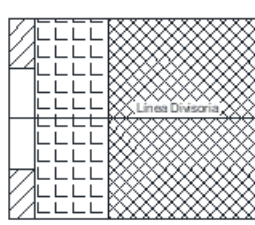
4.2.2 CARACTERIZACIÓN DE PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS DE CARGAS.

A partir de la descripción física de la vivienda, se caracterizaron los parámetros necesarios para el análisis de cargas de viento, combinando un enfoque probabilístico con un enfoque normativo. El coeficiente de exposición $C_{e(z)}$, que considera los efectos topográficos y de rugosidad del terreno, se modeló como una variable aleatoria. Siguiendo a Barbato, et al. [18], se ajustó a una distribución normal con una media de 0,71 y un coeficiente de variación (COV) de 0,19. Esta caracterización es adecuada para edificaciones costeras expuestas a mar abierto con características geométricas y topográficas similares a la vivienda en estudio. Los coeficientes de presión externa e interna se obtuvieron de acuerdo con la norma cubana de viento NC.258.2025 [34], en función de la geometría de la vivienda descrita anteriormente y la dirección del viento. Para las paredes verticales, se definieron las zonas de presión (A, B, C, D, E) establecidas en la norma, considerando las dos direcciones principales del viento (0° y 90°). Los valores resultantes se presentan en la tabla 1. Para el techo a dos aguas con un ángulo de inclinación de 12° , se asignaron coeficientes de presión a las zonas F, G, H, I y J. Los valores, interpolados de la norma NC.258.2025 [34], se muestran en la tabla 2 para ambas direcciones de viento estudiadas. El coeficiente de presión interna, que depende del tamaño y distribución de las aberturas en la envolvente del edificio, se tomó como el valor más desfavorable entre +0,2 y -0,3, como establece la norma NC.258.2025 [34]. En este estudio se evaluaron los dos escenarios posibles.

Tabla 1. Coeficientes de presión externa en paredes para dirección $\theta=0^\circ$ y $\theta=90^\circ$

Dirección Viento	Lateral Zona A	Lateral Zona B	Lateral Zona C	Barlovento Zona D	Sotavento Zona E
0°	-1,2	-0,8	-	+0,8	-0,5
90°	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5

Tabla 2. Coeficientes de presión externa en techo para dirección $\theta=0^\circ$ y $\theta=90^\circ$

Dirección Viento	Ángulo inclinación cubierta (α)	Zona F	Zona G	Zona H	Zona I	Zona J	Fig.
0°	12°	-1,14	-0,92	-0,21	-0,46	-0,64	
90°	12°	-1,39	-1,3	-0,63	-0,53	-	

4.3. FASE 2 ANÁLISIS DE INTERACCIÓN

El parámetro de interacción IP, que representa la interacción física entre la estructura (SP) y el entorno (IM), se define en este estudio como la presión de viento que actúa sobre la edificación. De los factores que influyen en su cálculo, la velocidad del viento (V) y el coeficiente de exposición $C_{e(z)}$ se modelan como variables aleatorias mediante funciones de probabilidad, mientras que los coeficientes de ráfaga, recurrencia y topografía se consideran determinísticos.

La presión del viento sobre la estructura se calcula según la norma NC.258.2025 [34] mediante la expresión:

$$Q_{(z)} = q_p \cdot [C_{pe} - C_{pi}] \quad (3)$$

donde la presión pico q_p se determina por:

$$q_{p(z)} = q_{10} \cdot C_t \cdot C_h \cdot C_r \quad (4)$$

Donde: q_{10} es la presión básica del viento, calculada a partir de la densidad del aire ($1,205 \text{ kg/m}^3$ a 25°C) y la velocidad básica del viento promedio a 10 minutos, obtenida mediante la distribución de Gumbel. El coeficiente de recurrencia C_t es igual a 1 para un período de retorno de un año, que corresponde al análisis realizado. El coeficiente de altura C_h se define como:

$$C_h = (C_{e(z)} \cdot C_{o(z)})^2 \quad (5)$$

Donde: $C_{e(z)}$ es el coeficiente de exposición. $C_{o(z)}$ es coeficiente topográfico se asume determinista y unitario, dado el terreno llano. El coeficiente de ráfaga C_r se calcula mediante:

$$C_r = 1 + 2g \cdot I_z \quad (6)$$

Donde: $g = 3,5$ es el factor pico de velocidad y I_z la intensidad de turbulencia, definida en función de la categoría del terreno y altura de la edificación. Para terreno expuesto a mar abierto (categoría 1), se obtiene un valor de $C_r = 2,14$.

4.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL (EDP) Y ANÁLISIS DE DAÑOS (DM)

El análisis estructural es la fase donde se transforman las cargas obtenidas en la fase de interacción, en la respuesta física del sistema estructural. Tiene el objetivo de obtener una descripción probabilística de los parámetros de demanda de ingeniería (EDP-siglas en inglés), que no son más que las variables cuantitativas que describen cómo responde la estructura (momentos flectores, cortantes, fuerza axial, deformadas o aceleraciones). Unnikrishnan and Barbato [35] propone dos formas diferentes de desarrollar esta fase según el tipo de estructura analizada. En estructuras de baja altura de madera y mampostería que están compuesta por un gran número de componentes donde las estadísticas de resistencia se conocen derivadas de ensayos de laboratorio, el análisis estructural se simplifica al asumir que los parámetros de interacción (IP) se comparan directamente con la capacidad resistente del componente. En estructuras de mayor complejidad se realizan estudios más detallados de la respuesta estructural apoyados en modelos de elementos finitos. La fase de análisis de daño es donde se cuantifica el deterioro físico de la estructura y sus componentes no estructurales como resultado de la demanda impuesta por las cargas que actúan sobre la estructura (EDP) o las interacciones (IP).

En este estudio similar al realizado por Barbato, et al. [18] las resistencias de los componentes definidos como vulnerables ante el efecto de los vientos (paredes, paneles de techo y conexiones techo-pared) se obtienen a partir de ensayos de resistencias disponibles en la literatura internacional como se muestra en la tabla 3. Se verifica la correspondencia entre las condiciones en las que se desarrolló en ensayo y las condiciones de la vivienda en estudio. El daño físico de cada componente se define mediante funciones de estado límite dada por la ecuación 7

$$g = DM - IP \quad (7)$$

Donde la medida del daño (DM – siglas en inglés) corresponde a la capacidad de cada estado límite de los componentes de la estructura que se consideran vulnerables.

Cada presión de viento que representa el vector IP y que es calculada a partir de la velocidad generada, se compara con la capacidad de resistencia límite (DM) generada de forma aleatoria a partir de la estadística definida en la tabla 3. La falla se determina cuando la función $g < 0$.

El análisis de daños contempla efectos en cadena: la falla de un componente modifica las características estructurales (vector SP), lo que altera los coeficientes de presión interna y, por ende, el parámetro de interacción (IP). Este nuevo estado se compara nuevamente con los estados límites de los componentes restantes, repitiendo el proceso hasta que no ocurran más fallas o se alcance el colapso estructural total.

Tabla 3. Estadísticas de capacidad de resistencia límite para los componentes estudiados

Componente	Estado Límite	DM		Distribución	Fuente
		Media	COV		
Paneles de techo (6d-6"/12")	Falla de presión	1,2 KN/m ²	0,15	Normal	[36]
Conexiones techo-pared (2 clavos -16 d)	Falla por tracción	1,51 KN	0,36	Lognormal	[37]
Paredes de madera	Falla lateral	2,74 KN	0,25	Normal	[38]
		10,34 KN			
		Total: 13,08 KN			
	Falla por elevación	3,42KN/m	0,25	Normal	[38]
		12,93KN/m			
		Total:16,35 KN/m			

4.5. ANÁLISIS DE PÉRDIDAS

En este estudio, para evaluar las pérdidas se emplea el método de vulnerabilidad global similar al empleado por [18, 19], donde se definen cinco niveles de estados de daños discreto como se muestra en la tabla 4. La cuantificación de las pérdidas se realiza por medio de la variable de decisión (DV – siglas en inglés). Esta variable para el estudio es el costo de reparación expresada en términos de por ciento del total del costo total de la vivienda. La descripción estadística de los costos de reparación adoptada en el estudio fue similar a la empleada por Unnikrishnan and Barbato [19] y se muestra en la tabla 5.

Tabla 4. Clasificación cualitativa del daño para los componentes vulnerables

Estado de daño	Descripción cualitativa del daño	Falla de paneles de techo	Falla de conexiones techo-pared	Falla de paredes
0	Daño muy leve	No	No	No
1	Daño leve	Si se produce el fallo, con desprendimiento de paneles $> 0\%$ y $< 25\%$	Si se produce un fallo $> 0\%$ y $< 25\%$	No
2	Daño moderado	Si se produce el fallo, con desprendimiento de paneles $\geq 25\%$ y $< 50\%$	Si se produce un fallo $\geq 25\%$ y $< 50\%$	No
3	Daño extenso	Si se produce el fallo, con desprendimiento de paneles $\geq 50\%$ y $< 75\%$	Si se produce un fallo $\geq 50\%$ y $< 75\%$	No
4	Daño total	Si se produce un fallo $\geq 75\%$	Si se produce un fallo $\geq 75\%$	Se produce el fallo de 7 conexiones montante-solera base

Tabla 5. Estadísticas de costos de reparación asociado al estado de daño.

Estado de daño	Media	COV	Distribución
0	0,2 %	0,2	Lognormal
1	2 %	0,2	Lognormal
2	10 %	0,2	Lognormal
3	30 %	0,2	Lognormal
4	70 %	0,2	Lognormal

La solución de la ecuación 1 no es más que la función de distribución acumulativa complementaria $G(DV)$ que expresa la probabilidad de excedencia de los costos de reparación. La solución de esta ecuación por métodos directos es complicada [39], similar a Unnikrishnan and Barbato [19] y a Li, et al. [40] se emplea como método alternativo simulaciones basadas en el método de Monte Carlos multicapa. Este enfoque se ajusta al flujo de trabajo mostrado en la figura 6.

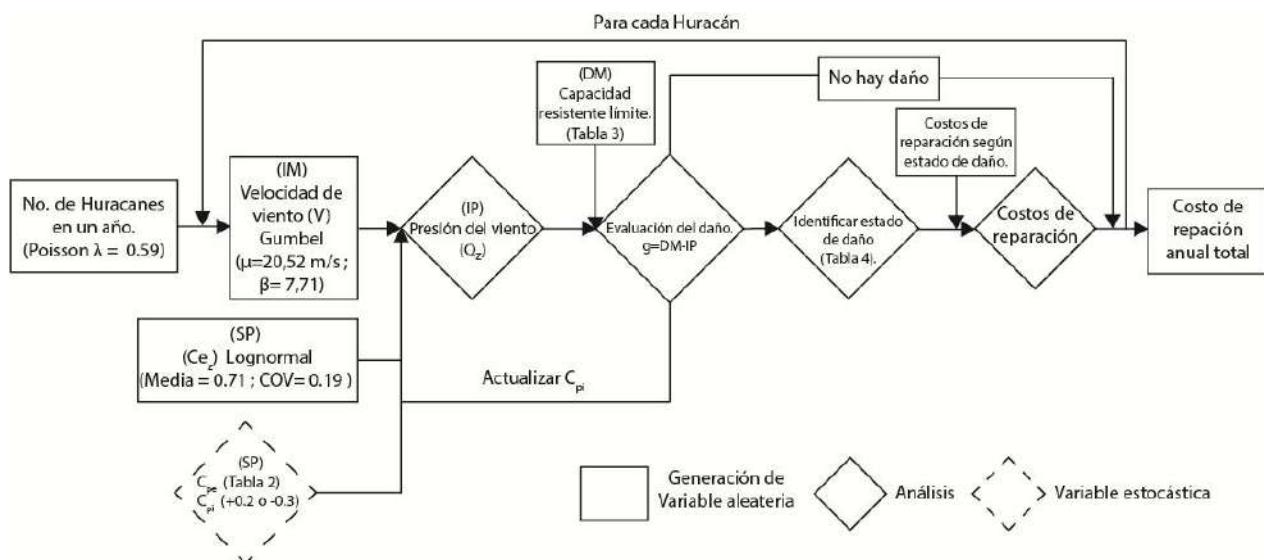


Fig. 6. Enfoque del Simulación Monte Carlo Multicapa para la estimación probabilística de pérdidas por vientos huracanados. Fuente- (Elaboración propia).

El procedimiento inicia con la simulación anual del número de huracanes que pueden afectar la zona de estudio, modelados mediante un proceso de Poisson para la frecuencia de ocurrencia de 0,59, basado en registros reconstruidos siguiendo el procedimiento descrito en la sección 4.1. Para cada huracán, se genera una velocidad máxima de viento según la distribución de valores extremos de Gumbel, y se calcula la presión del viento aplicando coeficientes normativos para edificios cerrados [34]. Cada presión calculada se compara con la capacidad de los estados límites de los componentes (paredes y cubierta). Si la presión supera la capacidad, se asume falla del componente, lo que modifica el estado estructural y los coeficientes de presión interna debido a aperturas generadas. Este proceso iterativo se repite hasta que no ocurren nuevas fallas o se produce el colapso total. Los costos de reparación se asignan a cada componente dañado, modelados como variables aleatorias lognormales con media equivalente según la tabla 4. Los por cientos del costo de reparación están en función del costo total de la vivienda, con un límite máximo del 100 % que representa la falla total. Para obtener resultados estadísticamente confiables la simulación de lo que ocurre en un año se debe realizar entre 10 000 y 100 000 veces a partir de lo planteado en la bibliografía [20, 41]. La condición inicial de la vivienda presupone que no hay daño previo y que se desprecia el deterioro por el paso del tiempo. Al inicio de cada simulación se asume que la vivienda regresa a su estado inicial. Al simular el proceso descrito se obtiene para cada huracán los costos de reparación de cada vivienda y construir la función de distribución acumulada (CDF– siglas en inglés) aplicando su fórmula empírica y con esta llegar a la función de distribución complementaria acumulada (CCDF– siglas en inglés) que describe la curva de pérdidas por huracán esta indica la probabilidad anual de que los costos de reparación superen un valor umbral. El área bajo esta curva representa la Pérdida Anual Esperada (EAL-siglas en inglés) estas son un indicador de riesgo que representa el promedio de pérdidas económicas anuales que puede sufrir la estructura [42]. Con el objetivo de obtener el número simulaciones necesarias a ejecutar bajo los parámetros definidos en las secciones anteriores se realiza un estudio de calibración en el cual se toma como variable de control la pérdida anual esperada tomando como número de simulaciones cuando se observa estabilidad en la variable de control y se toma la que menor costo computacional expresado en tiempo de simulación empleado, este análisis se observa en la figura 7, de la que se concluye que con 5 000 000 es el número de simulaciones a realizar.

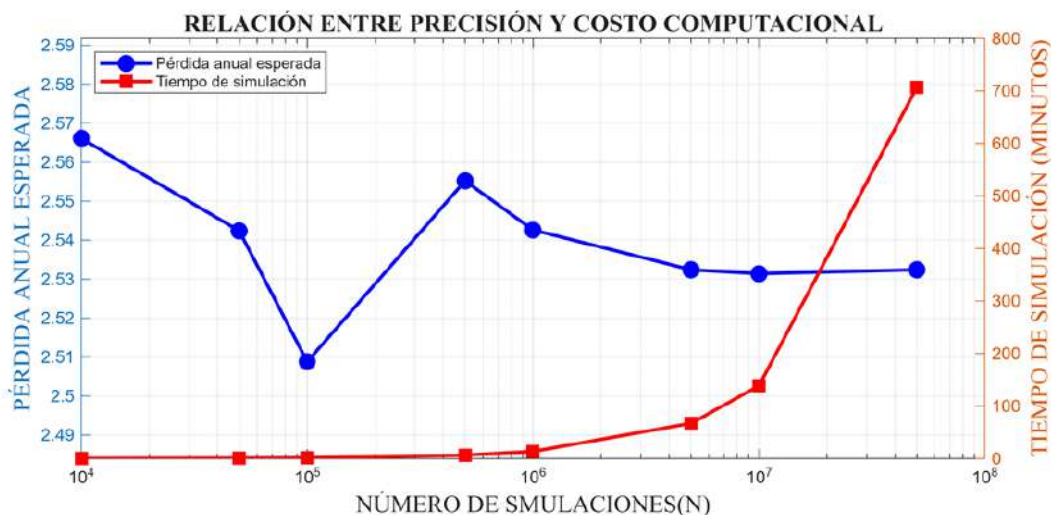


Fig. 7. Relación entre precisión y costo computacional.

Una vez definido el número de simulaciones a realizar se obtiene como resultado las curvas de riesgo de la figura 8 en esta se puede observar que las curvas obtenidas para el caso donde $C_{pi} = 0,2$ y $C_{pi} = -0,3$ se superponen y al comparar los valores de pérdidas anuales esperadas se observa que son similares con un ligero dominio cuando se toma $C_{pi} = 0,2$. Este comportamiento nos permite concluir que el empleo de uno y otro valor no presenta influencia en la curva de riesgo.

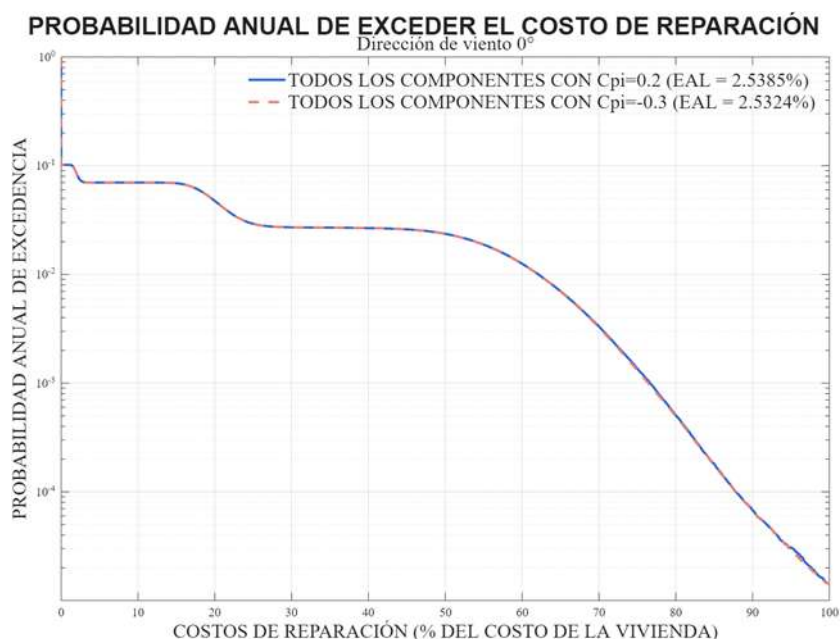


Fig. 8. Comparación de las curvas de probabilidad de riesgo de pérdidas por huracanes, entre el escenario con $C_{pi} = 0,2$ y $C_{pi} = -0,3$.

El análisis de la figura 9 permite caracterizar el riesgo estructural mediante la curva de probabilidad anual de excedencia de los costos de reparación. Al establecer un umbral de daño considerable equivalente al 50% del costo de reparación de la vivienda, se determina una Probabilidad de Excedencia Anual (PEA) del 2,36%. Esto implica que, en cualquier año dado, existe dicha probabilidad de que las pérdidas económicas superen la mitad del valor de la estructura. En términos de riesgo, este nivel de daño se asocia a un periodo de retorno medio de 42 años. Este valor indica que, estadísticamente, se espera que la estructura sufra daños de magnitud severa (pérdidas > 50%) al menos una vez cada cuatro décadas, lo cual representa una frecuencia de daño alta.

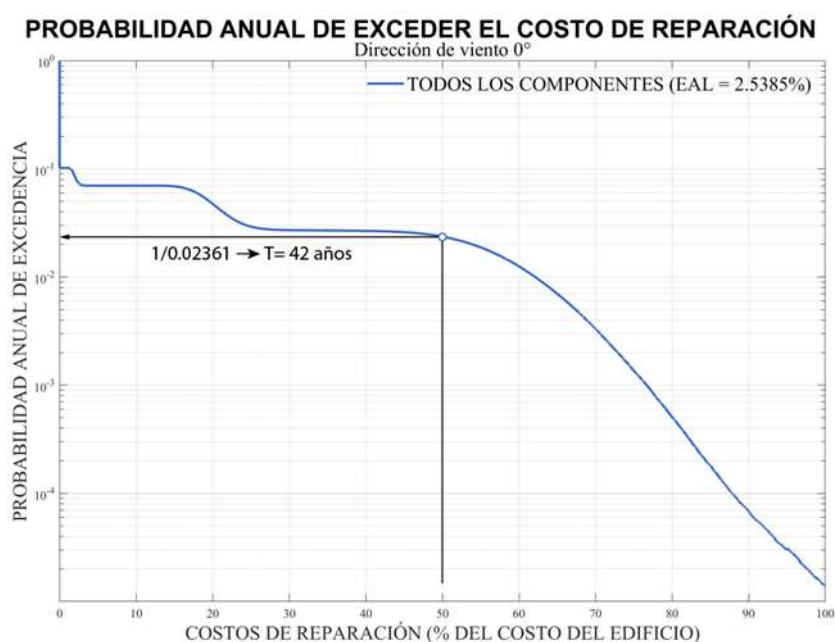


Fig. 9. Curvas de probabilidad de riesgo de pérdidas por huracanes.

Para evaluar la sensibilidad del desempeño de la vivienda a la dirección de incidencia del viento, se realizó un análisis comparativo de las curvas de probabilidad anual de exceder el costo de reparación para dos escenarios: viento a 0° y viento a 90°. La figura 10 presenta las curvas de riesgo para ambos casos, desglosadas por los componentes principales del objeto de estudio y la curva que considera todos los componentes. La métrica principal para la comparación es la Pérdida Anual Esperada (EAL, por sus siglas en inglés), que cuantifica el riesgo económico de cada componente y del sistema en su conjunto.

La figura 10a presenta la dirección de viento de 0°, el riesgo total del edificio, representado por el EAL de todos los componentes, asciende a un 2,54% del costo de la vivienda. El análisis por componente revela una clara jerarquía de vulnerabilidades. Los paneles de techo constituyen el componente crítico, con un EAL individual de 0,20%, representando la mayor fuente de pérdida. En segundo lugar, las conexiones techo-pared aportan un riesgo significativo, con un EAL de 0,06%. En marcado contraste, las paredes muestran un nivel de riesgo despreciable ($EAL = 0,005\%$), indicando que su diseño es resistente ante la carga de viento. Se concluye que, bajo esta condición, la vulnerabilidad del objeto de estudio se concentra predominantemente en el sistema de cubierta. Al cambiar la dirección del viento a 90° (figura 10b), el riesgo total del objeto de estudio experimenta una ligera disminución, con un EAL de 2,37%. Sin embargo, la distribución del riesgo entre los componentes cambia. Un aspecto a considerar es que, el riesgo asociado a los paneles de techo se dispara a un EAL de 0,57%, casi tres veces el valor observado a 0°. Este resultado indica que los paneles son un punto de vulnerabilidad extrema bajo cargas de viento al analizar esta dirección. Por otro lado, el riesgo de las conexiones techo-pared se reduce considerablemente a un EAL de 0,02%, sugiriendo que su mecanismo de falla es menos susceptible a las cargas generadas por el viento a 90°. El riesgo de las paredes se mantiene en un nivel muy bajo ($EAL = 0,003\%$). Este escenario demuestra que la dirección de 90° es significativamente más desfavorable para la integridad de los paneles de la cubierta.

La comparación directa entre ambos escenarios evidencia que el desempeño del objeto de estudio es altamente direccional. El cambio más crítico es el aumento del 188% en el EAL de los paneles de techo al pasar de 0° a 90°, resultado que es consecuencia de las diferencias de los coeficientes de presión de una dirección con respecto a la otra. En contraste, la reducción del 72% en el riesgo de las conexiones techo-pared indica un cambio en el mecanismo de demanda estructural, siendo más efectivas a 90° que a 0°. No obstante, es importante destacar la interpretación del riesgo más allá del EAL. Si bien los paneles de techo son los principales contribuyentes a la pérdida anual esperada debido a su alta probabilidad de daño, el análisis de modos de falla revela que las paredes, a pesar de presentar la menor probabilidad de falla, representan el componente con el mayor costo de reparación potencial. Su falla no es un evento de reparación localizada, sino un modo de falla crítico que conduce al colapso total de la vivienda. Esta situación se refleja en sus curvas de probabilidad (figura 10), que se mantienen en los niveles más bajos de costo pero que, en el evento extremo de ser alcanzadas, implican consecuencias catastróficas.



Fig. 10. Curvas de probabilidad de riesgo de pérdidas por huracanes. a) Dirección de viento de 0°, b) Dirección de viento de 90°

La aplicación de la metodología de Diseño Basado en Desempeño para Huracanes (PBHE) en el caso de estudio demuestra su viabilidad y valor como herramienta de análisis de riesgo de alta resolución en Cuba. Los resultados revelan que el desempeño estructural es altamente sensible a la dirección del viento, identificando a los paneles del techo como el componente más vulnerable, especialmente ante incidencias del viento en la dirección de 90o que triplican su pérdida anual esperada. Sin embargo, el análisis expone una dualidad fundamental en el riesgo: mientras que los paneles generan las pérdidas económicas más frecuentes, son las paredes, a pesar de su baja probabilidad de falla, los que representan el modo de colapso crítico con consecuencias catastróficas. Esta distinción es clave, pues obliga a una estrategia de mitigación dual: por un lado, el reforzamiento de la cubierta para reducir las pérdidas económicas recurrentes y, por otro, la garantía de la robustez de los muros para prevenir el colapso total y proteger la vida de los usuarios. En definitiva, el PBHE se consolida como un marco indispensable para la gestión del riesgo estructural, que permite transitar de un enfoque reactivo a una inversión proactiva y optimizada, fundamentando la toma de decisiones en evidencia cuantitativa y maximizando la resiliencia de la infraestructura habitacional.

1. Oficina Nacional de Estadísticas e Información (ONEI). (2024). Medio ambiente. Available: <https://www.onei.gob.cu/medio-ambiente-2>
2. G. Cederlöf, "Disaster Risk Reduction and the Cuban Exception: Infrastructural and Ideological Power after Hurricane Flora (1963)," *Annals of the American Association of Geographers*, vol. 115, no. 5, pp. 1071-1087, 2025. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1080/24694452.2025.2473660>.
3. R. Pardo Guerra, L. A. Macareño Velíz, A. Parra Salinas, G. Gely Martínez, and W. Cobas Dávila, "Guía metodológica para la organización del proceso de reducción de desastres. Procedimientos para evaluar el nivel de reducción de la vulnerabilidad y el riesgo en los organismos, entidades y territorios.," ed: ONU, 2017. Available: <https://www.undp.org/sites/g/files/zskgke326/files/2022-08/Gu%C3%ADa%20metodol%C3%B3gica%20para%20la%20RRD.pdf>
4. Directiva No.1 del Presidente del Consejo de Defensa Nacional para la Reducción del Riesgo de Desastres. . Available: <https://www.minfar.gob.cu/sites/default/files/2018-12/Directiva%2012010.pdf>
5. Dirección Provincial CITMA Artemisa, "Informe Final del Estudio de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo (PVR) ante afectaciones por fuertes vientos. Provincia Artemisa," Ministerio de Ciencia, Tecnología y Medio Ambiente (CITMA), CubaMarzo 2019 2019
6. Dirección Provincial CITMA Artemisa, "Informe Final del Estudio de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo (PVR) ante afectaciones por Penetraciones Mar.," Ministerio de Ciencia, Tecnología y Medio Ambiente (CITMA), Dirección Provincial de Artemisa, Cuba2019
7. ASCE, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures," American Society of Civil Engineers, Reston, VAASCE/SEI 7-22, 2022, Available: <https://ascelibrary.org/doi/book/10.1061/9780784415788>
8. M. Barbato, F. Petrini, and M. Ciampoli, "A preliminary proposal for a probabilistic performance-based hurricane engineering framework," in *Structures Congress 2011*, 2011, pp. 1618-1629. doi: [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/41171\(401\)141](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/41171(401)141).
9. W. T. Holmes, C. Kircher, W. Petak, and N. Youssef, "Seismic Performance Objectives for Tall Buildings: A Report for the Tall Buildings Initiative," Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, Berkeley, CAPEER 2008/101, August 2008 2008, Available: http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports.html
10. P. Heresi and E. Miranda, "RPBEE: Performance-based earthquake engineering on a regional scale," *Earthquake Spectra*, vol. 39, no. 3, pp. 1328-1351, 2023. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1177/87552930231179491>.
11. L. L. Ma, H. Wu, and Q. Fang, "Performance-based blast-resistant design of RC bridge piers under vehicular bombs," *Engineering Structures*, vol. 291, 2023. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116492>.
12. T. Gernay, "Performance-based design for structures in fire: Advances, challenges, and perspectives," *Fire Safety Journal*, vol. 142, 2024. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2023.104036>.
13. J. Behrens et al., "Probabilistic Tsunami Hazard and Risk Analysis: A Review of Research Gaps," *Frontiers in Earth Science*, vol. 9, 2021. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.3389/feart.2021.628772>.
14. M. Harati and J. W. van de Lindt, "Methodology to generate earthquake-tsunami fragility surfaces for community resilience modeling," *Engineering Structures*, vol. 305, 2024. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117700>.
15. P. J. Vickery et al., "Hazard Hurricane Wind Model for the US Caribbean Territories: Hazard Modeling and Development of Residential Damage Functions," *Natural Hazards Review*, vol. 24, no. 4, 2023. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1061/nhrepo.Nheng-1637>.
16. Z. Ouyang and S. M. Spence, "A performance-based wind engineering framework for engineered building systems subject to hurricanes," *Frontiers in Built Environment*, vol. 7, p. 720764, 2021. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.3389/fbuil.2021.720764>.
17. S. Kwag, A. Gupta, J. Baugh, and H.-S. Kim, "Significance of multi-hazard risk in design of buildings under earthquake and wind loads," *Engineering Structures*, vol. 243, p. 112623, 2021. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112623>.
18. M. Barbato, F. Petrini, V. U. Unnikrishnan, and M. Ciampoli, "Performance-based hurricane engineering (PBHE) framework," *Structural safety*, vol. 45, pp. 24-35, 2013. doi: <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.strusafe.2013.07.002>.
19. V. U. Unnikrishnan and M. Barbato, "Multihazard interaction effects on the performance of low-rise wood-frame housing in hurricane-prone regions," *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, no. 8, p. 04017076, 2017. doi: [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001797](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001797).
20. M. Esmaeili and M. Barbato, "Performance-based hurricane engineering under changing climate conditions: general framework and performance of single-family houses in the US," *Journal of Structural Engineering*, vol. 148, no. 10, p. 04022163, 2022. doi: [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003447](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003447).
21. NHC, "Atlantic Hurricane Database (HURDAT2) 1851-2024," National Hurricane Center, Miami, FL2024, Available: <https://www.nhc.noaa.gov/data/>

22. C. A. C. D. Provincial, "Estudios de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgos de desastres de inundación por penetración del mar, inundación por intensas lluvias y afectaciones por fuertes vientos. Municipio Güira de Melena.," Ministerio de Ciencia, Tecnología y Medio Ambiente (CITMA)2012 2012
23. K. A. Porter, "An overview of PEER's performance-based earthquake engineering methodology," in Proceedings of ninth international conference on applications of statistics and probability in civil engineering, 2003, pp. 1-8: Citeseer. Available: [https://apps.peer.berkeley.edu/research/peertestbeds/Cct/Porter%20\(2003\)%20PEER%20methodology%20overview.pdf](https://apps.peer.berkeley.edu/research/peertestbeds/Cct/Porter%20(2003)%20PEER%20methodology%20overview.pdf)
24. C. Aldereguía Sánchez, I. Fernández Lorenzo, K. Luis García, J. Ballote Álvarez, and V. B. Elena Parnás, "Methodology for obtaining a new map of basic wind speeds," (in en), Revista Facultad de Ingeniería Universidad de Antioquia, 2024 2024. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.17533/udea.redin.20240513>.
25. K. Nederhoff, J. Hoek, T. Leijnse, M. van Ormondt, S. Caires, and A. Giardino, "Simulating synthetic tropical cyclone tracks for statistically reliable wind and pressure estimations," Natural Hazards and Earth System Sciences, vol. 21, no. 3, pp. 861-878, 2021. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.5194/nhess-21-861-2021>.
26. T. W. B. Leijnse, A. Giardino, K. Nederhoff, and S. Caires, "Generating reliable estimates of tropical-cyclone-induced coastal hazards along the Bay of Bengal for current and future climates using synthetic tracks," Natural Hazards and Earth System Sciences, vol. 22, no. 6, pp. 1863-1891, 2022. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.5194/nhess-22-1863-2022>.
27. C. M. Nederhoff, "Navigating the Storm: New Approaches to Tropical Cyclone Risk Analyses and Their Implications for Coastal Flooding Predictions," Dissertation (TU Delft), IHE Delft Institute for Water Education, 2024.
28. G. J. Holland, J. I. Belanger, and A. Fritz, "A revised model for radial profiles of hurricane winds," Monthly weather review, vol. 138, no. 12, pp. 4393-4401, 2010. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1175/2010mwr3317.1>. Available: http://journals.ametsoc.org/mwr/article-pdf/138/12/4393/4253114/2010mwr3317_1.pdf
29. Wind Enhance Scheme for cyclone modelling - User Manual, 2020
30. K. Nederhoff et al., "Accounting for uncertainties in forecasting tropical-cyclone-induced compound flooding," Geoscientific Model Development, vol. 17, no. 4, pp. 1789-1811, 2024. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.5194/gmd-17-1789-2024>.
31. K. Nederhoff, A. Giardino, M. Van Ormondt, and D. Vatvani, "Estimates of tropical cyclone geometry parameters based on best-track data," (in en), Natural Hazards and Earth System Sciences, vol. 19, no. 11, pp. 2359-2370, 2019-10-30 2019. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.5194/nhess-19-2359-2019>.
32. R. W. Schwerdt, F. P. Ho, and R. R. Watkins, "Meteorological criteria for standard project hurricane and probable maximum hurricane windfields, Gulf and East Coasts of the United States," U.S. Department of Commerce, National Oceanic and Atmospheric Administration, National Weather Service, Washington, D.C.1979, Available: https://repository.library.noaa.gov/view/noaa/6948/noaa_6948_DS1.pdf
33. J. A. Zhang and E. W. Uhlhorn, "Hurricane Sea Surface Inflow Angle and an Observation-Based Parametric Model," (in en), Monthly Weather Review, vol. 140, no. 11, pp. 3587-3605, 2012-11-01 2012. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1175/MWR-D-11-00339.1>.
34. NC 285:2025 – Acción del viento en estructuras (Wind actions on structures), 2025
35. V. U. Unnikrishnan and M. Barbato, "Performance-based comparison of different design alternatives and retrofit techniques for residential buildings subjected to hurricane hazards," in Structures Congress 2015, 2015, pp. 1596-1607. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1061/9780784479117.137>.
36. B. R. Ellingwood, D. V. Rosowsky, Yue Li, and J. H. Kim, "Fragility Assessment of Light-Frame Wood Construction Subjected to Wind and Earthquake Hazards," Engineering structures, 2004. doi: [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:12\(1921\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:12(1921)).
37. B. Shanmugam, "Probabilistic assessment of roof uplift capacities in low-rise residential construction," Clemson University, 2011. Available: https://open.clemson.edu/cgi/viewcontent.cgi?referer=&httpsredir=1&article=1741&context=all_dissertations
38. A. D. Cope, "Predicting the Vulnerability of Typical Residential Buildings to Hurricane Damage," Doctorado, University of Florida, 2004. Available: https://fcmp.ce.ufl.edu/wp-content/uploads/sites/308/2020/12/cope_a.pdf
39. V. U. Unnikrishnan, "Probabilistic Performance-Based Hurricane Engineering (PBHE) Framework," LSU Doctoral Dissertations, The Department of Civil and Environmental Engineering, Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College, 2015. Available: https://digitalcommons.lsu.edu/gradschool_dissertations/3689
40. Y. Li, J. P. Conte, and P. E. Gill, "Probabilistic performance-based optimum seismic design framework: illustration and validation," Computer Modeling in Engineering & Sciences, vol. 120, no. 3, pp. 517-543, 2019 2019. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.32604/cmescs.2019.06269>.
41. R. Hamburger, A. Zsarnóczy, N. Otu Tackie-Otoo, T. Kijewski-Correa, R. A. Davidson, and S. M. J. Spence, "Unifying the Current State of the Art in Hurricane Wind Risk Simulations: A Systematic Review," Journal of Structural Engineering, vol. 151, no. 8, 2025. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1061/JSENDH.STENG-14590>.
42. B. Salarieh and A. M. Salman, "Regional climate change adaptation planning: a case study on single-story wooden-frame residential buildings vulnerable to hurricane winds in selected US coastal locations," Frontiers in Built Environment, vol. 10, 2024. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.3389/fbuil.2024.1273311>.

2

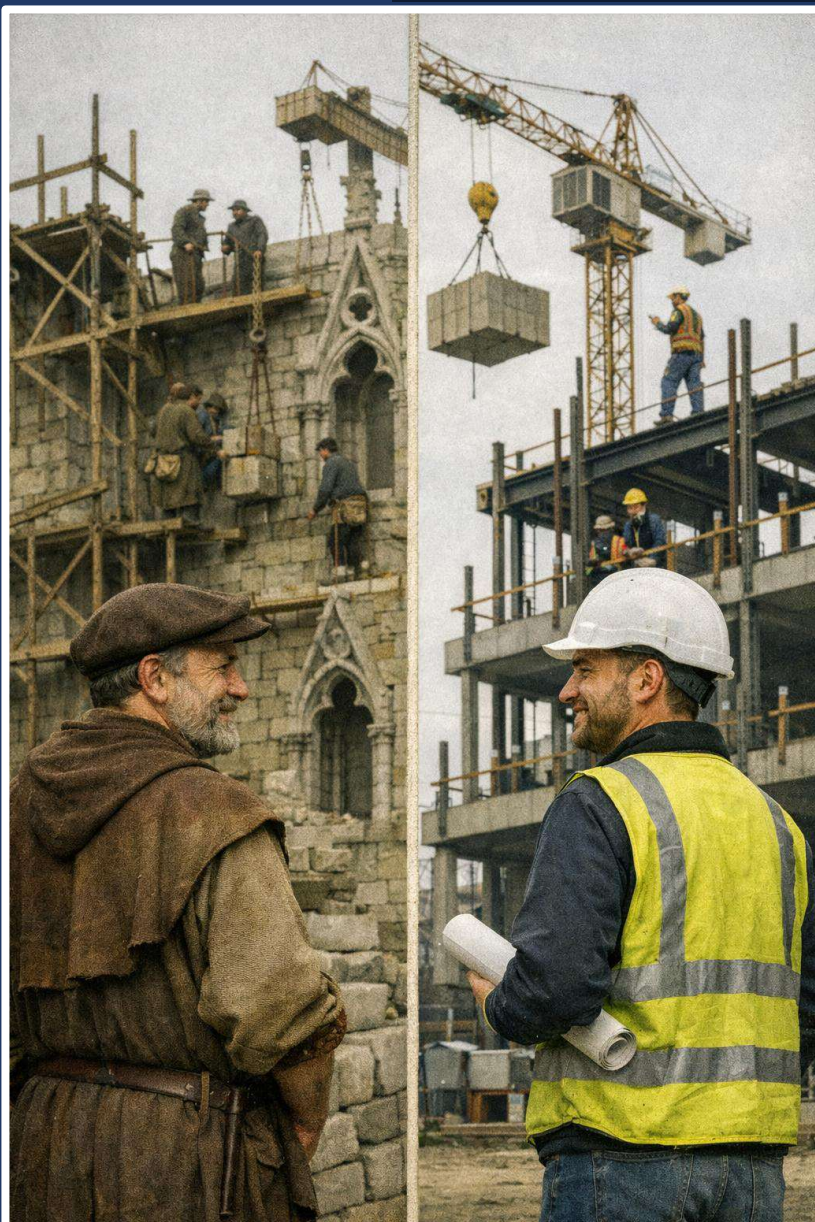
Análisis Del Exceso De Cargas De Vehículos Pesados En Niveles De Deterioro En Pavimentos Flexibles

Analysis of Heavy Vehicle Overloading and Its Impact on Flexible Pavement Deterioration Levels

Autores

Steven Adrián Martínez Marín
Estudiante, Universidad Técnica de
Manabí, Portoviejo, Ecuador
smartinez6607@utm.edu.ec
<https://orcid.org/0009-0004-8855-0222>

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



Nota Editorial: Recibido: 21 de abril 2026 Aceptado: 8 de junio 2026

2

Análisis Del Exceso De Cargas De Vehículos Pesados En Niveles De Deterioro En Pavimentos Flexibles

Resumen

El presente estudio analiza el efecto del incremento de cargas en el tránsito pesado sobre la vida útil de pavimentos flexibles, evidenciando la influencia directa del Factor de Camión (FC) en el deterioro estructural. Se parte de un escenario de diseño basado en un tránsito acumulado de $2,01 \times 10^6$ ejes equivalentes (ESALs) para un período de 20 años, el cual se contrasta con escenarios de incremento progresivo de cargas hasta una condición extrema de operación al 100% de la carga legal permitida. La metodología adoptada se fundamenta en un enfoque empírico–mecanicista, que integra la modelación estructural mediante el programa ALIZE con la formulación de leyes de fallo para la subrasante, la carpeta asfáltica y la deflexión del pavimento, obtenidas a partir de análisis de regresión. Los resultados demuestran que el incremento del FC, desde 1,25 hasta 3,77, genera un aumento significativo del tránsito acumulado, alcanzando valores de hasta $6,04 \times 10^6$ ESALs, lo que implica mayores exigencias estructurales. Asimismo, se determinó que el incremento de las cargas reduce de manera significativa el tiempo necesario para alcanzar el tránsito de diseño, acelerando el deterioro estructural del pavimento. Se concluye que el exceso de carga vehicular constituye un factor determinante en la reducción prematura de la vida de servicio, lo que hace indispensable fortalecer los controles de carga y considerar posibles escenarios de sobrecarga en el diseño estructural.

Palabras Clave

pavimentos flexibles, factor de camión, ejes equivalentes, sobrecarga vehicular, diseño empírico–mecanicista, leyes de fallo

2

Analysis of Heavy Vehicle Overloading and Its Impact on Flexible Pavement Deterioration Levels

Abstract

This study analyzes the effect of increased heavy traffic loads on the service life of flexible pavements, demonstrating the direct influence of the Truck Factor (TF) on structural deterioration. It begins with a design scenario based on a cumulative traffic volume of $2,01 \times 10^6$ equivalent single axle loads (ESALs) over a 20-year period, which is then compared with scenarios of progressively increasing loads up to an extreme operating condition at 100% of the legally permitted load. The methodology adopted is based on an empirical-mechanistic approach, integrating structural modeling using the ALIZE software with the formulation of failure laws for the subgrade, asphalt layer, and pavement deflection, obtained from regression analysis. The results show that increasing the TF from 1,25 to 3,77 generates a significant increase in cumulative traffic, reaching values of up to $6,04 \times 10^6$ ESALs, which implies greater structural demands. Furthermore, it was determined that increased loads significantly reduce the time required to reach design traffic, accelerating the structural deterioration of the pavement. It is concluded that excessive vehicle load is a determining factor in the premature reduction of service life, making it essential to strengthen load controls and consider potential overload scenarios in the structural design.

Keywords

flexible pavements, truck factor, equivalent axle loads, vehicle overload, empirical-mechanistic design, failure laws

1. INTRODUCCIÓN

En numerosos países en desarrollo, la circulación de vehículos pesados con exceso de carga constituye un problema recurrente, asociado principalmente a la limitada capacidad de control y fiscalización vehicular. En este contexto, se estima que entre el 60% y el 80% de los camiones superan los límites legales de carga, motivados fundamentalmente por razones económicas [1].

Esta práctica genera un incremento significativo en el deterioro estructural de los pavimentos, reduciendo de manera sustancial su vida útil. Asimismo, el crecimiento sostenido del transporte de carga, junto con la incorporación de vehículos de mayor capacidad, ha contribuido a intensificar este fenómeno en los últimos años [2].

Los límites de peso establecidos para el vehículo completo, así como para cada eje o grupo de ejes, influyen directamente tanto en la durabilidad del pavimento como en la seguridad vial [3]. El aumento del peso por eje, junto con la diversidad de configuraciones vehiculares, acelera el daño acumulado en la estructura del pavimento y genera un incremento considerable en los costos de mantenimiento y rehabilitación [4].

El deterioro del pavimento no depende exclusivamente de la carga vehicular, sino que también está condicionado por la calidad de los materiales, las características de la subrasante y el espesor de las capas estructurales, factores determinantes de su capacidad portante [5]. En este contexto, la identificación y clasificación de las patologías del pavimento constituyen herramientas fundamentales para evaluar la severidad del daño y definir estrategias de mantenimiento adecuadas [6]. De igual forma, la evaluación del estado superficial mediante el análisis de fisuras, ahuellamientos y desprendimientos permite establecer relaciones entre los daños observados y sus causas, orientando de manera más precisa las acciones de conservación [7].

Diversos estudios resaltan la relevancia de aplicar metodologías empírico-mecanicistas para analizar el comportamiento estructural del pavimento frente a cargas reales de tránsito, considerando de manera integrada variables como el volumen y tipo de tráfico, las condiciones ambientales y las propiedades mecánicas de los materiales y del suelo [8]. Como complemento esencial en este tipo de análisis, se incorporan las leyes de fallo o leyes de comportamiento, las cuales permiten relacionar los mecanismos de daño, tales como el agrietamiento por fatiga y la deformación permanente, con las repeticiones de carga a lo largo de la vida útil de cada capa del sistema estructural. Estas leyes, orientadas a evaluar la fatiga de la mezcla asfáltica, la deformación permanente en la subrasante y la deflexión global de la estructura, resultan fundamentales para predecir la evolución del deterioro del pavimento.

Dado que en Ecuador no existen leyes de fallo oficialmente establecidas para el análisis mecanicista, en el presente estudio se adoptan modelos internacionales validados experimentalmente. Para ello, se realiza el análisis mecanicista de las estructuras mediante herramientas informáticas especializadas, como el software ALIZE, desarrollado por el Laboratorio Central de Carreteras y Puentes de Francia (LCPC), el cual permite calcular las tensiones y deformaciones internas generadas por las cargas del tránsito.

El objetivo del presente trabajo es demostrar cómo el exceso de carga en el tráfico pesado puede provocar una reducción significativa de la vida de servicio del pavimento, como consecuencia directa del incremento del factor de camión asociado al conjunto de vehículos pesados. Para ello, se parte de un escenario de tránsito existente que sustenta una estructura de diseño, definida en función del número de ejes equivalentes acumulados durante un período de 20 años y del factor de camión derivado del espectro vehicular observado. Asimismo, se plantea un escenario alternativo en el cual los camiones circulan con el 100% de la carga legal permitida, lo que conlleva un incremento sustancial de la estructura requerida para soportar el tránsito proyectado en el mismo período de diseño, debido al aumento del factor de camión y, en consecuencia, del número de ejes equivalentes.

Posteriormente, se desarrolla un análisis hipotético basado en incrementos progresivos de las cargas transportadas a distintos niveles, desde la condición de carga de diseño hasta un escenario extremo en el que todos los vehículos operan con la carga máxima legal permitida. Este incremento gradual genera un aumento del factor de camión y, por ende, del número de ejes equivalentes acumulados a lo largo del tiempo. Para cada nivel de carga se determina el tránsito equivalente acumulado y el año en que este alcanza el valor de diseño considerado para la estructura del pavimento. La diferencia entre el período de diseño y el momento en que el tránsito real iguala o supera el tránsito de diseño representa el intervalo durante el cual la estructura se encuentra sometida a solicitaciones superiores a las previstas en el cálculo, condición que puede acelerar de manera significativa los procesos de deterioro y reducir anticipadamente la vida útil del pavimento.

2. DETERMINACIÓN DE LAS LEYES DE FALLO DE LA SUBRASANTE Y DEL PAVIMENTO

El diseño de pavimentos mediante enfoques empírico-mecanicistas se fundamenta en la consideración, por una parte, de la respuesta estructural en términos de tensiones, deformaciones y desplazamientos frente a la aplicación de cargas y, por otra, en la verificación de que dichos efectos no superen los valores admisibles establecidos por las ecuaciones de fallo correspondientes a los materiales que conforman la estructura y la subrasante.

Las leyes de fallo constituyen expresiones de carácter empírico que permiten relacionar las tensiones o deformaciones inducidas en cada una de las capas del pavimento, así como en el suelo de subrasante, con la acción repetida de cargas a lo largo de un período determinado. Estas ecuaciones representan una herramienta fundamental para evaluar el comportamiento estructural de los pavimentos flexibles en función del tránsito proyectado y de las condiciones de servicio previstas.

2.1. LEY DE FALLO PARA LA SUBRASANTE

En el caso de la subrasante, se emplea una ecuación que define la deformación vertical máxima admisible en el suelo de cimiento, con el fin de evitar la ocurrencia de fallas prematuras ante la acción de las cargas de diseño. A nivel internacional, se han propuesto diversas leyes de fallo para la subrasante, que establecen la deformación máxima admisible según las repeticiones de cargas esperadas. La figura 1 presenta una representación gráfica de diferentes leyes de fallo desarrolladas por autores e instituciones de reconocido prestigio [9].

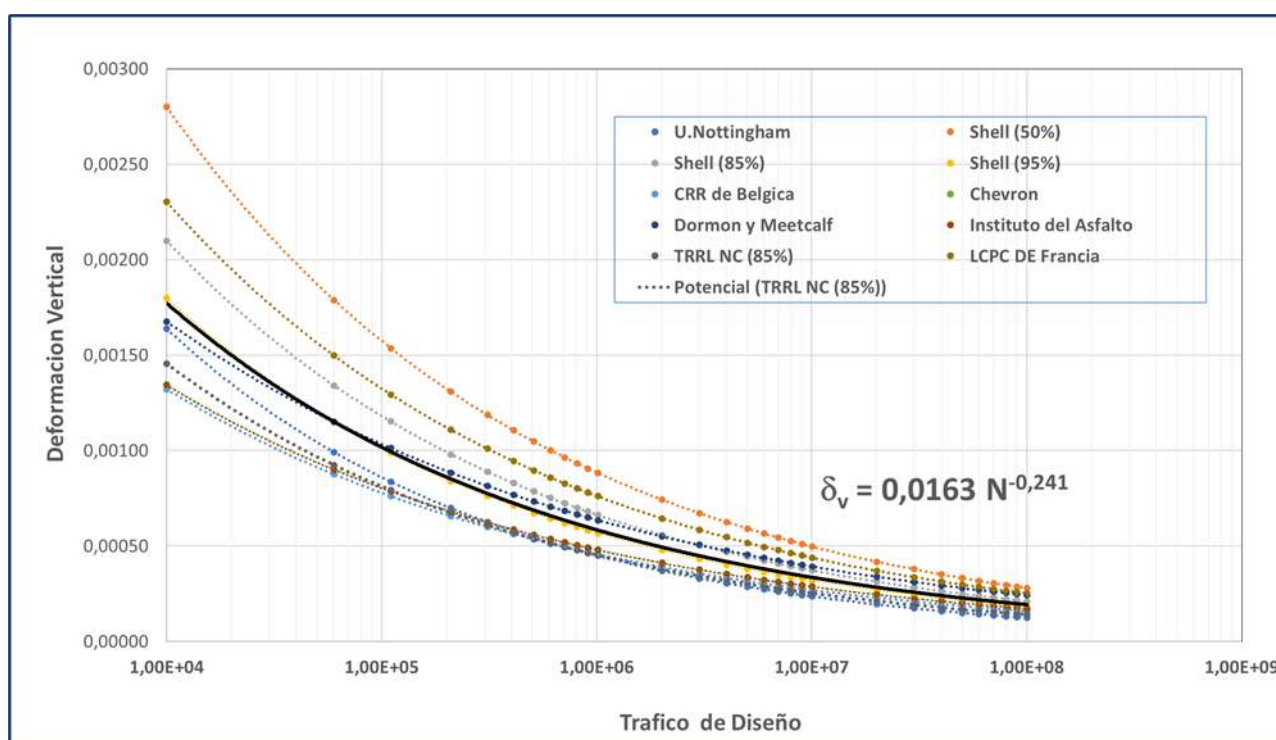


Fig. 1- Representación de leyes de fallo del suelo de subrasante, según diversos autores e instituciones internacionales, y curva de regresión obtenida.

A partir de estas ecuaciones se obtuvo una muestra de valores de deformación vertical en la subrasante en función del tránsito de diseño. Cada valor fue considerado como una observación individual y el conjunto de resultados como una muestra estadística. Ante la ausencia de una ley de fallo desarrollada a nivel nacional, con base en dichas muestras, se realizó un análisis de regresión, para obtener una ecuación de fallo aplicable a la determinación de los valores admisibles de deformación vertical para el suelo de cimiento o subrasante. La ecuación de regresión obtenida responde a la siguiente forma:

$$\varepsilon_v = 0,0163 N^{-0,241} \quad (1)$$

Donde ε_v representa la deformación vertical admisible en la subrasante, correspondiente a N aplicaciones de carga equivalentes a la carga de cálculo de 8,2 toneladas.

2.2 LEY DE COMPORTAMIENTO DE LA CAPA ASFÁLTICA

La combinación de las distintas leyes de fallo permitió obtener una expresión unificada mediante análisis de regresión, considerando cada ecuación individual como una muestra de valores observados. Este procedimiento estadístico hizo posible integrar los criterios de fatiga desarrollados por diversos autores e instituciones de referencia internacional, alineados conceptualmente con el enfoque empírico-mecanicista adoptado por la AASHTO para el diseño de pavimentos flexibles. En la figura 2 se presenta la representación gráfica de las diferentes leyes de fallo reportadas en la literatura especializada [9], junto con la curva resultante del proceso de regresión.

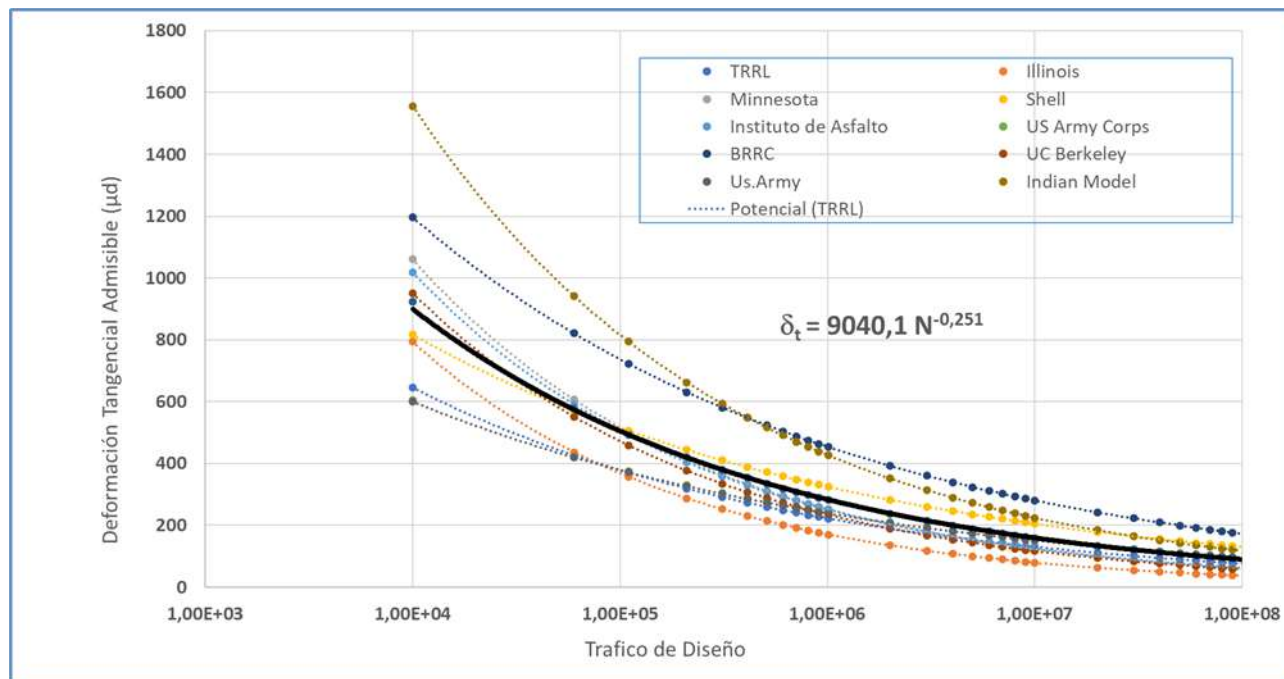


Fig. 2- Representación de leyes de fallo a fatiga de la capa asfáltica, según diversos autores e instituciones internacionales (10) y la curva de regresión obtenida.

Como resultado del análisis se obtuvo la ecuación (2) de fallo por fatiga de la carpeta asfáltica:

$$\varepsilon_t = 9040,1 N^{-0,251} \quad (2)$$

Donde ε_t representa la deformación tangencial admisible en la base inferior de la carpeta asfáltica, y N corresponde al número de aplicaciones de carga equivalentes, referidas a la carga estándar de diseño de 8,2 toneladas, conforme al criterio adoptado por la AASHTO 1993. Esta formulación se fundamenta en el principio de que la fatiga de la capa asfáltica del pavimento flexible se produce cuando las deformaciones por tracción inducidas en la fibra inferior de la capa asfáltica superan un umbral crítico, generando fisuración progresiva bajo la acción repetida del tránsito.

En este sentido, la ecuación obtenida es conceptualmente consistente con el criterio de fatiga de la AASHTO, el cual establece una relación inversa entre la deformación de tracción admisible y el número de repeticiones de carga, permitiendo evaluar la vida a fatiga del pavimento en función del tránsito proyectado. Por tanto, la expresión propuesta constituye una herramienta válida para el análisis del desempeño estructural del pavimento flexible y su verificación frente a los requerimientos de diseño establecidos por la normativa AASHTO, particularmente en contextos donde no se dispone de leyes de fallo desarrolladas a nivel nacional.

2.3. LEY DE COMPORTAMIENTO DEL PAVIMENTO FLEXIBLE

De manera análoga, se recopilaron diversas leyes de comportamiento asociadas a la deflexión del pavimento, las cuales permiten evaluar la respuesta elástica global del sistema estructural frente a la aplicación repetida de cargas. Estas expresiones empíricas relacionan la deflexión superficial con el número de repeticiones de carga, constituyéndose en un indicador indirecto del estado estructural y de la capacidad portante del pavimento. En la figura 3 se muestra la representación gráfica de las diferentes leyes de deflexión propuestas por autores e instituciones de reconocimiento internacional [11], junto con la tendencia obtenida a partir del análisis de regresión

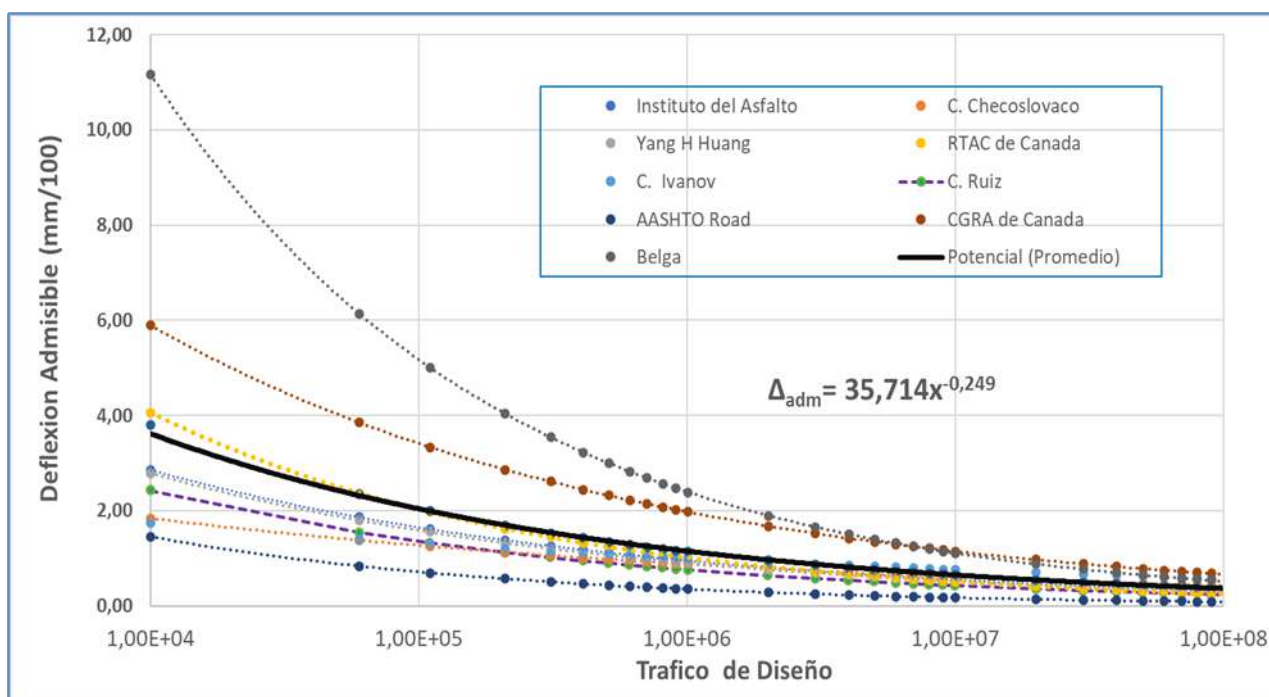


Fig. 3- Representación de comportamiento para la deflexión elástica admisible de la estructura del pavimento, según diversos autores e instituciones internacionales [10], y curva de regresión obtenida.

Como resultado del proceso de regresión se obtuvo la ecuación (3) de deflexión admisible:

$$\Delta = 35,714 N^{-0,249} \quad (3)$$

Donde Δ representa la deflexión admisible del pavimento, y N corresponde al número de aplicaciones de carga equivalentes, referidas a la carga estándar de diseño de 8,2 toneladas, conforme al criterio adoptado por la AASHTO 1993. Esta relación refleja el comportamiento elástico del pavimento flexible, en el cual la deflexión admisible disminuye a medida que se incrementa el número de repeticiones de carga, en concordancia con los principios de daño acumulativo considerados en la metodología AASHTO.

La ecuación obtenida resulta conceptualmente consistente con el enfoque de la AASHTO, que emplea la deflexión como un parámetro representativo del desempeño estructural del pavimento, especialmente en la evaluación de pavimentos en servicio y en el control de la capacidad estructural remanente. En este contexto, la expresión propuesta constituye una herramienta complementaria para la verificación del diseño estructural del pavimento flexible y su comportamiento frente al tránsito proyectado, particularmente en escenarios donde no se dispone de modelos de deflexión desarrollados a nivel nacional.

3. CARACTERIZACIÓN DEL TRÁNSITO DE DISEÑO CONSIDERANDO DIFERENTES ESCENARIOS DE SOBRECARGA

Para el desarrollo de la investigación se seleccionó, de manera hipotética, una vía urbana de dos carriles sometida al tránsito de vehículos pesados, para la cual se asumió un espectro de cargas (frecuencias diarias de camiones) característico de la ciudad de Portoviejo, Ecuador. A partir de este tránsito se estimó el Factor de Camión, considerando condiciones de carga asignadas de forma aleatoria, en las cuales cada vehículo de la muestra transporta una carga comprendida entre cero (vehículo vacío) y la carga máxima permitida por la normativa legal vigente. Con ello, se obtuvo un valor inicial del Factor de Camión (FC) correspondiente a la muestra analizada.

Posteriormente, se consideraron diferentes incrementos en las cargas transportadas por los vehículos, generándose de manera aleatoria nuevos Factores de Camión con valores superiores al valor inicial. Al mantener constante, tanto el espectro de cargas como el volumen total de camiones de la muestra, se simuló distintos escenarios de incremento de carga, lo cual se traduce en un aumento del FC y, en consecuencia, en incrementos del número de ejes simples equivalentes (ESALs) acumulados durante el período de servicio del pavimento.

Cálculo de ejes equivalentes (ESALs)

El tránsito de diseño, expresado en ejes simples equivalentes a 18 kips (82 kN), denominados ESALs por sus siglas en inglés, se determina mediante la siguiente ecuación (4):

$$ESALs = ADT_0 \cdot TKS \cdot GF \cdot DD \cdot LD \cdot FC \cdot 365 \quad (4)$$

donde:

- ADT_0 : Tránsito Promedio Diario anual inicial (veh/día)
- TKS : Proporción de vehículos pesados
- GF : Factor de crecimiento del tránsito
- DD : Factor de distribución direccional
- LD : Factor de distribución por el carril de diseño
- FC : Factor de camión

Se parte de un tránsito inicial con un Tránsito Promedio Diario (ADT) de 2 000 vehículos/día, de los cuales el 16% corresponde a camiones. Para la proyección del tránsito durante el período de diseño se consideró una tasa de crecimiento anual del 3%. El factor de crecimiento acumulado del tránsito para un período determinado se calcula mediante la ecuación 5:

$$GF = \frac{(1+r)^n - 1}{r} \quad (5)$$

Donde r es la tasa de crecimiento anual y n el período de diseño, expresado en años. Para un período de diseño de 20 años, el factor de crecimiento obtenido es de 27,27.

El factor de distribución direccional (DD), correspondiente a una condición de tráfico balanceado, se adoptó con un valor de 0,50, mientras que el factor de distribución por carril (LD) se consideró igual a 1 para una vía bidireccional. Con base en los valores de tránsito observados, la composición vehicular y las condiciones geométricas y operativas de la vía, se estimó un tránsito de diseño acumulado de $2,0 \times 10^6$ ejes equivalentes de 18 kips.

El Factor de Camión (FC) se define como la relación entre el número de ejes equivalentes de diseño y el número de camiones de la muestra analizada, obteniéndose un valor inicial de $FC = 1,25$, el cual se adopta como valor base de diseño. En estas condiciones, el número acumulado de Ejes Simples Equivalentes (ESALs) resulta $2,01 \times 10^6$ ejes, valor que se considera representativo del tránsito de diseño de la vía.

Con el fin de evaluar el impacto del exceso de carga vehicular sobre el desempeño estructural del pavimento, se analizaron escenarios adicionales mediante el incremento del Factor de Camión a valores de 1,42, 1,61 y 1,81, correspondientes a aumentos de carga del 5%, 10% y 15%, respectivamente, en relación con la condición inicial de diseño. Adicionalmente, se evaluó un escenario extremo en el que se asume que la totalidad de los camiones circulan con la carga legal máxima permitida, obteniéndose un valor de $FC = 3,77$. Este escenario representa la condición más desfavorable, al considerar que el 100% de los vehículos pesados de la muestra operan bajo la carga máxima autorizada por la normativa vigente [12].

A medida que se incrementa el Factor de Camión, el número de ESALs acumulados en el diseño presenta variaciones significativas, tal como se muestra en la tabla 1, alcanzándose un valor máximo de $6,04 \times 10^6$ ESALs en el escenario teórico en el que los camiones circulan con el 100% de la carga máxima permitida

Tabla 1- Ejes equivalentes acumulados en el periodo de diseño

Factor de Camión (FC)	1,25	1,42	1,61	1,81	3,77
ESALs	2,01E+06	1,99E+06	1,93E+06	2,90E+06	6,04E+06

4. DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO

4.1. DISEÑO DE PAVIMENTO PARA LAS CARGAS DE DISEÑO

El diseño estructural del pavimento se realizó mediante un procedimiento empírico–mecanicista, utilizando el programa ALIZE, el cual permite evaluar la respuesta mecánica del sistema multicapa ante la aplicación repetida de cargas. Se adoptó una carga de cálculo de 8 200 kg por eje simple, equivalente a 2 050 kg por rueda, con una presión de contacto de 6,5 kg/cm², lo que representa un radio de carga equivalente de 10 cm.

La aplicación de esta carga sobre la estructura del pavimento flexible genera deformaciones críticas en puntos específicos del sistema: una deformación tangencial por tracción en la fibra inferior de la carpeta asfáltica, asociada al fenómeno de fatiga, y una deformación vertical de compresión en la subrasante, relacionada con la pérdida de capacidad portante. Ambos parámetros fueron considerados como criterios de control del diseño estructural, de acuerdo con el enfoque empírico–mecanicista.

Las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la estructura del pavimento se determinaron a partir de correlaciones con el CBR de diseño de las capas de base y subbase. Con base en los valores exigidos para dichas capas, se establecieron el módulo resiliente y el coeficiente de Poisson correspondientes. La capa de base granular, con un CBR de 80 presentó un módulo resiliente de 500 MPa, mientras que la subbase granular, con un CBR de 30%, mostró un módulo de 300 MPa; en ambos casos se adoptó un coeficiente de Poisson de 0,35, característico de materiales no aglomerados.

Para la carpeta asfáltica se consideró un módulo resiliente de 1 150 MPa, obtenido de la referencia [13], valor representativo de una temperatura media del pavimento de 36°C, correspondiente a las condiciones climáticas de la ciudad de Portoviejo. Dada la baja capacidad portante de la subrasante, caracterizada por un CBR de 2,5% y un módulo resiliente de 25 MPa, se incorporó una capa de mejoramiento con un CBR de 20%, para un módulo resiliente de 200 MPa y un espesor de 15 cm, con el fin de mejorar la respuesta estructural del sistema.

Los valores admisibles de deformación, tanto para la subrasante como para la carpeta asfáltica, se determinaron mediante las leyes de fallo obtenidas previamente, considerando un tránsito de diseño de $6,04 \times 10^6$ ejes equivalentes. La deformación tangencial admisible en la carpeta asfáltica se estableció en 236,69 μ d, mientras que la deformación vertical máxima admisible en la subrasante fue de 493,43 μ d.

Estos límites admisibles fueron comparados con los valores de deformación calculados mediante el programa ALIZE, a partir de los cuales se determinaron los espesores de las capas que garantizan que las deformaciones inducidas no superen los valores permisibles. Como resultado del proceso de diseño, se obtuvo un espesor de 8 cm para la carpeta asfáltica, así como 20 cm y 22 cm para las capas de base y subbase, respectivamente. Bajo esta configuración estructural, se registraron valores de 186 μ d para la deformación tangencial en la carpeta asfáltica y 441,1 μ d para la deformación vertical en la subrasante, verificándose que ambos se mantienen por debajo de los límites admisibles establecidos.

En la tabla 2 se presentan de forma sintética los resultados obtenidos. Estos evidencian que, bajo las condiciones de tránsito de diseño, las deformaciones críticas tanto en la capa asfáltica como en la subrasante se mantienen dentro de los límites admisibles, permitiendo alcanzar el número de ejes equivalentes al final del período de diseño previsto, en concordancia con los criterios de dimensionamiento establecidos. Asimismo, la condición de carga de diseño se adoptó como escenario de referencia como base para el análisis comparativo frente a escenarios alternativos de carga.

Tabla 2- Diseño del pavimento para el tráfico normal de $6,04 \times 10^6$ ejes equivalentes. Verificación de deformaciones admisibles para el escenario de carga normal.

VALORES ADMISIBLES		ESTRUCTURA		VALORES CALCULADOS	
Deformación tangencial (μd)	Deformación vertical (μd)	Capas	Espesores (cm)	Deformación tangencial (μd)	Deformación vertical (μd)
236,69		Superficie	8	186	
		Base	20		
		Subbase	22		
		Mejoramiento	15		
	493,43	Subrasante			441,1

4.2. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON CARGA MÁXIMA

Con el propósito de evaluar el comportamiento estructural del pavimento bajo condiciones más exigentes, se desarrolló un nuevo diseño del pavimento considerando las cargas máximas por eje correspondientes a los distintos tipos de camiones pesados, conforme a los límites legales vigentes en Ecuador para el tránsito vehicular. En este escenario, se asumió que cada vehículo de la muestra circula con el 100% de la carga máxima legal permitida [12].

Este incremento en las solicitaciones estructurales generó un Factor de Camión de 3,77, lo que se traduce en un total acumulado de $6,04 \times 10^6$ ejes equivalentes para un período de diseño de 20 años, valor previamente determinado en el epígrafe 2. Esta condición representa el escenario más desfavorable en términos de demanda estructural sobre el pavimento.

Para la evaluación se emplearon las leyes de fallo utilizadas en la condición de carga de diseño, con el fin de garantizar la consistencia metodológica en la comparación de resultados. A partir de dichas expresiones se determinaron los valores admisibles, obteniéndose una deformación tangencial permisible de 179,50 μd en la carpeta asfáltica y una deformación vertical máxima admisible de 378,35 μd en la subrasante.

Bajo este nivel de tránsito, se verificó que, para cumplir con los límites establecidos en condiciones de carga máxima, fue necesario incrementar el espesor de la carpeta asfáltica de 8 cm a 13 cm, manteniéndose constantes los espesores de las capas de base, subbase y mejoramiento, con valores de 20 cm, 22 cm y 15 cm, respectivamente. Con esta configuración estructural, el pavimento presenta deformaciones calculadas de 164,7 μd en la carpeta asfáltica y 372,7 μd en la subrasante, valores que se encuentran dentro de los rangos admisibles definidos por las leyes de fallo adoptadas.

En el análisis correspondiente a la condición de carga máxima se obtuvo que los espesores estructurales inicialmente propuestos bajo condiciones de carga de diseño resultan insuficientes para satisfacer los criterios de verificación ante solicitaciones más severas, siendo necesario incrementar el espesor de la carpeta asfáltica como medida de refuerzo estructural. Este resultado pone de manifiesto la alta sensibilidad del desempeño del pavimento flexible frente al aumento de cargas por eje, particularmente en contextos donde el control de pesos vehiculares es limitado.

Tabla 3- Diseño del pavimento para el tráfico correspondiente a la carga máxima de $2,01 \times 10^6$ ejes equivalentes. Verificación de deformaciones admisibles para el escenario de carga máxima.

VALORES ADMISIBLES		ESTRUCTURA		VALORES CALCULADOS	
Deformación tangencial (μd)	Deformación vertical (μd)	Capas	Espesores (cm)	Deformación tangencial (μd)	Deformación vertical (μd)
179,50		Superficie	13	164,7	
		Base	20		
		Subbase	22		
		Mejoramiento	15		
	378,35	Subrasante			164,7

5. EFECTO DEL INCREMENTO DE CARGAS SOBRE LA VIDA DE SERVICIO DEL PAVIMENTO

Para analizar el efecto del incremento de cargas sobre el pavimento, se comparó la vida de servicio alcanzada por la estructura bajo distintos escenarios de carga, desde la condición de diseño hasta un escenario de solicitaciones máximas. En consecuencia, el análisis abarca desde la condición de tránsito normal de diseño (TF = 1,25), correspondiente a un tránsito acumulado de $2,01 \times 10^6$ ejes equivalentes (ESALs) durante un período de diseño de 20 años, hasta un escenario hipotético en el que los camiones circulan con la carga legal máxima, para el cual el tránsito acumulado alcanza $6,04 \times 10^6$ ESALs (TF = 3,77).

Para estimar la variación en la vida útil del pavimento frente a estos niveles de carga, se determinó, para cada escenario, el tiempo requerido para que el número de ejes equivalentes alcance el valor correspondiente al tránsito de diseño ($2,01 \times 10^6$ ESALs). Los resultados, resumidos en la tabla 4, evidencian que el incremento del nivel de sobrecarga reduce de manera significativa el tiempo necesario para alcanzar dicho umbral. A partir de ese momento, el tránsito pesado actúa sobre una estructura que ha agotado su período de diseño, lo que acelera los procesos de deterioro y compromete su desempeño estructural.

Tabla 4- Vida útil estimada del pavimento para diferentes factores camión.

Período de diseño: 20 años TPDA inicial = 2000 veh/día Porcentaje de camiones = 16,1%		Distribución por sentido = 50% Distribución por carril de diseño = 100% Tasa de crecimiento anual = 3%			
Factor de Camión	1,25	1,42	1,61	1,81	3,77
Factor de crecimiento (GF)	27,27	24,03	21,25	18,86	9,06
Vida útil estimada del pavimento (Años)	20,0	18,2	16,5	15,0	8,0
Tráfico estimado en 20 años	2,01E+06	1,99E+06	1,93E+06	2,90E+06	6,04E+06

En los escenarios intermedios de sobrecarga, el umbral de daño estructural se alcanza en plazos considerablemente menores que los correspondientes al tránsito normal. En particular, para TF = 1,42 el límite se supera aproximadamente a los 18 años; para TF = 1,61, alrededor de los 16 años; mientras que en el escenario más severo (TF = 3,77), el agotamiento estructural ocurre cerca de los 8 años.

El deterioro del pavimento flexible se manifiesta como una pérdida progresiva de capacidad estructural, producto de la acumulación de solicitaciones inducidas por el tránsito pesado. Bajo condiciones de sobrecarga, este proceso se acelera, provocando que los criterios de falla se alcancen de forma anticipada respecto al período de diseño.

Este comportamiento pone en evidencia que la exposición continua a cargas superiores a las reglamentarias compromete el desempeño estructural del pavimento y reduce su vida útil efectiva. En consecuencia, el exceso de carga vehicular se configura como un factor determinante del deterioro prematuro del pavimento flexible, lo que justifica la implementación de medidas de control de carga o la adopción de ajustes en el diseño estructural, a fin de garantizar un desempeño adecuado durante el período de servicio.

La representación gráfica del tránsito acumulado para cada escenario (figura 4), permite visualizar de manera comparativa el efecto de los distintos factores de camión y, por ende, del incremento de las cargas sobre el pavimento.

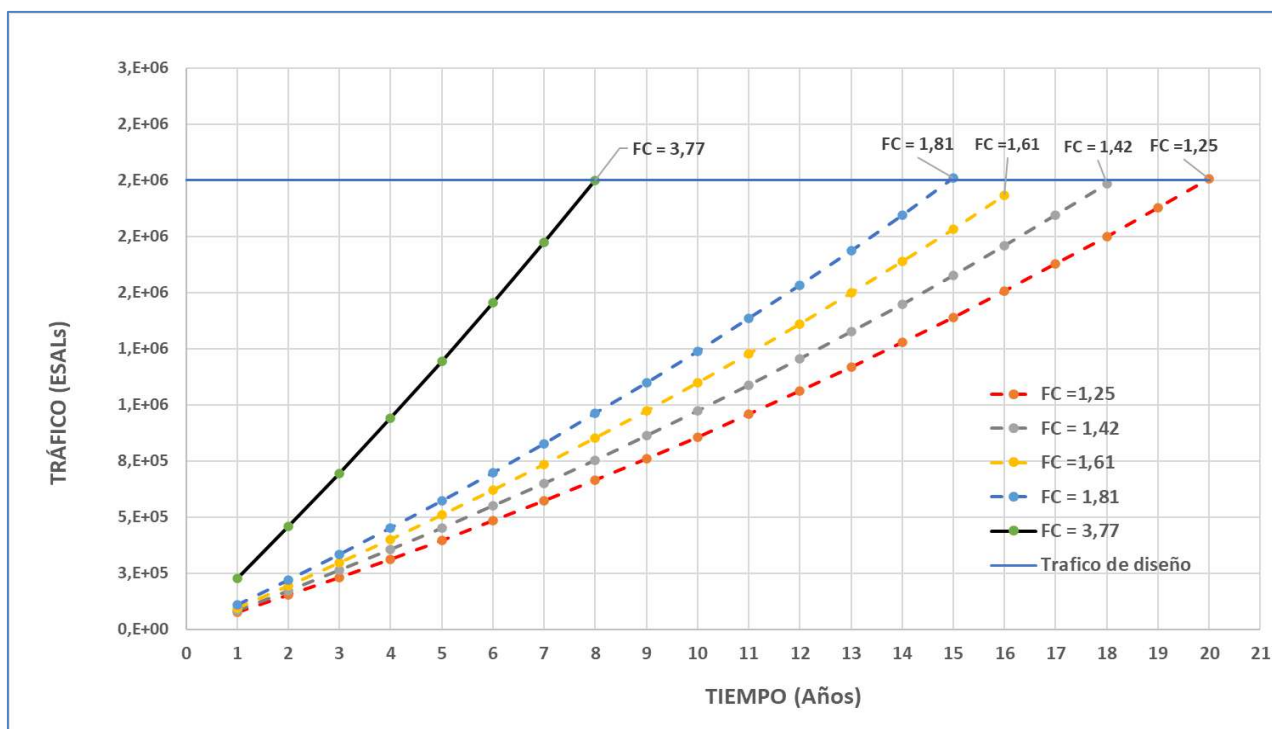


Fig. 4. Influencia del factor camión en la vida útil estimada del pavimento flexible.

Los resultados evidencian que el aumento del factor de camión reduce de forma significativa el tiempo en que se alcanza el tránsito de diseño, adelantando el cumplimiento de los criterios de agotamiento estructural. En este sentido, una estructura diseñada para soportar un tránsito de $2,0 \times 10^6$ ejes equivalentes en un período de 20 años alcanza dicho umbral en un plazo considerablemente menor cuando las cargas transportadas por los vehículos pesados superan las previstas en el diseño, siendo esta reducción tanto más pronunciada cuanto mayor es el incremento de carga por camión. Asimismo, una vez superado el tránsito de diseño, el mantenimiento rutinario resulta insuficiente para alcanzar los 20 años previstos, siendo necesarias intervenciones de rehabilitación. En este contexto, el incremento del espesor de la capa asfáltica se presenta como una alternativa técnica indispensable para soportar el aumento del tránsito asociado al exceso de cargas [10].

La ley de comportamiento del pavimento flexible, obtenida mediante regresión en el epígrafe 3.3, permite determinar la deflexión máxima admisible de la estructura para garantizar un nivel específico de tránsito. En la figura 5 se representa esta relación entre la deflexión y el tráfico equivalente acumulado a lo largo del tiempo, considerando una tasa de crecimiento del 3%.

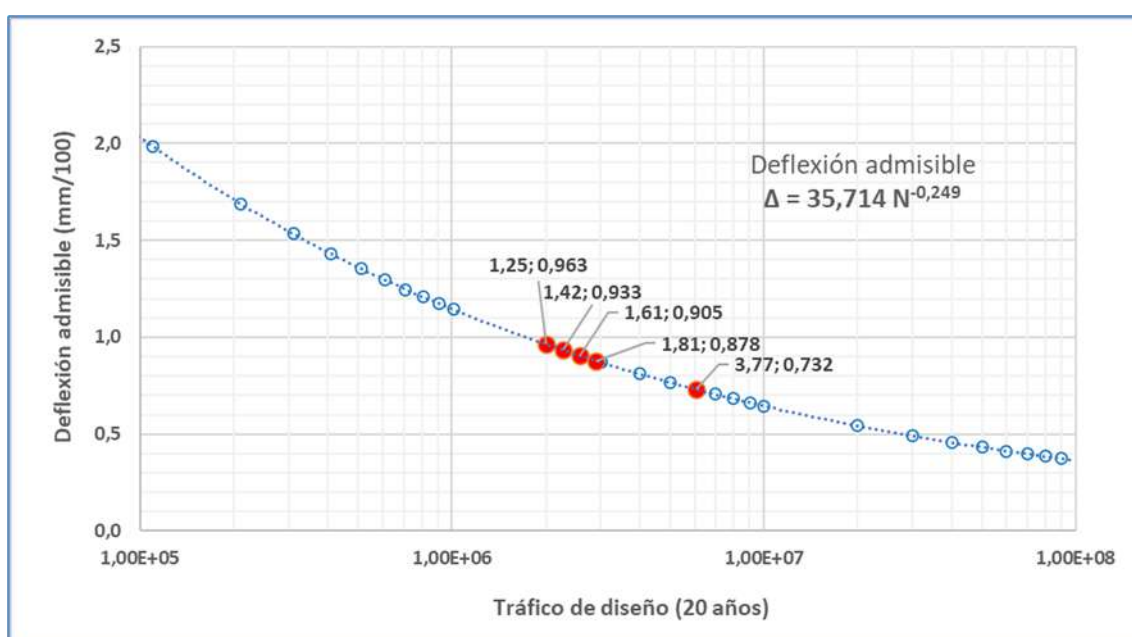


Fig. 5- Deflexión elástica admisible del pavimento en la medida en que se incrementa el tráfico acumulado. Representación de las deflexiones exigidas para los diferentes escenarios de cargas.

Se observa que, a medida que el tráfico aumenta, la deflexión admisible en el diseño del pavimento debe ser menor. Expresado de otra manera, se ilustra un principio fundamental del diseño estructural: a mayor número de ejes equivalentes de diseño, los espesores y la calidad de los materiales que conforman la estructura deben asegurar una menor deflexión integral. A partir de este concepto, es posible analizar desde otro punto de vista, las consecuencias del incremento de cargas por encima de las consideradas en el diseño original del pavimento.

Para la estructura diseñada en las condiciones normales de tránsito (con un factor de carga, FC, igual a 1,25), se requiere una deflexión vertical de 0,96 mm/100, suficiente para soportar un tráfico de diseño de $2,0 \times 10^6$ ejes equivalentes. No obstante, si los vehículos pesados circularan con el 100% de la carga legal máxima, la deflexión admisible debería reducirse a 0,732 mm/100 para poder garantizar un tránsito acumulado de $6,04 \times 10^6$ ejes durante el periodo de diseño, porque la deflexión máxima requerida disminuye conforme aumenta el tráfico acumulado.

En síntesis, si una estructura ha sido diseñada para una deflexión máxima de 0,963 mm/100 en función de un determinado nivel de tránsito, pero en la práctica recibe un tráfico acumulado superior, debido, por ejemplo, a la circulación de vehículos con sobrecarga, es previsible que experimente fallas prematuras. En consecuencia, cuando el pavimento alcance el volumen de tránsito para el cual fue originalmente diseñado, presentará ya un deterioro progresivo significativo.

6. CONCLUSIONES

La formulación de leyes de fallo para la subrasante, la carpeta asfáltica y la estructura global del pavimento, a partir de análisis de regresión basados en modelos internacionales, permitió obtener expresiones consistentes con el enfoque empírico-mecanicista. Estas constituyen herramientas válidas para la estimación de deformaciones y deflexiones admisibles en contextos donde no se dispone de modelos calibrados a nivel nacional.

El análisis mecanicista evidencia que el pavimento diseñado presenta un desempeño estructural adecuado bajo condiciones de tránsito de diseño, manteniendo las deformaciones dentro de los límites admisibles tanto en la carpeta asfáltica como en la subrasante. No obstante, si se supera dicho tránsito, por efecto de excesos de carga, el mantenimiento rutinario resulta insuficiente para garantizar el período de servicio previsto, siendo necesarias intervenciones de rehabilitación. En este sentido, el incremento del espesor de la carpeta asfáltica se configura como una medida necesaria para soportar mayores niveles de solicitud.

El diseño estructural bajo condición de carga normal, correspondiente a $2,01 \times 10^6$ ESALs en un período de 20 años, satisface los criterios de deformación admisible mediante una estructura compuesta por 8 cm de carpeta asfáltica, 20 cm de base, 22 cm de subbase y 15 cm de mejoramiento. Sin embargo, bajo condiciones de carga máxima (TF = 3,77), esta configuración resulta insuficiente, requiriéndose incrementar el espesor de la carpeta asfáltica a 13 cm para cumplir con los criterios de verificación, lo que evidencia la alta sensibilidad de los pavimentos flexibles al incremento de las cargas por eje.

La evaluación de la vida de servicio demuestra que la sobrecarga reduce significativamente el tiempo en que se alcanza el tránsito de diseño, pasando de 20 años en condiciones normales a 18, 16 e incluso 8 años en escenarios más severos, en función del incremento del factor de camión.

En general, a mayor número de ejes equivalentes de diseño, los espesores y la calidad de los materiales que conforman la estructura deben garantizar una menor deflexión integral. Cuando una estructura ha sido diseñada para un nivel específico de tránsito y, en la práctica, recibe un tráfico acumulado superior debido a la circulación de vehículos sobrecargados, es previsible la aparición de fallas prematuras.

En conjunto, los resultados confirman que la sobrecarga vehicular constituye un factor determinante en el deterioro prematuro del pavimento, al acelerar los procesos de fatiga y deformación permanente. Esto implica la necesidad de mayores espesores estructurales y limita la efectividad del mantenimiento rutinario como única estrategia de conservación.

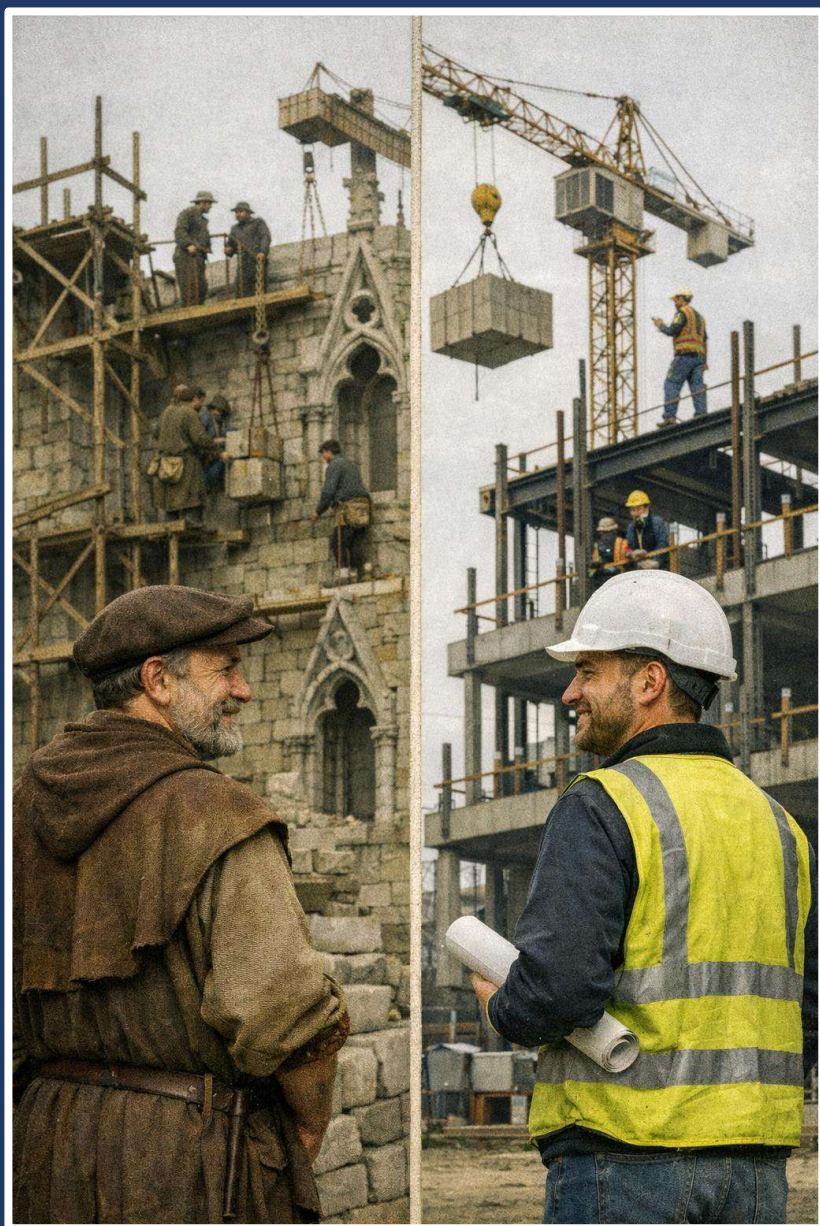
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Jongga, J. (2021). El impacto de la sobrecarga en la vida de diseño del pavimento flexible. <https://www.researchgate.net/publication/349099685>
2. Sallo Callañaupa, R. (2022). Influencia de la sobrecarga de vehículos pesados en el nivel de deterioro del pavimento flexible (Tesis de maestría). Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco. <https://hdl.handle.net/20.500.14138/8530>
3. Gomes, S. V., Fontul, S., Knight, I., & Breemersch, T. (2023). The effect of overweight vehicles on road pavements and safety. *Transportation Research Procedia*, 72, 4010–4017. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352146523006750>
4. Shahi1, P. B. & Nepali, B, B (2020). Impacto de los vehículos sobrecargados en el pavimento flexible: Estudio de caso de la carretera Belhiya-Butwal en Nepal. <https://www.researchgate.net/publication/344903358>
5. Sushmita, B., Xiaohua, L. & Feng, W. (2023) Comprender los efectos de los factores estructurales y la carga del tráfico en el rendimiento del pavimento flexible. *Revista internacional de ciencia y tecnología del transporte*. Volumen 12, p 258-272. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2046043022000211>
6. Andrade, D., Hernández, K. D., & Salomón, M. L. (2020). Revisión de las metodologías de evaluación y tipos de rehabilitación de las patologías presentes en pavimentos flexibles (Trabajo de grado, Universidad Cooperativa de Colombia). Repositorio Universidad Cooperativa de Colombia. <https://hdl.handle.net/20.500.12494/28526>
7. Mamani Luque, J. R., & Núñez Velásquez, M. A. (2022). Nivel de deterioro del pavimento flexible (PCI) y propuesta de mejora en la Av. Bohemia Tacneña – Distrito Gregorio Albarracín Lanchipa – Tacna [Tesis de licenciatura, Universidad de Tacna]. Repositorio institucional de la Universidad de Tacna. <https://hdl.handle.net/20.500.12969/2424>
8. Lainez, D. V. (2022). Análisis estructural y comparativo para diseño de pavimentos flexibles mediante los softwares IMT-PAVE y WINDEPAV 2.6 del método mecanicista empírico, con el método AASHTO 93". <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/8445>
9. Higuera Sandoval, C. H. (2007). Leyes de comportamiento de la deformación vertical admisible de compresión en pavimentos flexibles. *Revista Facultad de Ingeniería*, 16(23), 17–24. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=413940756002>
10. Orobio, A., & Gil, J. (2015). Análisis de costos de construcción asociados al diseño racional de pavimentos con diferentes modelos de fatiga. *Revista Ingeniería de Construcción*, 30(3), 177–188. https://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732015000300003
11. Higuera-Sandoval, C. H. (2008). Leyes de comportamiento de la deflexión admisible en pavimentos flexibles. *Revista Facultad de Ingeniería*, 17(25), 7–14. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=413940758002>
12. MTOP. Acuerdo Ministerial 018-2016. Tabla nacional de pesos y dimensiones para vehículos de cargas. Ministerio de Transportes y Obras Públicas de Ecuador. <https://vlex.ec/vid/expidense-normas-aplicacion-control-641694821>
13. Vélez, E. V. C., García, J. F. Z., & Piusseaut, E. T. (2023). Revisión de diseños de pavimentos flexibles mediante el método empírico mecanicista de la AASHTO 2004. *Revista Ciencia y Construcción*, 4(3), 57-67. <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/210>

3

Experiencia En Sellado De Fisuras Superficiales Aplicada En Pavimento Rígido De Un Tramo Vial.

Experience In Surface Crack Sealing On Rigid Pavement Of A Road Section.



Autores

Holger Tapia García

Ing. Civil , Universidad Técnica de
Manabí, Portoviejo, Ecuador

htapia1308@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0001-8338-2512>

Eduardo Ortiz-Hernández

Fac. Matemáticas, Universidad Técnica
de Manabí, Portoviejo, Ecuador

eduardo.ortiz@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-1885-6005>

Nota Editorial: Recibido: 12 de marzo 2026 Aceptado: 8 de junio 2026

3

Experiencia En Sellado De Fisuras Superficiales Aplicada En Pavimento Rígido De Un Tramo Vial

Resumen

El presente estudio analiza el desempeño técnico y económico del sellado de fisuras superficiales en pavimentos rígidos, considerando que este tipo de deterioro constituye una de las principales causas de intervenciones prematuras en la infraestructura vial. Diversos organismos internacionales han señalado que la fisuración superficial está asociada a una alta frecuencia de actividades de mantenimiento, generando impactos significativos en la gestión técnica y presupuestaria de las redes viales. En el contexto ecuatoriano, reportes institucionales evidencian que una proporción importante de la red vial con pavimento rígido presenta microfisuras y macrofisuras, muchas de ellas sin monitoreo posterior a su intervención, es por ello que en esta investigación tiene como objetivo comparar el comportamiento de dos alternativas de sellado aplicadas en condiciones reales de campo: una con resina epoxi de baja viscosidad y la otra con un sellante de poliuretánico de fabricación nacional. El análisis se desarrolló considerando cuatro criterios principales: adherencia, capacidad de impermeabilización, comportamiento físico y viabilidad económica. La metodología incluyó la identificación de fisuras superficiales no estructurales mediante ultrasonido, la preparación técnica de las grietas, la aplicación controlada de los materiales y el monitoreo periódico de su desempeño. Los resultados evidenciaron que la resina epoxi presentó mayor desempeño en términos de adherencia e impermeabilización, generando un sellado más rígido y resistente al desgaste superficial. Por su parte, el sellante poliuretánico mostró mayor flexibilidad y capacidad de adaptación frente a fisuras dinámicas, además de ventajas económicas asociadas a su menor costo y mayor rapidez de aplicación.

Palabras Clave

Desempeño, deterioro, mantenimiento vial, pavimento rígido, sellado de fisuras

3

Experience In Surface Crack Sealing On Rigid Pavement Of A Road Section

Abstract

This study analyzes the technical and economic performance of surface crack sealing in rigid concrete pavements, considering that this type of deterioration is one of the main causes of premature failures in road infrastructure. International organizations have indicated that pavement cracking is associated with a high percentage of early maintenance interventions, generating significant technical and budgetary impacts on road management systems. In Ecuador, institutional reports indicate that a considerable portion of the rigid pavement road network presents microcracks and macrocracks, many of which lack post-intervention monitoring. The objective of this research was to compare the performance of two crack sealing alternatives applied under real field conditions: a low-viscosity epoxy resin and a nationally manufactured polyurethane sealant. The analysis was based on four main criteria: adhesion, waterproofing capacity, physical behavior over time, and economic feasibility. The methodological procedure included the identification of non-structural surface cracks verified through ultrasonic testing, technical preparation of the cracks, controlled application of the sealing materials, and periodic monitoring of their performance. The results showed that the epoxy resin presented better technical performance in terms of adhesion and waterproofing, producing a more rigid and continuous seal with greater resistance to surface wear. In contrast, the polyurethane sealant demonstrated greater flexibility and better adaptation to dynamic cracks, as well as economic advantages related to its lower cost and faster application time.

Keywords

Performance, deterioration, road maintenance, rigid pavement, crack sealing.

1. INTRODUCCIÓN

A nivel mundial, las fisuras superficiales en pavimentos de hormigón son una de las principales preocupaciones en la conservación vial. Este tipo de deterioro, aunque puede parecer menor al inicio, afecta de forma directa la durabilidad de las losas y la seguridad de los usuarios. Según la Federal Highway Administration (FHWA) [1], el 68 % de las fallas tempranas en pavimentos rígidos se relaciona con fisuración, muchas veces causada por contracción plástica o retracción térmica no tratada a tiempo [1]. Además, la Asociación Americana de Pavimentos de Concreto (American Concrete Pavement Association) estima que más del 50 % de los recursos de mantenimiento se destinan al tratamiento de grietas y fisuras, lo que representa un gasto cercano a 200 mil millones de dólares al año a nivel global [2]. La filtración de agua, el deterioro superficial del concreto y la saturación de las capas granulares en el pavimento ocurren cuando no hay un sellado apropiado [3]. Estas cifras demuestran que las deficiencias superficiales en los pavimentos (fisuras) continúan siendo un desafío técnico y económico para la ingeniería, incluso en naciones en desarrollo con altos volúmenes de tráfico vehicular.

En Latinoamérica, las condiciones climáticas, el uso intensivo de las vías y la escasa planificación de mantenimiento empeoran el problema. De acuerdo con el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), el 41 % de las carreteras pavimentadas en América Latina presenta fisuras visibles o deterioro superficial temprano, especialmente en zonas urbanas de alto tráfico [4]. Un estudio de la Red de Carreteras de América Latina reporta que solo el 32 % de los programas de mantenimiento incluye tratamientos preventivos como el sellado de fisuras, y que en más del 60 % de los casos se utilizan productos no certificados o sin control técnico de aplicación según lo menciona el Instituto de Investigadores Marinas y Costeras "José Benito Vives de Andrés" Vinculado al Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible [5]. Países como México y Colombia han comenzado a incorporar soluciones híbridas, pero siguen enfrentando desafíos por la falta de evaluación técnica comparativa entre productos, lo que afecta la calidad de las reparaciones. Esto demuestra que la región aún tiene un camino importante por recorrer para alcanzar una gestión vial eficiente y sostenible.

La situación en Ecuador también es crítica [6], con una red vial que requiere atención urgente en materia de conservación de pavimentos flexibles y rígidos [7]. El Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP) informó en su último reporte que el 52,3 % de las vías con pavimento de rígido presentan microfisuras y macrofisuras, siendo las provincias más afectadas el Guayas, Manabí y Pichincha [8]. Además, se estima que menos del 30 % de los sellados ejecutados en los últimos cinco años han sido monitoreados técnicamente a lo largo del tiempo, lo que impide conocer con certeza su efectividad [8]. A esto se suma la falta de disponibilidad de productos especializados a nivel local, lo que obliga a importar soluciones a un costo elevado o utilizar materiales de uso general que no garantizan buen desempeño. En este escenario, la evaluación de productos como resinas epoxi y sellantes de poliuretano se vuelve clave para optimizar las decisiones de mantenimiento en las condiciones constructivas y climáticas del país [9].

El problema central que se plantea en esta investigación tiene que ver con la limitada información técnica que existe sobre el comportamiento comparativo de distintos productos para el tratamiento de fisuras en pavimentos rígidos. Aunque se reconoce la importancia del sellado como técnica de conservación, en la práctica no siempre se aplican los productos más adecuados ni se siguen los protocolos constructivos recomendados por normativas como la NEVI-12-MTOP o la ACI 224R (Instituto Americano del Concreto, 2020; MTOP, 2021).

Entre las principales causas del problema están las deficiencias en el proceso constructivo, la falta de control de calidad en obra, la mala selección de materiales y el uso incorrecto de las técnicas de aplicación. Muchas veces las fisuras se originan por retracción plástica, mala compactación o cambios térmicos bruscos, y no se identifican ni tratan a tiempo [9]. Esto genera intervenciones que no resisten las condiciones reales de carga, humedad y tráfico, derivando en reparaciones reiteradas y en altos costos acumulados. En consecuencia, se vuelve fundamental contar con evidencia empírica que permita comparar la efectividad de distintos sellantes en condiciones reales de obra, y así orientar decisiones más técnicas y sostenibles para el mantenimiento vial [9]. A esto se suma que en numerosas ocasiones el personal no cuenta con capacitación adecuada para realizar un sellado efectivo, o no dispone de herramientas técnicas para limpiar, biselar o preparar adecuadamente las grietas. Además, existe una limitada regulación del mercado de sellantes, lo que permite la entrada de productos que no han sido probados ni homologados conforme a estándares internacionales. Estas causas no solo disminuyen la efectividad del sellado, sino que provocan un uso ineficiente de los recursos públicos en cada intervención vial [10].

Los efectos del problema son visibles tanto en el deterioro físico del pavimento como en las consecuencias económicas y sociales que esto genera [11]. Cuando las fisuras no se sellan adecuadamente, se permite el ingreso de agua a la base del pavimento, lo que con el tiempo genera hundimientos, pérdida de soporte y desprendimiento del concreto [12]. Esto no solo afecta la durabilidad de la vía, sino que también aumenta el riesgo de accidentes por baches o fisuras expuestas. Además, las constantes reparaciones generan interrupciones del tránsito y gastos innecesarios, reduciendo la eficiencia del sistema vial. A largo plazo, estos problemas afectan la movilidad, encarecen el transporte de mercancías y deterioran la competitividad económica del país. Por eso, se vuelve urgente establecer criterios técnicos más claros y utilizar productos probados para enfrentar de forma más eficaz este tipo de deterioros.

Esta investigación tiene como objetivo analizar el desempeño del sellado de fisuras en pavimentos de hormigón mediante dos alternativas técnicas: una resina epoxi de baja viscosidad de origen extranjero y un sellante de base poliuretánica de fabricación nacional. El enfoque se centra en comparar su adherencia, capacidad de impermeabilización y comportamiento físico a lo largo del tiempo. Entre los objetivos específicos están: identificar las características y causas más comunes de las fisuras superficiales; revisar las normativas técnicas vigentes sobre sellado de juntas y grietas; describir los productos aplicados en obra; exponer el procedimiento constructivo de campo; y realizar un análisis técnico entre ambos materiales. Esta formulación responde a una necesidad técnica prioritaria en el mantenimiento vial, dado que una intervención inadecuada en fisuras puede acelerar el deterioro de la vía según menciona [13];[11];[14]). Además, el cumplimiento normativo establecido por documentos como la NEVI-12-MTOP obliga a utilizar métodos eficientes y materiales compatibles con el tipo de daño [15];[16]).

Desde el plano teórico, este artículo se sustenta en principios de la teoría del mantenimiento preventivo, la cual propone que atender tempranamente las patologías constructivas minimiza el impacto estructural y reduce los costos acumulados de conservación [17];[9]. El tratamiento de fisuras mediante sellado químico se encuadra dentro del concepto de "mantenimiento correctivo menor", definido por la normativa [16] como una intervención rápida y específica para preservar la funcionalidad del concreto sin necesidad de reconstrucción completa [16];[10]). Además, se basa en criterios de durabilidad del material, que apuntan a maximizar la vida útil del pavimento bajo condiciones variables de carga, temperatura y humedad [18]. La literatura técnica también señala que el tipo de sellante influye directamente en la efectividad del tratamiento, ya que productos con mayor adherencia molecular logran un cierre más hermético y duradero [19];[11]. Por ello, comparar productos desde una perspectiva técnica resulta clave para fortalecer los marcos conceptuales de conservación vial.

En el aspecto práctico, esta investigación justifica la necesidad de contar con datos técnicos aplicados a condiciones reales de obra, como ya se ha hecho con éxito en otros países. Por ejemplo, el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de Costa Rica [20] ha demostrado que la aplicación de resinas epoxi mejora en un 60 % la durabilidad del pavimento cuando se trata de fisuras de retracción temprana [10;20;21;22]. En Estados Unidos, experiencias similares han sido documentadas por la Federal Highway Administration, donde el uso de poliuretanos como mantenimiento preventivo ha reducido en un 45 % las intervenciones posteriores en zonas urbanas [1;2]. Estos casos muestran que la adecuada selección del sellante puede traducirse en ahorros significativos, mayor rendimiento estructural y una planificación más eficiente del mantenimiento vial. Por tanto, replicar este tipo de análisis en Ecuador permite adaptar las soluciones globales a las particularidades locales de clima, tránsito y capacidad técnica.

Desde la perspectiva social, el sellado adecuado de fisuras no solo tiene efectos sobre la infraestructura, sino también sobre la seguridad vial y la calidad de vida de los usuarios. Cuando una vía presenta fisuras mal selladas, se incrementa la probabilidad de aparición de baches, charcos o levantamientos de losa, lo que pone en riesgo a conductores, peatones y ciclistas [11;8]. Además, los constantes cierres por mantenimiento correctivo afectan la movilidad urbana y rural, generando pérdidas económicas y malestar ciudadano. Según el Banco Interamericano de Desarrollo, más del 30 % de los accidentes en carreteras secundarias en América Latina se relaciona con el mal estado del pavimento [4];[5]. Por ello, aplicar soluciones efectivas de sellado puede reducir incidentes, facilitar la conectividad y mejorar el acceso de las comunidades a servicios esenciales. Este estudio contribuye así a una mejora directa en la seguridad y en el bienestar social, a partir de una intervención técnica basada en criterios científicos.

En esa línea, la justificación personal de este estudio se vincula con el interés profesional del autor por mejorar las prácticas constructivas en la ingeniería vial desde un enfoque empírico y práctico [8]. La participación directa en procesos de mantenimiento vial ha permitido observar de cerca las consecuencias de una mala elección de materiales y de la falta de seguimiento técnico tras una intervención [9]). Esta experiencia ha motivado la necesidad de generar información útil y confiable que sirva como referencia para otros profesionales del sector. Además, el deseo de contribuir a una infraestructura más segura, eficiente y sostenible se convierte en un compromiso personal que impulsa el desarrollo de este artículo. Al documentar esta experiencia constructiva, se busca también aportar al conocimiento técnico nacional y dejar evidencia útil para futuras intervenciones en pavimentos rígidos.

1.1.- FISURAS SUPERFICIALES EN PAVIMENTOS RÍGIDOS: CAUSAS Y CLASIFICACIÓN

Las fisuras superficiales en los pavimentos rígidos representan una de las patologías más comunes en la infraestructura vial, afectando no solo su apariencia sino también su funcionalidad a largo plazo. Estas fisuras suelen formarse cuando las tensiones internas del concreto superan su resistencia a la tracción, especialmente durante el proceso de fraguado o como consecuencia de cambios térmicos. Una de las causas más frecuentes es la retracción plástica, aunque también influyen los asentamientos diferenciales, las malas prácticas constructivas y una relación inadecuada entre agua y cemento [13]. Además, la falta de un curado adecuado o un vibrado deficiente del hormigón puede debilitar su estructura interna, facilitando la aparición de microfisuras que luego evolucionan a grietas visibles [9]. Estas fisuras pueden clasificarse según su forma y orientación: longitudinales, transversales, en esquina o en red, cada una con implicaciones distintas para su tratamiento técnico.

1.2.- NORMATIVAS TÉCNICAS SOBRE EL SELLADO DE FISURAS EN PAVIMENTOS RÍGIDOS

En el ámbito normativo, el sellado de fisuras en pavimentos de hormigón se establece como una obligación técnica orientada a preservar la vida útil de la infraestructura. La normativa ecuatoriana NEVI-12-MTOP, en su volumen 6, indica que toda intervención debe contemplar la limpieza, biselado y secado de la grieta antes de aplicar el producto, el cual debe ser resistente al agua, el tránsito y las variaciones térmicas según lo menciona el Ministerio de Obras Públicas [15]. Por otro lado, la norma ACI 224R [16], emitida por el Instituto Americano del Concreto, establece criterios específicos para seleccionar sellantes compatibles con las condiciones estructurales y ambientales del pavimento [17]. Ambas normativas coinciden en que el éxito del sellado no depende únicamente del producto utilizado, sino también de su correcta aplicación, la cual debe seguir procedimientos técnicos estandarizados y supervisados.

1.3.- CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LOS SELLANTES: RESINA EPOXI Y POLIURETANO

La selección del sellante más adecuado para el tratamiento de fisuras depende de varios factores técnicos, entre ellos el tipo de fisura, el entorno y la carga vehicular. La resina epoxi es reconocida por su alta adherencia, baja viscosidad y excelente resistencia química, lo cual la convierte en una solución eficaz para microfisuras estructurales según menciona [19]. Por su parte, los sellantes de base poliuretánica son más flexibles y fáciles de aplicar, lo que los hace útiles en tratamientos preventivos o en condiciones ambientales variables [11]. Aunque el epoxi ofrece mayor durabilidad y desempeño estructural, su aplicación requiere mayor preparación técnica y tiempo de curado. En cambio, el poliuretano permite una intervención más rápida y económica, aunque puede tener menor resistencia a largo plazo. Por tanto, la elección entre uno u otro debe estar respaldada por un análisis técnico del contexto vial específico.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El desarrollo de este artículo sigue un enfoque empírico-experimental, centrado en la evaluación comparativa del desempeño técnico de dos productos para el sellado de fisuras en pavimentos de hormigón: una resina epoxi de baja viscosidad de origen extranjero y un sellante de base poliuretánico de fabricación nacional. La experiencia se ejecuta en un tramo vial representativo sometido a tránsito moderado y condiciones climáticas variables. Este escenario permite valorar la efectividad real de cada producto, considerando factores como la adherencia, la impermeabilización y el comportamiento físico del sellado a lo largo del tiempo [15;11].

Para llevar a cabo el estudio, primero se realiza una inspección visual detallada de los paños de hormigón que presentan fisuras superficiales de los que se seleccionaran 3 muestras. Estas fisuras, con un ancho comprendido entre 3 mm y 30 mm, se clasifican en longitudinales y transversales, según su orientación con respecto al eje vial. Solo se seleccionan aquellas que no superan el 25% del espesor de la losa, para confirmar la profundidad de las fisuras se utilizó un equipo para realizar ultrasonido en las muestras seleccionadas y así verifica conforme a lo establecido en las recomendaciones del ACI 224R y la NEVI-12-MTOP. Este paso inicial es fundamental para establecer las condiciones base de cada fisura, lo que permite una evaluación técnica más precisa durante el seguimiento [17].

Una vez identificadas las fisuras, se procede a la preparación del área de intervención. Este proceso incluye la remoción de residuos previos, el biselado manual a 30° [23], la limpieza profunda con cepillo de acero y aire comprimido seco, y la verificación de que no existan trazas de humedad ni aceites. Estos pasos son clave para asegurar la adherencia del material aplicado, especialmente en el caso de la resina epoxi, que requiere condiciones óptimas para su correcto curado. La rigurosidad en esta etapa responde a la necesidad de evitar fallas prematuras en el sellado [13;10].

Posteriormente, se aplica cada uno de los productos según sus respectivas especificaciones técnicas. El Producto A, resina epoxi importada, se mezcla en proporción 4:1 (A:B) y se inyecta en las fisuras mediante jeringado por fases. Su tiempo de curado oscila entre 6 y 24 horas, dependiendo de la temperatura ambiente. El Producto B, sellante de poliuretano nacional, se aplica directamente sobre la fisura seca, sin requerir mezcla previa, con un tiempo de secado superficial entre 2 y 4 horas y curado total en 24 horas. En ambos casos, el sellado se ejecuta manteniendo un nivel de aplicación entre 5 mm y 10 mm por debajo de la superficie del pavimento, de acuerdo con la normativa NEVI [15;19].

De esta forma, se establece un plan de seguimiento y monitoreo de las fisuras tratadas. Este seguimiento se realiza quincenalmente durante el primer mes, consecutivamente al segundo mes será mensual, al tercer mes en adelante se analiza de manera trimestral observando variables como desprendimientos, fisuras secundarias, filtraciones de agua, o cambios de color y textura. Al concluir el periodo de observación, se elabora un análisis técnico-comparativo basado en un cuadro resumen que contrasta variables como la adherencia, la durabilidad, la facilidad de aplicación, el comportamiento físico, y la resistencia química de cada producto. Esta metodología permite establecer criterios técnicos sólidos para la toma de decisiones en futuras intervenciones de mantenimiento vial [11;9].

3. RESULTADOS

3.1. CARACTERIZACIÓN Y ESTADO INICIAL DE LAS FISURAS EVALUADAS

El análisis de resultados inicia con la caracterización del estado inicial de las fisuras superficiales presentes en los paños de hormigón del tramo vial intervenido. Esta etapa tiene un rol clave dentro del artículo, porque permite establecer una línea base técnica que respalda la validez de la comparación entre los dos productos evaluados: resina epoxi de baja viscosidad y sellante de base poliuretánica. En otras palabras, antes de medir adherencia, impermeabilización o durabilidad, primero se debe demostrar que las fisuras estudiadas corresponden a un mismo tipo de daño (superficial y no estructural), que se presentan bajo condiciones equivalentes y que son representativas del deterioro típico observado en pavimentos rígidos sometidos a tránsito moderado y variación térmica.

Durante la inspección visual inicial se identificaron fisuras longitudinales y transversales distribuidas sobre la superficie del pavimento. Estas fisuras se asociaron principalmente a fenómenos de retracción y efectos térmicos, manifestándose como aperturas superficiales sin evidencia inmediata de pérdida estructural severa en la losa. Un aspecto importante es que, aunque al inicio estas fisuras pueden considerarse menores, su evolución suele acelerarse cuando existe ingreso de humedad o acumulación de materiales finos, lo cual incrementa el desgaste superficial y el riesgo de desprendimiento de partículas. Por ello, la caracterización inicial no solo describe un daño visible, sino que permite entender el punto de partida real sobre el cual actúa cada producto sellante.

A partir de la evaluación preliminar se definieron criterios técnicos para seleccionar tres fisuras representativas (F1, F2 y F3), buscando reducir sesgos en la comparación. Para asegurar la coherencia metodológica, se priorizaron fisuras con rango de anchos manejable dentro de la experiencia constructiva, y se descartaron aquellas con daños extensos, pérdida de material o disgregación severa. Además, la profundidad de las fisuras se verificó mediante ultrasonido, con el objetivo de confirmar que no excedieran el 25% del espesor de la losa, condición necesaria para mantener el enfoque del estudio en sellado superficial y no en reparación estructural. En este sentido, la línea base establece una condición fundamental: comparar productos en fisuras equivalentes y comparables.

Con el fin de ordenar la información y fortalecer la trazabilidad del análisis, se registraron las principales variables de caracterización para cada muestra, considerando no solo la geometría de la fisura, sino también su estado superficial previo a la intervención. Entre los aspectos más importantes levantados en campo se incluyen los siguientes:

Orientación y tipología de fisura:

Se registró si la fisura correspondía a retracción longitudinal, retracción térmica transversal o microfisuración asociada, debido a que la dirección y causa del daño influyen en la apertura y en el comportamiento del sello frente al tránsito.

1. Ancho inicial:

El ancho de fisura se midió antes de la preparación y sellado, confirmando que existía representatividad de apertura superficial dentro del rango esperado para mantenimiento preventivo.

2. Profundidad relativa (verificación por ultrasonido):

Esta variable se utilizó como criterio de inclusión, garantizando que las fisuras correspondan a daño superficial no estructural.

3. Condición superficial previa:

Se registró la presencia de polvo, material suelto en bordes, humedad o condición seca, elementos que condicionan la adherencia del producto y la necesidad de limpieza o biselado.

4. Condiciones del entorno y tránsito:

Se consideró tránsito moderado y exposición a variaciones térmicas, factores relevantes porque influyen en la expansión/contracción de la losa y en la fatiga del sellado.

En la Tabla 1 presenta la línea base de las tres fisuras seleccionadas. Esta tabla sirve como punto de partida para las secciones posteriores del capítulo de resultados, ya que permite contrastar el desempeño de ambos materiales con evidencia clara y con condiciones iniciales verificadas. La caracterización inicial sostiene técnicamente que el análisis comparativo se realiza sobre fisuras superficiales equivalentes, fortaleciendo la confiabilidad de los resultados obtenidos y su aplicabilidad para decisiones de mantenimiento vial, donde su rango de referencia es osilla de 3 a 30 mm y además no presenta evidencia de humedad para una condición de tráfico moderado.

Tabla 1- Línea base de fisuras seleccionadas y condición inicial

Muestra	Ubicación /paño	Tipo de fisura	Orientación	Ancho inicial (mm)	Profundidad estimada (% espesor losa)	Condición superficial previa	Presencia de material suelto	Condiciones de entorno	Intervención asignada
F1	Paño 1	Retracción	Longitudinal	6	18%	Limpia con polvo fino	Baja	Variación térmica moderada	Epoxi (Producto A)
F2	Paño 2	Retracción térmica	Transversal	12	22%	Bordes irregulares con material suelto	Media	Exposición ambiental variable	Poliuretano (Producto B)
F3	Paño 3	Microfisuración asociada	Longitudinal	4	15%	Grieta seca con superficie estable	Baja	Variación térmica moderada	Poliuretano (Producto B)

3.2. RENDIMIENTO TÉCNICO COMPARATIVO DE LOS PRODUCTOS (ADHERENCIA E IMPERMEABILIZACIÓN)

Una vez establecida la línea base de las fisuras seleccionadas, se procedió a evaluar el rendimiento técnico de los productos aplicados, enfocándose en dos variables funcionales fundamentales: la adherencia y la impermeabilización. Esta sección responde directamente al objetivo general del artículo, ya que mide de manera comparativa el desempeño real en condiciones de campo de la resina epoxi de baja viscosidad (Producto A) y del sellante poliuretánico de fabricación nacional (Producto B). En términos prácticos, este análisis permite determinar si el sellado ejecutado cumple con el propósito esencial del mantenimiento preventivo, que es evitar el ingreso de agua y contaminantes a través de la grieta, reducir el crecimiento del daño y mantener la superficie del pavimento estable frente a la circulación vehicular y la variación ambiental

Durante el primer mes de observación se evidenció un comportamiento diferenciado entre ambos materiales, especialmente en lo relacionado con la adherencia inicial. El Producto A mostró un sello más rígido y uniforme, sin desprendimientos visibles, destacando una unión estable con las paredes internas de la fisura. Este comportamiento se asocia con su alta capacidad de penetración y anclaje en microfisuras, lo cual favorece un cierre hermético inmediato. En contraste, el Producto B también logró un desempeño satisfactorio, aunque en ciertos puntos se observaron pequeñas pérdidas o microseparaciones en bordes, principalmente cuando existían irregularidades o material residual en la zona. Sin embargo, la característica de flexibilidad del poliuretano mostró ventajas en escenarios donde las fisuras tienden a presentar movimiento por temperatura o carga.

En relación con la impermeabilización, el seguimiento del mes 1 al mes 2 permitió identificar que la resina epoxi presentó un comportamiento superior al evitar filtración de agua incluso ante episodios de humedad ambiental y lluvias iniciales. Se evidenció que el sello permaneció continuo y sin porosidad perceptible, reduciendo al mínimo la posibilidad de ingreso de agua hacia capas inferiores. Por su parte, el sellante poliuretánico logró un sellado funcional en la mayoría de puntos, aunque se reportaron filtraciones leves puntuales en sectores donde el borde de aplicación no mantuvo continuidad total. Este comportamiento no necesariamente invalida el producto, pero revela que la impermeabilización del poliuretano depende en mayor medida del nivel de preparación previa, limpieza y calidad del acabado superficial, ya que cualquier discontinuidad en el borde puede convertirse en un punto crítico de ingreso de humedad.

En general, el rendimiento técnico también se interpretó a partir de indicadores de campo relacionados con el comportamiento del sello en bordes, la respuesta ante la primera lluvia y la estabilidad visual por periodos de seguimiento. En esta fase se evaluó el desempeño con criterios operativos que pueden replicarse en otras intervenciones viales, lo que aporta valor aplicado al artículo. Entre los hallazgos técnicos más relevantes se destacan los siguientes:

- **Adherencia efectiva (sin desprendimiento):**
La resina epoxi mostró mayor adherencia inicial, manteniendo continuidad sin separación entre sello y paredes de la fisura. El poliuretano alcanzó adherencia aceptable, aunque con microseparaciones localizadas en bordes irregulares.
- **Impermeabilización del sistema (sello hermético):**
El epoxi presentó mejor control de filtraciones, evidenciando un cierre más compacto. El poliuretano tuvo filtración leve puntual, asociada a discontinuidades en la terminación de bordes.
- **Sellado continuo en borde (acabado superficial):**
El Producto A tuvo mejor estabilidad en bordes, mostrando un acabado uniforme. El Producto B fue más sensible al control del aplicador y a la rugosidad de la fisura.
- **Respuesta ante lluvia y humedad ambiental:**
El epoxi se mantuvo sin alteraciones visibles durante episodios de humedad. El poliuretano resistió adecuadamente, aunque los puntos con filtración leve coincidieron con zonas de mayor exposición superficial.
- **Compatibilidad con fisuras dinámicas:**
Aunque el epoxi mostró alta estabilidad, su rigidez limita la adaptación ante movimientos. El poliuretano, por ser flexible, se adaptó mejor frente a cambios térmicos, reduciendo la probabilidad de apertura del sello en fisuras activas.

El análisis comparativo permite afirmar que ambos productos presentan rendimiento funcional para el sellado de fisuras superficiales, aunque con ventajas específicas según el criterio evaluado. El Producto A se posiciona como alternativa de mayor desempeño técnico en adherencia e impermeabilización, especialmente cuando se busca un sello rígido y hermético. En cambio, el Producto B destaca por su flexibilidad y capacidad de adaptación a fisuras dinámicas, lo que puede ser determinante en ambientes con variación térmica o movimientos leves del pavimento. Por tanto, el rendimiento técnico no debe interpretarse únicamente en términos de “mejor o peor”, sino como una selección técnica condicionada por el tipo de fisura, el nivel de control en la ejecución y el objetivo operativo de la intervención.

Tabla 2- Desempeño técnico comparativo por criterio funcional (adherencia e impermeabilización)

Criterio evaluado	Indicador de evaluación en campo	Producto A: Resina epoxi (baja viscosidad)	Producto B: Sellante poliuretánico (nacional)	Resultado comparativo / mejor desempeño
Adherencia inicial (primer mes)	% de sello sin desprendimiento / sin separación visible	Alta adherencia (sin desprendimiento, unión rígida estable)	Media-alta (leve pérdida o separación en bordes puntuales)	Mejor: Epoxi
Adherencia efectiva al borde	Continuidad del sello en borde (sin microfisuras periféricas)	Bordes estables, sello compacto y uniforme	Sensible a preparación y acabado; bordes con micro separación puntual	Mejor: Epoxi
Impermeabilización (mes 1–2)	Evidencia de filtración bajo humedad/lluvia	Alta (sin filtración observada)	Media (filtración leve puntual en sectores aislados)	Mejor: Epoxi
Respuesta ante primera lluvia	Cambios en textura, desprendimiento o porosidad	Sin alteraciones; mantiene integridad y color	Sin falla significativa; filtración leve asociada a discontinuidad	Mejor: Epoxi
Continuidad del sello	Uniformidad visual + nivelación de sello	Uniforme, rígido y estable	Uniforme, flexible; requiere control del acabado	Empate técnico
Adaptación a fisuras dinámicas	Capacidad de soportar movimiento sin abrir separación	Media (material rígido, baja deformabilidad)	Alta (material flexible, buena adaptación)	Mejor: Poliuretano
Sensibilidad al proceso constructivo	Dependencia de limpieza, biselado, secado y técnica	Media (requiere preparación; pero mantiene alta eficacia)	Alta (si falla preparación, afecta sellado e impermeabilización)	Mejor: Epoxi
Resultado global técnico	Integración de adherencia + impermeabilización	Mejor desempeño general por sello hermético y adherencia	Desempeño adecuado, con ventaja de flexibilidad	Epoxi global / Poliuretano en fisuras dinámicas

3.3. COMPORTAMIENTO FÍSICO DEL SELLADO A LO LARGO DEL TIEMPO (DURABILIDAD Y FALLAS OBSERVADAS)

Luego de evaluar el rendimiento funcional inicial (adherencia e impermeabilización), el análisis se enfocó en el comportamiento físico del sellado a lo largo del tiempo, considerando que la durabilidad del material es un factor determinante en la efectividad real de una intervención de mantenimiento vial. Esta etapa permite responder al criterio del objetivo general relacionado con el desempeño físico del sellado y, al mismo tiempo, fortalece el objetivo específico comparativo, evidenciando las ventajas y limitaciones prácticas de cada alternativa. En pavimentos rígidos sometidos a tránsito moderado y exposición ambiental variable, el sellado no solo debe permanecer adherido, sino mantener estabilidad frente a esfuerzos repetitivos, movimientos térmicos y desgaste superficial, evitando que el tratamiento pierda continuidad o se deteriore prematuramente.

Durante los primeros 15 días, ambos productos presentaron un comportamiento favorable, manteniendo continuidad visual y uniformidad en la aplicación. En este periodo inicial no se registraron desprendimientos ni alteraciones significativas en textura, lo que permitió confirmar que los procedimientos de preparación y aplicación fueron adecuados para la experiencia constructiva. Sin embargo, desde el primer mes comenzaron a manifestarse diferencias observables entre el epoxi y el poliuretano. En el caso del Producto A, el sello se mantuvo sin desprendimiento, conservando rigidez y estabilidad en la superficie. En contraste, el Producto B mostró microdesprendimientos superficiales en ciertos sectores de borde, especialmente en zonas donde existía mayor irregularidad de la fisura o presencia previa de material residual, lo que evidenció que su comportamiento físico es más sensible a la calidad de preparación y acabado de bordes.

A partir de los 60 días, la evolución del sellado permitió observar patrones más claros respecto a durabilidad y resistencia física. El epoxi se mantuvo estable, sin variaciones visibles de color y con mínima alteración en textura, reflejando una alta resistencia al desgaste superficial. El poliuretano, aunque continuó cumpliendo su función principal, presentó cambios progresivos en la textura, percibiéndose una superficie ligeramente más porosa en comparación con su condición inicial. Este comportamiento puede explicarse por la interacción del material flexible con el ambiente y el tránsito, donde la microabrasión superficial tiende a afectar primero a sellantes de menor rigidez. Aun así, se observó que, pese a estos cambios, el poliuretano mantuvo capacidad de adaptación a movimientos leves de la fisura, reduciendo el riesgo de fisuración del propio sello cuando existen expansiones o contracciones térmicas.

En términos generales, el comportamiento físico de los sellos se evaluó considerando criterios visuales y operativos que suelen ser utilizados en campo como indicadores tempranos de falla. Más allá de la impermeabilización, se buscó identificar señales de degradación física que comprometan la continuidad del tratamiento y que, con el tiempo, puedan generar necesidad de trabajo.

Entre los puntos más relevantes analizados se destacan los siguientes:

- **Presencia de desprendimiento:**

El epoxi mantuvo integridad sin desprendimiento visible durante el periodo de seguimiento. El poliuretano mostró microdesprendimientos superficiales localizados en bordes desde el primer mes.

- **Fisuración secundaria del sello:**

No se identificó fisuración secundaria importante en el epoxi. En poliuretano se observó mayor tolerancia a movimiento, con menor tendencia a agrietarse por deformación.

- **Cambios de textura, color o endurecimiento:**

El epoxi permaneció con textura estable y sin cambios apreciables de color. El poliuretano presentó cambios hacia textura más porosa con el tiempo, sin pérdida funcional significativa.

- **Desgaste superficial por tránsito:**

El epoxi evidenció mayor resistencia superficial, manteniéndose compacto. El poliuretano mostró señales de desgaste leve, coherente con un material más flexible.

- **Fallas por bordes o vacíos:**

El epoxi mantuvo bordes firmes y sello continuo. El poliuretano presentó puntos críticos en bordes cuando el acabado no fue uniforme, lo que resalta la importancia de control durante la aplicación.

De esta forma, el seguimiento trimestral permitió definir que ambos materiales pueden considerarse técnicamente aplicables para sellado de fisuras superficiales en pavimentos rígidos, aunque su desempeño físico responde a propiedades distintas. El Producto A mostró mayor durabilidad y resistencia al desgaste, consolidándose como una alternativa de alto desempeño estructural-superficial, especialmente cuando se prioriza estabilidad rígida y mínima degradación. Por su parte, el Producto B demostró una durabilidad media-alta con ventaja significativa en flexibilidad y adaptación al movimiento, lo cual puede ser favorable en fisuras con actividad térmica o dinámica. En consecuencia, el comportamiento físico observado confirma que la elección del sellante debe considerar no solo el desempeño inicial, sino también su evolución frente al tránsito y ambiente, así como la exigencia operativa del tramo vial intervenido.

Tabla 3- Seguimiento del comportamiento físico del sellado por periodo de monitoreo.

Periodo de evaluación	Producto A: Epoxi (baja viscosidad)	Producto B: Poliuretano (nacional)	Tipo de falla o cambio observado	Hallazgo clave comparativo
15 días	Sello uniforme, continuo, sin cambios de textura	Sello uniforme, continuo, sin cambios visibles	No se evidencian fallas	Ambos productos adecuados a corto plazo
30 días	Sin desprendimiento, bordes estables, superficie rígida	Microdesprendimientos superficiales en borde puntual	Falla leve en borde (B)	El poliuretano depende más del acabado y preparación
60 días	Estable, sin variación de color, textura compacta	Cambio de textura (más porosa), desgaste superficial leve	Alteración superficial (B)	Poliuretano más sensible a abrasión y ambiente
3 meses	Excelente integridad, sello rígido, mínima alteración	Buena integridad, sello flexible, adaptación a movimiento	Sin falla estructural en sello	Poliuretano muestra ventaja ante fisuras dinámicas
6 meses (si aplica)	Alta durabilidad, rigidez y resistencia superficial	Durabilidad media-alta; desgaste leve acumulado	Diferencia de resistencia superficial	Epoxi mantiene mejor desempeño físico global

3.4. EVALUACIÓN ECONÓMICA: COSTOS DIRECTOS, TIEMPOS DE EJECUCIÓN Y ALTERNATIVA MÁS VIABLE

Además del desempeño técnico, la selección del material más conveniente para sellado de fisuras en pavimentos rígidos debe sustentarse en un análisis económico aplicado, debido a que en mantenimiento vial la toma de decisiones se realiza considerando presupuestos, disponibilidad de recursos, tiempos de ejecución y capacidad operativa. Esta sección complementa el objetivo comparativo del artículo desde una perspectiva práctica, ya que permite identificar cuál alternativa representa una mejor relación costo-beneficio para intervenciones preventivas en red vial. En este sentido, la comparación entre la resina epoxi de baja viscosidad (Producto A) y el sellante poliuretánico nacional (Producto B) se orienta a evaluar no solo el precio del material, sino también los costos de mano de obra, la productividad de la intervención y los impactos operativos asociados a tiempos de curado y puesta en servicio.

En el análisis de costos directos, el Producto A presenta un costo de adquisición mayor por metro lineal sellado, asociado principalmente a su naturaleza importada, su formulación bicomponente y la necesidad de cumplir con proporciones de mezcla, control de viscosidad y tiempos de curado más exigentes. Además, su aplicación demanda una mayor preparación técnica del personal y un proceso más riguroso para asegurar correcta penetración y adhesión, lo cual incrementa el costo de mano de obra. Por el contrario, el Producto B muestra mayor accesibilidad económica, ya que su costo unitario es menor y su aplicación resulta más sencilla, reduciendo tiempos de ejecución y necesidad de personal especializado. Esta diferencia se vuelve particularmente relevante cuando el mantenimiento se ejecuta a escala vial, donde el volumen de sellado puede ser amplio y el presupuesto disponible debe optimizarse.

De manera complementaria, se consideraron los costos indirectos, especialmente aquellos vinculados a interrupción del tránsito, tiempos de espera por curado y logística de obra. En este aspecto, el epoxi representa una limitación operativa mayor, debido a que el tramo intervenido podría requerir restricciones más prolongadas hasta lograr el curado suficiente que garantice integridad del sello. En escenarios reales de mantenimiento, esto implica mayor tiempo de cierre parcial, señalización y control, aumentando costos indirectos y afectando la fluidez vehicular. En el caso del poliuretano, su secado superficial más rápido reduce el tiempo de afectación al tránsito, mejorando la productividad de cuadrillas y permitiendo aplicar el sellado en mayores extensiones durante la misma jornada de trabajo, con menor impacto logístico.

Para sustentar la comparación económica de forma ordenada, se analizaron las variables principales de costo, producción y viabilidad operativa considerando criterios técnicos de mantenimiento vial. Entre los resultados más relevantes se destacan los siguientes:

- **Costo del material por metro lineal (USD/ml):**
El epoxi se ubica en un rango alto debido a su origen y características técnicas. El poliuretano se ubica en rango medio-bajo, siendo más accesible para intervenciones recurrentes y extensivas.
- **Costo de mano de obra (USD/ml):**
La aplicación del epoxi requiere personal con mayor control técnico (mezcla, tiempos, jeringado por fases), elevando el costo por metro lineal. El poliuretano, al aplicarse de manera directa, reduce tiempo y complejidad.
- **Tiempo de ejecución:**
El epoxi demanda más tiempo por metro lineal debido a preparación y curado inicial. El poliuretano permite mayor avance diario por su aplicación rápida y menor tiempo operativo.
- **Costos indirectos por cierre y control del tránsito:**
Por su tiempo de curado, el epoxi puede implicar mayor afectación de circulación, señalización y logística. El poliuretano reduce este impacto al permitir habilitación parcial en menor tiempo.
- **Costo total estimado y viabilidad:**
El epoxi presenta mayor costo total, aunque ofrece alto desempeño técnico. El poliuretano presenta costo total medio y buen rendimiento, resultando más favorable para mantenimiento preventivo continuo.

Al integrar los resultados técnicos y económicos, se concluye que el Producto A se posiciona como una alternativa de alto desempeño cuando el criterio dominante es la durabilidad y la resistencia física del sellado, especialmente en condiciones donde se priorice estabilidad rígida y menor degradación superficial. Sin embargo, desde un enfoque operativo y presupuestario, el Producto B se considera la alternativa más viable para aplicaciones masivas y programas de mantenimiento preventivo, ya que ofrece un desempeño adecuado con menores costos directos, menor exigencia técnica de aplicación, mayor velocidad de ejecución y menor afectación al tránsito. En consecuencia, la evaluación económica respalda que el poliuretano puede representar una opción estratégica para conservación vial frecuente, sin descartar que el epoxi sea seleccionado en casos de mayor exigencia técnica o fisuras específicas que requieran máxima impermeabilización y adherencia rígida.

Conclusión técnica de viabilidad

- Cuando el criterio dominante es durabilidad técnica, sello rígido y máxima resistencia al desgaste, el Producto A (epoxi) representa la alternativa de mayor desempeño estructural-superficial.
- Cuando el criterio dominante es eficiencia económica, rapidez de ejecución y facilidad de mantenimiento preventivo, el Producto B (poliuretano) se considera la alternativa más viable para aplicación masiva en la red vial.

Los valores reportados corresponden a rangos referenciales para condiciones de obra típicas en Ecuador y se calculan en función de rendimiento operativo, costo de cuadrilla, consumo estimado por ancho superficial (3–30 mm) y costos indirectos asociados a señalización y restricción parcial de tránsito. Los resultados deben interpretarse como una aproximación comparativa para decisiones de mantenimiento preventivo en pavimentos rígidos.

Tabla 4- Comparación económica y selección de alternativa más viable

Variable	Indicador económico-operativo	Producto A: Epoxi (baja viscosidad)	Producto B: Poliuretano (nacional)
Costo material (USD/ml)	Precio unitario relativo por metro lineal sellado	Alto (producto de mayor costo, usualmente importado)	Medio-bajo (más accesible en mercado local)
Consumo de material	Cantidad requerida según ancho y profundidad	Alto control técnico para evitar desperdicio	Menor exigencia, mayor facilidad en consumo
Mano de obra (USD/ml)	Nivel de especialización y tiempo por actividad	Mayor (mezcla 4:1, jeringado por fases, control de curado)	Menor (aplicación directa, menor complejidad)
Tiempo de aplicación	Productividad diaria (avance de sellado)	Más largo (preparación y técnica más lenta)	Más rápido (aplicación directa)
Tiempo de curado	Tiempo hasta resistencia funcional	6–24 h (dependiente de temperatura ambiente)	2–4 h (secado superficial), 24 h total
Cierre parcial / señalización	Costos indirectos por afectación al tránsito	Mayor necesidad de control por tiempo prolongado	Menor afectación por secado rápido
Costo total estimado	Integración material + mano de obra + indirectos	Alto	Medio
Alternativa más viable	Elección aplicada para mantenimiento vial	Alta durabilidad, mayor costo y complejidad	Buen desempeño con menor costo y rapidez

Tabla 5- Comparación económica y selección de alternativa más viable (valores referenciales Ecuador)

Variable	Unidad	Producto A: Epoxi (baja viscosidad)	Producto B: Poliuretano (nacional)	Observación de viabilidad
Costo material	USD/ml	2,40 – 4,20	0,90 – 1,80	El poliuretano reduce el costo de material entre 45% y 70% aprox.
Consumo promedio según fisura superficial	ml/ml	120 – 220	90 – 180	Epoxi requiere mayor penetración/volumen efectivo si hay microfisuras; poliuretano depende del ancho superficial.
Costo de mano de obra (aplicación + preparación)	USD/ml	1,40 – 2,40	0,90 – 1,60	Epoxi demanda mezcla, control y aplicación más lenta; poliuretano es más directo.
Tiempo de ejecución (producción por cuadrilla)	ml/h	8 – 14	14 – 22	Poliuretano permite mayor avance diario (mejor productividad).
Tiempo de aplicación por metro	min/ml	4,5 – 7,5	2,5 – 4,5	El poliuretano disminuye tiempo operativo entre 30% y 50%.
Costos indirectos por cierre parcial / señalización	USD/ml	0,60 – 1,20	0,30 – 0,70	Epoxi puede requerir mayor control por curado y puesta en servicio.
Tiempo de curado funcional / puesta en servicio	h	6 – 24	2 – 4 (superficial) / 24 total	Poliuretano reduce interrupción, clave para mantenimiento en operación.
Costo total estimado (material + MO + indirectos)	USD/ml	4,40 – 7,80	2,10 – 4,10	El poliuretano representa un ahorro total estimado de 35% a 55% por metro.
Costo estimado por intervención típica (ej. 100 m de fisuras)	USD	440 – 780	210 – 410	En programas masivos, la diferencia de costo se vuelve determinante.
Resultado económico	—	Mayor costo, mayor exigencia técnica	Menor costo, alta productividad	El poliuretano es más viable para escala vial.
Alternativa más viable (balance técnico-económico)	—	Alta durabilidad, mayor costo	Buen desempeño + menor costo	Poliuretano (B) se posiciona como alternativa operativa más viable.

Variable	Unidad	Producto A: Epoxi (baja viscosidad)	Producto B: Poliuretano (nacional)	Observación de viabilidad
Costo material	USD/ml	2,40 – 4,20	0,90 – 1,80	El poliuretano reduce el costo de material entre 45% y 70% aprox.
Consumo promedio según fisura superficial	ml/ml	120 – 220	90 – 180	Epoxi requiere mayor penetración/volumen efectivo si hay microfisuras; poliuretano depende del ancho superficial.
Costo de mano de obra (aplicación + preparación)	USD/ml	1,40 – 2,40	0,90 – 1,60	Epoxi demanda mezcla, control y aplicación más lenta; poliuretano es más directo.
Tiempo de ejecución (producción por cuadrilla)	ml/h	8 – 14	14 – 22	Poliuretano permite mayor avance diario (mejor productividad).
Tiempo de aplicación por metro	min/ml	4,5 – 7,5	2,5 – 4,5	El poliuretano disminuye tiempo operativo entre 30% y 50%.
Costos indirectos por cierre parcial / señalización	USD/ml	0,60 – 1,20	0,30 – 0,70	Epoxi puede requerir mayor control por curado y puesta en servicio.
Tiempo de curado funcional / puesta en servicio	h	6 – 24	2 – 4 (superficial) / 24 total	Poliuretano reduce interrupción, clave para mantenimiento en operación.
Costo total estimado (material + MO + indirectos)	USD/ml	4,40 – 7,80	2,10 – 4,10	El poliuretano representa un ahorro total estimado de 35% a 55% por metro.
Costo estimado por intervención típica (ej. 100 m de fisuras)	USD	440 – 780	210 – 410	En programas masivos, la diferencia de costo se vuelve determinante.
Resultado económico	—	Mayor costo, mayor exigencia técnica	Menor costo, alta productividad	El poliuretano es más viable para escala vial.
Alternativa más viable (balance técnico-económico)	—	Alta durabilidad, mayor costo	Buen desempeño + menor costo	Poliuretano (B) se posiciona como alternativa operativa más viable.

4 CONCLUSIONES

La inspección inicial permitió comprobar que, aunque estas fisuras presentan una apariencia superficial, su evolución se acelera cuando existen condiciones que facilitan la entrada de humedad y material fino, incrementando el desgaste del pavimento. Por tanto, el reconocimiento oportuno de la tipología, orientación y condiciones superficiales se confirma como un paso clave para seleccionar un tratamiento preventivo adecuado y evitar que el daño derive en fallas mayores.

De la misma forma el sellado de fisuras en pavimentos rígidos constituye una intervención técnicamente normada, cuya eficacia depende tanto del material como del procedimiento de preparación y aplicación. La revisión normativa respalda que la limpieza, el biselado, el secado y el control de la aplicación son requisitos esenciales para asegurar adherencia e impermeabilización efectiva. En consecuencia, el cumplimiento de criterios técnicos establecidos en manuales y guías de conservación vial permite estandarizar la intervención y reducir la probabilidad de fallas prematuras, evidenciándose que el sellado no debe ejecutarse como una práctica empírica, sino como un proceso controlado.

Asimismo, los productos analizados presentan características técnicas diferenciadas que condicionan su desempeño en campo. La resina epoxi de baja viscosidad se identifica como un material de alta adherencia y capacidad de penetración, que favorece un cierre rígido y hermético de la fisura, mostrando ventajas en impermeabilización y estabilidad. Por su parte, el sellante poliuretánico nacional demostró facilidad de aplicación y mayor flexibilidad, lo cual mejora su compatibilidad ante fisuras con movimiento, aunque requiere control riguroso del acabado para evitar discontinuidades en borde. Por tanto, la selección del material debe considerar no solo desempeño teórico, sino su comportamiento práctico y requerimientos operativos.

La preparación de la fisura es un factor determinante en el desempeño del sellado, siendo tan relevante como el producto utilizado. La experiencia constructiva evidenció que actividades como remoción de residuos, biselado, limpieza profunda y control de humedad son condiciones indispensables para lograr adherencia y continuidad del sello. Se verificó que el epoxi exige mayor precisión técnica en mezcla y curado, mientras que el poliuretano facilita una aplicación más rápida, aunque sensible a la calidad del acabado superficial. En consecuencia, el procedimiento constructivo implementado confirma que un sellado efectivo depende de la correcta ejecución integral del proceso y no únicamente del tipo de sellante.

Ambas alternativas son técnicamente viables para el sellado de fisuras superficiales, pero presentan ventajas competitivas distintas. La resina epoxi mostró mejor rendimiento global en adherencia e impermeabilización, además de mayor durabilidad física frente a desgaste superficial. Sin embargo, su rigidez y mayor costo pueden limitar su aplicación masiva. En contraste, el poliuretano evidenció adecuada funcionalidad en condiciones de campo, destacando por su flexibilidad y rapidez operativa, aunque presentó sensibilidad en bordes y cambios leves de textura con el tiempo. Por tanto, el análisis comparativo confirma que la elección óptima depende del criterio dominante: desempeño técnico máximo o eficiencia operativa y económica.

Como conclusión global, se puede afirmar que la resina epoxi de baja viscosidad alcanzó el mejor desempeño técnico integral en el sellado de fisuras, evidenciando alta adherencia, impermeabilización efectiva y mayor resistencia física al desgaste a lo largo del seguimiento. No obstante, el sellante poliuretánico nacional se posiciona como la alternativa más viable para programas de mantenimiento preventivo en red vial debido a su menor costo total por metro lineal, mayor productividad y menor afectación operativa por tiempos de aplicación y puesta en servicio. En consecuencia, los resultados confirman que el uso de epoxi se recomienda en sectores con mayor exigencia técnica, mientras que el poliuretano representa una solución estratégica para intervenciones masivas y sostenibles en pavimento rígido.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. FHWA, U. D. (2022). Moving to a Complete Streets Design Model: A Report to Congress on Opportunities and Challenges. <https://highways.dot.gov/sites/fhwa.dot.gov/files/2022-03/Complete%20Streets%20Report%20to%20Congress.pdf>
2. American Concrete Pavement Association Annual Concrete Pavement Report. 2023. <https://www.acpa.org/association-news/2023-annual-report/>
3. Chávez, C. I. Z., & Hernández, E. H. O. (2023). Estabilización de la subrasante mediante cal y cemento para una obra vial, ubicada en Rocafuerte-Tosagua sector El Junco. Polo del Conocimiento: Revista científico - profesional, 8(11), 907-926. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=9252194>
4. Banco Interamericano de Desarrollo (BID) Diagnóstico de Infraestructura Vial En América. 2021. <https://www.iadb.org/es/infraestructura-la-clave-del-crecimiento-para-america-latina>
5. REDCAM Red de Vigilancia Para La Conservación y Protección de Las Aguas Marinas y Costeras de Colombia – REDCAM. Inst. Investig. Mar. y Costeras "José Benito Vives Andrés" Vinculado al Minist. Ambient. y Desarro. Sosten. 2022, 233
6. Delgado-Salvatierra, K. A., Macías-Sánchez, L. K., & Ortiz-Hernández, E. (2022). Diseño de mezcla asfáltica tipo micropavimento con aditivos. Revista Científica Multidisciplinaria Arbitrada YACHASUN-ISSN: 2697-3456, 6(11 Ed. esp), 91-103. <https://editorialibkn.com/index.php/Yachasun/article/view/269>
7. Hernández, E. H. O., Moncayo, E. H. O., & Sánchez, L. K. M. (2018). Comparativo de las propiedades de un diseño de mezcla Asfáltica en caliente convencional y el uso de polímeros en la carretera Tosagua. Universidad Ciencia y Tecnología, (1), 8-8 <https://uctunexpo.autanabooks.com/index.php/uct/article/view/55>
8. Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO). Informe Anual Del Estado de La Red Vial Estatal 2022-2023; Quito, Ecuador., 2023 <https://www.mit.gob.ec/mtop-entrega-reporte-actualizado-de-la-red-vial-estatal/>
9. Barra, B. S., & Momm, L. (2007). Evaluación empírico-mecánica de las estructuras de pavimentos flexibles comparando herramientas computacionales y datos de pruebas de fatiga en laboratorio. Infraestructura Vial, 9(18), 24-29. <https://revistas.ucr.ac.cr/index.php/rvial/article/view/3136>
10. López, R., Torres, A., & Martínez, P. Evaluación de Sellantes Para Fisuras En Pavimentos Rígidos. Rev. Técnica Ing. Vial 2018, 10, 22–35. <https://www.pavementpreservationsystems.com/publications/EvaluacionSelladoresporDTT.pdf>
11. González, M., & Ramírez, L. Patologías En Pavimentos Rígidos de Hormigón: Diagnóstico y Soluciones. Rev. Ing. Civ. 2020, 15, 45–60. https://www.cementosartigas.com.uy/file_publicaciones/CA_ca_publicacion_006pdf_9.pdf
12. Torres Caicedo, A. F., Vargas Monroy, J. A., & Ortega García, D. F. (2018). Inspección visual del estado patológico y los daños sobre el corredor vial en afirmado y pavimento rígido de las veredas la Argentina, Santa María baja, Santa María alta, el tramo puente Abadía, San José y la vereda la Bendición. <https://repository.ucc.edu.co/entities/publication/12f805ba-962d-4fa9-b325-f1563089dfe2>
13. Pérez, J., Sánchez, F., & Díaz, C. Causas y Efectos de Las Fisuras En Pavimentos de Hormigón. Rev. Construcción y Tecnol. 2017, 8, 88–99. <https://es.scribd.com/document/759453751/FISURAS-EN-LAS-EDIFICACIONES>
14. Monge, C. S., & Hernández, E. O. (2025). Gestión de riesgos en proyectos de infraestructura vial para el transporte en Manabí, Ecuador. 593 Digital Publisher CEIT, 10(3), 778-790. [file:///C:/Users/EDUARDO/Downloads/Dialnet_GestionDeRiesgosEnProyectosDeInfraestructuraVialPa-10287430%20\(3\).pdf](file:///C:/Users/EDUARDO/Downloads/Dialnet_GestionDeRiesgosEnProyectosDeInfraestructuraVialPa-10287430%20(3).pdf)
15. Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO). Manual de Mantenimiento y Conservación de Pavimentos Rígidos. MTO. 2021. <https://es.scribd.com/document/544166007/pdf-tomo-1-manual-de-pavimentos-rigidos-compress>
16. Instituto Americano del Concreto. ACI 224R-01: Control of Cracking in Concrete Structures. Am. Concr. Inst. 2020. https://www.academia.edu/41966086/ACI_224R_01
17. Smith, T., & Jones, D. Concrete Pavements: Design, Construction and Maintenance. New York, NY: McGraw-Hill. 2019. <https://vufind.ucuenca.edu.ec/vufind/Record/75068>

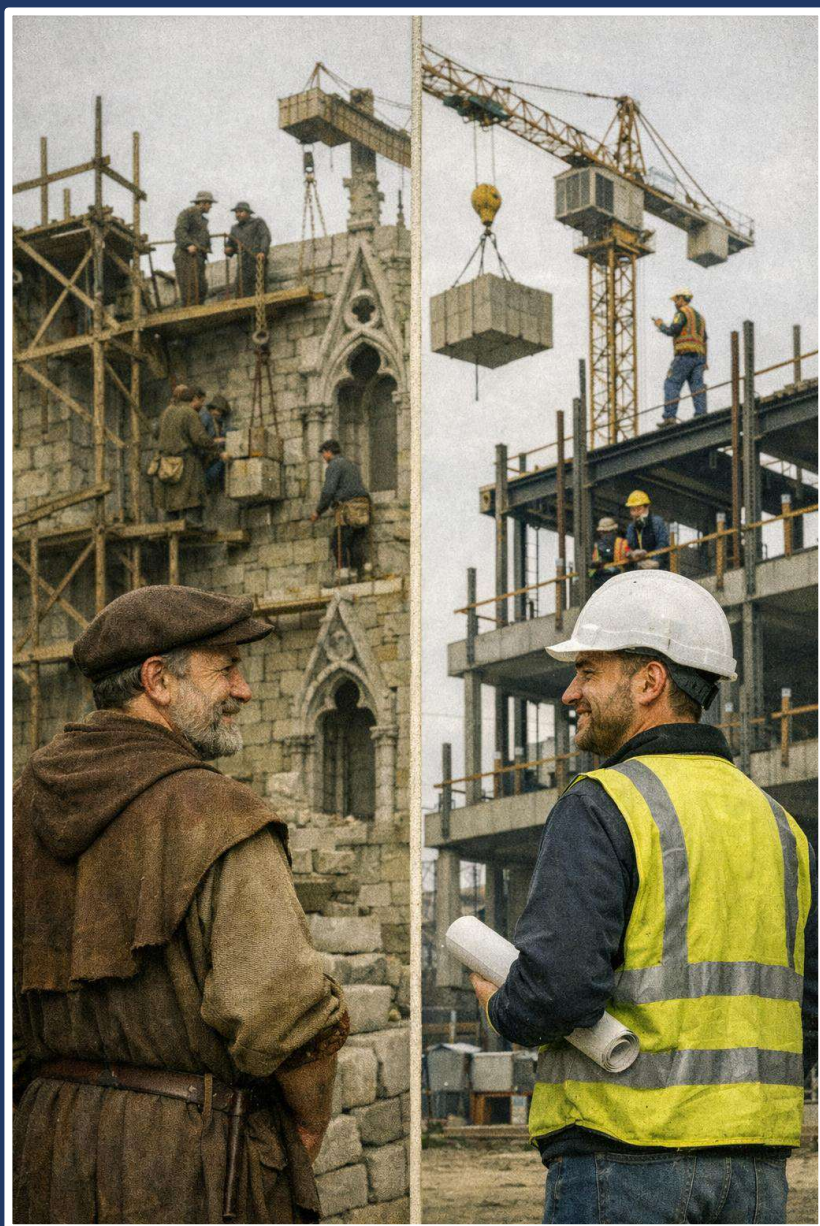
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

18. Gualli Sáez, J. P., & Riera Pozo, L. J. (2025). Variables externas que infieren en el desgaste del pavimento flexible en vías de segundo orden del cantón guano (Bachelor's thesis, Riobamba). <http://dspace.unach.edu.ec/handle/51000/15838>
19. Barreda, M., & Naber, D. Evaluación Comparativa de Sellantes Para Fisuras En Pavimentos. Ing. y Construcción 2020, 12, 35–50. <file:///C:/Users/EDUARDO/Downloads/Comparacinenlaaplicacindesellantesdefosasysifisurasconversussinadhesivo2008-2018.pdf>
20. Lanamme-UCR. Informe de Desempeño de Sellantes En Pavimentos de Concreto. Universidad de Costa Rica. 2019. https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/3112/EIC-Lanamme-INF-07382025_Informe_final_evaluacion_escala_real_19_02_2026.pdf?sequence=1&isAllowed=y
21. Cedeño-Alcívar, B. J., & Mogrovejo, D. Estrategia de Seguridad Vial Para La Reducción de Siniestros de Tránsito Provincia de Manabí. Rev. Científica Multidiscip. Arbitr. Yachasun-ISSN 2697-3456 2023, 7, 94–111. <https://editorialibkn.com/index.php/Yachasun/article/view/394>
22. González, A. M. A., Cevallos, C. V. I., & Hernández, E. H. O. (2023). Evaluación de la señalética vial de la ciudad de Pedernales y propuesta de mejoramiento. Polo del Conocimiento, 8(3), 1178-1195. <https://polodelconocimiento.com/ojs/index.php/es/article/view/5379>
23. Staub de Melo, J. V., Manfro, A. L., Barra, B. S., Dell'Antonio Cadorin, N., & Borba Broering, W. (2023). Evaluation of the rheological behavior and the development of performance equations of asphalt composites produced with titanium dioxide and zinc oxide nanoparticles. Nanomaterials, 13(2), 288. <https://www.mdpi.com/2079-4991/13/2/288>

4

Estabilización De Suelos Con Materiales Reciclados En Vías De Bajo Volumen De Tránsito

Soil Stabilization With Recycled Materials On Roads With Low Traffic Volume



Autores

Justin Calderón Ordóñez
Ing. Civil , Universidad Técnica de
Manabí, Portoviejo, Ecuador
jcalderon6996@utm.edu.ec
<https://orcid.org/0009-0001-8350-1681>

Diego Zambrano Proaño
Ing. Civil , Universidad Técnica de
Manabí, Portoviejo, Ecuador
dzambrano0257@utm.edu.ec
<https://orcid.org/0009-0001-3262-8877>

Eduardo Ortiz-Hernández
Dpto. Matemática, Universidad Técnica
de Manabí, Portoviejo, Ecuador
eduardo.ortiz@utm.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0002-1885-6005>

Nota Editorial: Recibido: 26 de mayo 2026 Aceptado: 16 de junio 2026

4

Estabilización De Suelos Con Materiales Reciclados En Vías De Bajo Volumen De Tránsito

Resumen

El presente estudio analiza la influencia del material RAP como un agente estabilizante en un suelo de mejoramiento, con el objetivo de incrementar su capacidad portante y evaluar su viabilidad técnica, ambiental y económica en aplicaciones viales. Para lo que se realizaron ensayos de laboratorio que incluyen análisis granulométrico, límites de Atterberg, Proctor modificado y CBR que se fue considerando con diferentes porcentajes de RAP, respecto al peso seco del material natural.

Los resultados de los ensayos evidencian que al añadir RAP al material natural mejora significativamente las propiedades mecánicas del mismo. De modo que se obtiene una curva granulométrica más uniforme, una reducción de la plasticidad y una optimización en la compactación. Con respecto a la capacidad portante, el CBR aumento de 22,7% a 37,2% con la incorporación de 40% de RAP, representando un incremento notorio a su resistencia.

Esta investigación permitió determinar que el porcentaje adecuado de RAP para beneficio de la mezcla esta entre el 30-40%, ya que proporciona el mayor valor de aumento de CBR sin ocasionar afectaciones a otras propiedades del material. Con estos valores el material estabilizado cumple con los requisitos establecidos por la normativa AASTHO para su uso como una sub-base en estructuras de pavimentos flexibles.

Palabras Clave

RAP, capacidad portante, agentes estabilizadores, estabilización de suelos, CBR

4

Soil Stabilization With Recycled Materials On Roads With Low Traffic Volume

Abstract

The present study analyzes the influence of RAP material as a stabilizing agent in a breeding soil, with the aim of increasing its bearing capacity and evaluating its technical, environmental and economic viability in road applications. For which laboratory tests were carried out that include particle size analysis, Atterberg limits, modified Proctor and CBR that was considered with different percentages of RAP, with respect to the dry weight of the natural material.

Laboratory tests were carried out that included granulometric analysis, Atterberg limits, modified proctor and CBR, which was considered with different percentages of RAP, with respect to the dry weight of the natural material.

The results of the tests show that adding RAP to the natural material significantly improves its mechanical properties. With respect to the bearing capacity, the CBR increased from 22,7% to 37,2% with the incorporation of 40% of RAP, representing a notable increase in its resistance.

This research allowed us to determine that the adequate percentage of RAP for the benefit of the mixture is between 30-40%, since it provides the highest value of increase in CBR without affecting other properties of the material. With these values, the stabilized material meets the requirements established by the AASTHO regulations for use as a sub-base in flexible pavement structures.

Keywords

RAP, bearing capacity, stabilizing agents, soil stabilization, CBR.

1. INTRODUCCIÓN

Ante la gran demanda de la extracción de canteras y la limitada cantidad de materia prima, ha provocado aumento del daño al medio ambiente, por lo que se ha optado en la reutilización de materiales de desecho que pueden aprovecharse para el desarrollo de pavimentos, el cual ayudaría en fortalecer las capas estructurales del pavimento, aumentando la capacidad de carga y estabilización del suelo, dando como resultado una gran solución en la ingeniería [1]. Un material que se puede aprovechar en reutilizar es el Reclaimed Asphalt Pavement (RAP), debido a sus características granulares puede ayudar a obtener una curva granulométrica más balanceada, lo cual mejora las propiedades mecánicas del suelo.

El RAP es un subproducto resultante del fresado de capas asfálticas deterioradas, y contiene partículas de áridos recubiertas con asfalto envejecido. Su reutilización como material de base o subbase en carreteras contribuye a la economía circular, reduce la demanda de agregados vírgenes y disminuye la huella de carbono en proyectos de infraestructura vial [2]. Varios estudios han demostrado que el RAP puede mejorar las propiedades mecánicas del suelo cuando se utiliza solo o en combinación con agentes estabilizantes.

Una de las problemáticas principales de los suelos de la provincia de Manabí, es la inestabilidad del suelo, incluyendo deslizamientos y baja capacidad portante, especialmente en condiciones de alta humedad. Estas características están relacionadas con el alto contenido de finos y la plasticidad de los suelos, lo que afecta directamente el desempeño de las estructuras viales. [3].

Los suelos arcillosos tienen una peculiar característica, que es su baja resistencia al corte, la cual es de 200 kPa haciéndolo entrar en el grupo de suelos blandos, entre otras características de estos suelos es que suelen presentar una alta compresibilidad, baja resistencia al corte y baja permeabilidad, algunos ejemplos de estos suelos tenemos a la arcilla limosa, la arena arcillosa y el suelo arcilloso orgánico [4].

Existen varios tipos de agentes estabilizadores de suelos, demostrando investigaciones donde emplearon la cal como un aditivo estabilizador de suelos arcillosos, aplicando diversos porcentajes para evaluar como influyó la cal en distintas concentraciones y la efectividad de la misma [5].

Durante el desarrollo del trabajo se busca encontrar el porcentaje óptimo de RAP sin que este afecte a las propiedades mecánicas del material original de cantera. En estudios previos se presentaron resultados de investigación sobre el impacto del RAP en la resistencia del material sin confinamiento, utilizando un porcentaje 40% de suelo natural y 60% de RAP, que podría considerarse una sub capa base [6].

La investigación tiene como objetivo analizar las propiedades físicas y mecánicas de un material de mejoramiento en estado natural original de la cantera y su comportamiento al añadirle un material estabilizante (RAP), así de esta manera poder comparar la capacidad portante del material original de cantera y con el agente estabilizante. A partir de diferentes ensayos se pretende conocer las propiedades del material de mejoramiento y su variación al añadirle cierto porcentaje de RAP para analizar qué tan viable es esta alternativa.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Para poder iniciar los estudios en laboratorio, primero se procedió a la recolección del material fresado, que utilizaremos como agente estabilizador (RAP). Se logró recolectar gran cantidad de muestra, la cual se obtuvo en la Avenida José María Urbina, del cantón Portoviejo. La recolección se realizó directamente de la maquina fresadora, obteniendo un material sin ningún tipo de alteración, el cual fue almacenado en sacos para posteriormente realizar los ensayos en laboratorio como se muestra en la Figura [1].



Fig. 1- Toma de muestra del material fresado Reclaimed Asphalt Pavement (RAP).

Por su parte se recolectó un material de mejoramiento o material seleccionado, original de la cantera, ubicada en la parroquia de Picoazá a 14 km de la ciudad de Portoviejo, con tamaño máximo de 4 pulgadas.



Fig. 2- Toma de muestra del material granular original de cantera.

Para la realización de los ensayos en laboratorio, se conocerán las propiedades mecánicas del material de mejoramiento, teniendo presente las especificaciones técnicas de la norma de la Sociedad Estadounidense para Pruebas y Materiales por sus siglas en inglés (American Society for Testing and Materials) ASTM [7] y además con las normas de MOP-001-F 2002 [8]. El primer ensayo realizado fue referente a la granulometría del material, de manera que nos indicó la distribución de los tamaños de partículas, detallando su clasificación del material granular original de cantera de acuerdo a las normas de la AASHTO [9].

Tabla 1- Resultados de granulometría del material grueso original de cantera.

Tamiz		Retenido Parcial (gr)	Retenido Parcial (%)	Pasante (%)
ASTM	mm			
4"	100,00	00,00	00,00	100,00
3"	75,00	547,00	5,51	94,49
2 ½"	63,50	754,00	7,59	86,90
2"	50,80	351,00	3,53	83,37
1 ½"	38,10	900,00	9,06	74,31
1"	25,40	813,00	8,18	66,12
¾"	19,05	800,00	8,05	58,07
½"	12,70	664,00	6,68	51,38
3/8"	9,53	394,00	3,97	47,42
Nº 4	4,75	822,00	8,28	39,14
Nº 10	2,00	57,27	4,51	34,63
Nº40	0,43	53,08	4,58	30,05
Nº200	0,08	112,80	9,73	20,32
PASA Nº200			20,32	
Total de muestra		9933		

Además, se realizaron ensayos para determinar los límites de Atterberg [10], los cuales constituyen las propiedades únicas de las partículas finas del suelo, que están vinculados con el contenido de humedad. Estos límites permiten establecer los rangos de humedad en los que el suelo fino se comporta como un material en estado líquido, plástico o sólido. Por su parte el índice de plasticidad (IP) corresponde a la diferenciación entre Límite Líquido (LL) y Límite Plástico (LP). Los resultados se detallan en la tabla [2].

Tabla 2- Resultados de los ensayos de los límites de Atterberg según la norma- límite líquido (LL) [10], límite plástico (LP) [10].

Parámetros	Método	Resultados
Límite Líquido (LL)	ASTM D-4318	33,80%
Límite Plástico (LP)	ASTM D-4318	24,36%
Índice de Plasticidad (IP)	ASTM D-4318	9%

En base a los resultados de los ensayos de granulometría y límites de Atterberg, se puede determinar que su clasificación según norma AASHTO lo categoriza como un material grueso A-2-4, conformado por gravas y arenas limosas o arcillosas. La cual posee un contenido de fino del 20,32%, un LL de 33,80% y su IP de 9,00% es decir que el material granular cumple con lo especificado acorde a su plasticidad y cuya caracterización se encuentra dentro del grupo A-2-4 correspondiente a gravas y arenas limosas o arcillosas,

Tabla 3- Parámetros de especificación según la norma AASTHO.

Parámetros	AASTHO
Límite Líquido	Max 40%
Índice de Plasticidad	Max 10%
Tamiz N°200	Max 35%
Caracterización	A-2-4 Gravas y arenas limosas o arcillosas.

Otro ensayo que ayuda a conocer las propiedades mecánicas de los suelos es el ensayo de Proctor modificado en el cual nos basamos según la norma ASTM D-1557 [11], para conocer la densidad máxima que puede obtener el suelo al ser sometido a compactación, dando como resultado una densidad máxima seca (DSM) del material granular original de cantera de 1964 Kg/m³ y una humedad óptima de 13,72%. Dado a estos parámetros de densidad y humedad se continuó con el ensayo de California Bearing Ratio (CBR) [12], obteniendo un valor aproximado de 22,70% y con un esponjamiento promedio de 0,70 %.

Para lograr estabilizar el material granular de mejoramiento y poder aumentar la capacidad portante (CBR) para llegar a considerarse sub-base, se ha considerado utilizar un material reciclado, en este caso RAP. Se optó por hacer dos muestras en la cual la dosificación de la primera aportara un 80% de material de mejoramiento y 20% de RAP, posteriormente se plantea una segunda prueba con una combinación de 60% de material granular de mejoramiento y 40% de RAP de acuerdo a su peso. Obteniendo una comparación de resultados de CBR y determinar la proporción más eficaz para este tipo de material.

Tabla 4- Composición de material para mezcla 1 y 2.

Material	Mezcla 1 (%)	Mezcla 2 (%)
Mejoramiento	80	60
RAP	20	40

3. RESULTADOS

Los resultados de los ensayos de Atterberg que se muestran en la tabla [5], nos evidencia una clara comparación de las distintas muestras.

Tabla 5- Resultados de los ensayos de Atterberg del material original de cantera con el reemplazo de RAP.

	%N° 4	% Fc	% LL	% IP
MEJORAMIENTO	39,14	20,32	33,80	11,09
20%	34,19	20,4	32,43	9,02
40%	34,82	18,77	27,62	7,93

Al examinar la tabla [5], en el límite líquido se observa una disminución progresiva del porcentaje, teniendo un valor inicial de 33,80%, luego disminuyendo a 32,43% en la mezcla con 20% de RAP, esto es debido a la composición del mismo ya que es un material granular el cual está disminuyendo la actividad de los finos que afecta en la absorción y retención de humedad, y posteriormente a 27,62% en la muestra de 40%, una caída más evidente, dejando claro que el RAP ha ocasionado una intervención significativa al aumentar su presencia en el material inicial.

Queda evidenciado que la reducción del %LL es debido a las características granulares e hidrofóbicas que posee el RAP, el cual disminuye el contenido de fino y limita la capacidad de retener humedad. Este efecto se intensificará proporcionalmente al aumento del RAP.

Con relación al índice de plasticidad, se ve un decrecimiento notorio al aumentar la aparición del RAP en la mezcla inicial, teniendo un índice de plasticidad inicial de 11,09% y perdiendo progresivamente su plasticidad, esto ocurre porque al tener partículas de mayor tamaño reduce la proporción de arcillas, lo que limita la cohesión, una gran mejora en cuanto a la reducción de expansión y contracción, además una mayor estabilización.

En la variación de finos entre las dos primeras muestras no se evidencia un cambio marcado, al contrario, al aumentar RAP al 40% existe una clara reducción de finos, gracias a la presencia material granular, el cual genera una curva granulométrica más uniforme y mejorando la estabilidad del material.

Tabla 6- Parámetros de especificación según la norma AASTHO para la clasificación del material con reemplazo de RAP.

Parámetros	AASTHO	20%	40%
Límite Líquido	Max 40%	✓	✓
Índice de Plasticidad	Max 10%	✓	✓
Tamiz N°200	Max 35%	✓	✓
Caracterización	A-2-4 Gravas y arenas limosas o arcillosas.	✓	✓

Con resultados de los ensayos de granulometría y límites de Atterberg de la tabla [6], se puede determinar que las nuevas mezclas de material están caracterizadas como suelo A-2-4 con respecto a la norma AASHTO, una notable diferencia ante el material de mejoramiento original de cantera, pasando de regular a uno excelente a bueno. Este nuevo material al 20% tiene un contenido de fino de 3,18%, un límite líquido de 32,43% y su índice de plasticidad de 9,02%, la segunda mezcla al 40% obtuvo un porcentaje de 8,30% de contenido de fino con un límite líquido de 27,62% y un índice de plasticidad de 7,93%, ambas mezclas aumentaron sus propiedades mecánicas. Dado los resultados de ambas combinaciones se recomienda utilizar la mezcla al 40% de RAP, debido a que representa una notable mejoría en las propiedades mecánicas del material natural de cantera, beneficiando a la disminución del %LL.

Tabla 7- Resultados del ensayo de Proctor modificado según la norma ASTM D-1557 para material con reemplazo de RAP.

	D. MAX SECA	% W ÓPTIMA
MEJORAMIENTO	1964	13,72
20%	1970	13
40%	2070	8,90

En los ensayos de Proctor realizados al material original de cantera, se obtuvo una densidad máxima seca de 1964 Kg/m³ lo cual representa un valor moderado, a su vez la humedad óptima fue de 13,72%, lo que se interpreta como una humedad óptima ligeramente alta, es decir una mayor dependencia de agua al compactarse. Para la mezcla 1 el valor de la densidad máxima fue de 1970 Kg/m³ al ser un valor similar o ligeramente mayor a la inicial, se pudo evidenciar el comienzo del efecto del RAP como estabilizante además mejorar levemente la compactación, por otra parte, en la humedad óptima hubo una pequeña reducción con respecto al material original de cantera lo que se traduce como un menor requerimiento de agua. Por último, la mezcla 2 presentó una densidad máxima seca de 2070 Kg/m³ acompañado de una humedad óptima de 8,90% es decir que aumentó progresivamente la densidad máxima seca y se redujo notablemente la humedad óptima, lo que nos indica que el material es más denso al momento de compactarse debido a que existe una escasez de contenido de finos por consiguiente tendrá menor dependencia de agua.

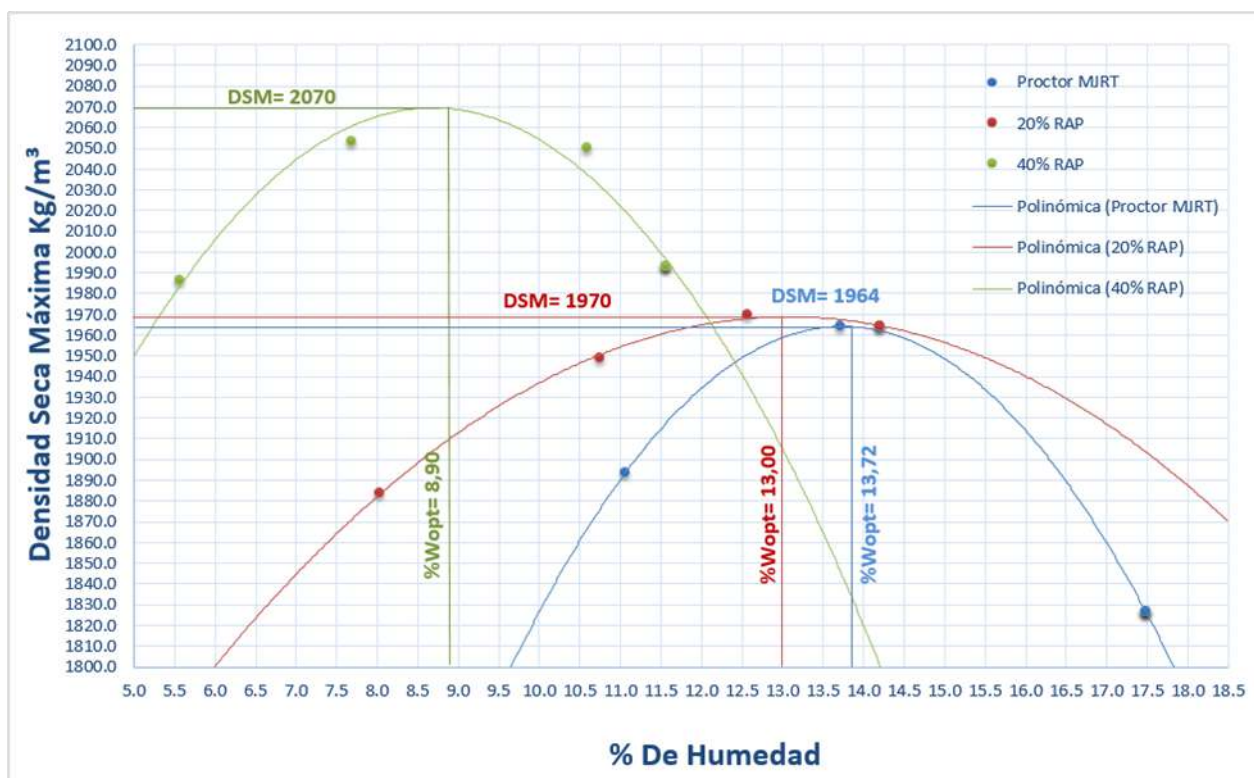


Fig. 3- Comparación de las curvas de compactación del ensayo de Proctor modificado.

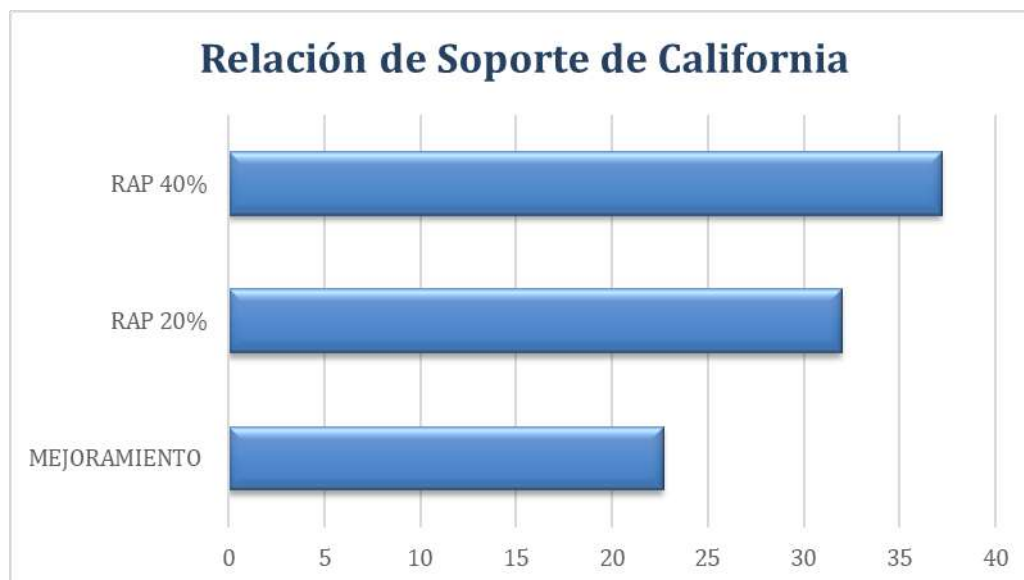


Fig. 4- Comparación de resultados de los ensayos de CBR.

Los resultados de los ensayos de CBR mostrados en la Figura [4] indica que el material original de cantera tiene un CBR de 22.7% lo que significa que tiene una capacidad portante media debido a la presencia de finos con cierta plasticidad, por otra parte, en la mezcla 1 al 20% de RAP el aumento del CBR es notorio llegando a un 32%, demostrando que el RAP funciona como material estabilizante. De igual manera, la segunda mezcla del 40% de RAP alcanzó un CBR de 37% obteniendo un aumento significativo con respecto a los resultados previos, es decir, la mezcla 2 disminuyó el %Fc, aumentando su densidad máxima seca.

Analizando los resultados obtenidos por ambas mezclas se recomienda el uso del RAP al 40%, ya que evidenció un mayor porcentaje correspondiente al CBR, afirmando una mejora considerable respecto al material natural de cantera, esto confirma que el RAP está actuando como un agente estabilizador mejorando las capacidades portantes del suelo.

4 CONCLUSIONES

A partir de los resultados de los ensayos de granulometría y límites de Atterberg, se evidenció que al incorporar el RAP en el material de mejoramiento aumentaron las propiedades mecánicas del mismo. El límite líquido (LL) disminuyó progresivamente, teniendo inicialmente un 33,27% en el material natural y alcanzando un 27,62% con el 40 % de RAP. Esto nos indica que el material obtuvo una menor capacidad de absorber humedad, además, una disminución de la plasticidad dando un comportamiento más estable frente a la variación de humedad. De igual manera, el índice de plasticidad (IP) tuvo su disminución notable pasando de 10,56% a 9,02% y finalmente 7,93% con el aumento de RAP, es decir, una menor afectación a deformaciones plásticas dando una mejor estabilidad al suelo. En cuanto al contenido de finos, aunque no hubo una variación tan pronunciada si se dio una ligera mejora en la curva granulométrica siendo más uniforme.

Entre las mezclas realizadas, la combinación que incorpora RAP al 40% del peso seco del material original de cantera produjo un crecimiento destacado en la densidad máxima seca teniendo inicialmente 1964 Kg/m³ y pasando a tener 2070 Kg/m³, asimismo, una reducción considerable de la humedad óptima hasta llegar a 8,9% de un inicial de 13,72%, lo cual indica un comportamiento más granular, estable y eficiente. Por otra parte, los resultados del ensayo California Bearing Ratio (CBR) el porcentaje del 40% representa el mejor valor alcanzado dando un CBR de 37,2%, demostrando una mejora clara con el material inicial de mejoramiento que aportaba un CBR de 22,7%, esto confirma que el RAP utilizado como agente estabilizador si mejora la capacidad portante del suelo, convirtiéndolo en un material apto para utilizarlo en capas estructurales de pavimentos, especialmente en sub-bases y mejoramiento.

De acuerdo con los criterios de la normativa AASHTO, el material original de cantera estabilizado con 40% de RAP presenta un CBR de 37,2%, este puede ser clasificado como una sub-base. Este valor supera el mínimo requerido (30%), evidenciando una adecuada capacidad portante. Además, las mejoras en la granulometría y la reducción de la plasticidad consolidan su eficiencia para aplicaciones en estructuras de pavimento.

En conclusión, es notable la mejora del material al utilizar RAP al 40% mostrando cambios evidentes del aumento de la capacidad portante y el porcentaje óptimo para este tipo de material se encuentra entre 30-40% debido que al pasar de 40% empieza a disminuir su CBR. El RAP como agente estabilizador es una opción técnica viable frente a otros métodos tradicionales más costosos y contaminantes, dando una solución ecológica y económica al aprovechar estos residuos disminuyendo el impacto ambiental de la industria de la construcción.

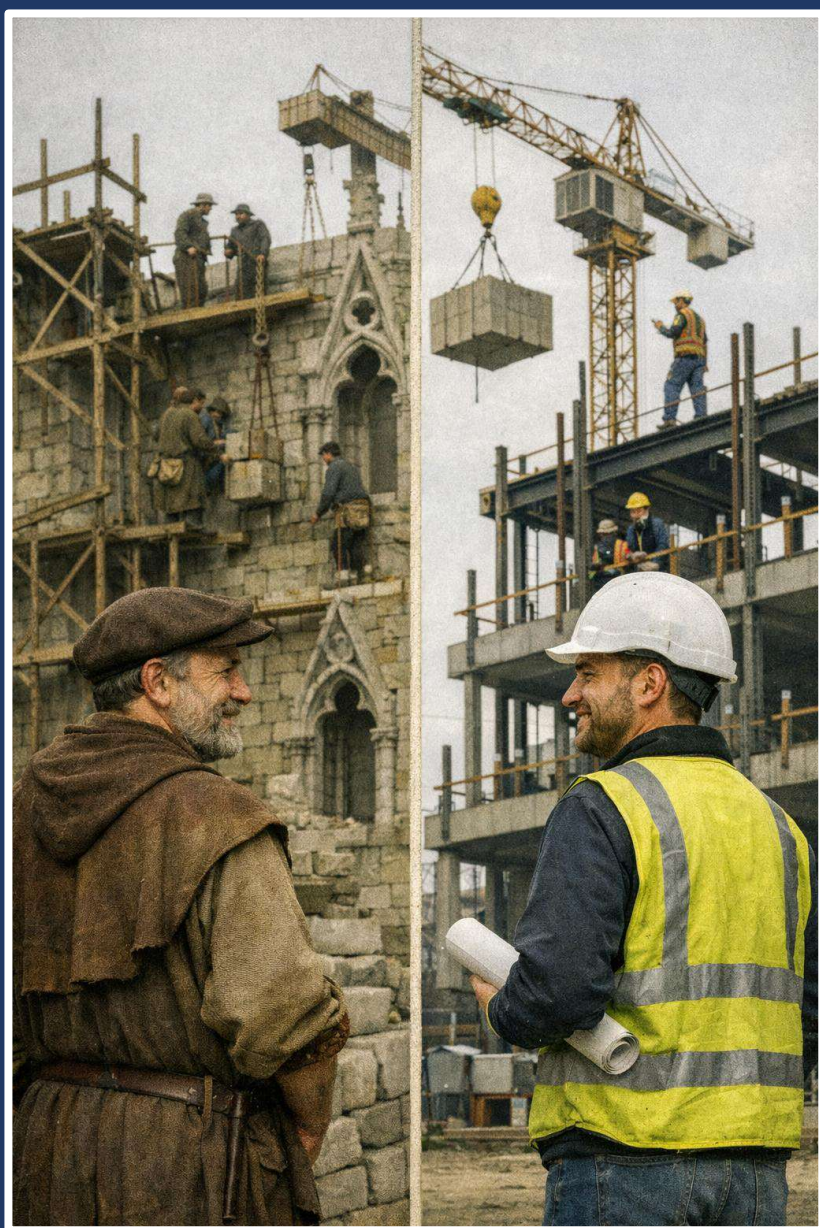
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Kamil, R. K., & Al-Jumaili, M. A. (2024). Impacto de la adición de pavimento asfáltico reciclado (RAP) en las propiedades de la capa de subbase. *AIP Conference Proceedings*. <https://doi.org/10.1063/5.0238390>
2. Cueto Ramos, O. M., & Rozo Álvarez, C. A. (2022). Análisis Aplicativo Del Pavimento Asfáltico Reciclado (RAP) en Colombia. <https://hdl.handle.net/20.500.12494/45691>
3. Barragán Triana, K. S., & Cabrera Verdezoto, R. P. (2024). Estudio geológico-geotécnico para la estabilización de deslizamientos en la vía Simbocal en San Antonio-San Vicente, provincia de Manabí. *Revista Científica de Innovación Educativa y Sociedad Actual "ALCON"*, 4(4), 239–248. <https://doi.org/10.62305/alcon.v4i4.255>
4. Al-Khafaji, R. D. (2023). Estabilización de suelos blandos mediante un aglutinante sostenible compuesto por escoria de explosión granulada molida (GGBS) y polvo de horno de cemento (CKD). *Recycling*, 8(1), 10. <https://doi.org/10.3390/recycling8010010>.
5. Mendoza, J. D. M., & Hernández, E. O. (2024). Efectividad de la cal como aditivo estabilizador según el grado de expansión de la arcilla. *Revista Científica Arbitrada Multidisciplinaria PENTACIENCIAS*, 6(1), 203–213. <https://doi.org/10.59169/pentaciencias.v6i1.983>
6. Lima, D., Arrieta-Baldovino, J., & Izzo, R. L. (2023). Sustainable use of recycled asphalt pavement in soil stabilization. *Civil Engineering Journal*, 9(9), 2315–2329. <https://doi.org/10.28991/CEJ-2023-09-09-016>
7. ASTM, D., Test, W. A., Test, C. S., & Test, A. R. (1950). American society for testing and materials (ASTM). *American Association of State Highway and Transportation Officials-AASHTO Standards, United States*. <https://www.astm.org/>
8. Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2002). *Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes: MOP-001-F 2002*. https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2021/01/MPR_Chimborazo_Cumanda_Especificaciones-Tecnicas-MOP-001-F-2002.pdf
9. ASTM International. (2025). *ASTM D2487-17(2025): Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)*. <https://doi.org/10.1520/D2487-17R25>
10. ASTM International. (2017). *ASTM D4318-17e1: Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils*. <https://doi.org/10.1520/D4318-17E01>
11. ASTM International. (2021). *ASTM D1557-12R21: Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³))*. <https://doi.org/10.1520/D1557-12R21>
12. ASTM International. (2021). *ASTM D1883-21: Standard test method for California Bearing ratio (CBR) of laboratory-compacted soils*. <https://doi.org/10.1520/D1883-21>

5

Diseño Sísmico Basado En Desempeño – Muro Estructural

Performance-based Seismic Design – Structural Wall



Autores

Gilbert Adrián Añazco Campoverde
Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala,
Ecuador
ganazco@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0002-9071-1601>

Paúl André Añazco Campoverde
Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala,
Ecuador
panazco@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0001-8981-3769>

Elsi América Romero Valdiviezo
Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala,
Ecuador
eromero@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0001-7482-7324>

Doménica Paulette Berrú Minuche
Arquitecta, Universidad Técnica de Machala,
Ecuador
dberru2@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0001-7540-0488>

Juan Carlos Berrú Cabrera
Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala,
Ecuador
jberru@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0003-0505-9135>

Cesar Augusto Solano de la Sala Montero
Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala,
Ecuador
csolano@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0002-2887-3087>

Nota Editorial: Recibido: 16 de diciembre 2025 Aceptado: 24 de junio 2026

5

Diseño Sísmico Basado En Desempeño – Muro Estructural

Resumen

En la presente investigación, se realizó el diseño sísmico basado en desempeño de un muro estructural de hormigón armado de 36,0 m de altura, 6,0 m de ancho y 0,3 m de espesor ubicado en la costa del Ecuador a través de un análisis estático no lineal (AENL) y un análisis dinámico no lineal (ADNL) con la finalidad de evaluar analíticamente el espesor mínimo que recomienda el ACI 318 en muros esbeltos controlados por flexión. En el modelo matemático desarrollado en el software SAP2000 se incluyó la no linealidad geométrica y la no linealidad del material.

Dentro de los principales resultados del AENL, se obtuvo la curva de capacidad, el punto de desempeño, la ductilidad y el factor de sobrerresistencia. En cuanto a la estabilidad global, para el nivel del sismo de diseño (DBE), la estructura cumple con el objetivo de desempeño de ocupación inmediata (IO), mientras que para el nivel del sismo máximo considerado (MCE), el muro asegura la protección de vida (LS).

En el ADNL, para la estabilidad global, el promedio de las máximas derivas de entrepiso es inferior a la máxima permitida (2,0% para DBE y 4,0% para MCE) por lo que se cumple favorablemente con este criterio. En cuanto a la estabilidad local, el promedio de la máxima rotación del primer entrepiso es inferior a la máxima permitida (0,5% para DBE y 1,5% para MCE), lo que asegura que la estructura cumpla con el objetivo de desempeño IO para DBE y LS para MCE.

Palabras Clave

análisis dinámico no lineal, análisis estático no lineal, desempeño sísmico, muro estructural..

5

Research Paper

Performance-based Seismic Design – Structural Wall

Abstract

In this research, the performance-based seismic design of a reinforced concrete structural wall measuring 36,0 m in height, 6,0 m in width, and 0,3 m in thickness, located on the coast of Ecuador, was carried out through a nonlinear static analysis (NSA) and a nonlinear dynamic analysis (NDA) in order to analytically evaluate the minimum thickness recommended by ACI 318 for slender flexure-controlled walls. In the mathematical model developed in the SAP2000 software, both geometric nonlinearity and material nonlinearity were included.

Among the main results of the NSA, the capacity curve, performance point, ductility, and overstrength factor were obtained. Regarding global stability, for the design earthquake level (DBE), the structure meets the immediate occupancy (IO) performance objective, while for the maximum considered earthquake level (MCE), the wall ensures life safety (LS).

In the NDA, for global stability, the average of the maximum inter-story drifts is below the maximum allowable limit (2,0% for DBE and 4,0% for MCE), thus favorably satisfying this criterion. Regarding local stability, the average of the maximum rotation at the first story is below the maximum allowable limit (0,5% for DBE and 1,5% for MCE), ensuring that the structure meets the IO performance objective for DBE and LS for MCE.

Keywords

nonlinear dynamic analysis, nonlinear static analysis, seismic performance, structural wall.

1. INTRODUCCIÓN

El análisis estructural ha experimentado una transformación significativa en las últimas décadas, impulsado por la necesidad de evaluar el comportamiento de estructuras sometidas a cargas extremas y eventos dinámicos complejos, como sismos, explosiones o vientos huracanados. En este contexto, el análisis estático y dinámico no lineal (AENL y ADNL) emerge como una herramienta indispensable para capturar con precisión la respuesta real de sistemas estructurales bajo condiciones que superan los límites del comportamiento elástico y lineal. A diferencia de los métodos tradicionales (basados en simplificaciones lineales y estáticas), este enfoque integra la variabilidad temporal de las cargas, la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) y la no linealidad del material (plasticidad, fisuración), así como interacciones complejas como el contacto entre elementos o la dependencia de la rigidez en el tiempo [1].

Una de las principales ventajas del AENL y ADNL radica en su capacidad para modelar fenómenos irreversibles, como la degradación de rigidez, la disipación de energía histerética y la redistribución de esfuerzos tras el inicio de daño localizado. Esto permite predecir con mayor exactitud el colapso progresivo, identificar modos de falla no intuitivos y optimizar el diseño mediante una evaluación realista de la ductilidad y capacidad resistente. Además, al considerar la historia completa de carga, el método supera las limitaciones de los análisis estáticos equivalentes o espectrales, que subestiman efectos acumulativos en estructuras sometidas a movimientos sísmicos de larga duración o cargas cíclicas [2].

Los beneficios del AENL y ADNL se extienden también a la innovación en materiales y sistemas estructurales. Por ejemplo, en estructuras con aislamiento sísmico, disipadores de energía o materiales compuestos, el AENL y ADNL facilita la validación de tecnologías avanzadas al simular su respuesta bajo escenarios extremos. Asimismo, contribuye a la sostenibilidad al reducir sobredimensionamientos, optimizar el uso de recursos y prolongar la vida útil mediante estrategias de reparación basadas en daño predecible [3]. En la era de las normativas basadas en desempeño, el AENL y ADNL se consolida como un pilar para diseñar estructuras resilientes, seguras y económicamente eficientes, marcando un hito en la ingeniería moderna frente a los desafíos de un entorno en constante evolución.

El diseño sismorresistente tradicional tiene como objetivo principal evitar el colapso de las construcciones, sin embargo, se ha observado que los daños provocados por grandes terremotos, así como las pérdidas económicas y los costos de reparación han sido excesivos e inesperadamente elevados. Esta situación ha generado una demanda de la sociedad para incorporar objetivos adicionales al diseño sismorresistente. Es así que en 1995 se presentó el documento Visión 2000 [4] integrando y actualizando su contenido en la Norma ASCE 41-23 [5] la cual propone formalmente el uso del diseño basado en desempeño (DBD) y se define como una metodología donde los criterios de diseño estructural se expresan en función de alcanzar un grupo de objetivos.

ASCE 41-23 [5] define cuatro objetivos de desempeño, los que se corresponden con distintos niveles de daño en la construcción. Estos objetivos se definen de forma cualitativa como:

- Operacional (B): La construcción se mantiene en servicio continuo. Daño despreciable en elementos estructurales y no-estructurales. Respuesta prácticamente elástica. Deformación remanente despreciable.
- Ocupación Inmediata (IO): Daño ligero. La mayoría de las actividades y servicios pueden reanudarse luego del terremoto. Fisuración o fluencia menor en algunos elementos estructurales. Deformación remanente despreciable.
- Seguridad de Vida (LS): Daño moderado. La estructura permanece estable, pero con reducción en la resistencia y rigidez. Deformaciones remanentes. El edificio puede quedar fuera de servicio y ser evacuado. La reparación es posible, pero el costo puede ser elevado.
- Prevención de Colapso (CP): Daño severo, pero se evita el colapso. Los elementos no-estructurales pueden caer o fallar. Deformaciones remanentes apreciables.

Los niveles de amenaza sísmica, caracterizados en forma probabilística, se correlacionan mediante una matriz con el daño estructural y el desempeño. La Figura 1 muestra la matriz considerando tres tipos de construcciones básicas, según su importancia o destino.

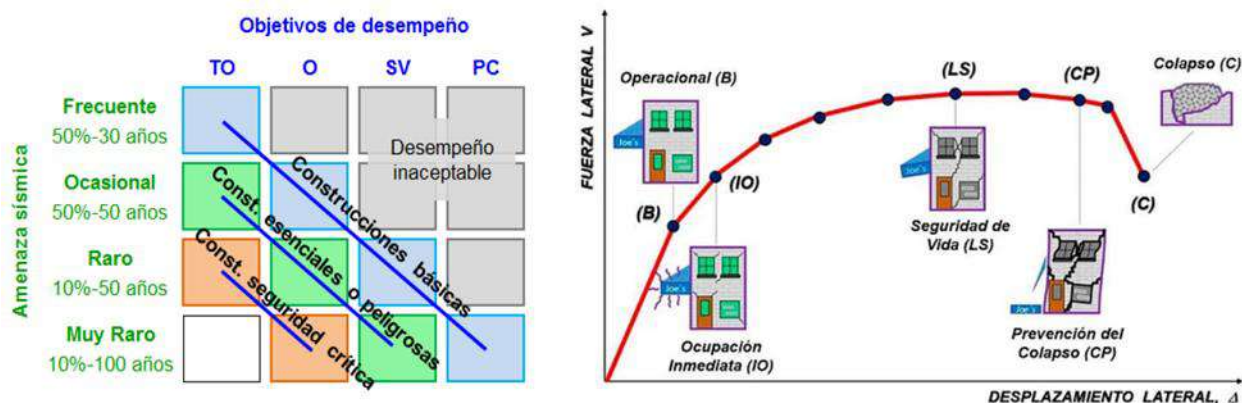


Fig. 1- Relación entre niveles de amenaza sísmica y objetivos de desempeño estructural. Fuente: [5]

Resulta conveniente relacionar el daño con indicadores vinculados al estado de deformación de la estructura, tales como desplazamientos o deformaciones específicas. Algunas propuestas de diseño por desempeño consideran como parámetro principal la deriva de entrepiso. Así, por ejemplo, en la Tabla 1 se presenta la propuesta porcentual en derivas máximas para la Costa y Sierra del Ecuador establecidos por Vera, Zambrano y Reina [6].

Tabla 1- Propuesta porcentual de derivas máximas para la Costa y Sierra del Ecuador. Fuente: [6]

Suelo / Altura	Suelo A	Suelo B	Suelo C	Suelo D	Suelo E
Hasta 2 pisos	0,5	0,5	0,7	0,7	1
Hasta 5 pisos	0,7	0,7	1	1	1
Hasta 10 pisos	1	1	1,5	1,5	1
11 y más pisos	1,5	1,5	2	2	1,5

Suelo / Altura	Suelo A	Suelo B	Suelo C	Suelo D	Suelo E
Hasta 2 pisos	0,5	0,5	0,7	1	1,5
Hasta 5 pisos	1	1	1	1,5	1,5
Hasta 10 pisos	1,5	1,5	1,5	2	2
11 y más pisos	1,5	2	2	2	1,5

La ingeniería sísmica ha experimentado un cambio paradigmático en las últimas décadas, impulsado por lecciones aprendidas de terremotos devastadores y avances en el entendimiento del comportamiento no lineal de las estructuras. Tradicionalmente, los códigos de construcción han adoptado enfoques prescriptivos, centrados en cumplir requisitos mínimos de resistencia mediante fórmulas simplificadas y factores de seguridad genéricos. Estos métodos, aunque útiles para estandarizar procesos, carecen de flexibilidad para adaptarse a las particularidades de cada proyecto y suelen subestimar la complejidad del comportamiento estructural bajo cargas extremas [7]. Por ejemplo, en edificaciones, donde la geometría, materiales y condiciones del suelo varían ampliamente, un código rígido puede conducir a diseños sobredimensionados o, peor aún, insuficientemente resilientes.

El DBD, en contraste, surge como una filosofía holística que prioriza resultados específicos y cuantificables. Su objetivo no es solo evitar el colapso, sino garantizar que la estructura cumpla con niveles predefinidos de funcionalidad, seguridad y reparabilidad ante distintos escenarios sísmicos [8]. Este enfoque se alinea con la demanda creciente de construcciones sostenibles y adaptadas a riesgos locales. En el contexto de edificaciones, el DBD permite a arquitectos e ingenieros tomar decisiones informadas, equilibrando costos, eficiencia y resiliencia, junto con la utilización de materiales tradicionales como el hormigón armado, el acero estructural o sistemas prefabricados [9].

El análisis tiempo-historia es una herramienta central en el DBD por su capacidad para evaluar el comportamiento estructural bajo registros sísmicos reales en el rango plástico. A diferencia de los métodos lineales, que asumen un comportamiento elástico perfecto, el AENL y ADNL revela cómo y dónde se forman rótulas plásticas, cómo se redistribuyen las cargas tras la fluencia y cuál es la capacidad máxima de deformación de la estructura. En edificaciones, donde el uso de hormigón es común en cimentaciones, muros de cortante o marcos especiales, esta metodología permite superar limitaciones de los procesos normativos, garantizando un equilibrio entre seguridad, economía y desempeño sísmico [10].

El DBD en estructuras de hormigón armado abre múltiples líneas futuras de investigación que buscan optimizar su aplicación en ingeniería sísmica y resiliencia. Entre estas destacan la integración de materiales avanzados como hormigones de ultra-alto desempeño (UHPC) y refuerzos con compuestos (FRP), el desarrollo de sistemas híbridos con disipadores de energía o aislamiento basal, y la adaptación a multi-amenazas como sismos, incendios y efectos del cambio climático; además, se exploran métodos de inteligencia artificial para optimización automatizada y *digital twins* que permitan monitoreo en tiempo real [11].

Otras áreas clave incluyen la rehabilitación de estructuras existentes mediante DBD, la aplicación en contextos de bajos recursos con materiales locales y reciclados, y la actualización de normativas para sistemas innovadores. Así mismo, en Chile se investiga el comportamiento sísmico de los muros estructurales de hormigón armado que son un sistema predominante en dicho país, especialmente en edificios de mediana y gran altura, debido a su alta rigidez, capacidad de disipación de energía y eficiencia en zonas sísmicas. Chile, ubicado en una de las regiones más sísmicas del mundo, ha desarrollado normativas y prácticas constructivas avanzadas que han sido puestas a prueba en terremotos recientes, como el de 2010 (8,8 Mw) [12]. El DBD se ha convertido en una herramienta clave para optimizar el comportamiento de estos muros, garantizando no solo la seguridad de los ocupantes, sino también la funcionalidad y reparabilidad de las estructuras tras eventos extremos; debido a esto, el objetivo de la presente investigación se centra en validar analíticamente el espesor mínimo de 0,3 metros que recomienda el ACI 318 [13] para muros estructurales esbeltos controlados por flexión a través de un modelo matemático desarrollado en el software SAP2000 con la finalidad de clasificar su estabilidad global y estabilidad local dentro de los objetivos de desempeño del ASCE/SEI 07 [14] y ASCE/SEI 41 [5].

2. MATERIALES Y MÉTODOS

En primera instancia se realizó el prediseño de un muro estructural de hormigón armado de $36,0\text{ m} \times 6,0\text{ m} \times 0,3\text{ m}$, $f'c = 210\text{ Kg/cm}^2$, $fy = 4200\text{ Kg/cm}^2$, 12 pisos de altura ($3,0\text{ m/piso}$) con un factor $R = 5$, ubicado en la costa del Ecuador, en zona sísmica VI con un factor $Z = 0,5\text{ g}$ sobre suelo tipo "D". El peso propio del muro es de $155,52\text{ Ton}$. El período agrietado es de $0,72\text{ s}$ lo que corresponde a una aceleración espectral elástica $Sa = 1,008\text{ g}$ y a un coeficiente sísmico $Cs = 0,202$. Se utilizó una carga muerta externa $CM = 0,64\text{ Ton/m}^2$, carga viva $CV = 0,20\text{ Ton/m}^2$. Para el peso sísmico se consideró $100\% CM + 25\% CV$ arrojando un total de $354,24\text{ Ton}$. Se ha considerado un área tributaria por piso igual a 24 m^2 . Por tratarse de un prediseño y para tener una primera estimación, se calcularon las fuerzas sísmicas utilizando el método de fuerzas laterales equivalentes. Las demandas en la base del muro corresponden a $Mu = 1785,37\text{ Ton} - \text{m}$, $Vu = 71,41\text{ Ton}$, $Pu = 354,24\text{ Ton}$.

Esta fase previa de diseño se llevó a cabo con la finalidad de validar el espesor mínimo que recomienda el ACI 318 [13] de $0,3\text{ m}$ con un modelo matemático desarrollado en el software SAP2000 a través de un análisis estático y dinámico no lineal utilizando 11 registros sísmicos tomados de la base de datos del PEER [15] (Pacific Earthquake Engineering Research), los cuales fueron escalados a nivel del sismo de diseño (DBE) y sismo máximo considerado (MCE) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 [16] siguiendo el procedimiento establecido en el ASCE/SEI 07 [14]. En el modelo matemático desarrollado en el software SAP2000 se incluyó la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) y la no linealidad del material tanto del hormigón como del acero de refuerzo.

En la Figura 2 se muestra la vista en elevación del muro estructural, mientras que en la Figura 3 se muestra la vista en planta, donde se pueden apreciar los elementos de borde y la sección central del muro.

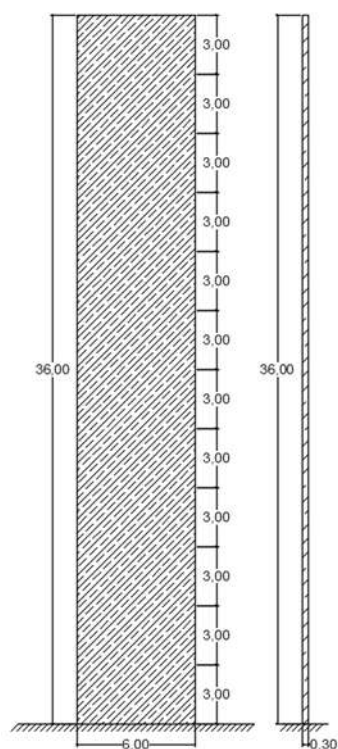


Fig. 2.-Vista en elevación del muro estructural.

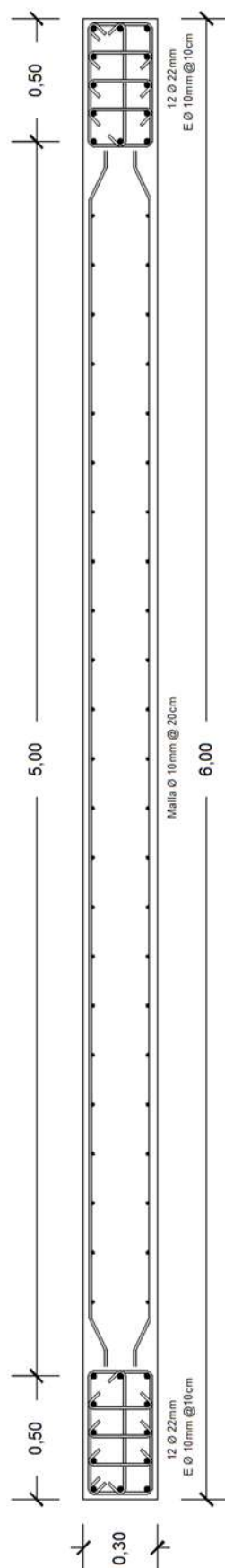


Fig. 3- Vista en planta y sección transversal del muro estructural.

En la Tabla 2 se presentan los 11 registros sísmicos utilizados en el análisis dinámico no lineal, tomados de la base de datos del PEER [15] (Pacific Earthquake Engineering Research). La primera columna 'RSN' representa el número asignado a cada registro sísmico en la plataforma, la segunda columna 'Spectral Ordinate RotD100' representa el *Maximun Direction Spectrum* que especifica el ASCE/SEI 07 [14] para poder hacer el escalamiento de los registros, la tercera, cuarta, quinta y sexta columna representa el nombre del terremoto, el año, la estación y la magnitud con que fueron registrados respectivamente. Finalmente, la última columna representa el mecanismo de falla que provocó el movimiento telúrico, siendo *strike slip* una falla transcurativa, mientras que *Reverse* y *Reverse Oblique* representa una falla de subducción.

Tabla 2- Registros sísmicos utilizados en el ADNL. Fuente: [15]

RSN	Spectral Ordinate	Earthquake Name	Year	Station Name	Magnitude	Mechanism
6	RotD100	"Imperial Valley-02"	1940	"El Centro Array #9"	6,95	strike slip
15	RotD100	"Kern County"	1952	"Taft Lincoln School"	7,36	Reverse
17	RotD100	"Southern Calif"	1952	"San Luis Obispo"	6	strike slip
22	RotD100	"El Alamo"	1956	"El Centro Array #9"	6,8	strike slip
23	RotD100	"San Francisco"	1957	"Golden Gate Park"	5,28	Reverse
24	RotD100	"Central Calif-02"	1960	"Hollister City Hall"	5	strike slip
30	RotD100	"Parkfield"	1966	"Cholame - Shandon Array #5"	6,19	strike slip
50	RotD100	"Lytle Creek"	1970	"Wrightwood - 6074 Park Dr"	5,33	Reverse Oblique
71	RotD100	"San Fernando"	1971	"Lake Hughes #12"	6,61	Reverse
97	RotD100	"Point Mugu"	1973	"Port Hueneme"	5,65	Reverse
100	RotD100	"Hollister-03"	1974	"San Juan Bautista_ 24 Polk St"	5,14	strike slip

En cuanto a la elección de los 11 registros sísmico, estos fueron escogidos directamente de la base de datos del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) porque la mayoría cumplía con provenir del mismo tipo de falla (Reverse = Subducción) y ese el tipo de falla que se tiene en el Ecuador y en todo Sudamérica por lo que sus características son completamente representativas de la amenaza sísmica local.

También se escogieron algunos sismos provenientes de tipo de falla Strike Slip = Falla Transcurativa para capturar la variabilidad de la demanda sísmica y asegurar que la estructura sea resistente ante escenarios diversos, no solo ante uno promedio. Al combinar ambos escenarios, la estructura se evalúa tanto por la fatiga de una larga duración (subducción) como por el impacto severo de un movimiento cercano rápido (transcurativa).

Al usar un conjunto de sismos "mezclados" de distintas fuentes, se reduce el sesgo que provocaría diseñar solo con un tipo de sismo, mejorando la fiabilidad de la estimación de daños. Combinar fallas transcurrentes y subducción permite que el análisis dinámico no lineal cubra tanto la fuerza bruta de alta frecuencia como la larga duración de baja frecuencia, reflejando mejor el comportamiento real de la estructura ante el colapso.

En la Figura 4 y en la Figura 5 se muestra el procedimiento normativo que especifica el ASCE/SEI 07 [14] para encontrar el factor de escala, el cual deberá multiplicar las ordenadas de los 11 registros sísmicos, dejándolos a nivel del sismo de diseño y sismo máximo considerado quedando listos para poder ser ingresados en el software SAP2000.

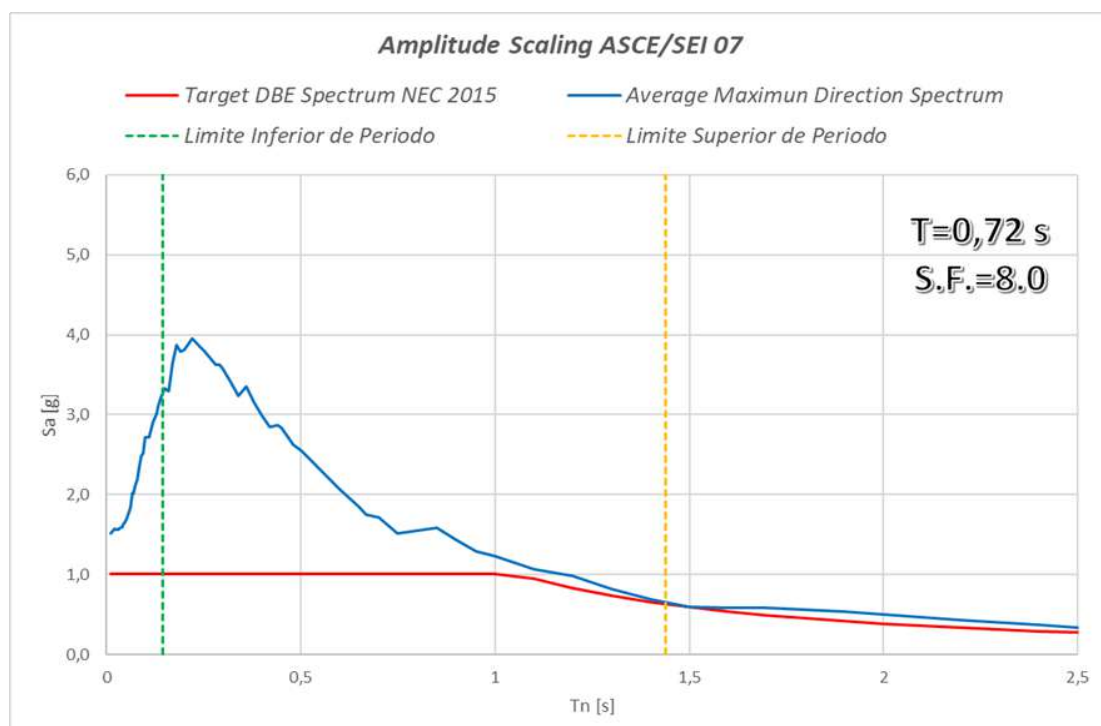


Fig. 4- Factor de escala a nivel del sismo de diseño DBE.

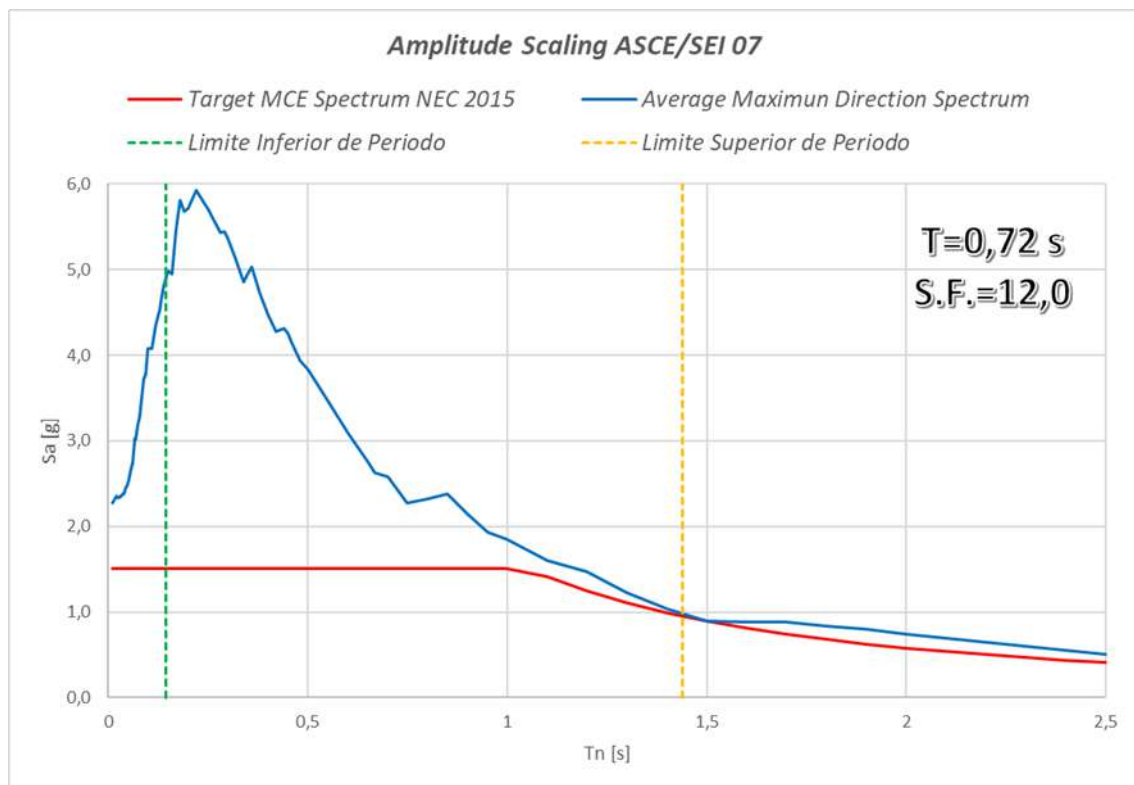


Fig.5- Factor de escala a nivel del sismo máximo considerado MCE.

En la Figura 6 se muestra a) el modelo del muro estructural desarrollado en el software SAP2000, donde se pueden apreciar los elementos de borde y la zona central del muro. Así mismo, se detallan las propiedades no lineales del b) acero de refuerzo longitudinal y transversal, c) hormigón no confinado para la zona central y d) hormigón confinado para los elementos de borde.

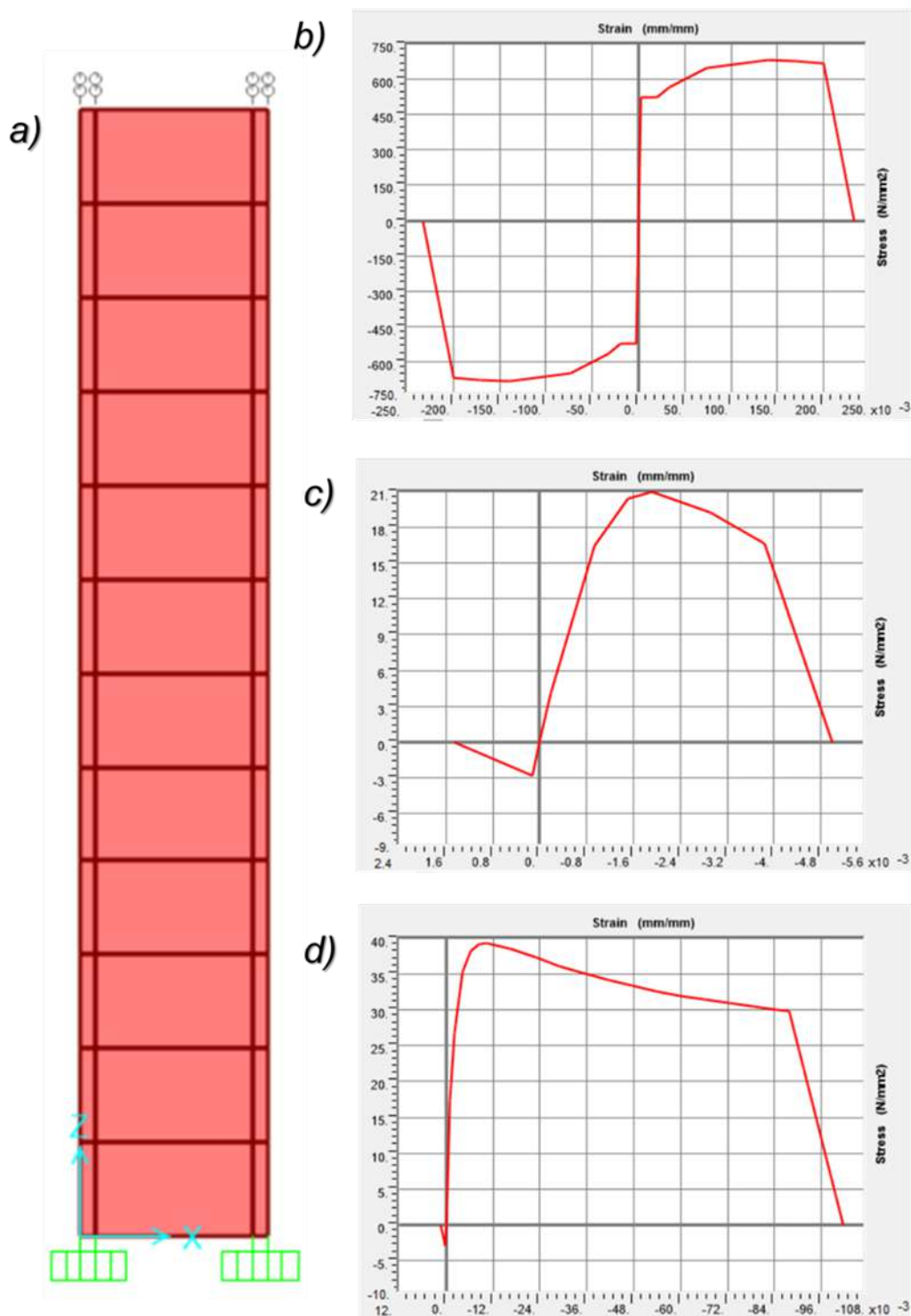
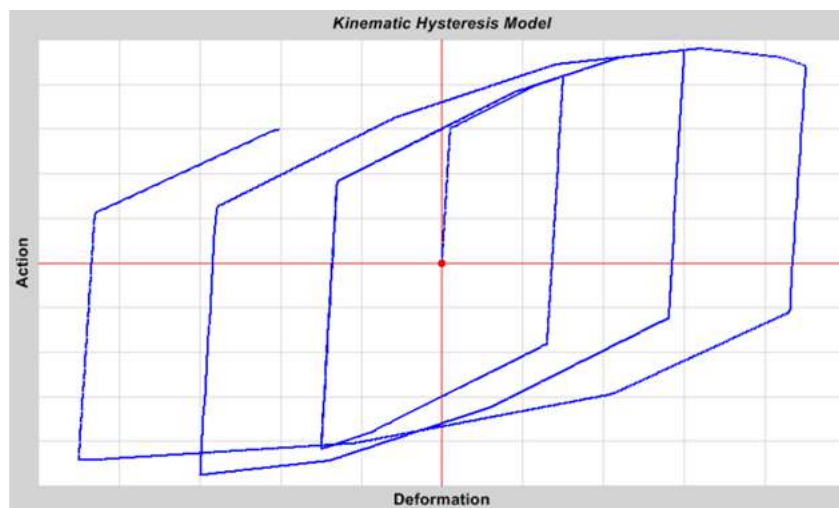


Fig. 6 - a) Modelo del muro estructural en SAP2000 b) Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo c) Curva esfuerzo-deformación del hormigón no confinado d) Curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado

En la Figura 7 se presenta a) el modelo de degradación histérico cinemático para el acero y b) el modelo de degradación takeda para el hormigón. El primer modelo se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático que se observa comúnmente en metales y es el modelo de histéresis predeterminado para todos los materiales metálicos del programa SAP2000. Este modelo disipa una cantidad significativa de energía y es adecuado para materiales dúctiles. El segundo modelo es muy similar al modelo cinemático, pero utiliza un bucle histéresis degradante basado en el modelo de Takeda. Este modelo simple no requiere parámetros adicionales y es más apropiado para hormigón que para metales. Se disipa menos energía que en el modelo cinemático.

a)



b)

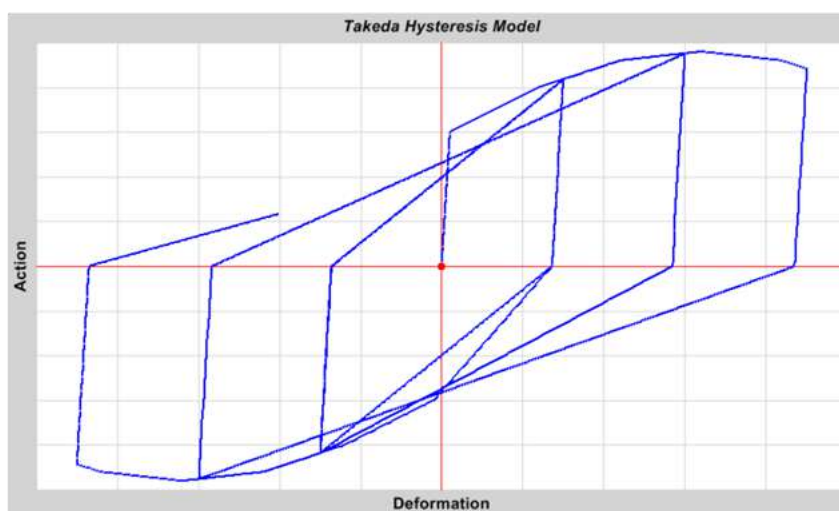
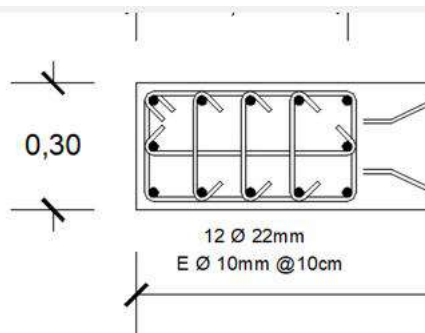


Fig. 7- a) Modelo de degradación histerético cinemático para el acero b) Modelo de degradación histerético takeda para el hormigón.

En la Figura 8 se presenta la manera correcta de ingresar los datos de la sección transversal del muro estructural en el software SAP2000 separándolos en a) elementos de borde y b) zona central del muro. Los elementos de borde tienen un ancho de 0,3 m y un largo 0,5 m, se componen de 12 Φ de 22 mm con un armado de estribos E Φ 10 mm espaciados longitudinalmente cada 10 cm. La zona central del muro tiene un largo de 5 m y se compone de una doble malla Φ 10 mm cada 20 cm.

a)



Layer Definition Data

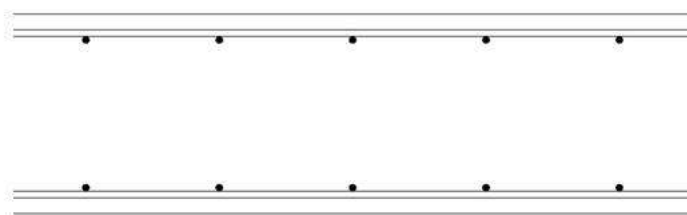
Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Type	Material Component S11	Material Component S22	Material Component S12
Rec. Sup. HA	14.	2.	Shell	2	H.NoConfinado2	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Rec. Sup. HA	14.	2.	Shell	2	H.NoConfinado21	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Acero Trans ...	13.	0.0785	Membrane	1	Barras 10mm	0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Acero Long S...	13.	0.4558	Membrane	1	Barras 22mm	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Nucleo HA	0.	26.	Shell	2	H.NoConfinado2	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Acero Trans ...	0.	0.0785	Membrane	1	Barras 10mm	0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Acero Long Inf	-13.	0.4558	Membrane	1	Barras 22mm	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Acero Trans Inf	-13.	0.0785	Membrane	1	Barras 10mm	0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Rec. Inf. HA	-14.	2.	Shell	2	H.NoConfinado21	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear

Quick Start Add Insert Modify Delete

☐ Highlight Selected Layer Section Name: Muro EB

Transparency Control: < >

b)



Malla Ø 10mm @ 20cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Type	Material Component S11	Material Component S22	Material Component S12
Rec. Sup. HA	14.	2.	Shell	2	H.NoConfinado2	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Rec. Sup. HA	14.	2.	Shell	2	H.NoConfinado21	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Acero Trans ...	13.	0.0465	Membrane	1	Barras 10mm	0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Acero Long S...	13.	0.0465	Membrane	1	Barras 10mm	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Nucleo HA	0.	26.	Shell	2	H.NoConfinado2	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Acero Long Inf	-13.	0.0465	Membrane	1	Barras 10mm	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Acero Trans Inf	-13.	0.0465	Membrane	1	Barras 10mm	0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Rec. Inf. HA	-14.	2.	Shell	2	H.NoConfinado21	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear

Quick Start Add Insert Modify Delete

☐ Highlight Selected Layer Section Name: Muro ZC

Transparency Control: < >

Fig. 8- a) Ingreso de datos del elemento de borde en SAP2000 b) Ingreso de datos de la zona central del muro en SAP2000.

La Tabla 3 presenta el cálculo del patrón de carga lateral a la que será sometido el muro para ejecutar el análisis estático no lineal. Este patrón emula el modo fundamental de vibración de la estructura.

Tabla 3- Cálculo de las fuerzas laterales equivalentes

Fuerzas Laterales / Piso					
Piso #	h acum. [m]	Wi [Ton]	h*Wi [Ton-m]	%	Fi [Ton]
12	36,00	29,52	1062,72	15,4%	10,99
11	33,00	29,52	974,16	14,1%	10,07
10	30,00	29,52	885,60	12,8%	9,16
9	27,00	29,52	797,04	11,5%	8,24
8	24,00	29,52	708,48	10,3%	7,32
7	21,00	29,52	619,92	9,0%	6,41
6	18,00	29,52	531,36	7,7%	5,49
5	15,00	29,52	442,80	6,4%	4,58
4	12,00	29,52	354,24	5,1%	3,66
3	9,00	29,52	265,68	3,8%	2,75
2	6,00	29,52	177,12	2,6%	1,83
1	3,00	29,52	88,56	1,3%	0,92
		Σ	6907,68	Σ	71,41

En la Figura 9 se presenta el criterio utilizado por ASCE 41-23 [5] para calcular y definir los límites de desempeño sísmico. El objetivo totalmente operativo (TO) se considera hasta no sobrepasar el desplazamiento de fluencia “ Δ_y ”, el objetivo operativo (O) se considera hasta no sobrepasar un 30% de la capacidad inelástica, el objetivo de protección de vida (SV) se considera hasta no sobrepasar un 60% de la capacidad inelástica, el objetivo de prevención de colapso (PC) se considera hasta no sobrepasar un 80% de la capacidad inelástica mientras que el Colapso (C) se considera cuando se sobrepasa el 80% de la capacidad inelástica. Para encontrar el punto máximo de capacidad de desplazamiento “ Δ_u ” en el software SAP2000, se debe incrementar el factor de escala de la amenaza sísmica que se esté analizando hasta que la pendiente de la recta bilineal se encuentre alrededor del 2% ($\text{Alfa} = 0,02$). Con este dato, para obtener la capacidad de desplazamiento inelástico “ Δ_p ” se debe de restar “ Δ_u ” menos “ Δ_y ”. La ductilidad máxima “ μ ” se la calcula como Δ_u/Δ_y , la sobrerresistencia “ Ω ” se la calcula como el corte máximo dividido para el corte de diseño. Finalmente, para considerar que el muro es estable luego de ser sometido a la amenaza sísmica, la ductilidad que le queda de reserva debe ser mayor o igual al 50% de la ductilidad máxima, caso contrario, la estructura deberá ser reforzada.

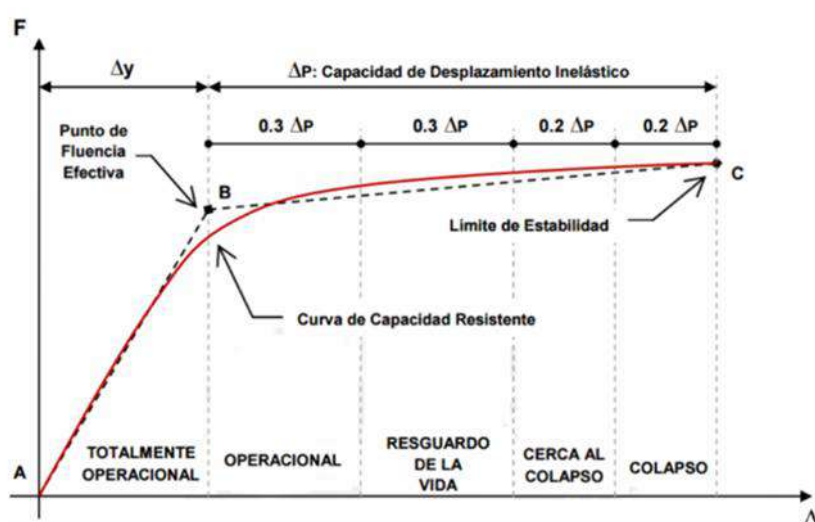


Fig. 9- Curva de capacidad idealizada y definición de los puntos de desempeño para los diferentes objetivos según la metodología de Visión 2000. Fuente: [5]

3. RESULTADOS Y DISCUSIONES

En la Tabla 4 se presentan los resultados del AENL para el nivel del sismo de diseño (DBE). Dentro de los parámetros más importantes se tiene una ductilidad máxima de 32,25, una demanda de ductilidad de 7,37 y una reserva de ductilidad de 24,88 lo que permite concluir que el muro se mantiene seguro. El muro llega a soportar un corte máximo igual a 116,6 Ton que al compararlo con el corte basal de diseño, se obtiene un factor de sobrerresistencia de 1,6.

Tabla 4- Resultados obtenidos para el nivel del sismo de diseño (DBE)

Tipo de Sismo	Sismo de Diseño (DBE)	
Fluencia [cm]	2,76	0,0
	2,76	124,7
Desempeño [cm]	20,33	0,0
	20,33	124,7
IO [cm]	28,63	0,0
	28,63	124,7
LS [cm]	54,50	0,0
	54,50	124,7
CP [cm]	71,75	0,0
	71,75	124,7
Colapso [cm]	89,00	0,0
	89,00	124,7
Ductilidad μ MAXIMA	32,25	
Ductilidad μ DEMANDA	7,37	
Ductilidad μ RESERVA	24,88	
El Muro es Seguro		
V elástico [Ton]	357,1	
V maximo [Ton]	116,6	
V diseño [Ton]	71,4	
Sobrerresistencia Ω_o	1,6	

En la Figura 10 se presenta la curva de capacidad junto con los límites que definen los objetivos alcanzados por la estructura. El punto de desempeño representado por la línea roja vertical entrecortada indica el máximo desplazamiento esperado para el nivel de amenaza sísmica seleccionada, por lo cual, en cuanto a la estabilidad global, el presente muro asegura una ocupación inmediata (IO) tras pasar por el sismo de diseño (DBE).

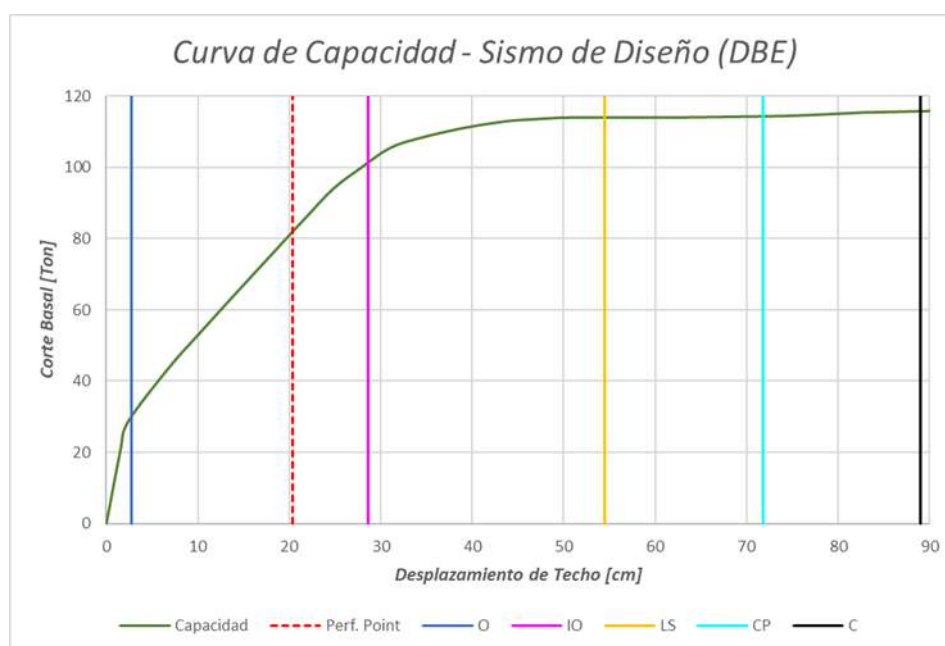


Fig. 10- Curva de capacidad y límites de desempeño para el nivel del sismo de diseño (DBE)

En la Tabla 5 se presentan los resultados del AENL para el nivel del sismo máximo considerado (MCE). Dentro de los parámetros más importantes se tiene una ductilidad máxima de 13,32, una demanda de ductilidad de 5,03 y una reserva de ductilidad de 8,29 lo que permite concluir que el muro se mantiene seguro.

Tabla 5- Resultados obtenidos para el nivel del sismo máximo considerado (MCE)

<i>Tipo de Sismo</i>	<i>Sismo Máximo Considerado (MCE)</i>	
<i>Fluencia [cm]</i>	6,68	0,0
	6,68	124,7
<i>Desempeño [cm]</i>	33,59	0,0
	33,59	124,7
<i>IO [cm]</i>	31,38	0,0
	31,38	124,7
<i>LS [cm]</i>	56,07	0,0
	56,07	124,7
<i>CP [cm]</i>	72,54	0,0
	72,54	124,7
<i>Colapso [cm]</i>	89,00	0,0
	89,00	124,7
Ductilidad μ MAXIMA	13,32	
Ductilidad μ DEMANDA	5,03	
Ductilidad μ RESERVA	8,29	
El Muro es Seguro		
V elástico [Ton]	357,1	
V máximo [Ton]	116,6	
V diseño [Ton]	71,4	
Sobrerresistencia Ω_0	1,6	

En la Figura 11 se presenta la curva de capacidad junto con los límites que definen los objetivos alcanzados por la estructura. El punto de desempeño representado por la línea roja vertical entrecortada indica el máximo desplazamiento esperado para el nivel de amenaza sísmica seleccionado, por lo cual, en cuanto a la estabilidad global, el presente muro asegura la protección de vida (LS) tras pasar por el sismo máximo considerado (MCE).

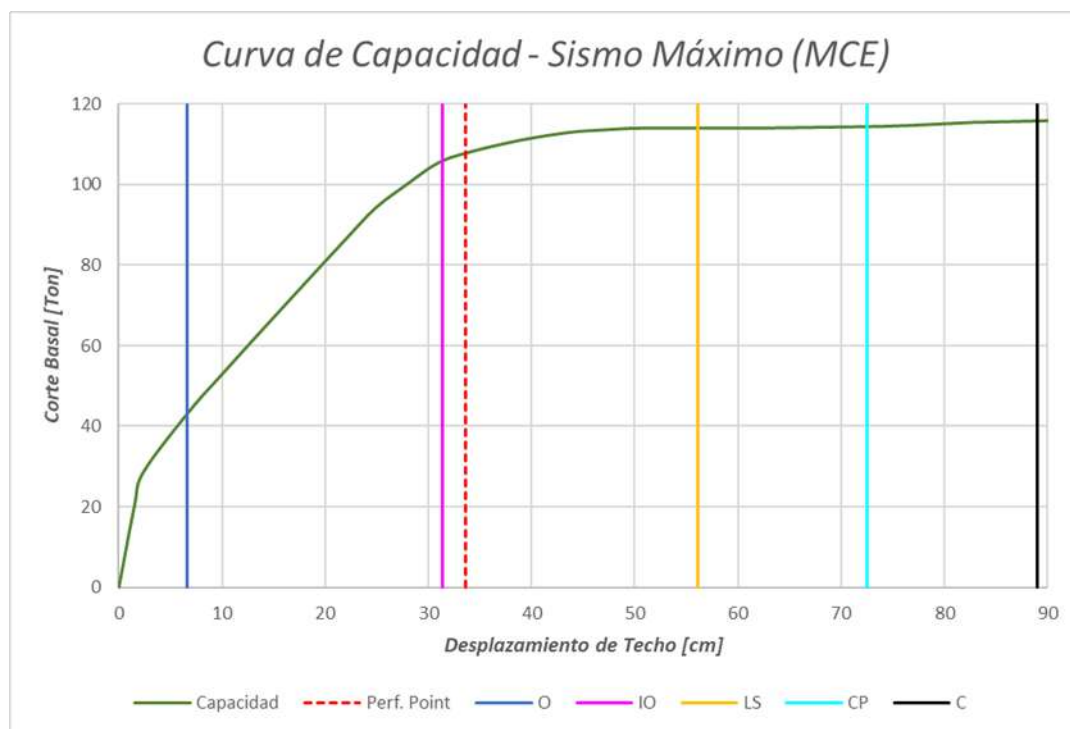


Fig. 11- Curva de capacidad y límites de desempeño para el nivel del sismo máximo considerado (MCE)

Del AENL se obtiene que, para el sismo de diseño (DBE), la ductilidad máxima del muro es de 32,25, mientras que la demanda de ductilidad es de solo 7,37, lo que arroja una reserva de ductilidad de 24,88. Esta alta reserva indica que el muro dispone de una capacidad de deformación inelástica muy superior a la requerida por el nivel de amenaza DBE. Valores de ductilidad máxima de esta magnitud son consistentes con muros de hormigón armado esbeltos y adecuadamente confinados, donde la rotación plástica se concentra en la base y se logra una importante disipación de energía. El punto de desempeño se ubica en 20,33 cm, y al compararlo con los umbrales de la metodología Visión 2000 [4] adoptada por ASCE 41-23 [5], se constata que el muro alcanza el objetivo de Ocupación Inmediata (IO) para el nivel DBE. Esto significa que, tras el evento, el daño sería ligero, las deformaciones remanentes despreciables y la funcionalidad se podría recuperar rápidamente, lo cual es especialmente valioso para edificaciones esenciales o de alta ocupación.

Para el sismo máximo considerado (MCE), la ductilidad máxima se reduce a 13,32, lo cual es esperable porque al aumentar la demanda sísmica (escalamiento de los registros a un nivel más severo) el punto de desempeño se desplaza hacia la rama post-pico de la curva de capacidad, donde la rigidez degradada reduce la ductilidad máxima disponible. No obstante, la demanda de ductilidad es de 5,03 y la reserva de 8,29 sigue siendo positiva, asegurando estabilidad global. El punto de desempeño de 33,59 cm se ubica dentro del rango de Seguridad de Vida (LS) según la clasificación de ASCE 41-23 [5]. Este resultado es coherente con la filosofía del diseño basado en desempeño (DBD): se acepta daño moderado y deformaciones remanentes bajo el terremoto extremo, pero se evita el colapso y se protege la vida de los ocupantes.

El factor de sobrerresistencia (Ω) calculado es de 1,6 (corte máximo 116,6 Ton frente a corte de diseño 71,4 Ton). Este valor se encuentra dentro del rango típico para muros de hormigón armado (Ω entre 1,5 y 2,0) y refleja la contribución de: (i) el acero de refuerzo por encima del mínimo requerido, (ii) el confinamiento de los elementos de borde, y (iii) la resistencia no considerada en el diseño elástico (por ejemplo, la contribución del hormigón a la flexo compresión más allá de la resistencia nominal). Un Ω de 1,6 indica que la estructura posee un margen adicional frente a incertidumbres en la demanda sísmica o en las propiedades de los materiales, lo que es favorable para la robustez del sistema.

En la Tabla 6 se presentan los resultados del ADNL en cuanto a las derivas de entrepiso para verificar la estabilidad global del muro estructural a nivel del sismo de diseño DBE.

Tabla 6- Derivas de entepiso para nivel sismo de diseño DBE

	Derivas de Entepiso Máximas para Nivel Sismo de Diseño (DBE)											
	Sismo 1			Sismo 2			Sismo 3			Sismo 4		
Piso 12	Max	0,026111	4,06%	Max	0,017032	1,70%	Max	0,004452	0,50%	Max	0,012068	1,26%
	Min	-0,040627		Min	-0,01698		Min	-0,004995		Min	-0,012615	
Piso 11	Max	0,025974	4,06%	Max	0,016936	1,69%	Max	0,004446	0,50%	Max	0,012035	1,26%
	Min	-0,040565		Min	-0,016898		Min	-0,004986		Min	-0,012584	
Piso 10	Max	0,025571	4,04%	Max	0,01666	1,67%	Max	0,004422	0,49%	Max	0,011899	1,25%
	Min	-0,040364		Min	-0,016646		Min	-0,004947		Min	-0,012456	
Piso 9	Max	0,024776	4,00%	Max	0,016119	1,62%	Max	0,004359	0,48%	Max	0,011595	1,22%
	Min	-0,039957		Min	-0,016174		Min	-0,004846		Min	-0,012165	
Piso 8	Max	0,023518	3,93%	Max	0,015344	1,55%	Max	0,004229	0,47%	Max	0,01109	1,17%
	Min	-0,039293		Min	-0,015527		Min	-0,004658		Min	-0,011676	
Piso 7	Max	0,021661	3,84%	Max	0,014352	1,48%	Max	0,004009	0,44%	Max	0,010363	1,10%
	Min	-0,038382		Min	-0,014784		Min	-0,00437		Min	-0,010963	
Piso 6	Max	0,019217	3,71%	Max	0,013211	1,39%	Max	0,003692	0,40%	Max	0,0094	1,00%
	Min	-0,037146		Min	-0,013864		Min	-0,003982		Min	-0,010013	
Piso 5	Max	0,016365	3,57%	Max	0,011919	1,26%	Max	0,003269	0,35%	Max	0,008234	0,88%
	Min	-0,035661		Min	-0,012646		Min	-0,003546		Min	-0,008814	
Piso 4	Max	0,013724	3,37%	Max	0,010494	1,11%	Max	0,002738	0,30%	Max	0,006925	0,74%
	Min	-0,033699		Min	-0,011081		Min	-0,003045		Min	-0,007368	
Piso 3	Max	0,012326	3,06%	Max	0,009015	0,90%	Max	0,002098	0,24%	Max	0,005353	0,57%
	Min	-0,03061		Min	-0,009009		Min	-0,002397		Min	-0,00568	
Piso 2	Max	0,00976	2,36%	Max	0,007361	0,74%	Max	0,001381	0,17%	Max	0,003497	0,37%
	Min	-0,023552		Min	-0,00636		Min	-0,001668		Min	-0,003745	
Piso 1	Max	0,004152	0,94%	Max	0,00346	0,35%	Max	0,000526	0,07%	Max	0,001292	0,14%
	Min	-0,009427		Min	-0,002547		Min	-0,00069		Min	-0,001394	

	Derivas de Entrepiso Máximas para Nivel: Sismo de Diseño (DBE)											
	Sismo 5			Sismo 6			Sismo 7			Sismo 8		
Piso 12	Max	0,003758	0,38%	Max	0,003684	0,37%	Max	0,018026	1,80%	Max	0,002822	0,90%
	Min	-0,002697		Min	-0,003529		Min	-0,017123		Min	-0,00896	
Piso 11	Max	0,003701	0,37%	Max	0,003677	0,37%	Max	0,017978	1,80%	Max	0,002805	0,89%
	Min	-0,002691		Min	-0,003521		Min	-0,017091		Min	-0,008866	
Piso 10	Max	0,003534	0,35%	Max	0,003652	0,37%	Max	0,017808	1,78%	Max	0,002764	0,86%
	Min	-0,002669		Min	-0,003491		Min	-0,01698		Min	-0,008598	
Piso 9	Max	0,003255	0,33%	Max	0,003592	0,36%	Max	0,01744	1,74%	Max	0,002679	0,81%
	Min	-0,002627		Min	-0,003415		Min	-0,01673		Min	-0,008148	
Piso 8	Max	0,002869	0,29%	Max	0,003473	0,35%	Max	0,016844	1,68%	Max	0,002519	0,75%
	Min	-0,002565		Min	-0,003267		Min	-0,01633		Min	-0,007529	
Piso 7	Max	0,002401	0,25%	Max	0,003276	0,33%	Max	0,015913	1,59%	Max	0,00228	0,68%
	Min	-0,002474		Min	-0,003036		Min	-0,015835		Min	-0,006794	
Piso 6	Max	0,001891	0,23%	Max	0,002993	0,30%	Max	0,01466	1,53%	Max	0,001967	0,60%
	Min	-0,002326		Min	-0,00272		Min	-0,015304		Min	-0,005966	
Piso 5	Max	0,001486	0,21%	Max	0,002626	0,26%	Max	0,013168	1,45%	Max	0,001597	0,51%
	Min	-0,002094		Min	-0,002386		Min	-0,014535		Min	-0,005062	
Piso 4	Max	0,001522	0,18%	Max	0,00218	0,22%	Max	0,011535	1,34%	Max	0,001224	0,41%
	Min	-0,001778		Min	-0,002017		Min	-0,013365		Min	-0,004093	
Piso 3	Max	0,001488	0,15%	Max	0,001655	0,17%	Max	0,009561	1,16%	Max	0,001135	0,31%
	Min	-0,001379		Min	-0,001593		Min	-0,011647		Min	-0,003059	
Piso 2	Max	0,001277	0,13%	Max	0,001059	0,11%	Max	0,007232	0,90%	Max	0,000932	0,19%
	Min	-0,000899		Min	-0,001078		Min	-0,009011		Min	-0,001938	
Piso 1	Max	0,000631	0,06%	Max	0,000395	0,04%	Max	0,003599	0,39%	Max	0,000449	0,07%
	Min	-0,00041		Min	-0,000428		Min	-0,003936		Min	-0,000705	

Derivas de Entepiso Máximas para Nivel Sismo de Diseño (DBE)											
	Sismo 9			Sismo 10			Sismo 11	Promedio	Valor Admisible	Criterio Estabilidad Global	
Piso 12	Max	0,013487	1,35%	Max	0,013734	1,63%	Max	0,004865	1,33%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,008943		Min	-0,016305		Min	-0,00682			
Piso 11	Max	0,013357	1,34%	Max	0,013677	1,63%	Max	0,004841	1,32%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,008859		Min	-0,016289		Min	-0,006743			
Piso 10	Max	0,012952	1,30%	Max	0,013477	1,62%	Max	0,00476	1,31%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,00888		Min	-0,016213		Min	-0,006511			
Piso 9	Max	0,012247	1,22%	Max	0,013054	1,60%	Max	0,004588	1,27%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,008075		Min	-0,016025		Min	-0,006085			
Piso 8	Max	0,011181	1,12%	Max	0,012374	1,58%	Max	0,00433	1,22%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,007422		Min	-0,015774		Min	-0,005472			
Piso 7	Max	0,009913	0,99%	Max	0,01141	1,54%	Max	0,003998	1,15%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,006629		Min	-0,015365		Min	-0,004706			
Piso 6	Max	0,009051	0,91%	Max	0,010158	1,47%	Max	0,003622	1,08%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,005897		Min	-0,014711		Min	-0,003837			
Piso 5	Max	0,008516	0,85%	Max	0,008629	1,37%	Max	0,003231	1,01%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,004908		Min	-0,013749		Min	-0,003371			
Piso 4	Max	0,008014	0,80%	Max	0,008864	1,24%	Max	0,002817	0,91%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,004027		Min	-0,012447		Min	-0,00321			
Piso 3	Max	0,007202	0,72%	Max	0,004924	1,07%	Max	0,002332	0,78%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,00338		Min	-0,010678		Min	-0,002812			
Piso 2	Max	0,005546	0,56%	Max	0,002986	0,81%	Max	0,001667	0,60%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,00267		Min	-0,008106		Min	-0,002075			
Piso 1	Max	0,0025	0,25%	Max	0,001115	0,34%	Max	0,000698	0,25%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,001276		Min	-0,003387		Min	-0,000883			

En la Figura 12 se presenta gráficamente los resultados de la Tabla 6 la cual muestra las derivas de entepiso promedio a nivel del sismo de diseño con la finalidad de compararlas con la máxima deriva admisible del 2,00% y verificar el criterio de estabilidad global.

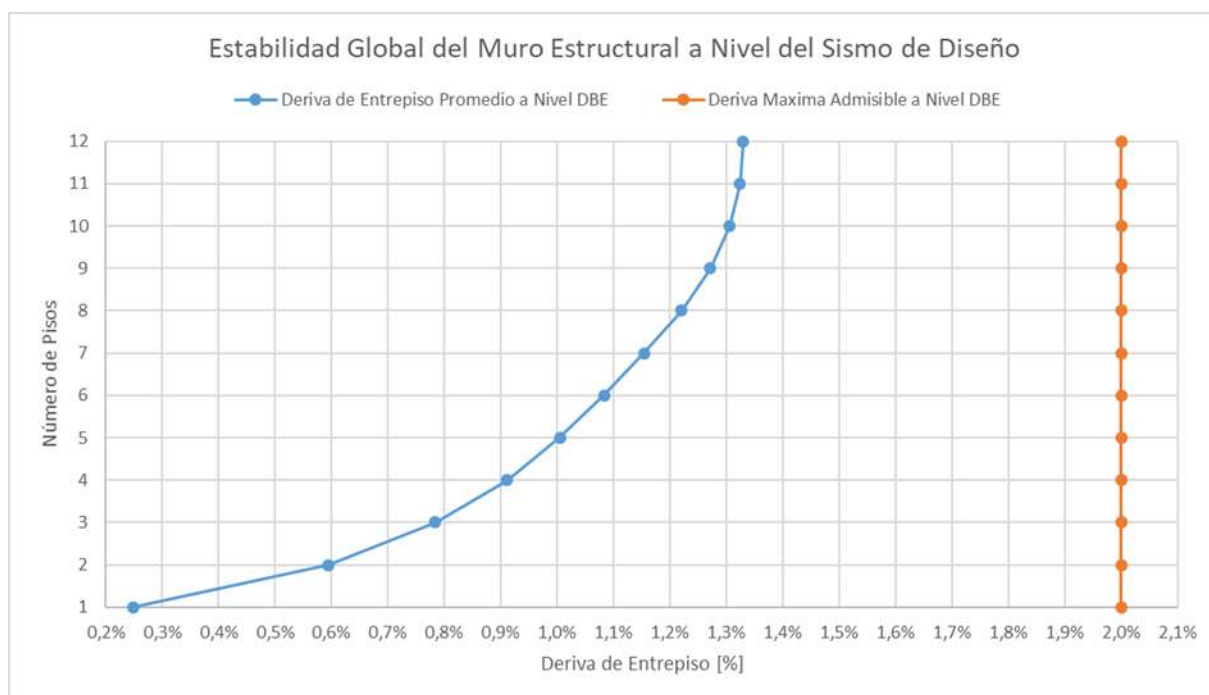


Fig. 12- Criterio de estabilidad global para el muro estructural a nivel del sismo de diseño.

En la Tabla 7 se presentan los resultados de las rotaciones del primer piso para verificar la estabilidad local del muro estructural.

Tabla 7- Rotaciones del primer piso para el nivel sismo de diseño DBE

	Rotaciones Máximas 1er Piso para Nivel: Sismo de Diseño (DBE)											
Piso 1	Sismo 1			Sismo 2			Sismo 3			Sismo 4		
	Max	0,007618	1,80%	Max	0,005965	0,60%	Max	0,000932	0,11%	Max	0,002412	0,26%
	Min	-0,018032		Min	-0,004778		Min	-0,001143		Min	-0,002638	
	Rotaciones Máximas 1er Piso para Nivel: Sismo de Diseño (DBE)											
Piso 1	Sismo 5			Sismo 6			Sismo 7			Sismo 8		
	Max	0,000895	0,09%	Max	0,000707	0,07%	Max	0,005877	0,72%	Max	0,000652	0,13%
	Min	-0,000598		Min	-0,000731		Min	-0,007211		Min	-0,001302	
	Rotaciones Máximas 1er Piso para Nivel: Sismo de Diseño (DBE)											
Piso 1	Sismo 9			Sismo 10			Sismo 11		Promedio	Valores Admisibles	Criterio Estabilidad Local	
	Max	0,004368	0,44%	Max	0,001996	0,64%	Max	0,001147	0,46%	0,50 % ; 1,50 % ; 2,00%	Ocupación Inmediata	
	Min	-0,001845		Min	-0,006405		Min	-0,001414				

En la Tabla 8 se presentan los resultados del ADNL en cuanto a las derivas de entrepiso para verificar la estabilidad global del muro estructural a nivel del sismo máximo considerado MCE.

Tabla 8- Derivas de entrepiso para nivel sismo máximo considerado MCE

	Derivas de Entrepiso Máximas para Nivel: Sismo Máximo Considerado (MCE)											
	Sismo 1			Sismo 2			Sismo 3			Sismo 4		
Piso 12	Max	0,044121	5,20%	Max	0,018008	2,89%	Max	0,008979	0,90%	Max	0,017886	1,79%
	Min	-0,052044		Min	-0,028924		Min	-0,005993		Min	-0,015551	
Piso 11	Max	0,043913	5,20%	Max	0,01791	2,89%	Max	0,008962	0,90%	Max	0,01784	1,78%
	Min	-0,051963		Min	-0,028889		Min	-0,005983		Min	-0,015489	
Piso 10	Max	0,04329	5,17%	Max	0,017609	2,88%	Max	0,008886	0,89%	Max	0,01766	1,77%
	Min	-0,051702		Min	-0,028756		Min	-0,005947		Min	-0,015268	
Piso 9	Max	0,042022	5,12%	Max	0,017034	2,85%	Max	0,008693	0,87%	Max	0,017284	1,73%
	Min	-0,051199		Min	-0,028478		Min	-0,005843		Min	-0,014816	
Piso 8	Max	0,03978	5,06%	Max	0,016169	2,80%	Max	0,008356	0,84%	Max	0,016677	1,67%
	Min	-0,050619		Min	-0,02801		Min	-0,005647		Min	-0,014098	
Piso 7	Max	0,036251	4,97%	Max	0,015035	2,74%	Max	0,007858	0,79%	Max	0,015821	1,58%
	Min	-0,049677		Min	-0,027369		Min	-0,005339		Min	-0,013092	
Piso 6	Max	0,031677	4,81%	Max	0,013731	2,65%	Max	0,007184	0,72%	Max	0,014936	1,49%
	Min	-0,048095		Min	-0,026461		Min	-0,004912		Min	-0,011806	
Piso 5	Max	0,027118	4,57%	Max	0,01238	2,51%	Max	0,006328	0,63%	Max	0,013788	1,38%
	Min	-0,045745		Min	-0,025133		Min	-0,004354		Min	-0,01025	
Piso 4	Max	0,022338	4,21%	Max	0,011069	2,30%	Max	0,005285	0,53%	Max	0,012324	1,23%
	Min	-0,042114		Min	-0,023006		Min	-0,003789		Min	-0,008464	
Piso 3	Max	0,018185	3,55%	Max	0,009963	1,98%	Max	0,004044	0,40%	Max	0,0104	1,04%
	Min	-0,035508		Min	-0,019784		Min	-0,00301		Min	-0,006703	
Piso 2	Max	0,014977	2,45%	Max	0,008301	1,47%	Max	0,002602	0,26%	Max	0,0078	0,78%
	Min	-0,024522		Min	-0,014652		Min	-0,002126		Min	-0,00478	
Piso 1	Max	0,007989	0,92%	Max	0,004005	0,60%	Max	0,000952	0,10%	Max	0,003291	0,33%
	Min	-0,00921		Min	-0,00596		Min	-0,000879		Min	-0,002093	

	Derivas de Entrepiso Máximas para Nivel: Sismo Máximo Considerado (MCE)											
	Sismo 5			Sismo 6			Sismo 7			Sismo 8		
Piso 12	Max	0,005387	0,54%	Max	0,005754	0,67%	Max	0,023891	3,07%	Max	0,003907	1,30%
	Min	-0,004185		Min	-0,006699		Min	-0,030686		Min	-0,012965	
Piso 11	Max	0,005279	0,53%	Max	0,005744	0,67%	Max	0,023738	3,06%	Max	0,003849	1,28%
	Min	-0,004172		Min	-0,006679		Min	-0,030644		Min	-0,012833	
Piso 10	Max	0,004998	0,50%	Max	0,005696	0,66%	Max	0,023298	3,05%	Max	0,003698	1,24%
	Min	-0,004131		Min	-0,006597		Min	-0,030457		Min	-0,012426	
Piso 9	Max	0,004503	0,45%	Max	0,005575	0,64%	Max	0,022504	3,00%	Max	0,003412	1,17%
	Min	-0,00408		Min	-0,006413		Min	-0,029977		Min	-0,011717	
Piso 8	Max	0,00383	0,40%	Max	0,005351	0,61%	Max	0,021359	2,91%	Max	0,002997	1,07%
	Min	-0,00402		Min	-0,006305		Min	-0,029088		Min	-0,010695	
Piso 7	Max	0,003059	0,39%	Max	0,005014	0,57%	Max	0,019688	2,75%	Max	0,002471	0,94%
	Min	-0,003862		Min	-0,005666		Min	-0,02754		Min	-0,009418	
Piso 6	Max	0,002413	0,36%	Max	0,004554	0,51%	Max	0,017794	2,56%	Max	0,002413	0,80%
	Min	-0,003561		Min	-0,005097		Min	-0,025581		Min	-0,00797	
Piso 5	Max	0,002444	0,31%	Max	0,003998	0,44%	Max	0,015914	2,36%	Max	0,002391	0,64%
	Min	-0,003112		Min	-0,004411		Min	-0,023563		Min	-0,006436	
Piso 4	Max	0,002438	0,25%	Max	0,003367	0,36%	Max	0,014259	2,14%	Max	0,002293	0,49%
	Min	-0,00253		Min	-0,003613		Min	-0,021372		Min	-0,004881	
Piso 3	Max	0,002355	0,24%	Max	0,002608	0,27%	Max	0,012751	1,86%	Max	0,001981	0,34%
	Min	-0,001856		Min	-0,002718		Min	-0,018561		Min	-0,00338	
Piso 2	Max	0,001906	0,19%	Max	0,001709	0,18%	Max	0,010795	1,49%	Max	0,001393	0,21%
	Min	-0,001173		Min	-0,001818		Min	-0,014859		Min	-0,002147	
Piso 1	Max	0,000878	0,09%	Max	0,000648	0,07%	Max	0,005517	0,69%	Max	0,000667	0,10%
	Min	-0,000561		Min	-0,000705		Min	-0,00691		Min	-0,001019	

	Derivas de Entrepiso Máximas para Nivel: Sismo Máximo Considerado (MCE)											
	Sismo 9			Sismo 10			Sismo 11			Promedio	Valor Admisible	Criterio Estabilidad Global
Piso 12	Max	0,020793	2,08%	Max	0,01462	2,62%	Max	0,008493	0,86%	1,99%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,01013		Min	-0,026199		Min	-0,008589				
Piso 11	Max	0,020578	2,06%	Max	0,014543	2,61%	Max	0,00842	0,84%	1,98%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,00991		Min	-0,026133		Min	-0,008439				
Piso 10	Max	0,019956	2,00%	Max	0,014294	2,59%	Max	0,0082	0,82%	1,96%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,009394		Min	-0,025905		Min	-0,008093				
Piso 9	Max	0,018816	1,88%	Max	0,013812	2,55%	Max	0,007788	0,78%	1,91%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,008566		Min	-0,025474		Min	-0,007325				
Piso 8	Max	0,017047	1,70%	Max	0,013089	2,48%	Max	0,007213	0,72%	1,84%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,007706		Min	-0,024845		Min	-0,006349				
Piso 7	Max	0,015141	1,51%	Max	0,012167	2,41%	Max	0,006501	0,65%	1,75%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,00696		Min	-0,024059		Min	-0,005167				
Piso 6	Max	0,013863	1,39%	Max	0,011027	2,31%	Max	0,005753	0,58%	1,65%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,006497		Min	-0,02313		Min	-0,003883				
Piso 5	Max	0,013143	1,31%	Max	0,00968	2,20%	Max	0,005077	0,51%	1,53%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,005962		Min	-0,021965		Min	-0,003869				
Piso 4	Max	0,012456	1,25%	Max	0,008113	2,03%	Max	0,004465	0,45%	1,38%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,005214		Min	-0,020273		Min	-0,00384				
Piso 3	Max	0,011207	1,12%	Max	0,00632	1,77%	Max	0,003769	0,38%	1,18%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,004201		Min	-0,017721		Min	-0,003552				
Piso 2	Max	0,009022	0,90%	Max	0,004219	1,36%	Max	0,002731	0,27%	0,87%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,002836		Min	-0,013643		Min	-0,00274				
Piso 1	Max	0,004009	0,40%	Max	0,001586	0,56%	Max	0,001161	0,12%	0,36%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,001341		Min	-0,005588		Min	-0,00121				

En la Figura 13 se presenta gráficamente los resultados de la Tabla 8 la cual muestra las derivas de entrepiso promedio a nivel del sismo máximo considerado con la finalidad de compararlas con la máxima deriva admisible del 4,00% y verificar el criterio de estabilidad global.

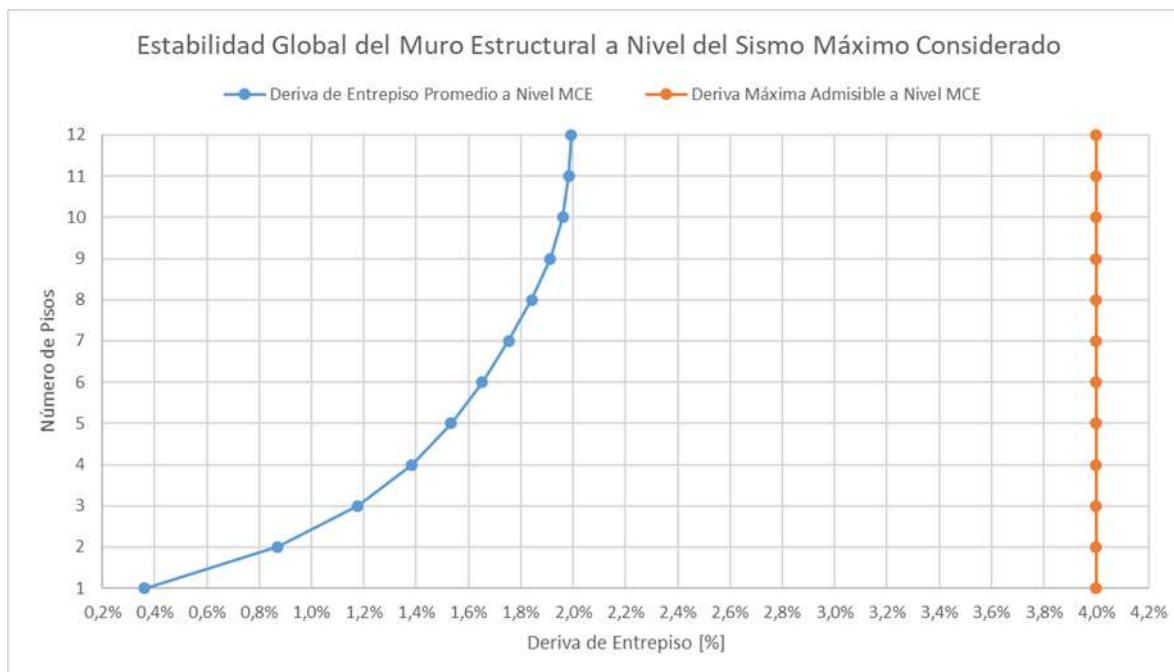


Fig. 13- Criterio de estabilidad global para el muro estructural a nivel del sismo máximo considerado.

En la Tabla 9 se presentan los resultados de las rotaciones del primer piso para verificar la estabilidad local del muro estructural.

Tabla 9- Rotaciones del primer piso para el nivel sismo máximo considerado MCE.

Rotaciones Máximas 1er Piso para Nivel: Sismo Máximo Considerado (MCE)														
Piso 1	Sismo 1			1,77%	Sismo 2		1,11%	Sismo 3			0,18%	Sismo 4		0,62%
	Max	0,012033	Max		0,006824	Max		0,001751	Max	0,006189				
	Min	-0,017715	Min		-0,011117	Min		-0,001459	Min	-0,003518				
Rotaciones Máximas 1er Piso para Nivel: Sismo Máximo Considerado (MCE)														
Piso 1	Sismo 5			0,13%	Sismo 6		0,12%	Sismo 7			1,24%	Sismo 8		0,15%
	Max	0,001319	Max		0,001155	Max		0,009175	Max	0,000944				
	Min	-0,000816	Min		-0,001231	Min		-0,012406	Min	-0,001459				
Rotaciones Máximas 1er Piso para Nivel: Sismo Máximo Considerado (MCE)														
Piso 1	Sismo 9			0,74%	Sismo 10		1,07%	Sismo 11		0,19%	0,67%	0,50% ; 1,50% ; 2,00%	Seguridad de Vida	
	Max	0,007381	Max		0,003006	Max		0,001871						
	Min	-0,001884	Min		-0,010722	Min		-0,001875						

El ADNL permitió evaluar la respuesta dinámica del muro ante 11 registros sísmicos representativos de fallas de subducción (reverse) y transversales (strike-slip), escalados a los niveles DBE y MCE según ASCE/SEI 07 [14]. En términos de estabilidad global, las derivas máximas de entrepiso promediadas fueron de 1,33% para DBE y 1,99% para MCE. Ambos valores se sitúan muy por debajo de los límites máximos permisibles de 2,0% y 4,0%, respectivamente, establecidos por la normativa ASCE 41-23 [5]. Esta holgura es notable, especialmente en el caso del MCE, donde la deriva promedio es la mitad del límite admisible.

Este comportamiento indica que el espesor de 0,30 m, si bien es el mínimo exigido por ACI 318 [13], resulta conservador para este muro de 36 m de altura (relación de esbeltez altura/espesor = 120). Desde el punto de vista práctico, un muro tan esbelto con un espesor reducido podría ser susceptible a inestabilidades por P-Delta o a problemas de pandeo local; sin embargo, los resultados numéricos demuestran que, con un adecuado confinamiento en los elementos de borde (estribos $\Phi 10$ mm a 10 cm y $12\Phi 22$ mm) y una armadura de doble malla en el alma, la rigidez lateral y la capacidad de deformación son más que suficientes para cumplir con los exigentes criterios de desempeño. Cabe preguntarse si es posible reducir aún más el espesor (por ejemplo, a 0,25 m) manteniendo el mismo desempeño, lo que reduciría costos y peso propio. Estudios en muros chilenos [12] han mostrado que espesores de 0,20-0,25 m en edificios de hasta 15 pisos pueden ser viables si se controlan rigurosamente las rotaciones plásticas y se emplean hormigones de mayor resistencia ($f'c \geq 280$ kg/cm²). En la presente investigación se empleó $f'c=210$ kg/cm², y aun así las derivas son muy bajas, lo que sugiere un potencial de optimización.

En cuanto a la estabilidad local (rotaciones en la rótula plástica del primer piso), se muestra para el DBE una rotación promedio de 0,46%, inferior al límite del 0,50% fijado por ASCE 41-23 [5] para el objetivo IO. Para el MCE, la rotación promedio es de 0,67%, muy por debajo del límite del 1,50% correspondiente a LS. Estos valores indican que la deformación por curvatura en la base del muro se mantiene dentro del rango elástico o de fisuración controlada para el DBE, y entra en el rango plástico moderado para el MCE, pero sin alcanzar rotaciones que comprometan la integridad del hormigón confinado. La elección de un modelo de histéresis tipo Takeda para el hormigón y cinemático para el acero es adecuada, ya que captura la degradación de rigidez y la disipación de energía característica de estos materiales. Los resultados de rotación son coherentes con los de deriva y confirman que el muro se comporta esencialmente como un elemento controlado por flexión, sin fallas por corte prematuro.

Ambos métodos no lineales (estático y dinámico) convergen en la misma clasificación de objetivos de desempeño: IO para DBE y LS para MCE. Esta coincidencia refuerza la validez de los modelos y la confiabilidad de los resultados. No obstante, el AENL tiende a subestimar ligeramente la demanda de desplazamiento respecto al promedio del ADNL (20,33 cm vs. derivas que llevan a aproximadamente 1,33% de deriva máxima, equivalente a unos 4,0 cm por piso, acumulando unos 24 cm en la cúspide), lo cual es esperable porque el análisis pushover no captura efectos de modos superiores ni la variabilidad de los registros. El ADNL proporciona una estimación más realista, y en este caso confirma que las derivas son aún más bajas que las obtenidas con la curva de capacidad idealizada.

El hecho de que tanto las derivas como las rotaciones estén tan holgadamente por debajo de los límites sugiere que el espesor mínimo de 0,30 m, aunque cumple con el ACI 318, podría ser reducido en futuras investigaciones, especialmente si se incrementa la resistencia del hormigón (por ejemplo, a 280 o 350 kg/cm²) o se utilizan fibras de acero en los elementos de borde para mejorar la tenacidad. Ello redundaría en una estructura más liviana, menor costo y menor demanda sísmica por reducción de masa. Sin embargo, debe tenerse precaución con los efectos de segundo orden (P-Delta) en muros muy esbeltos; para el presente caso, los resultados ya contemplan dicho efecto y siguen siendo favorables.

4 CONCLUSIONES

La presente investigación agradece al PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) por su importante aporte al facilitar los datos de los registros sísmicos que fueron utilizados en el ADNL.

Análisis Estático No Lineal:

A nivel del sismo de diseño (DBE), los parámetros más importantes que se tienen son el punto de desempeño igual a 20,33 cm, una ductilidad máxima de 32,25, una demanda de ductilidad de 7,37 y una reserva de ductilidad de 24,88 lo que permite concluir que el muro se mantiene seguro. En cuanto a la estabilidad global, el presente muro asegura una ocupación inmediata (IO) tras pasar por el sismo de diseño (DBE).

La estructura llega a soportar un corte basal máximo igual a 116,6 Ton que al compararlo con el corte basal de diseño de 71,4 Ton, se obtiene un factor de sobrerresistencia de 1,6.

A nivel del sismo máximo considerado (MCE), los parámetros más importantes que se tienen son el punto de desempeño igual a 33,59 cm, una ductilidad máxima de 13,32, una demanda de ductilidad de 5,03 y una reserva de ductilidad de 8,29 lo que permite concluir que el muro se mantiene seguro. En cuanto a la estabilidad global, el presente muro asegura la protección de vida (LS) tras pasar por el sismo máximo considerado (MCE).

Análisis Dinámico No Lineal:

En lo que respecta al diseño sísmico, se puede apreciar que la recomendación del ACI 318 [13] de mantener un espesor mínimo de 0,30 m en muros estructurales arroja diseños sobredimensionados y esto se refleja en la Figura 12 y Figura 13, donde se obtuvo para el nivel sismo de diseño DBE, una máxima deriva de entrepiso promedio de 1,33% y para el nivel del sismo máximo considerado MCE una máxima deriva promedio del 1.99%.

En cuanto a la estabilidad global del muro, para el nivel sismo de diseño DBE y sismo máximo considerado MCE, el promedio de las máximas derivas de entrepiso se encuentra por debajo de la máxima deriva permitida (2,00% y 4,00% respectivamente), por lo que se cumple favorablemente con este criterio tal como especifica el ASCE/SEI 07 [14].

En cuanto a la estabilidad local, para el nivel sismo de diseño DBE y muros controlados por flexión, el promedio de la máxima rotación del primer entrepiso (0,46%) se encuentra por debajo de la máxima rotación permitida (0,50%), lo que corresponde con el objetivo de desempeño de ocupación inmediata (IO), mientras que para el nivel del sismo máximo considerado (MCE) el promedio de la máxima rotación del primer entrepiso (0,67%) se encuentra por debajo de la máxima rotación permitida (1,50%), lo que corresponde con el objetivo de desempeño de seguridad de vida (LS) tal como lo especifica el ASCE/SEI 41 [5].

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. S. Ji, F. Li, Y. Li, y Z. Ma, "Comparative Study Between Moment-Resisting Structure Using Performance-Based Method and Isolated Structure in School Building", en *Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, vol. 533, B. Sadan, C. Tuzun, y M. Erdik, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 533., Cham: Springer Nature Switzerland, 2024, pp. 428–439. doi: https://doi.org/10.1007/978-3-031-66888-3_34
2. M. J. A. Sibayan y J. P. L. Bersamina, "Application of Nonlinear Static Analysis and Nonlinear Dynamic Analysis in Building Seismic Performance: A Review", en *Proceedings of the 2nd International Conference on Geosynthetics and Environmental Engineering*, vol. 396, H.-Y. Jeon, Ed., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 396., Singapore: Springer Nature Singapore, 2025, pp. 129–139. doi: https://doi.org/10.1007/978-981-97-7766-2_11
3. N. J. Sitapra, "A Simplified Incremental Dynamic Analysis Procedure Using SAP2000", en *Recent Advances in Materials, Mechanics and Structures*, vol. 269, S. Saha, A. S. Sajith, D. R. Sahoo, y P. Sarkar, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 269., Singapore: Springer Nature Singapore, 2023, pp. 97–106. doi: https://doi.org/10.1007/978-981-19-3371-4_9
4. Structural Engineers Association of California (SEAOC), *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Sacramento, CA: SEAOC, 1995. [En línea]. Disponible en: <https://seaoc.org/>
5. ASCE/SEI 41, American Society of Civil Engineers, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, 41a ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers. doi: <https://doi.org/10.1061/9780784412855>
6. C. E. C. Vera, A. J. J. Zambrano, and J. O. F. Reina, "Evaluación de las derivas de piso máximas en estructuras sobre diversos suelos ecuatorianos y su implicación en el diseño sísmico," *South Florida Journal of Development*, vol. 6, no. 12, e6075, 2025. doi: <https://doi.org/10.46932/sfjdv6n12-033>
7. K. Y. M. Almajhali, M. He, W. Alhaddad, y Y. Halabi, "Evolutionary Strategy for Performance-Based Seismic Design of High-Rise Structures: Novel Methodologie and Efficiency Analysis", en *Computational and Experimental Simulations in Engineering*, vol. 175, K. Zhou, Ed., en *Mechanisms and Machine Science*, vol. 175., Cham: Springer Nature Switzerland, 2025, pp. 763–777. doi: https://doi.org/10.1007/978-3-031-81673-4_57
8. R. Arvind, M. Helen Santhi, G. Malathi, y V. Vasugi, "Performance-Based Seismic Analysis of RC Multi-storey Framed Building Equipped with Dampers", en *Emerging Trends in Composite Structures*, vol. 387, Md. A. Mannan, R. Sathyanathan, N. Umamaheswari, y H. S. Chore, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 387., Singapore: Springer Nature Singapore, 2024, pp. 431–437. doi: https://doi.org/10.1007/978-981-99-6175-7_39
9. A. Ş. Gençoğlu, F. Çalım, y E. Yüksel, "The Effect of Structural Ductility on the Selection and Scaling of Ground Motion Records", en *Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, vol. 488, E. Uçkan, H. Akgun, E. Gök, y C. Yenidogan, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 488., Cham: Springer Nature Switzerland, 2024, pp. 411–419. doi: https://doi.org/10.1007/978-3-031-57659-1_30
10. A. K. Tiwary y H. Singh, "Nonlinear Dynamic Response of Structures Located in Tehran: A Comparative Study Based on El-Centro and Alaska Earthquakes", en *Proceedings of the 2nd International Conference on Trends in Architecture and Construction*, vol. 527, A. Varma, V. Chand Sharma, y E. Tarsi, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 527., Singapore: Springer Nature Singapore, 2025, pp. 1325–1342. doi: https://doi.org/10.1007/978-981-97-4988-1_74
11. Masrilayanti, R. Kurniawan, J. Tanjung, y M. Yunus, "Displacement Performance of 8 Storeys Hotel Building Using Nonlinear Time History Analysis Method", en *Proceedings of the 3rd International Civil Engineering and Architecture Conference*, vol. 389, M. Casini, Ed., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 389., Singapore: Springer Nature Singapore, 2024, pp. 327–336. doi: https://doi.org/10.1007/978-981-99-6368-3_28
12. B. Suquillo, F. Rojas, y L. M. Massone, "Seismic Performance Evaluation of a Chilean RC Building Damaged during the Mw8.8 Chile Earthquake", *Buildings*, vol. 14, núm. 4, p. 1028, abr. 2024, doi: <https://doi.org/10.3390/buildings14041028>
13. ACI 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute. doi: <https://doi.org/10.14359/51745399>
14. ASCE/SEI 07, American Society of Civil Engineers, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, 7a ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers. doi: <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
15. PEER, "Pacific Earthquake Engineering Research Center," PEER. [En línea]. Disponible: <https://ngawest2.berkeley.edu/>
16. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), *Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-2015*. [En línea]. Disponible: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

6

Métodos Eléctricos Para Evaluar Resistencia A Cloruros En Hormigones En Ambiente Marino: Estado Del Arte

Electrical Methods for assessment Chloride Resistance of Concrete in Marine Environments: A State-of-the-Art Review

Autores

Yamilet Colmenero Salas

Ing. Civil , Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría"

colmenerosalasyamilet@gmail.com

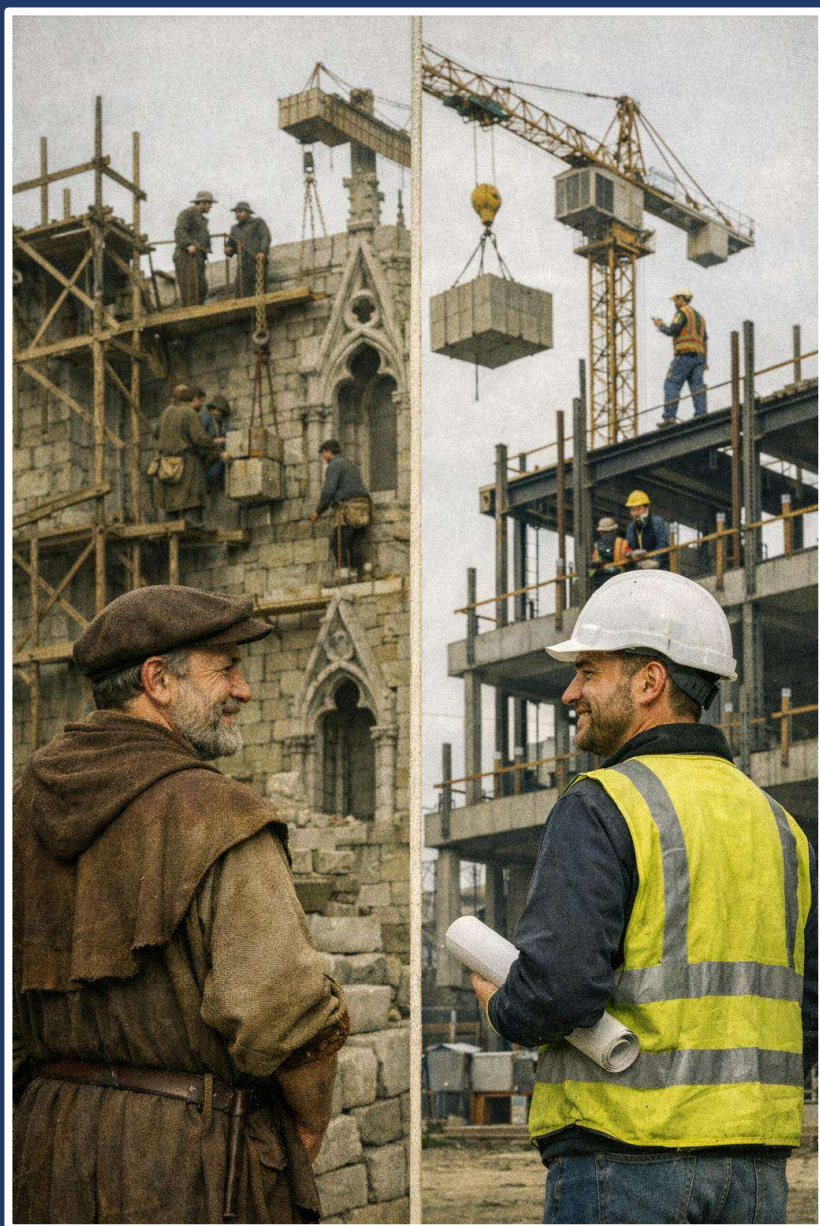
[httpSP ://orcid.org/0009-0002-2006-9470](http://orcid.org/0009-0002-2006-9470)

Alejandro Fernández Domínguez

Ing. Civil , Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría"

afernandezd@civil.cujae.edu.cu

[httpSP ://orcid.org/0000-0001-5792-3031](http://orcid.org/0000-0001-5792-3031)



Nota Editorial: Recibido: 25 de mayo 2026 Aceptado: 30 de junio 2026

6

Métodos Eléctricos Para Evaluar Resistencia A Cloruros En Hormigones En Ambiente Marino: Estado Del Arte

Resumen

La durabilidad de las estructuras de hormigón armado en ambientes marinos representa uno de los desafíos más críticos en la ingeniería civil moderna. El ingreso de iones cloruro constituye la principal amenaza para la integridad del acero de refuerzo, desencadenando procesos de corrosión que comprometen la seguridad estructural. En este contexto, los métodos eléctricos se han consolidado como herramientas fundamentales para evaluar la resistencia del hormigón al transporte de cloruros, ofreciendo ventajas significativas en rapidez y aplicabilidad práctica. Este artículo presenta un estado del arte sobre estas técnicas, incluyendo los ensayos de migración acelerada y las mediciones instantáneas de resistividad o conductividad eléctrica. Asimismo, se analiza la fundamentación teórica basada en las ecuaciones de Nernst-Planck y Nernst-Einstein, y su relación con la microestructura del hormigón. Finalmente, se discuten las limitaciones de cada método y las correlaciones existentes entre los ensayos acelerados y la difusión natural.

Palabras Clave

ambientes marinos, ingreso de cloruros, métodos eléctricos, migración iónica, resistividad eléctrica.

6

Electrical Methods for assessment Chloride Resistance of Concrete in Marine Environments: A State-of-the-Art Review

Abstract

The durability of reinforced concrete structures in marine environments represents one of the most critical challenges in modern civil engineering. The ingress of chloride ions constitutes the primary threat to the integrity of the reinforcing steel, triggering corrosion processes that compromise structural safety. In this context, electrical methods have become established as essential tools for assessing the resistance of concrete to chloride transport, offering significant advantages in terms of speed and practical applicability. This paper presents a state-of-the-art review of these techniques, including accelerated migration tests—such as the Rapid Chloride Permeability Test (RCPT)—and instantaneous measurements of electrical resistivity or conductivity. Furthermore, it examines the theoretical foundation based on the Nernst-Planck and Nernst-Einstein equations, as well as their relationship with the concrete microstructure. Finally, the limitations of each method and the existing correlations between accelerated tests and natural diffusion are discussed.

Keywords

marine environments, chloride ingress, electrical methods, ionic migration, electrical resistivity.

1. INTRODUCCIÓN

La industria de la construcción enfrenta el desafío fundamental de garantizar la durabilidad de las estructuras de hormigón armado [1,2]. En estructuras expuestas a ambientes marinos, la corrosión del acero de refuerzo representa la causa principal de deterioro prematuro —con elevados costos de reparación y mantenimiento, siendo el ingreso de iones cloruro a través de la red de poros parcial o completamente saturadas del hormigón, el mecanismo desencadenante que compromete gravemente su durabilidad estructural [3-5].

El modelo de vida útil propuesto por Tuutti [6] distingue dos fases críticas para predecir la durabilidad de estructuras de hormigón armado frente a la corrosión inducida por cloruros: la fase de iniciación, durante la cual los agentes agresivos penetran hasta alcanzar el acero de refuerzo a través de la microestructura caracterizada por la complejidad de la red de poros (volumen de poros conectados y tortuosidad), y la fase de propagación, caracterizada por la corrosión progresiva del acero que genera fisuras y eventual colapso estructural. En ausencia de iones de cloruro, el acero permanece protegido en el ambiente altamente alcalino del hormigón gracias a la formación espontánea de una capa de pasivación. Esta capa consiste en una película delgada y adherente de óxidos estables (principalmente Fe_3O_4 y Fe_2O_3) que actúa como barrera contra la oxidación. El fenómeno de despasivación se desencadena cuando la concentración de cloruros en la interfaz hormigón-acero supera un umbral crítico (típicamente de 0,4 a 1% respecto al peso de cemento), momento en que se destruye dicha capa y se inicia la corrosión electroquímica. Esto genera productos de corrosión expansivos ($\text{Fe}(\text{OH})_2 \rightarrow 4\text{Fe}(\text{OH})_3$) que aumentan su volumen hasta 6-7 veces, agrietando el recubrimiento de hormigón [7,8].

El transporte de iones cloruro en la fase de iniciación es un proceso complejo que involucra múltiples mecanismos, como la difusión (flujo producido por gradiente de concentración), la succión capilar (producido por fuerzas capilares en los poros) y la convección (flujo inducido por gradiente de presión hidráulica). Estos mecanismos ocurren bajo condiciones externas variables de humedad relativa, ciclos de mojado-secado, gradientes térmicos y niveles de saturación del hormigón. Además, estos modifican continuamente la estructura porosa -volumen de poros, diámetro máximo de poro y conectividad- y, en consecuencia, la velocidad y profundidad de penetración de los cloruros [9-11].

En las estructuras expuestas a ambientes marinos —tanto sumergidas, como en aéreas—, la difusión predomina como vía principal de penetración de cloruros, por lo que el coeficiente de difusión (D) se utiliza para cuantificar la resistencia al transporte iónico, definiéndose como el flujo por unidad de gradiente de concentración. Este comportamiento se evalúa habitualmente en tiempo real mediante perfiles de cloruro obtenidos en estructuras in-situ —concentración de cloruro en la profundidad—, lo que permite ajustar el coeficiente de difusión a condiciones de servicio reales y mejorar la predicción de vida útil frente a la corrosión. El coeficiente de difusión de cloruros también se modela experimentalmente mediante pruebas de difusión natural (inmersión y celdas de difusión), que simulan fielmente las condiciones reales de servicio, pero requieren períodos prolongados (días o meses), limitando su aplicabilidad práctica [3,4,12,13].

Para superar esta limitación, se han desarrollado métodos eléctricos acelerados (ME): las pruebas de migración (estacionarias y no estacionarias) y las mediciones de conductividad o resistividad eléctrica. Las primeras aplican un campo eléctrico externo para forzar el movimiento direccional de iones cloruro a través de la matriz porosa del hormigón, permitiendo calcular coeficientes de migración (D_{mig}) que cuantifican la velocidad de penetración iónica bajo tensión. Las segundas evalúan la propiedad intrínseca del hormigón para resistir el paso de corriente (medida en $\text{k}\Omega\cdot\text{cm}$), actuando como un indicador global de la microestructura porosa y su potencial de transporte de iones sin aplicar migración forzada. Mientras que las pruebas de migración simulan de forma acelerada la fase de iniciación por cloruros en condiciones controladas, las mediciones de resistividad proveen un diagnóstico rápido y no destructivo de la durabilidad general. Estos métodos reducen significativamente el tiempo de ensayo a horas o días. Sin embargo, su interpretación presenta desafíos debido a los efectos del campo eléctrico aplicado, lo cual genera discrepancias significativas: los coeficientes medidos por migración no estacionaria pueden ser hasta diez veces mayores que los de migración estacionaria. Esto obliga a utilizar factores de correlación empíricos para relacionarlos con las condiciones de difusión natural en servicio [14,12,13].

Los ME se basan en los principios electroquímicos del transporte iónico a través de la estructura porosa del hormigón, de modo que reflejan la respuesta global del material frente al movimiento de especies cargadas dentro de su microestructura. La influencia de estos métodos sobre la difusión no está determinada únicamente por la tortuosidad y conectividad de la red de poros, sino también por la composición química de la solución de poros (SP), que es el medio a través del cual se conduce la electricidad [15].

La SP corresponde a la fase líquida contenida en la red porosa interconectada de la pasta de cemento hidratada: inicialmente es el agua de amasado, que se transforma rápidamente en una solución concentrada de álcalis y sulfatos, y durante el fraguado evoluciona desde un fluido continuo a una fase líquida discontinua pero aún interconectada, a través de la cual progresa la hidratación. Esta fase es un electrolito cuya composición depende del grado de hidratación, la temperatura, la relación agua/material cementante (a/mc) y la presencia de materiales cementantes suplementarios, con implicaciones directas en las propiedades de transporte del hormigón [15].

La validez y capacidad interpretativa de los ME dependen de forma crítica de la comprensión de estas relaciones entre la conductividad eléctrica del hormigón, la composición y movilidad iónica de la SP y los coeficientes de difusión de cloruros, relaciones que se formulan rigurosamente mediante las ecuaciones de Nernst-Planck y Nernst-Einstein, las cuales vinculan el flujo de iones cloruro con el gradiente de concentración, el campo eléctrico aplicado y las propiedades de la SP, permitiendo establecer correlaciones teóricas entre los parámetros eléctricos medidos experimentalmente y los coeficientes de difusión [3,10,16-18].

Para comprender adecuadamente cómo estos cambios microestructurales se traducen en parámetros medibles y en la respuesta de los métodos eléctricos, resulta imprescindible revisar los fundamentos teóricos del transporte iónico [19,7,11].

2. EL TRANSPORTE IÓNICO EN LA MICROESTRUCTURA DEL HORMIGÓN

La comprensión cuantitativa de este fenómeno requiere modelos matemáticos que describan los mecanismos de transporte iónico en medios porosos complejos. Las ecuaciones presentadas en este documento constituyen el marco teórico fundamental para: (i) caracterizar el transporte de cloruros mediante migración; (ii) relacionar propiedades eléctricas medibles con coeficientes de difusión; y (iii) cuantificar el efecto de la microestructura del hormigón sobre el transporte iónico.

El transporte de iones cloruro a través de la estructura porosa del hormigón saturado no ocurre de forma aislada, sino acoplado al movimiento de otras especies iónicas presentes en la SP (Cl^- , OH^- , Na^+ , K^+ , Ca^{2+} , etc.). Para describir matemáticamente este complejo transporte multiiónico y las interacciones electrostáticas, es indispensable plantear primero dos restricciones fundamentales que rigen el sistema: la condición de conservación de masa y la condición de electroneutralidad.

La condición de conservación de masa para cada especie iónica i se expresa a través de la ecuación de continuidad (ecuación 1) [8,9,20-22] :

$$\frac{\partial C_i}{\partial x} + \nabla \cdot J_i = R_i \quad (1)$$

Esta ecuación establece que el cambio temporal de la concentración (C) del ion (i) en un punto (x), sumado al flujo neto (ΔJ_i) de ese volumen de control, debe ser igual a las reacciones químicas (R_i), como la fijación física o química para el ion cloruro en las superficies de los productos de hidratación del cemento o su precipitación.

De manera complementaria, la condición de electroneutralidad (ecuación 2) [23,20,15,24,25], establece que la suma de las cargas de todas las especies iónicas disueltas en la SP debe ser igual a cero:

$$\sum_i z_i \times C_i = 0 \quad (2)$$

Es bajo el cumplimiento estricto de estas dos condiciones que se plantea la ecuación de Nernst-Planck (ecuación (3)) [3,9,10,23,20,7], empleada para modelar el transporte de iones cloruro a través de la estructura porosa del hormigón saturado. En esta formulación, J_i ($\text{mol} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$) representa el flujo molar de una especie iónica i en la dirección espacial x , mientras que D_i corresponde al coeficiente de difusión de dicha especie en el medio poroso ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$). Asimismo, x denota la coordenada espacial (m), z_i es la valencia de la especie iónica, F la constante de Faraday ($96,485 \text{ C} \cdot \text{mol}^{-1}$), R la constante universal de los gases ($8.314 \text{ J} \cdot \text{mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$), T la temperatura absoluta (K), E el potencial eléctrico (V), y v la velocidad de convección de la SP ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$).

$$J_i = -D_i \frac{\partial C_i}{\partial x} - \frac{z_i F}{RT} D_i C_i \frac{\partial E}{\partial x} + C_i v \quad (3)$$

La ecuación (3) describe el flujo total de la especie iónica como la suma de tres contribuciones fundamentales: (i) la difusión debida al gradiente de concentración (primer término, figura 1a), (ii) la migración inducida por un campo eléctrico (segundo término, figura 1b), y (iii) la convección asociada al movimiento del fluido en los poros (tercer término). En este contexto, C_i es la concentración molar de la especie i ($\text{mol} \cdot \text{m}^{-3}$), y ∂C_i representa su variación temporal o acumulación.

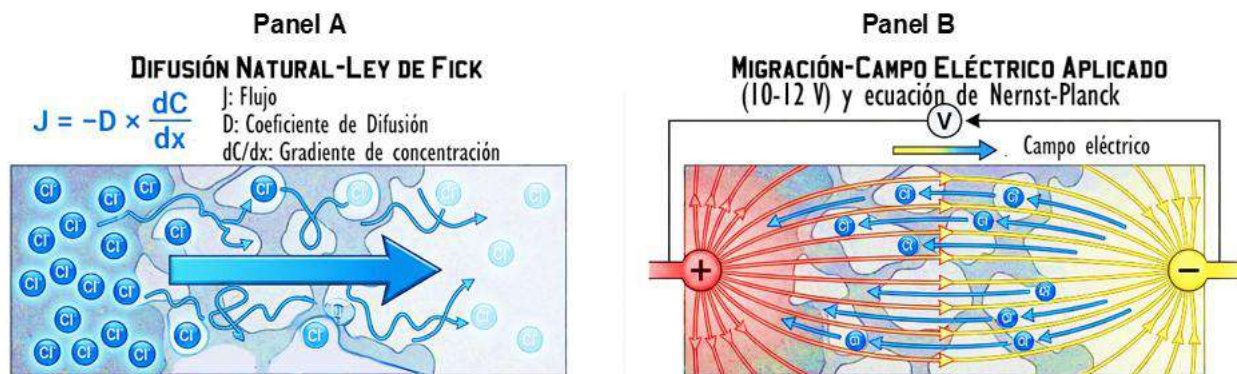


Fig. 1 - Esquema elaborado por el autor, adaptado a partir de conceptos de transporte iónico en medios porosos descritos en [23,20,13,12]. Imagen generada con IA.

El transporte iónico a través de la SP del hormigón, descrito por la ecuación de Nernst-Planck, depende de las características geométricas de la red de poros y de las interacciones físico-químicas que ocurren en la SP y en la superficie sólida de la matriz cementicia (Figura 2).

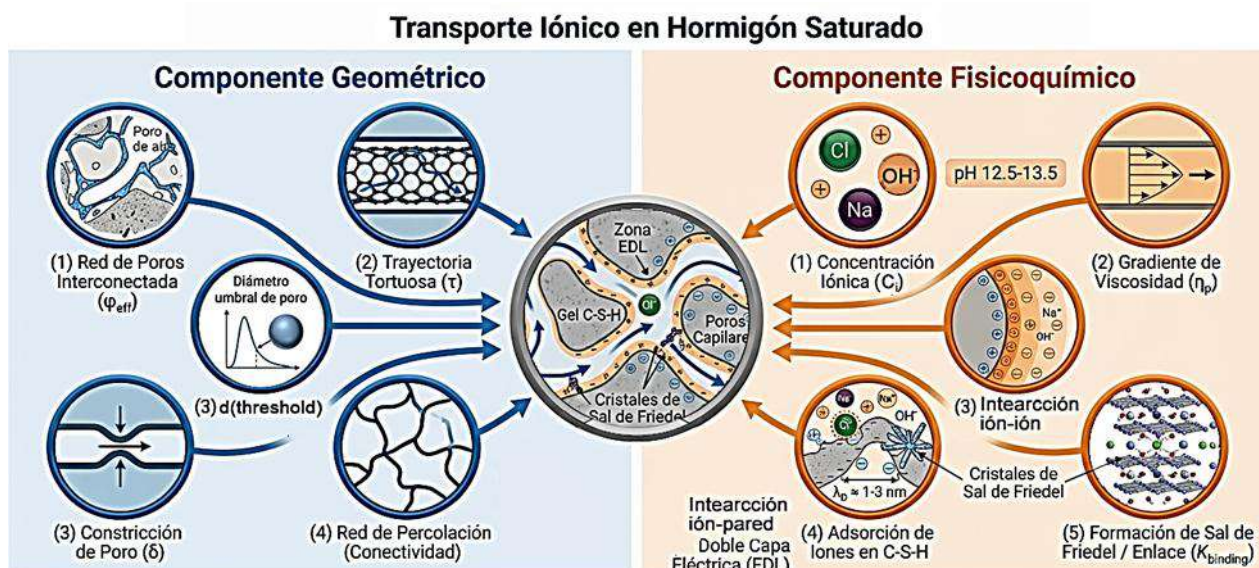


Fig. 2 - Esquema elaborado por el autor, adaptado a partir de conceptos de microestructura en medios porosos. Imagen generada con inteligencia artificial Zebrafish Recirculation Quarantine System, 2025.

Las características microestructurales y fisicoquímicas del hormigón que influyen conjuntamente en el transporte iónico se integran en un componente geométrico y un componente fisicoquímico [26,27]. El componente geométrico, que gobierna principalmente el flujo en estado estacionario, está condicionado por características como: (i) la porosidad efectiva (ϕ_{eff}), definida como la fracción volumétrica de poros conectados que participan en el transporte iónico [28]; (ii) la tortuosidad (τ), entendida como la relación entre la longitud efectiva del camino iónico y la distancia en línea recta [29,30]; (iii) la conectividad capilar, definida como el grado en que los poros forman una red continua que permite el transporte iónico a través del material [31,32]; (iv) el diámetro umbral del poro ($d_{threshold}$), entendido como el diámetro crítico de las gargantas de poro, en las cuales ocurren constricciones (δ) que regulan el acceso a la red capilar conectada. [33-35].

Por su parte, el componente fisicoquímico agrupa factores como: (i) la concentración iónica y actividad de las especies Cl^- , las interacciones electrostáticas entre las mismas que reducen la migración libre [25,24]; (ii) la viscosidad de la SP (η_p), que representa la resistencia interna del líquido al flujo [36,37]; (iii) la doble capa eléctrica (EDL) [38-41], que genera campos electrostáticos en las superficies cargadas del C-S-H que favorecen la adsorción física de cloruro; y (iv) la capacidad de fijación química, mediante la formación de sal de Friedel $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaCl_2 \cdot 10H_2O$ y otras fases cloroaluminato, como el monocarboaluminato clorado, originadas por la reacción con C3A y fases AFm [42,43].

Dos regímenes fundamentales caracterizan la dinámica del transporte iónico en la SP del hormigón: el no estacionario y el estacionario. En el régimen no estacionario, el coeficiente de difusión, denominado no estacionario (D_{ns}) o aparente (D_a), domina la fase inicial donde ocurren los mecanismos de reacción y adsorción previamente descritos —fijación química de cloruros en fases aluminicas y su retención física en la red de poros—, lo que provoca que la concentración del ion Cl^- libre disminuya y el coeficiente varíe con el tiempo[44]. En el régimen estacionario, una vez agotados estos mecanismos, continúan determinando el transporte las características geométricas de la red capilar con las propiedades de la solución porosa, el flujo se estabiliza y el coeficiente de difusión, denominado efectivo en este régimen de estado estacionario (D_s) o efectivo (D_{eff}), permanece constante [45].

3.MIGRACIÓN IÓNICA ACELERADA POR CAMPO ELÉCTRICO

Entre las técnicas más utilizadas recientemente en laboratorio destaca la aplicación de campos eléctricos para acelerar el transporte iónico y reducir el tiempo de duración de los ensayos, fenómeno conocido como migración iónica. En estas pruebas, típicamente se usa una celda de migración con compartimentos aguas arriba (donde se introduce la solución con cloruros y el ánodo), la muestra de hormigón por donde migran los cloruros, y aguas abajo (con el cátodo y electrodo de medición), donde se detecta el flujo de Cl^- que atraviesa la muestra. El cálculo riguroso de este proceso resulta difícil aplicarlo al hormigón debido a su naturaleza polielectrolítica y alta fuerza iónica; sin embargo, los valores aproximados obtenidos en soluciones homogéneas, binarias y diluidas pueden ser útiles para fines prácticos. Así, mediante ciertas suposiciones y aceptando las correspondientes incertidumbres, la ecuación de Nernst-Planck (ecuación 1) puede emplearse bajo condiciones controladas que anulan los términos que tienen en cuenta tanto la difusión como la convección —es decir, (i) ausencia de gradiente de concentración por saturación uniforme del cloruro y (ii) ausencia de gradiente de presión hidráulica que elimine el flujo convectivo—. En estas condiciones, la ecuación de Nernst-Planck se simplifica según la forma expresada en la ecuación (4) [7,12,44,46,14], considerando el gradiente eléctrico local continuo.

$$J_i = -\frac{z_i F}{RT} D_i C_i \frac{\partial E}{\partial x} \quad (4)$$

La aplicación de la ecuación (4) requiere alcanzar un flujo estacionario —detectado experimentalmente por un aumento lineal de Cl^- en el electrodo aguas abajo—; de no cumplirse esta condición, para su solución deben incorporarse derivadas parciales de segundo orden —análogas a las de la segunda Ley de Fick— para describir la variación temporal del flujo. En condiciones estacionarias, la ecuación (4) se simplifica a la ecuación (5) [7,12,46-48], asumiendo un campo eléctrico uniforme (E/l). Esta formulación define el coeficiente de difusión efectiva de cloruros ($D_{eff,Cl}$) en función de la concentración de cloruros (CCl).

$$-D_{eff,Cl} = \frac{J_{Cl} R T l}{z_{Cl} F C_{Cl} E} \quad (5)$$

La medición directa del flujo de cloruros (J_{Cl}) mediante electrodos selectivos de iones presenta varias desventajas significativas que limitan su aplicación práctica en ensayos de hormigón [44]: (i) requiere equipo especializado y costoso, además de un mantenimiento intensivo; (ii) es altamente sensible a interferencias de pH, temperatura y aniones competidores como OH^- , y en menor medida otros como SO_4^{2-} , CO_3^{2-} o NO_3^- presentes en la SP alcalina; (iii) exhibe un tiempo de respuesta lento con retardo en la estabilización de la señal; (iv) posee un rango de medición limitado con baja precisión en concentraciones extremas de Cl^- ; y (v) sufre deterioro prematuro de la membrana selectiva en los ambientes altamente alcalinos propios del hormigón.

Como la corriente eléctrica se transporta a través de los iones, es posible, al medir la corriente transmitida, estimar la cantidad de iones en movimiento y establecer una relación entre corriente y difusividad. El flujo iónico J puede calcularse directamente mediante la ecuación (6):

$$J_i = \frac{I t_i}{z_i F A} \quad (6)$$

Donde, el número de transferencia t_i de una especie i se define como la fracción de la corriente total (I) transportada por dicho ion (I_i). Esto resulta equivalente a la razón entre la conductividad parcial de la especie (σ_i) y la conductividad total de la SP (σ_p) como se muestra en la ecuación (7) [7,12,44,46,15]. La σ_p será abordada en el epígrafe 4.

$$t_i = \frac{I_i}{I} = \frac{\sigma_i}{\sigma_p} = \frac{z_i^2 C_i \lambda_i}{\sum_i z_i^2 C_i \lambda_i} \quad (7)$$

En el caso del ion cloruro, el número de transferencia (t_{Cl}) no es constante, ya que depende de la composición de la SP y la movilidad relativa de especies como OH^- , Na^+ y K^+ [49]. En la práctica, se determina experimentalmente con soluciones electrolíticas sintéticas representativas de la SP o se adoptan valores típicos de literatura.

Andrade en su estudio sobre el tema [50] demuestra que el flujo real de iones en la SP del hormigón depende no solo del gradiente de concentración simple, sino también del gradiente de actividad química de las especies (γ). En el hormigón, la SP presenta una mezcla compleja de cationes (Na^+ , K^+ , Ca^{2+}) y aniones (Cl^- , SO_4^{2-} , OH^-), con alta fuerza iónica y fuertes interacciones electrostáticas entre iones de carga opuesta (formación de pares iónicos, asociaciones, etc.). Esto provoca que la actividad, y no solo la concentración, controle el potencial químico efectivo de cada ion, de modo que el gradiente de actividad —más que el gradiente de concentración— rige el flujo iónico real en procesos de difusión y migración.

Finalmente el $D_{eff,cl}$ en ensayos de migración a partir de mediciones de corriente, se puede determinar mediante la ecuación (8) [7,12,15,44,46] donde la relación $RT/z_{cl}^2 F^2$ se denomina factor termodinámico Nernst-Einstein y L/A la relación geométrica del ensayo.

$$D_{eff,cl} = \frac{R T}{z_{cl}^2 F^2} \frac{t_{cl}}{E} \frac{I}{A} \frac{L}{\gamma C_{cl}} \quad (8)$$

Una simplificación adicional que puede realizarse en la ecuación (8) es expresarla en términos de conductividad (σ) o resistividad (ρ), ya que, según la ley de Ohm (ecuación (9)) [17,16,18,51-53], la densidad de corriente es proporcional al gradiente de potencial eléctrico.

$$\sigma = \frac{L}{E} \times \frac{I}{A} \quad (9)$$

Esta simplificación se formaliza en la ecuación (10) conocida como la relación de Nernst-Einstein (RNE), que conecta el coeficiente de difusión efectivo de un ion con su conductividad iónica individual. Esta relación es válida en soluciones diluidas ideales en equilibrio termodinámico. En términos de resistividad eléctrica ($\rho = 1/\sigma$).

$$D_{eff,cl} = \frac{R T}{z_{cl}^2 F^2} \times \frac{\sigma t_{cl}}{\gamma_{cl} C_{cl}} \quad (10)$$

4. CARACTERIZACIÓN DE LA DIFUSIVIDAD A TRAVÉS DEL FACTOR DE FORMACIÓN

A partir de esta relación entre difusividad y conductividad, se ha empleado otro método eléctrico no invasivo: las mediciones instantáneas de conductividad o resistividad (MICR) en sólidos porosos saturados con soluciones electrolíticas. Este enfoque, adaptado a sistemas cementicios, utiliza el concepto de F (F) —calculado como la relación entre la resistividad de la solución saturante y la del medio poroso— para estimar la difusividad efectiva del hormigón de manera rápida y práctica.

En el caso de los ensayos eléctricos de migración acelerada generan simultáneamente un gradiente de concentración de NaCl y un gradiente de potencial eléctrico aplicado (por encima de ~10 V), de modo que el transporte iónico se describe mediante la ecuación de Nernst-Planck (relacionando D con mediciones de J) y la RNE (relacionando D con mediciones de I , σ y ρ). Bajo estas condiciones, el flujo queda dominado por la migración, permitiendo estimar coeficientes de difusión.

En contraste, las MICR en condiciones de saturación —sin gradiente salino externo— aplican un potencial eléctrico de menor magnitud, por lo que no reproducen plenamente las condiciones de migración acelerada ni cumplen estrictamente las hipótesis de Nernst-Planck/Nernst-Einstein. Aquí se propone usar el F como aproximación para estimar D a partir de σ o ρ , evitando dificultades experimentales asociadas a cambios químicos y limitaciones instrumentales, especialmente en sistemas cementicios viscosos con concentraciones de iones de 0.5–1.0 mol·kg⁻¹.

G. E. Archie fue quien formuló por primera vez el F como la relación entre la resistividad de una roca saturada y la resistividad del agua que ocupa sus poros —o su equivalente en conductividad, como se expresa en la ecuación (11)— en su trabajo clásico de la década de 1940, conocido como la ley de Archie. [54].

$$F = \frac{\sigma_p}{\sigma} \quad (11)$$

En las MICR, los valores dependen tanto de las conductividades inherentes de las especies iónicas como de la rapidez con que la corriente circula por la red porosa (limitada por tortuosidad, conectividad y complejidad geométrica). Esta restricción —única diferencia entre σ_p y σ — caracteriza cuantitativamente la microestructura mediante F . Además, la RNE (ecuación (10)) permite extender esta correspondencia a la difusividad mediante la ecuación (12), donde D_p es el coeficiente de difusión del ion en la SP libre (sin microestructura) y D el coeficiente difusivo en el medio poroso. Esta equivalencia es exacta en dilución infinita y bajas concentraciones. Así, las MICR aíslan los efectos geométricos (representados por F) y evitan las complicaciones fisicoquímicas del campo eléctrico aplicado.

$$F = \frac{\sigma_p}{\sigma} = \frac{D_p}{D} \quad (12)$$

Snyder propuso en 2001 una formulación más rigurosa para relacionar el F con el coeficiente de difusión (ecuación 13). Su planteamiento muestra que la relación simple entre F y el coeficiente de difusión no es suficiente cuando los iones pueden existir en distintas especies químicas o formar pares iónicos complejos con movilidades diferentes [55]. Su análisis parte de la RNE (ecuación (10)), y muestra que el coeficiente efectivo en MICR depende solo de la red de poros, mientras que la actividad y el potencial de difusión recogen los efectos termodinámicos y electrostáticos. Sus resultados muestran que, aunque el coeficiente de difusión aparente varía con la composición y la concentración del electrolito, el F permanece prácticamente constante, lo que confirma que este último caracteriza únicamente la microestructura del material. En consecuencia, y dado que F permanece prácticamente invariable frente a cambios en la composición del electrolito, se puede expresar la difusividad efectiva como la autodifusión libre dividida por F , separando así los efectos microestructurales de los fisicoquímicos (ecuación 13)) [2,17,27-31,22,56,55,57].

$$F = \frac{D_p}{D} = \frac{D_0 [1+f(I, m, \gamma, \phi_p)]}{D_{eff} [1+f(I, m, \gamma, \phi_p)]} = \frac{D_{0,Cl}}{D_{eff,Cl}} \quad (13)$$

Donde: D_0 : coeficiente de auto-difusión en disolución infinita (self-diffusion, “libre” en solución diluida), $f(I, m, \gamma, \phi_p)$: función que agrupa los efectos fisicoquímicos (fuerza iónica, actividad y potencial de difusión) sobre el coeficiente de difusión.

Los coeficientes de autodifusión de referencia en agua destilada a 25°C son: $D_{0,Cl^-} = 2.03 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{0,Na^+} = 1.33 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$, $D_{0,K^+} = 1.96 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$, $D_{0,Ca^{2+}} = 0.79 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ y $D_{0,OH^-} = 5.27 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$, valores que evidencian la alta movilidad de OH^- y Cl^- frente a cationes divalentes [12]. McCarter et al. cuestionan el uso de D_0 determinado en agua destilada pura, ya que ignora la composición alcalina real de la SP del hormigón, que modifica la difusividad efectiva de los iones. En su lugar, proponen que D_0 se calcule para la SP correspondiente a cada ensayo, es decir, coeficientes de difusión ajustados a la composición real de esa solución [58].

El D_0 describe el movimiento de los iones en solución acuosa sin restricciones, pero en el hormigón saturado debe ajustarse para obtener $D_{eff,Cl}$ debido a que las trayectorias de los poros son altamente tortuosas (τ entre 2 y 5) [59], la porosidad accesible (10–20% del volumen total) contribuye al flujo real [59], y la SP es más viscosa que el agua libre por la adsorción de moléculas en los geles C–S–H [60], lo que explica que $D_{eff,Cl}$ sea del orden de $10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$, es decir, aproximadamente 1000 veces menor que en solución libre [61].

Por tanto, a partir de la analogía física existente entre el transporte de carga eléctrica y el transporte de masa, establecida mediante el F en las ecuaciones (12) y (13), el coeficiente de difusión efectivo puede determinarse mediante la ecuación (14). Esta expresión cuantifica la difusividad del ión cloruro en función de la conductividad eléctrica del hormigón saturado y de la SP escalada por el coeficiente de autodifusión en disolución infinita.

$$D_{\text{eff,Cl}} = D_{0,\text{Cl}} \frac{\sigma}{\sigma_p} \quad (14)$$

Para determinar la conductividad de la SP (σ_p), se emplean modelos basados en la fuerza iónica que descomponen la conductividad total en la suma de las contribuciones individuales de cada especie, según la ecuación (15).

$$\sigma_p = \sum_i z_i^2 C_i \lambda_i \quad (15)$$

Esta formulación reconoce explícitamente que la conductividad molar iónica (λ_i) no permanece constante, sino que varía en función de la concentración (C_i) y de las interacciones electrostáticas del medio. Para cuantificar dichas interacciones, primero se calcula la fuerza iónica (IM) mediante la ecuación (16) [15,44,46,24], la cual pondera la concentración por el cuadrado de la valencia de los iones.

$$IM = \frac{1}{2} \sum_i z_i^2 \times c_i \quad (16)$$

Una vez obtenida la fuerza iónica, se ajusta la movilidad de cada especie utilizando la ecuación (17) [15,44,46,23,62], donde la conductividad a dilución infinita (λ_i^0) se divide por un factor de corrección que incluye el coeficiente empírico específico del ion (G_i), cuyos valores numéricos se detallan en la Tabla 1.

$$\lambda_i = \frac{\lambda_i^0}{(1 + G_i \sqrt{IM})} \quad (17)$$

Tabla 1: Valores Numéricos de Conductividades Equivalentes a Dilución Infinita (λ_i^0) a 25 °C [62]

Especie	$z \times \lambda_i^0$ (cm ² S/mol)	G (mol/l) ^{-1/2}
OH ⁻	198	0.353
K ⁺	73.5	0.548
Na ⁺	50.1	0.733
Cl ⁻	76.4	0.548
Ca ²⁺	59	0.771
SO ₄ ²⁻	79	0.877

Las ecuaciones (16) y (17) plantean que a medida que aumenta la concentración de iones, las interacciones electrostáticas se intensifican, reduciendo la movilidad efectiva de cada especie y, por tanto, su conductividad equivalente [44,23]. La concentración molar de las especies presentes en la SP se determina experimentalmente mediante métodos de análisis químico, como los que se abordan posteriormente en el epígrafe 6, a partir de los cuales se obtienen los valores de G_i que se introducen en las ecuaciones (15)–(17).

Este enfoque modela adecuadamente cómo el aumento de la concentración intensifica las interacciones electrostáticas y reduce la movilidad efectiva de los iones, logrando predecir la conductividad de la solución con un error inferior al 8% dentro en el rango de concentración K⁺: Na⁺ de 4:1 a 1:1 y fuerza iónica de 0.15 a 2.00 mol/l [62]. Más allá de la dinámica iónica en la solución pura, la influencia de la EDL se convierte en un factor determinante para comprender las desviaciones en las mediciones de conductividad y resistividad en el hormigón. La capa difusa de iones adsorbidos en la interfase sólido-líquido bajo la acción de un campo eléctrico externo, los iones pueden movilizarse a lo largo de la superficie del poro, añadiendo una contribución de conductividad superficial (σ_s) al flujo total.

Este mecanismo de transporte superficial altera la relación lineal clásica entre la conductividad de la solución y la del material, haciendo que la resistividad eléctrica medida sea menor a la esperada si solo se considerara el electrolito libre en los poros. El efecto de la EDL resulta significativo y crítico predominantemente en condiciones de baja fuerza iónica, es decir, cuando la concentración de sales en la SP es baja (soluciones diluidas). En este escenario, la conductividad 'bulk' del electrolito (σ) disminuye drásticamente, mientras que la conductividad superficial (σ_s) permanece relativamente constante o disminuye en menor proporción. Como consecuencia, la corriente eléctrica fluye preferentemente a través de la EDL adherida a las paredes del poro, dominando la respuesta eléctrica y falseando la estimación de la porosidad capilar si se utilizan modelos simplificados. Por ello algunos investigadores proponen una corrección a la estimación de la conductividad empleando el F, que tiene en cuenta el efecto de la EDL en el término σ_s (ecuación (18)) [17,56,55,57,22].

En un hormigón convencional saturado con una SP concentrada, la conductividad superficial suele ser despreciable. Sin embargo, en sistemas de alta durabilidad como el LC3, que combinan refinamiento de poros y reducción de álcalis (solución diluida), la conductividad superficial se convierte en un factor determinante para entender las mediciones eléctricas.

Desde el punto de vista de la modelación, σ_s suele parametrizarse mediante una conductancia superficial específica y el área interna por volumen), o mediante términos ligados a la capacidad de intercambio catiónico en modelos tipo Waxman–Smits. Estos modelos incorporan explícitamente la química de superficie (densidad de sitios cargados, protonación/desprotonación, intercambio catiónico) y la estructura de la EDL (capa Stern + capa difusa). En este contexto, la determinación de σ_s resulta compleja debido a la multitud de variables que influyen en la movilidad iónica en la interfase sólido-líquido. Los detalles para ello pueden encontrarse en [63,40,64,41].

Limitaciones de la modelación del transporte iónico con el F en las MICR.

Si bien la modelación basada en el F se ha consolidado como una herramienta de gran utilidad en la práctica y ha proporcionado resultados ingenierilmente fiables, la comunidad científica continúa debatiendo ciertas limitaciones teóricas y condiciones de contorno que condicionan su precisión. A pesar de su éxito en aplicaciones estándar, se reconocen restricciones importantes para casos específicos, tales como: (i) la asunción de saturación completa, lo que los hace inaplicables directamente a hormigón parcialmente saturado donde intervienen efectos capilares, adsorción en interfaces aire-agua y la pérdida de conectividad porosa [9,10,63]; (ii) la distinción entre el transporte en estado estacionario y la retención de cloruros. Dado que el F solo contabiliza el fenómeno estacionario, es necesario complementar el modelo con isothermas empíricas (como Langmuir o Freundlich) para describir la fijación química y física durante el transporte no estacionario. Estas isothermas deben calibrarse para cada hormigón, ya que su comportamiento varía sensiblemente con el contenido de aluminato tricálcico, la relación a/c y la temperatura [8,21,22]; (iii) la validez de la RNE, estricta solo para soluciones diluidas, requiriendo correcciones mediante coeficientes de actividad en soluciones de poro concentradas y alcalinas [12,14,26]; (iv) y el hecho de que el F, al ser una propiedad medida eléctricamente, promedia la heterogeneidad microestructural (difuminando gradientes de porosidad en zonas interfaciales), sin capturar variaciones locales [27-31].

5. MÉTODOS DE ENSAYO PARA LA EVALUACIÓN DEL TRANSPORTE DE CLORUROS EN HORMIGÓN: DIFUSIÓN, MIGRACIÓN Y RESISTIVIDAD ELÉCTRICA.

A partir de los fundamentos teóricos descritos previamente se han diseñado numerosos métodos de ensayo para para estimar la difusión de cloruro en materiales cementicios que pueden clasificarse según el mecanismo de transporte que evalúan y la forma en que se realiza la medición (Figura 3). Los principales métodos para estimar la difusión de iones cloruro, se organizan en dos grandes grupos: métodos convencionales (de inmersión y encharcamiento) y métodos eléctricos. Dentro de estos últimos se distinguen los ensayos de migración acelerada y los métodos eléctricos indirectos (mediciones instantáneas de conductividad o resistividad).

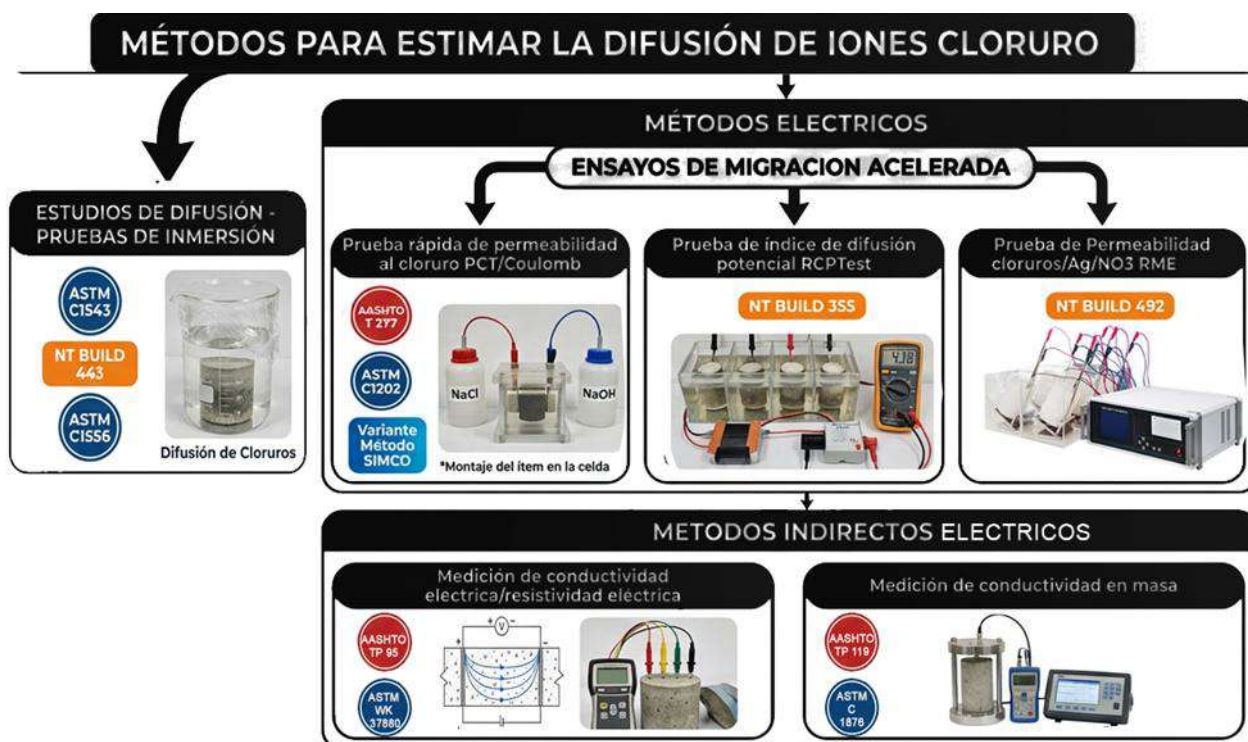


Fig. 3 - Esquema elaborado por el autor, adaptado a partir de métodos de ensayo para la evaluación del transporte de cloruro.

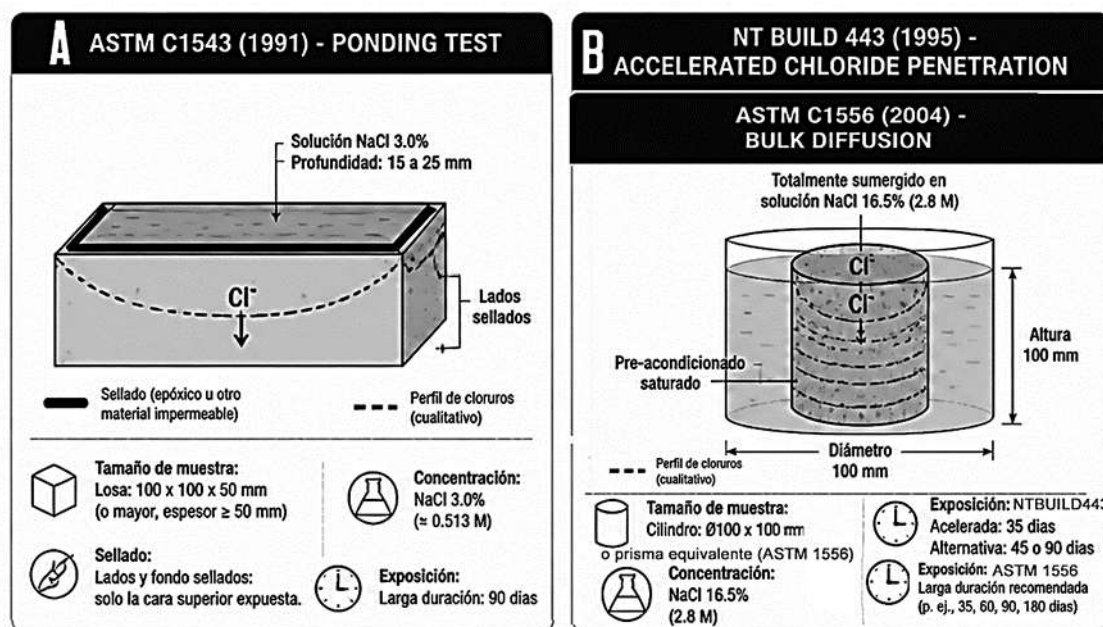


Fig. 4- Disposición experimental para pruebas de inmersión.

5.1 MÉTODOS DE DIFUSIÓN NATURAL

Los ensayos de difusión natural (Figura 4) constituyen los métodos de referencia para evaluar la penetración de cloruros en hormigón, ya que reproducen fielmente los mecanismos de transporte sin introducir alteraciones significativas. La metodología se basa en la exposición de cilindros de hormigón, completamente saturados con agua de cal (pre-saturación), a una solución de NaCl de concentración constante, manteniendo un tiempo mínimo de exposición que puede variar entre 35 días, 90 días y hasta un año.

Estos métodos han evolucionado desde protocolos iniciales largos y poco precisos [65-67,22,68,69] como el ASTM C1543 (1991) [70] (Figura 4A), caracterizado por realizar muestreos muy espaciados [7], hasta métodos más eficientes y exactos como el NT BUILD 443 (1995) [71] (Figura 4B), y el ASTM C1556 (2004) [72] (Figura 4B).

En la actualidad, los protocolos para determinar perfiles de concentración de cloruros se basan en la extracción de polvo a diferentes profundidades y su análisis químico posterior. Al ajustar estos resultados a la segunda ley de Fick, se calcula el coeficiente de difusión aparente (D_a) y la concentración superficial (C_s), lo que ofrece información directa sobre la resistencia del hormigón a la penetración de cloruros y su capacidad de fijación química. La principal mejora de estos métodos de inmersión ha sido la implementación de tiempos de exposición más cortos y soluciones más concentradas; esto genera perfiles con mejor definición espacial y permite estimar el coeficiente de difusión con mayor precisión [73].

Estos métodos ofrecen ventajas como su alta representatividad de condiciones reales, validez para todo tipo de cementos y adiciones minerales, y su capacidad para validar modelos de vida útil. Los coeficientes de difusión obtenidos por estos métodos se utilizan habitualmente como referencia para validar coeficientes derivados de ensayos de migración y relaciones empíricas basadas en resistividad eléctrica [74-76,66,67]. Sin embargo, tienen limitaciones importantes: requieren periodos de ensayo extensos, consumen muchas muestras y solución salina, y muestran alta variabilidad debido a la heterogeneidad del hormigón. También resulta difícil mantener condiciones constantes durante todo el periodo, y el proceso de análisis es laborioso, costoso y poco práctico para el control de calidad rutinario. Estas restricciones han impulsado el desarrollo de métodos acelerados complementarios, aunque estos necesariamente deben validarse previamente mediante los ensayos naturales [77-79].

En este contexto, los métodos eléctricos se presentan como herramientas complementarias que permiten reducir drásticamente el tiempo de ensayo, pero que requieren ser calibrados frente a los ensayos de difusión natural para garantizar su validez.

5.2 MÉTODOS ELÉCTRICOS

Los métodos eléctricos representan una alternativa eficiente a los ensayos de difusión natural, reduciendo los tiempos de ensayo. No obstante, la gran mayoría de los métodos eléctricos (superficiales, volumétricos y de migración) tienen limitaciones físicas y procedimentales. La presencia de acero de refuerzo altera el campo eléctrico y actúa como un camino de baja resistencia ("cortocircuito"), lo que invalida la medición de la resistividad del material independientemente del equipo utilizado, un fenómeno extensamente documentado en estudios de modelado numérico y pruebas experimentales [80-82]. Asimismo, la dependencia de la edad y el curado es una condición de contorno intrínseca a la naturaleza electrolítica del hormigón; su resistividad varía significativamente debido a la evolución de la microestructura durante la hidratación y a cambios en el contenido de humedad, por lo que la falta de estandarización en estos factores compromete la fiabilidad y comparabilidad de los datos en cualquier ensayo eléctrico [12,52,83].

Estos métodos aplican un campo eléctrico externo (generalmente entre 10 y 60 V) que fuerza el movimiento direccional de los iones, regido por la ecuación de Nernst-Planck. Dependiendo del régimen de flujo, es posible determinar coeficientes de migración en estado no estacionario (D_{nssm}), donde el flujo es variable, o en estado estacionario (D_{mss} o D_{eff}), donde el flujo se vuelve constante. Si bien su principal ventaja es la rapidez, ideal para el control de calidad industrial, estos métodos alteran las condiciones naturales de servicio al acelerar artificialmente el transporte iónico, y por lo general reflejan la difusividad de cloruros libres sin capturar completamente los efectos complejos de fijación química/física del hormigón. A continuación, se detallan los métodos más representativos.

ASTM C1202: Prueba rápida de permeabilidad al cloruro (RCPT) (prueba de Coulomb)

La variante de ensayo eléctrico más empleada es el ensayo de permeabilidad rápida a cloruros, conocido como RCPT (1981) y estandarizado en ASTM C1202 (1994) (Figura 5a) [84].

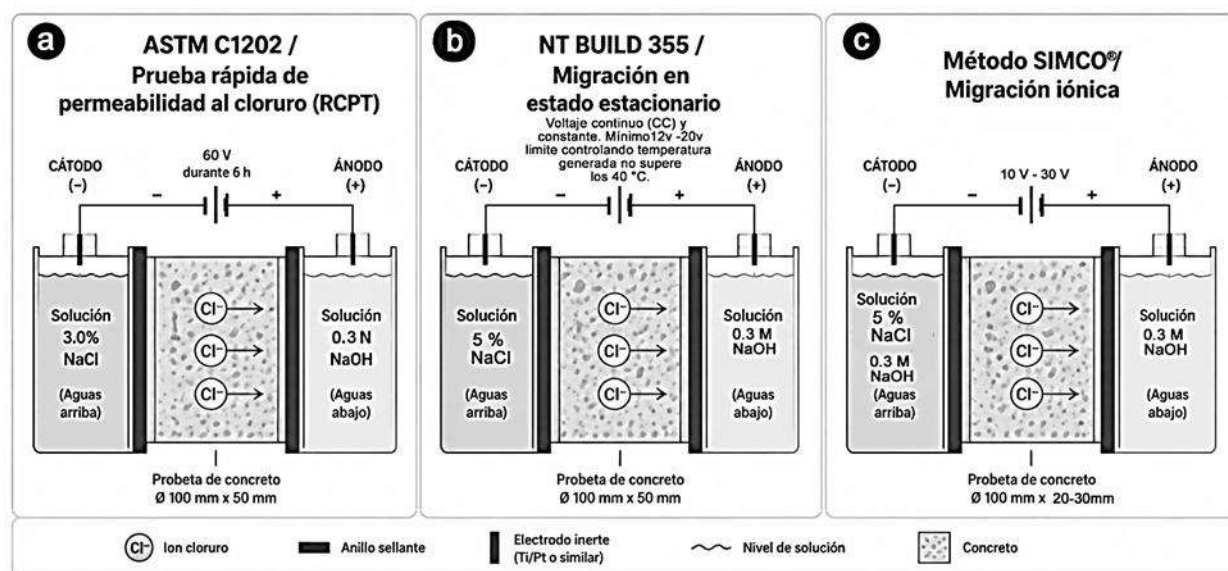


Fig. 5- Disposición experimental para una prueba de migración.

El método ASTM C1202 es una prueba acelerada diseñada para evaluar la conductancia eléctrica del hormigón como un indicador rápido de su resistencia a la penetración de iones cloruro. El procedimiento comienza con la preparación de probetas en discos de 50 mm de espesor cortados de cilindros o núcleos de 100 mm de diámetro nominal, los cuales deben ser curados bajo condiciones controladas —generalmente 28 días para hormigones estándar o hasta 56 días si contienen materiales cementicios suplementarios—. Antes del ensayo, las probetas se someten a un riguroso proceso de saturación bajo vacío: se aplica una presión absoluta inferior a 50 mm de Hg durante tres horas, se introduce agua desaireada sin romper el vacío por una hora adicional y finalmente se sumergen las muestras en agua durante 18 ± 2 horas. Posteriormente, se sellan los laterales de la probeta con un recubrimiento impermeable y se montan las celdas; se llena un lado con solución al 3.0% de cloruro de sodio (NaCl) (conectado al terminal negativo) y el otro con 0.3 N de solución de hidróxido de sodio (NaOH) (conectado al terminal positivo). Se aplica una diferencia de potencial de 60 V DC a través de la probeta durante un periodo de 6 horas, monitoreando cada 30 minutos la corriente para calcular la carga total en culombios que atraviesa el espécimen, donde un menor paso de carga indica una mayor resistencia al cloruro. Esto permite clasificaciones ordinales, requiriendo factores de correlación empíricos para relacionarlo con difusión natural real [13]. Este ensayo proporciona un índice relativo útil para la comparación entre mezclas.

Las ventajas de este método incluyen un tiempo de ensayo muy corto de solo 6 horas, resultados numéricos directos que permiten clasificación del hormigón según categorías establecidas, utilidad para control de calidad y comparación entre mezclas y sensibilidad a cambios en la microestructura del hormigón [84,14,85-89].

No obstante, el método presenta limitaciones fundamentales que requieren una interpretación cuidadosa. En primer lugar, no cuantifica directamente la difusión de cloruros [90], sino la conductividad eléctrica total del hormigón; la corriente medida incluye el aporte de todos los iones presentes en la SP [91]. Además, el calentamiento significativo de la muestra durante el ensayo —que puede alcanzar entre 80 y 90 °C— y el alto voltaje aplicado tienen el potencial de alterar la microestructura del material e inducir reacciones electroquímicas que no son representativas de las condiciones reales de servicio [76].

En segundo lugar, la prueba muestra una alta sensibilidad a la composición química del hormigón. Tiende a sobrestimar la permeabilidad en concretos con alto contenido de álcalis y a subestimarla en aquellos con bajo contenido [85].

NTBUILD-355. Prueba de migración en estado estacionario.

Por su parte, el método NT BUILD 355 [92] (Figura 5b) determina el coeficiente de difusión de iones cloruro en estado estacionario. La preparación de las probetas comienza con cilindros de 95 a 100 mm de diámetro y una longitud mínima de 200 mm, los cuales pueden ser moldeados o extraídos por perforación. Estos cilindros se curan en agua hasta los 90 días y posteriormente se sumergen en una solución saturada de hidróxido de calcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ hasta que su masa se estabilice. A continuación, se secan superficialmente, se recubren los laterales con resina epoxi para asegurar que el flujo sea unidireccional y se cortan en discos de aproximadamente 50 mm de espesor. Estas muestras se vuelven a saturar en la solución de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ hasta lograr masa constante antes de ser montadas en la célula de prueba.

Para la ejecución del ensayo, la probeta se coloca en la célula de migración y después de verificar que no existen fugas utilizando una solución de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, se llena el lado negativo (ánodo) con una solución al 5% de NaCl y el lado positivo (cátodo) con una solución al 0.3 N de NaOH . Se aplica un voltaje constante de al menos 12 voltios, vigilando que la temperatura de la probeta no exceda los 40°C . Se mide la caída de voltaje real a través de la muestra mediante electrodos de referencia y se recomienda medir la resistencia eléctrica y el peso de la probeta antes y después del test para control de calidad [92].

El monitoreo del ensayo se realiza en dos fases. Inicialmente, se utiliza una prueba cualitativa con nitrato de plata para detectar el momento en que los iones cloruro comienzan a penetrar la muestra. Una vez detectada la presencia de cloruros (precipitado blanco), se inicia la medición cuantitativa de la concentración de cloruro en el compartimento de NaOH al menos una vez al día durante un mínimo de 7 días. Los datos recopilados deben mostrar un aumento lineal de la concentración respecto al tiempo, requiriéndose un coeficiente de correlación de al menos 0.9 para garantizar la validez del estado estacionario [92].

Finalmente, el cálculo de resultados se obtiene determinando primero el flujo de cloruros a partir de la pendiente de la curva de concentración-tiempo, el volumen del compartimento receptor y el área de la probeta. Utilizando este flujo y parámetros como la temperatura absoluta, el espesor de la muestra, la concentración inicial de cloruro y la caída de voltaje promedio, se calcula el coeficiente de difusión mediante una ecuación derivada de la ley de Nernst-Planck [92].

La ventaja principal es que reduce el tiempo de ensayo sin sacrificar excesivamente la precisión respecto a los métodos de difusión natural. No obstante, su duración prolongada, la complejidad del análisis químico y la necesidad de alcanzar condiciones cercanas al estado estacionario limitan su empleo en el control de calidad rutinario en comparación con el ASTM C1202.

Prueba de migración iónica SIMCO®

El procedimiento de migración iónica (Ion Migration Test) desarrollado por la empresa SIMCO® (Figura 5c) constituye una versión modificada del ensayo RCPT, con un alcance más amplio que la simple medición de la carga total. A diferencia de este último, que entrega principalmente un indicador cualitativo de la penetrabilidad del concreto a partir de los culombios acumulados, el protocolo de SIMCO agrupa una serie de ensayos destinados a obtener parámetros de transporte y características geométricas del material, que se utilizan posteriormente en el modelado de durabilidad mediante el software STADIUM® (Software for Transport and Degradation in Unsaturated Materials).

En términos operativos, el ensayo de migración de SIMCO comparte con la norma NT BUILD 355 el uso de un campo eléctrico controlado y la limitación del voltaje aplicado normalmente entre 16 y 20 V, con un máximo cercano a 30 V. La diferencia técnica clave es la presencia de NaOH en ambas celdas, lo que reduce la formación de gradientes químicos opuestos al campo eléctrico y, en consecuencia, minimiza la difusión inversa y favorece que el transporte de cloruros esté gobernado principalmente por el campo eléctrico aplicado. De este modo, el flujo de cloruros medido representa con mayor fidelidad la migración forzada a través de la muestra. Para el ensayo se preparan discos cilíndricos de hormigón, que se saturan al vacío con una solución de NaOH , se sellan lateralmente y se montan en una celda de migración. En una cámara se coloca una solución de $\text{NaCl} + \text{NaOH}$ y en la otra solo NaOH . Durante el ensayo se impone un potencial constante y se registran simultáneamente la corriente I , el voltaje efectivo y la evolución de la concentración de cloruros en la celda receptora. A partir de estos parámetros, el modelo asociado al método estima el coeficiente efectivo de difusión y la tortuosidad inversa del material, proporcionando valores cuantitativos de transporte adecuados para el modelado de durabilidad.

Considerando que el acceso al software STADIUM® es limitado por tratarse de una herramienta comercial, puede plantearse una metodología alternativa para estimar el coeficiente de difusión a partir de los resultados del ensayo SIMCO®. En este enfoque se aprovecha la información experimental obtenida en la celda de migración, especialmente la corriente en régimen estacionario (I_{ss}), para calcular primero la conductividad eléctrica asociada al ensayo y, posteriormente, aplicar la RNE con el fin de estimar el coeficiente efectivo de difusión de cloruros [94,95].

Esta adaptación del ensayo de migración iónica fue utilizada en el marco del proyecto colaborativo cubano-suízo bajo la visión del profesor Fernando Martirena y con el apoyo técnico de Pierre Henocq, con el objetivo de abordar las particularidades físicas y químicas de los cementos ternarios (arcilla calcinada y caliza) [93].

NTBUILD -492. Coeficiente de migración de cloruro a partir de experimentos de migración en estado no estacionario.

El método NT BUILD 492 [97] establece un procedimiento para determinar el coeficiente de migración de cloruros en estado no estacionario (Figura 6). El ensayo requiere probetas cilíndricas de 100 mm de diámetro y 50 mm de espesor, las cuales son sometidas inicialmente a una saturación bajo vacío en una solución de hidróxido de calcio para asegurar el llenado de los poros. A diferencia de otros métodos, la configuración física utiliza un manguito de goma en el que se inserta la probeta, reemplazando el diseño de celdas rígidas se acoplan a la muestra. Este cambio está diseñado principalmente para optimizar el sellado y simplificar la preparación de la probeta, ya que la goma elástica, comprimida mediante abrazaderas, se adapta automáticamente a las irregularidades de la superficie lateral del hormigón. El compartimento superior (ánodo) se llena con una solución de NaOH (0.3 N), mientras que el conjunto se sumerge en un gran depósito externo (cátodo) con NaCl (10%). Se aplica un voltaje inicial de 30 V y se ajusta según la corriente inicial para definir una duración de ensayo que varía entre 6 y 96 horas. Finalizado el test, la probeta se parte axialmente y se rocía con nitrato de plata para visualizar el frente de penetración de cloruros (un precipitado blanco), midiendo la profundidad para calcular el coeficiente de migración mediante una ecuación basada en la ley de Nernst-Planck a partir además del voltaje aplicado, la duración del ensayo, y la temperatura [14,98,99,95,100].

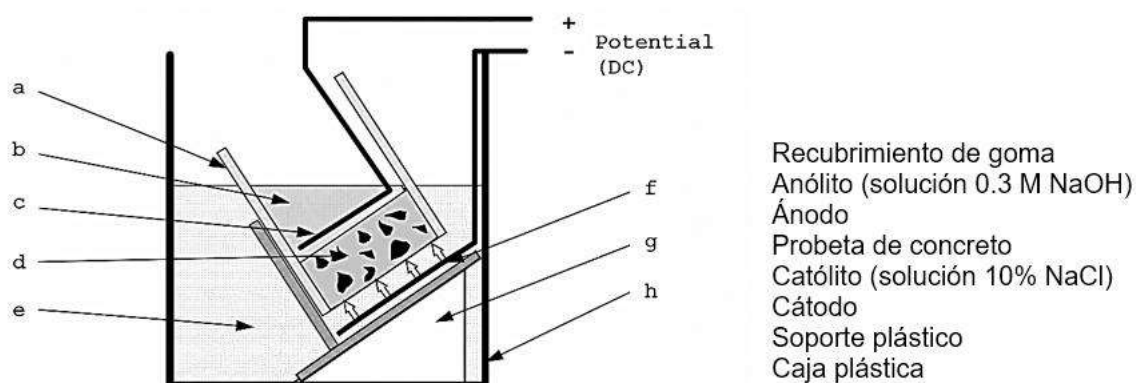


Fig. 6- Disposición experimental para la prueba de migración rápida .

Entre las principales ventajas de este método destaca su capacidad para proporcionar un resultado cuantitativo (D_{nssm}) que es esencial para modelos de predicción de vida útil, a diferencia de pruebas cualitativas como la ASTM C1202. Asimismo, ofrece la ventaja visual de inspeccionar el interior del material para detectar defectos o heterogeneidades, y su diseño con manguito de goma simplifica el sellado lateral de las muestras, evitando el uso complejo de epoxi o juntas rígidas, especialmente útil en núcleos extraídos de estructuras existentes. Además, al ser un ensayo de estado no estacionario, no es necesario esperar a que los iones atraviesen toda la probeta, reduciendo el tiempo de prueba en comparación con los métodos de difusión natural [101-103].

Sin embargo, el método presenta desventajas significativas relacionadas con la comparabilidad de los datos. La norma advierte explícitamente que el coeficiente D_{nssm} calculado no es comparable directamente con los coeficientes de difusión obtenidos mediante ensayos de inmersión natural o migración en estado estacionario, lo que limita la comparación con datos históricos o estudios que utilicen otras normativas [104,105]. Adicionalmente, la reproducibilidad del ensayo es baja, principalmente en hormigones con MCS, donde puede alcanzar hasta el 24% [106,76]. Por último, el procedimiento es destructivo (requiere partir la probeta) y la medición manual de la profundidad de penetración puede introducir subjetividad si el frente es irregular o está bloqueado por agregados gruesos [107].

5.2.2 Métodos de resistividad eléctrica

Los métodos de resistividad eléctrica se pueden clasificar principalmente en métodos directos e indirectos, distinción que se fundamenta en el tipo de acoplamiento físico que se establece entre el equipo de medición y la superficie del hormigón.

Los métodos directos, también conocidos como galvánicos, se basan en el contacto físico directo entre electrodos metálicos y la superficie del material. En este enfoque, el flujo de corriente eléctrica se establece mediante conducción iónica a través de la SP del hormigón, lo que obligatoriamente requiere el uso de un medio acoplante — como esponjas húmedas, paños saturados o geles conductores— para asegurar una conexión eléctrica adecuada y minimizar la resistencia de contacto. Durante el ensayo, se aplica generalmente una corriente alterna de baja frecuencia para evitar la polarización de los electrodos y se mide la diferencia de potencial resultante para calcular la resistividad mediante la Ley de Ohm y factores geométricos. Las técnicas más representativas de este grupo son el método de las cuatro puntas (sonda Wenner) y el método de dos electrodos (uniaxial). La gran ventaja de estos métodos radica en su robustez, bajo costo y la existencia de un marco normativo claro; sin embargo, presentan la desventaja de exigir una preparación meticulosa de la superficie (que debe estar limpia y húmeda) y son sensibles a factores como la temperatura, humedad, la presión aplicada sobre el sensor o la presencia de capas superficiales alteradas, como la carbonatación.

Por otro lado, los métodos indirectos o no galvánicos eliminan la necesidad de un contacto eléctrico directo, utilizando el aire como medio de conexión a través de campos eléctricos o magnéticos, en un proceso conocido como acoplamiento capacitivo. En estos métodos, los electrodos del sensor se posicionan a una pequeña distancia de la superficie del hormigón sin tocarla, formando un capacitor donde la propia superficie del material actúa como una de las placas. La medición se basa en la respuesta dieléctrica e impedancia compleja del material ante un campo electromagnético de alta frecuencia, en lugar de la inyección directa de iones. Dentro de esta categoría se encuentran los sensores capacitivos de cuatro puntas y los métodos de inducción electromagnética. Sus ventajas más notables son la rapidez extrema y la ausencia de preparación de la superficie, ya que pueden medir sobre hormigones secos o rugosos sin necesidad de mojarlos, lo que los hace ideales para el escaneo rápido de grandes estructuras. Como contrapartida, el equipamiento es más costoso, la profundidad de investigación puede ser menor y no están normalizados como los métodos de contacto.

Método de resistividad superficial

El método de resistividad eléctrica por el método de las cuatro puntas (Figura 7a), conocido como Wenner Probe, mide la resistividad eléctrica superficial y ha sido estandarizado en AASHTO TP 95-11 [108].

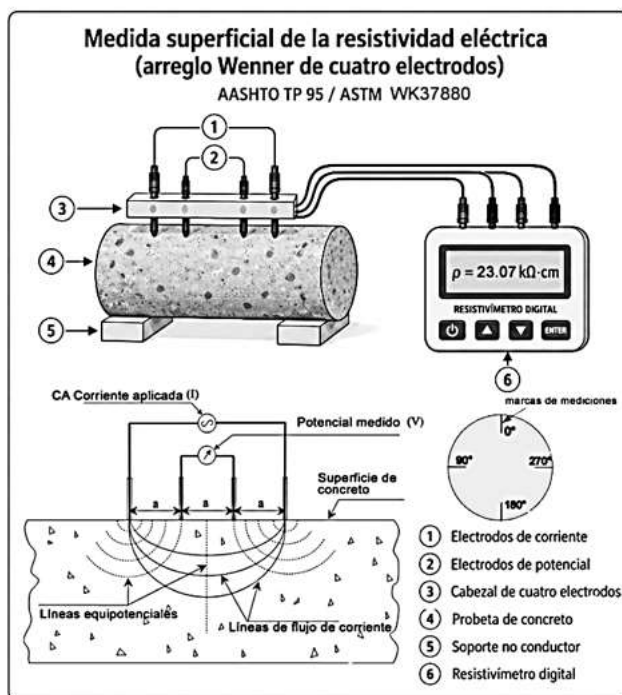


Fig. 7a. Disposición experimental para el montaje de la prueba de resistividad superficial

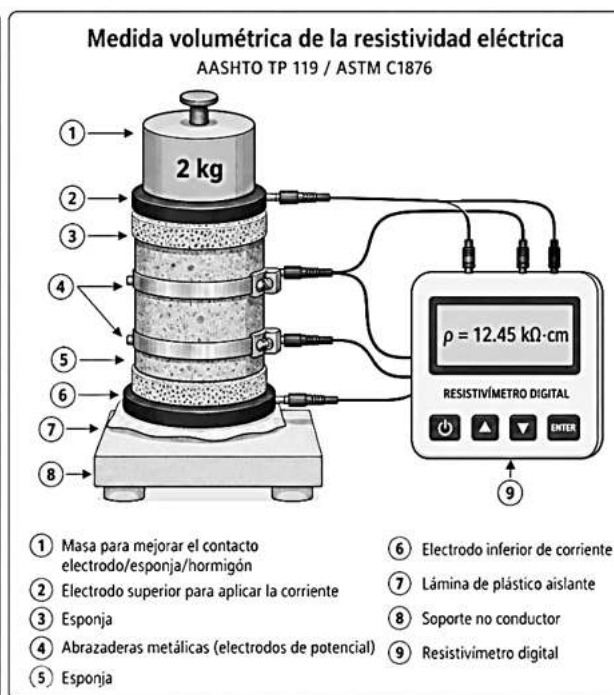


Fig. 7b. Disposición experimental para el montaje de la prueba de resistividad volumétrica.

Este procedimiento se aplica habitualmente a cilindros o núcleos de 100x200 mm o 150x300 mm que deben mantenerse en condiciones de saturación, conservando una humedad relativa del 100% desde el momento del desmolde hasta el ensayo. Para la medición, se utiliza un array de cuatro electrodos con una separación de 38,1 mm (1,5 pulgadas) que se posiciona sobre la cara lateral de la muestra; a través de los pines externos se aplica una corriente alterna, mientras se mide la diferencia de potencial en los internos. Con el fin de garantizar la fiabilidad del dato, se registran mediciones en cuatro puntos de la circunferencia (0°, 90°, 180° y 270°), repitiendo el ciclo completo dos veces para obtener un promedio. Finalmente, se calcula el promedio del conjunto de muestras y, si estas fueron curadas en tanque de agua de cal, se aplica un factor de corrección multiplicando el resultado por 1,1, ya que este método tiende a reducir la resistividad en un 10 % en comparación con el curado en cámara húmeda. La resistividad se calcula a partir de la geometría de la muestra, de la disposición de los electrodos y las mediciones eléctricas. El valor resultante se clasifica cualitativamente —en categorías como Alta, Moderada, Baja, Muy baja o Despreciable— contrastándolo con los umbrales establecidos en la Tabla 1 de la norma.

Método de resistividad volumétrica

La determinación de la resistividad eléctrica volumétrica (o "bulk"), se fundamenta en el método de dos electrodos (configuración uniaxial) establecido en la norma ASTM C1876-19 y AASHTO TP 119[109,110] (figura 7b). El ensayo se realiza habitualmente sobre cilindros de hormigón de dimensiones estándar (como 100 mm x 200 mm o 4 x 8 pulgadas), los cuales se colocan entre dos placas metálicas conductoras. Para asegurar un óptimo contacto eléctrico y minimizar la resistencia de la interfaz, se interponen entre las placas y las caras del cilindro elementos conductores saturados, generalmente esponjas o paños de tela humedecidos. Se aplica una corriente eléctrica alterna de baja frecuencia a través de la muestra para evitar la polarización de los electrodos y se mide la caída de potencial resultante. Finalmente, la resistencia eléctrica medida se convierte en resistividad volumétrica utilizando la geometría de la probeta, multiplicando la resistencia por el factor de forma (área de la sección transversal dividida por la distancia entre los electrodos).

La resistividad eléctrica del hormigón constituye un indicador fundamental de su porosidad y durabilidad, pero su evaluación precisa exige corregir la discrepancia entre las lecturas superficiales obtenidas mediante el método Wenner y la realidad volumétrica del material, ya que las líneas de corriente en un cuerpo finito no se comportan igual que en un medio infinito. Para subsanar esta distorsión provocada por los bordes de la probeta, se aplican factores de corrección geométrica; específicamente, el estudio de Oğulcan et al. [129] adopta un factor fijo de 1,93 [111] para cilindros de 4x8 pulgadas, dividiendo el valor superficial medido por este número para obtener la resistividad volumétrica real, un enfoque que también se alinea con los factores empíricos tabulados por Andrade [112]. La corrección de la resistividad superficial a resistividad volumétrica es un paso fundamental, porque el valor volumétrico corregido se utiliza como referencia para el cálculo del F. En la Sección 4 se detalla cómo estos valores de resistividad permiten estimar el coeficiente de difusión aparente a través del concepto de F.

Además de los métodos aquí descritos, se han propuesto configuraciones de migración y técnicas de resistividad capacitivas o inductivas no normalizadas, empleadas principalmente en investigación y que aún no cuentan con un respaldo normativo equivalente.

5.3 Comparación y correlaciones entre métodos

La correlación más estudiada entre la carga del ensayo ASTM C1202 y los coeficientes de migración obtenidos con ensayos tipo NT BUILD 492 o pruebas de migración rápida es claramente no lineal, con coeficientes de determinación típicos en el rango $R^2 \approx 0.70-0.90$, y una dispersión atribuida a que el RCPT mide la conductividad eléctrica total del hormigón mientras los ensayos de migración cuantifican directamente la penetración de cloruros. En consecuencia, hormigones con elevado contenido de álcalis tienden a sobreestimar la carga medida en RCPT respecto al coeficiente real de migración, mientras que mezclas con menor conductividad de la SP pueden presentar la situación opuesta [85,113,114].

Se han propuesto numerosas ecuaciones empíricas para relacionar la carga RCPT con un coeficiente de migración equivalente, habitualmente de tipo logarítmico o potencial. Una formulación frecuentemente citada es $DRCM = a \times Q^b$, donde DRCM es el coeficiente de migración (expresado en 10^{-12} m²/s), Q es la carga RCPT en culombios y a, b son constantes empíricas dependientes del tipo de hormigón. Para hormigones con cemento Portland ordinario sin adiciones, se han reportado valores de a del orden de 10 000–15 000 y exponentes $b \approx 0.8-1.0$, aunque estos parámetros pueden variar de forma significativa en mezclas con materiales cementantes suplementarios. Por ello, la recomendación general es establecer correlaciones específicas para cada familia de hormigón de interés [86,115,116], en lugar de aplicar ecuaciones genéricas sin calibración previa.

Diversos autores han mostrado de forma consistente que los coeficientes de difusión obtenidos en condiciones naturales son inferiores a los coeficientes de migración determinados bajo campo eléctrico para un mismo hormigón, con factores de conversión típicamente comprendidos entre 2 y 10 [117,118,69,73,119]. Este factor tiende a ser menor en cementos Portland ordinarios y aumenta al incorporar materiales cementantes suplementarios, ya que la mayor capacidad de fijación de cloruros y las diferencias en la microestructura afectan en mayor medida a la difusión natural que al transporte acelerado por migración.

En cuanto a la resistividad eléctrica, se ha observado que hormigones con alta resistividad presentan, en general, coeficientes de difusión y migración más bajos, y viceversa. Los estudios experimentales confirman esta relación inversa, pero también evidencian una dispersión considerable asociada a la capacidad de fijación de cloruros y a la variabilidad de la SP, factores que modifican el coeficiente de difusión aparente sin alterar necesariamente la resistividad medida [75,120,121]. Para capturar esta relación se han propuesto ecuaciones empíricas del tipo $D=a/\rho^b$, donde D es el coeficiente de difusión o migración, ρ es la resistividad, y a , b son constantes empíricas. En hormigones con cemento Portland ordinario, el exponente b suele ser cercano a 1, en línea con la relación de Nernst–Einstein, mientras que en hormigones con materiales cementantes suplementarios puede desviarse de esa unidad debido a los efectos de fijación de cloruros y a cambios en la conectividad de la red porosa. Se han propuesto correlaciones más complejas que incorporan explícitamente el tipo de cemento, la relación agua/cemento y la edad del hormigón, logrando mejorar la precisión de las estimaciones a costa de reducir la simplicidad y universalidad de las ecuaciones.

6. MÉTODOS DE MEDICIÓN DE LA CONDUCTIVIDAD O LA CONCENTRACIÓN MOLAR DE LA SP DEL HORMIGÓN

Los métodos para medir la conductividad SP del hormigón (Figura 8) consideran, en primer lugar, la aplicación de métodos de extracción (PWE, CWE y celda Hassler), que permiten obtener la solución desde el interior del material y, en segundo lugar, la utilización de métodos para determinar sus propiedades. Estos últimos incluyen procedimientos de medición directa de la conductividad eléctrica sobre la solución extraída y procedimientos indirectos basados en su análisis químico (por ejemplo, mediante fotometría de llama, espectrometría de absorción atómica, titulación ácido–base y electrodos redox de plata/cloruro de plata), con los cuales se determina la concentración molar de las especies iónicas disueltas.

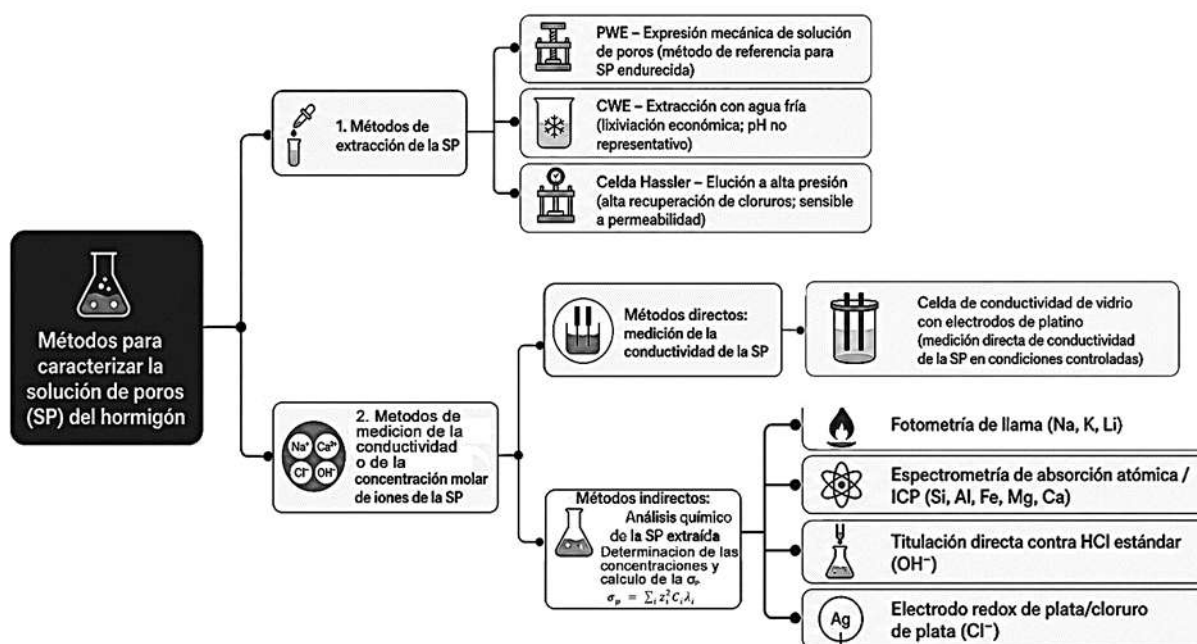


Fig. 8- Esquema de los métodos empleados para caracterizar la SP del hormigón.

Entre los métodos de extracción, la Extracción de Agua de Poros (PWE, Pore Water Expression) constituye la técnica de referencia, desarrollada originalmente por Longuet et al. Este procedimiento consiste en remover la SP mediante presión mecánica utilizando un aparato especializado compuesto por dos cilindros de acero de pared gruesa concéntricos (Figura 9a) [122],[91]. El proceso implica aplicar presiones del orden de 550 MPa a una muestra de aproximadamente 250 g de pasta o mortero endurecido durante varios minutos, mientras la solución se extrae a través de un anillo de drenaje en la placa base donde se recoge. Si bien la magnitud de la presión máxima aplicada ha generado preocupaciones sobre su efecto en la concentración de metales alcalinos, diversos investigadores han concluido que no existe una influencia significativa de la presión de extracción en el rango de 200-1000 MPa. Este método proporciona un "instantáneo" de las concentraciones existentes en el momento y es el procedimiento recomendado para validar otros métodos; sin embargo, presenta limitaciones importantes al ser relativamente ineficiente para materiales con bajo contenido de agua libre, como muestras antiguas o con baja relación agua/cemento. El rendimiento obtenible se reduce progresivamente conforme avanza la hidratación, especialmente en muestras con relaciones agua/cemento moderadas y bajas mayores de 56 días, que pueden producir volúmenes excesivamente pequeños [123].

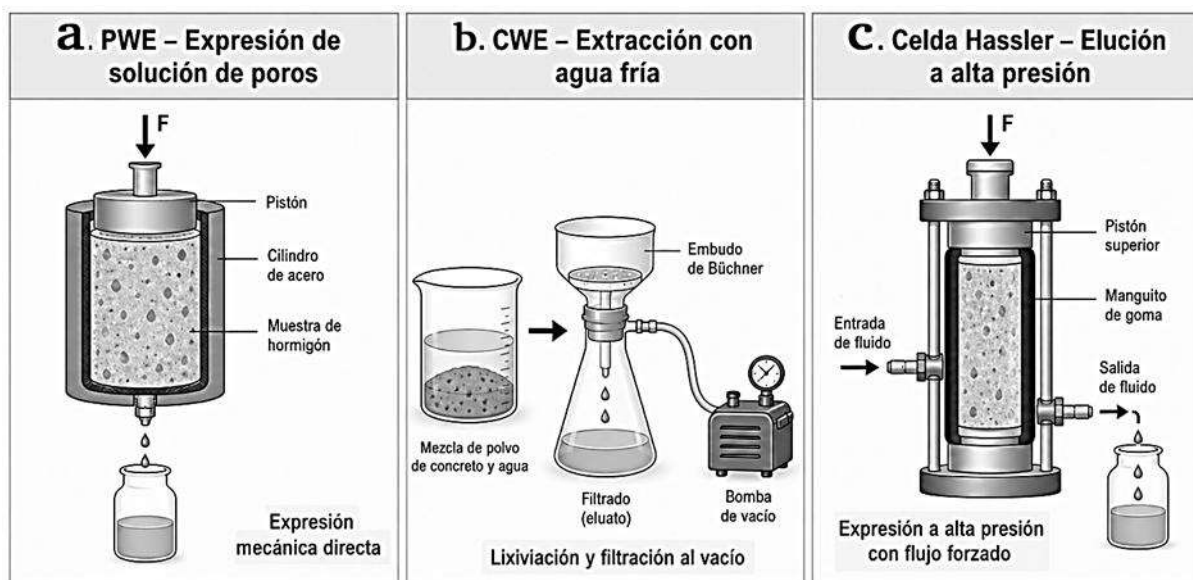


Fig. 9 a. Diagrama esquemático del aparato de expresión de SP (PWE). b-Diagrama esquemático del método de extracción con agua fría (CWE). c. Diagrama esquemático de la celda Hassler para elución a alta presión.

Como alternativa a la PWE, la Extracción con Agua Fría (CWE, Cold Water Extraction) representa un método de lixiviación ex-situ que requiere únicamente equipo básico. Consiste en triturar la muestra, mezclarla con un líquido de extracción y filtrarla tras un período de lixiviación. El procedimiento estándar involucra mezclar 20 g de polvo (con tamaño de grano máximo de 80 μm) con 20 g de agua desionizada, agitar durante 5 minutos y filtrar durante aproximadamente 1 minuto usando una bomba de agua y un filtro de celulosa Whatman Grado 40 de 8 μm (Figura 9b). Posteriormente, la muestra se diluye 10 veces con agua desionizada y se acidifica con HNO_3 hasta una concentración final de 0.1 mol/l para el análisis posterior de Na y K mediante espectrometría de masas con plasma acoplado inductivamente (ICP-MS). Es crucial que el agua de extracción sea agua desionizada hervida, almacenada en una botella de vidrio sellada y enfriada a temperatura ambiente antes del experimento para remover el aire (incluyendo CO_2) y prevenir la carbonatación subsecuente. Aunque este método ofrece bajo costo, disponibilidad de equipo y un procedimiento relativamente simple, presenta limitaciones significativas: el pH medido directamente o por titulación de iones hidroxilo en la solución extraída no es representativo del pH de la SP debido a la disolución de portlandita en el agua, que libera iones OH^- . Además, existe la posible liberación de metales alcalinos unidos durante el CWE, y los agregados también pueden liberar metales alcalinos, llevando a una sobreestimación. Las recomendaciones establecen que una relación agua/sólido dentro del rango de 2-10 puede producir resultados de pH consistentes para todos los tipos de materiales cementosos, siendo la relación óptima agua/sólido de 2 para la medición de pH de alta precisión en morteros de cemento [123,124].

Finalmente, la elución a alta presión mediante celda Hassler (Figura 9c) representa un método alternativo que permite que la SP se eluya mediante el bombeo de un líquido para su posterior recolección y análisis de iones como el cloruro. En este procedimiento, cada núcleo se satura al vacío con agua antes de colocarse en la celda Hassler y se lava con agua desionizada durante 30 minutos. La muestra se encapsula en una manga de goma nitrílica a la que se aplica una presión de confinamiento que excede la presión del líquido fluyendo a través de la muestra; esto sella la cara circunferencial y asegura un flujo axial. El eluyente se recoge durante los primeros 400 segundos y subsecuentemente en intervalos de 200 segundos por un total de 30 minutos. Este método presenta la ventaja de ser capaz de recuperar una proporción significativamente mayor del cloruro incorporado conforme avanza el curado; sin embargo, enfrenta limitaciones importantes, ya que cementos con relaciones agua/cemento y cemento/arenas más bajas son demasiado impermeables para permitir un flujo medible. Además, muestra mayor sensibilidad a la composición de la mezcla que el método de expresión, y la saturación deliberada con agua diluye la SP, causando que los componentes reajusten sus equilibrios y resultando en la liberación de cloruro unido, lo que puede comprometer la representatividad de las mediciones [122].

Cabe señalar que, además de los procedimientos aquí esquematizados (PWE, CWE, y la celda Hassler), la literatura describe variantes operativas de PWE y CWE, así como enfoques basados en modelado termodinámico de equilibrio químico, que se consideran extensiones de estos métodos experimentales más que técnicas independientes.

Los métodos de extracción de SP presentan ventajas claras, pero también limitaciones importantes que condicionan su aplicación práctica. En términos generales, la PWE permite obtener una instantánea relativamente representativa de la composición real de la SP en el momento del ensayo y no altera significativamente las concentraciones de alcalis en el rango de presiones usuales, aunque su rendimiento disminuye drásticamente en materiales con baja relación a/mc o elevada edad, donde el volumen recuperado puede ser muy pequeño. La CWE ofrece un procedimiento mucho más simple y económico, que solo requiere equipo básico de laboratorio y resulta práctico para estudios rutinarios; sin embargo, introduce errores sistemáticos asociados a la disolución adicional de portlandita, la posible liberación de alcalis fijados y la contribución de los agregados, lo que puede sobreestimar el pH y las concentraciones de Na y K respecto a la SP real. Finalmente, la elución en celda Hassler permite recuperar una fracción mayor del cloruro incorporado en muestras maduras y densas, constituyendo una alternativa valiosa cuando la PWE es poco eficiente, pero su aplicabilidad se ve restringida en hormigones muy impermeables y la saturación previa con agua desionizada tiende a diluir y reequilibrar la SP, comprometiendo la representatividad de las concentraciones medidas [125,123,126].

Una vez extraída la SP, los métodos de medición directa emplean habitualmente una celda de conductividad de vidrio con electrodos de platino, que constituye el enfoque tradicional. En este sistema se utiliza una celda, por lo general cilíndrica, con un diámetro interno del orden de 25 mm y una separación entre electrodos cercana a 320 mm, cuya constante de celda se determina experimentalmente mediante soluciones patrón. Todas las mediciones se realizan en una cámara ambiental mantenida a 25.0 ± 0.4 °C; para ello, la SP se deja en equilibrio térmico durante unas 10 horas en un matraz volumétrico antes de determinar su conductividad con un impedanciómetro [127].

Los métodos para determinar la conductividad de la SP tienen fortalezas y limitaciones complementarias. En los métodos directos, se mide un valor de σp inmediato y con incertidumbre instrumental relativamente baja, aunque sin información detallada sobre la composición individual de los iones y siempre condicionado por el procedimiento previo de extracción. En los métodos indirectos, la conductividad se estima a partir de la composición química de la solución, lo que permite calcular σp con modelos basados en fuerza iónica y conductividades molares, y al mismo tiempo analizar en profundidad la química de la SP; sin embargo, este enfoque requiere equipamiento analítico especializado y depende de parámetros y suposiciones de modelo que introducen incertidumbre adicional frente a la medición directa. [128,127]

1. Los métodos eléctricos se han consolidado como herramientas claves para evaluar la resistencia del hormigón al ingreso de cloruros en ambientes marinos, al ofrecer tiempos de ensayo significativamente menores que los métodos de difusión natural. Sin embargo, su correcta interpretación requiere comprender su relación con la microestructura del hormigón y con la composición iónica de la solución de poros, tal como se establece mediante las ecuaciones de Nernst–Planck y Nernst–Einstein.
2. Los ensayos de difusión natural (ASTM C1543, NT BUILD 443, ASTM C1556) continúan siendo los métodos de referencia para determinar coeficientes de difusión aparente y concentraciones superficiales de cloruros, al reproducir fielmente las condiciones de exposición. No obstante, sus elevados tiempos de ensayo, el consumo de muestras y la complejidad del análisis limitan su uso en el control de calidad rutinario, por lo que resultan más apropiados como métodos patrón para la calibración de técnicas aceleradas.
3. Entre los métodos eléctricos de migración, la ASTM C1202 proporciona un índice rápido de conductividad global, útil para clasificar mezclas, pero no mide directamente la difusión de cloruros y es altamente sensible al contenido de álcalis y al calentamiento de la probeta. Ensayos basados en la migración controlada de cloruros, como NT BUILD 355, SIMCO® y NT BUILD 492, permiten obtener coeficientes de transporte cuantitativos (en régimen estacionario o no estacionario), reduciendo tiempos respecto a la difusión natural, aunque introducen condiciones de ensayo alejadas del servicio y requieren una interpretación más sofisticada.
4. El factor de formación emerge como una alternativa particularmente útil para vincular mediciones eléctricas instantáneas con el coeficiente de difusión efectivo de cloruros. A partir de la relación de Nernst–Einstein, la combinación de la resistividad del hormigón con la conductividad estimada de la solución de poros permite calcular factores de formación que encapsulan, en un único parámetro, los efectos de porosidad conectada, tortuosidad y constricción. Estos factores pueden emplearse para estimar coeficientes de difusión efectivos sin necesidad de ensayos de larga duración, siempre que se disponga de una calibración adecuada frente a métodos de referencia de difusión natural para la familia de hormigones estudiada.
5. La resistividad eléctrica, medida mediante métodos superficiales (sonda Wenner) o volumétricos (configuración uniaxial ASTM C1876 / AASHTO TP 119), constituye un parámetro global muy sensible a la porosidad conectada, a la saturación y a la conductividad de la solución de poros, y se ha demostrado su correlación con los coeficientes de difusión y migración.
6. Los métodos de extracción de solución de poros —expresión mecánica (PWE), extracción con agua fría (CWE) y elución mediante celda Hassler— son complementarios a las técnicas eléctricas, ya que permiten cuantificar directamente la composición iónica y la alcalinidad de la solución de poros, así como validar las hipótesis asumidas en los modelos de transporte.
7. Las correlaciones empíricas entre carga RCPT, coeficientes de migración y resistividad eléctrica muestran tendencias claras —mayor conductividad implica mayor transporte de cloruros—, pero presentan una dispersión importante ligada al tipo de cemento, la presencia de materiales cementantes suplementarios, la edad y la capacidad de fijación de cloruros. Los factores de conversión entre difusión natural y migración acelerada deben calibrarse para cada familia de hormigones y utilizarse con cautela si se pretende extrapolar resultados a condiciones reales de servicio.
8. Para la evaluación de la resistencia a cloruros de hormigones modernos —en particular aquellos con cementos compuestos o con adiciones puzolánicas—, se recomienda adoptar un enfoque combinado que integre: (i) ensayos de difusión natural representativos, (ii) métodos de migración acelerada debidamente calibrados, (iii) mediciones de resistividad superficial y volumétrica, y (iv) caracterización de la solución de poros. Esta estrategia multimodo permite reducir la incertidumbre asociada a cada técnica individual y proporciona una base más robusta para la modelación de la vida útil en ambientes marinos.

1. **Petrova, V.**, "Innovations in Cement Production: The Road to Sustainability and A Circular Economy", *The Eurasia Proceedings of Science Technology Engineering and Mathematics*, Vol.29, pp.295-303, (2024). <https://doi.org/10.55549/epstem.1573538>
2. **Peifeng, S., Qingli, D. and Evan, S.K.**, "Predicting chloride ingress in concrete containing different SCMs based on chloride binding and electrical resistivity", *Construction and Building Materials*, Vol.414, pp.134928, (2024). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.134928>
3. **Fan, Z. et al.**, "Transfer Parameter Analysis of Chloride Ingress into Concrete Based on Long-Term Exposure Tests in China's Coastal Region", *Materials*, Vol.15, pp.8517, (2022). <https://doi.org/10.3390/ma15238517>
4. **Ju, X., Wu, L., Liu, M., Jiang, H. and Zhang, W.**, "Modelling of Chloride Concentration Profiles in Concrete by the Consideration of Concrete Material Factors under Marine Tidal Environment", *Journal of Marine Science and Engineering*, Vol.10, pp.917, (2022). <https://doi.org/10.3390/jmse10070917>
5. **Ukpata, J.O., Ogrigbo, O.R. and Black, L.**, "Resistance of concretes to external chlorides in the presence and absence of sulphates: a review", *Applied Sciences*, Vol.13, pp.182, (2022). <https://doi.org/10.3390/app13010182>
6. **Tuutti, K.**, "Corrosion of steel in concrete", (1982). <http://www.cbi.se/viewNavMenu.do?menuID=317&oid=857>
7. **Tang, L., Nilsson, L.-O. and Basheer, P.M.** *Resistance of concrete to chloride ingress: Testing and modelling*. Taylor & Francis Group., Boca Raton, FL , USA, (2011). <https://doi.org/10.1201/b12603>.
8. **Li, C.-z., Song, X.-b. and Jiang, L.**, "A time-dependent chloride diffusion model for predicting initial corrosion time of reinforced concrete with slag addition", *Cement and Concrete Research*, Vol.145, pp.106455, (2021). <https://doi.org/10.1016/J.CEMCONRES.2021.106455>
9. **Fenau, M.**, "Modelling of chloride transport in non-saturated concrete: from microscale to macroscale", presented at VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures (FraMCoS 8), in the USA, (2013), <https://doi.org/10.20868/UPM.thesis.15285>.
10. **Zhang, Y.**, "Non-saturated Chloride Diffusion in Sustainable Cementitious Materials", presented at Ph.D. dissertation, Delft University of Technology, in the Netherlands, (2018), <https://doi.org/10.4233/UUID:C3CD9297-6D49-4ED6-8979-22419B98622F>.
11. **Wan, X., Cui, Y., Jin, Z. and Gao, L.**, "Chloride Transport and Related Influencing Factors of Alkali-Activated Materials: A Review.", *Materials*, Vol.16, pp.3979, (2023). <https://doi.org/10.3390/ma16113979>
12. **Samson, E., Marchand, J. and Snyder, K.A.**, "Calculation of ionic diffusion coefficients on the basis of migration test results", *Materials and Structures*, Vol.36, pp.156-165, (2003). <https://doi.org/10.1007/BF02479554>
13. **Xu, Z. and Ye, G.**, "Understanding chloride diffusion coefficient in cementitious materials", *Materials*, Vol.16, pp.3464, (2023). <https://doi.org/10.3390/ma16093464>
14. **de Jesus, W.S. et al.**, "Comparative study of ASTM C1202 and IBRACON/NT Build 492 testing methods for assessing chloride ion penetration in concretes using different types of cement", *Buildings*, Vol.15, pp.302, (2025). <https://doi.org/10.3390/buildings15030302>
15. **Higuera-Flórez, C., Lizarazo-Marriaga, J., Oviedo, J., Bustos, M. and Zea, H.**, "Pore solution electrical conductivity estimations in Portland cement pastes: experimental and theoretical insights", *Materials and Structures*, Vol.58, pp.349, (2025). <https://doi.org/10.1617/s11527-025-02833-4>
16. **Abd El Fattah, A. et al.**, "Field validation of concrete transport property measurement methods", *Materials*, Vol.13, pp.1166, (2020). <https://doi.org/10.3390/MA13051166>
17. **Chidiac, S.E. and Shafikhani, M.**, "Electrical resistivity model for quantifying concrete chloride diffusion coefficient", *Cement and Concrete Composites*, Vol.113, pp.707, (2020). <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2020.103707>
18. **Suryanto, B., Kim, J., McCarter, W.J., Starrs, G. and Aitken, M.**, "Assessing the Performance and Transport Properties of Concrete using Electrical Property Measurements", *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.18, pp.437-455, (2020). <https://doi.org/10.3151/jact.18.437>
19. **Shittu, R., Alfantazi, A., Alkaabi, A. and Kim, T.-Y.**, "Effect of Blending Silica Fume and GGBS on Chloride Penetration in Concrete under Temperature Gradient Conditions", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, Vol.19, pp.796, (2025). <https://doi.org/10.1186/s40069-025-00796-y>
20. **Samson, E. and Marchand, J.**, "Modeling the transport of ions in unsaturated cement-based materials", *Computers & Structures*, Vol.85, pp.1740-1756, (2007). <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2007.04.008>
21. **Wang, X. et al.**, "Chloride Binding and Its Effects on Microstructure of Cement-based Materials", *Journal of The Chinese Ceramic Society*, Vol.41, (2013). <https://doi.org/10.7521/j.issn.0454-5648.2013.02.11>

22. Jafari Azad, V., Erbehtas, A.R., Qiao, C., Isgor, O.B. and Weiss, W.J., "Relating the formation factor and chloride binding parameters to the apparent chloride diffusion coefficient of concrete", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.31, pp.04018392, (2019). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002615](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002615).
23. Johannesson, B., "Development of a Generalized Version of the Poisson–Nernst–Planck Equations Using the Hybrid Mixture Theory: Presentation of 2D Numerical Examples", *Transport in Porous Media*, Vol.85, pp.565-592, (2010). <https://doi.org/10.1007/s11242-010-9578-8>
24. David, R., Jeffrey, J.T., Bruce, J.C. and Hamlin, M.J., "Solubility behavior of Ca-, S-, Al-, and Si-bearing solid phases in Portland cement pore solutions as a function of hydration time", *Cement and Concrete Research*, Vol.32, pp.1663-1671, (2002). [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00855-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00855-4)
25. Barbara, L. and Frank, W., "Thermodynamic modelling of the hydration of Portland cement", *Cement and Concrete Research*, Vol.36, pp.209-226, (2006). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.03.001>
26. Dale, P.B. et al., "Modeling of the influence of transverse cracking on chloride penetration into concrete", *Cement and Concrete Composites*, Vol.38, pp.65-74, (2013). <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.03.003>
27. Edward, J.G., "Permeability, diffusivity, and microstructural parameters: A critical review", *Cement and Concrete Research*, Vol.20, pp.591-601, (1990). [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(90\)90101-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(90)90101-3)
28. Aligizaki, K., "Pore Structure of Cement-Based Materials: Testing, Interpretation, and Requirements", (2005). <https://www.researchgate.net/publication/288893842>
29. Clennell, M., "Tortuosity: A guide through the maze", *Geological Society, London, Special Publications*, Vol.122, pp.299-344, (1997). <https://doi.org/10.1144/GSL.SP.1997.122.01.18>
30. Promentilla, M.A.B., Sugiyama, T., Hitomi, T. and Takeda, N., "Quantification of tortuosity in hardened cement pastes using synchrotron-based X-ray computed microtomography", *Cement and Concrete Research*, Vol.39, pp.548-557, (2009). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.03.005>
31. Ye, G., "Experimental Study and Numerical Simulation of the Development of the Microstructure and Permeability of Cementitious Materials", (2003). <https://resolver.tudelft.nl/uuid:ed9166f3-dc6e-4c6c-bd06-8d43c6354558>
32. Vogel, H.J. and Roth, K., "Quantitative morphology and network representation of soil pore structure", *Advances in Water Resources*, Vol.24, pp.233-242, (2001). [https://doi.org/10.1016/S0309-1708\(00\)00055-5](https://doi.org/10.1016/S0309-1708(00)00055-5)
33. Katz, A.J. and Thompson, A.H., "Prediction of rock electrical conductivity from mercury injection measurements", *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, Vol.92, pp.599-607, (1987). <https://doi.org/10.1029/JB092iB01p00599>
34. Sébastien, D. et al., "On the relationship between superplasticizer demand and specific surface area of calcined clays in LC3 systems", *Construction and Building Materials*, Vol.411, pp.134467, (2024). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.134467>
35. DULLIEN, F.A.L. *Porous Media: Fluid Transport and Pore Structure*, ED-Second, Academic Press, San Diego, CA, (1991). <https://doi.org/10.1016/C2009-0-26184-8>.
36. Marry, V., Rotenberg, B. and Turq, P., "Structure and dynamics of water at a clay surface from molecular dynamics simulation", *Physical chemistry chemical physics : PCCP*, Vol.10, pp.4802-4813, (2008). <https://doi.org/10.1039/b807288d>
37. Korb, J.P., Monteilhet, L., McDonald, P.J. and Mitchell, J., "Microstructure and texture of hydrated cement-based materials: A proton field cycling relaxometry approach", *Cement and Concrete Research*, Vol.37, pp.295-302, (2007). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.08.002>
38. Boubitsas, D. and Tang, L., "The influence of reinforcement steel surface condition on initiation of chloride induced corrosion", *Materials and Structures*, Vol.48, (2014). <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0343-2>
39. Friedmann, H., Amiri, O., Ait-Mokhtar, A. and Dumargue, P., "A direct method for determining chloride diffusion coefficient by using migration test", *Cement and Concrete Research*, Vol.34, pp.1967-1973, (2004). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.01.009>
40. Zibara, H., Hooton, R.D., Thomas, M.D.A. and Stanish, K., "Influence of the C/S and C/A ratios of hydration products on the chloride ion binding capacity of lime-SF and lime-MK mixtures", *Cement and Concrete Research*, Vol.38, pp.422-426, (2008). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.08.024>
41. Elakneswaran, Y., Nawa, T. and Kurumisawa, K., "Electrokinetic potential of hydrated cement in relation to adsorption of chlorides", *Cement and Concrete Research*, Vol.39, pp.340-344, (2009). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.01.006>
42. Birnin-Yauri, U. and Glasser, F., "Friedel's salt, Ca₂Al(OH)₆(Cl,OH)·2H₂O: Its solid solutions and their role in chloride binding", *Cement and Concrete Research*, Vol.28, (1998). [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00162-8](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00162-8)

43. Magdalena, B., Barbara, L., Gwenn and Fredrik, P.G., "Impact of chloride on the mineralogy of hydrated Portland cement systems", *Cement and Concrete Research*, Vol.40, pp.1009-1022, (2010). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.03.002>
44. Andrade, C., "Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements", *Cement and Concrete Research*, Vol.23, pp.724-742, (1993). [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90023-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90023-3)
45. Mangat, P.S. and Molloy, B.T., "Prediction of long term chloride concentration in concrete", *Materials and Structures*, Vol.27, pp.338-346, (1994). <https://doi.org/10.1007/BF02473426>
46. Castellote, M., Andrade, C. and Alonso, C., "Measurement of the steady and non-steady-state chloride diffusion coefficients in a migration test by means of monitoring the conductivity in the anolyte chamber. Comparison with natural diffusion tests", *Cement and Concrete Research*, Vol.31, pp.1411-1420, (2001). [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00562-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00562-2)
47. Noushini, A., Nguyen, Q.D. and Castel, A., "Assessing alkali-activated concrete performance in chloride environments using NT Build 492", *Materials and Structures*, Vol.54, pp.57, (2021). <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01652-7>
48. Jdrzejewska, A., Kanavaris, F., Azenha, M., Benboudjema, F. and Schlicke, D., "Correlation Between Chloride Ions' Migration and Diffusion Coefficients of Alkali-Activated Concrete", presented at International RILEM Conference on Synergising Expertise, in the (2023), https://doi.org/10.1007/978-3-031-33187-9_112
49. Christensen, B.J., Mason, T.O., Jennings, H.M., Bentz, D.P. and Garboczi, E.J., "Experimental and Computer Simulation Results for the Electrical Conductivity of Portland Cement Paste", *MRS Online Proceedings Library*, Vol.245, pp.259-264, (1991). <https://doi.org/10.1557/PROC-245-259>
50. Andrade, C. and Sanjuán, M., "Experimental procedure for the calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from migration tests", *Advances in Cement Research*, Vol.6, pp.127-134, (1994). <https://doi.org/10.1680/adcr.1994.6.23.127>
51. Hornakova, M., Konecny, P., Lehner, P. and Katzer, J., "Durability of structural lightweight waste aggregate concrete—electrical resistivity", *MATEC Web of Conferences*, (2020). <https://doi.org/10.1051/MATECONF/202031000015>
52. Rob, B.P., "Test methods for on site measurement of resistivity of concrete — a RILEM TC-154 technical recommendation", *Construction and Building Materials*, Vol.15, pp.125-131, (2001). [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(00\)00061-1](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(00)00061-1)
53. Romain, R., Stéphane, G., Julien, G., Ioannis, I. and Stéphanie, B., "Reinforced concrete structures: A review of corrosion mechanisms and advances in electrical methods for corrosion monitoring", *Construction and Building Materials*, Vol.269, pp.121240, (2021). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121240>
54. Glover, P., "Archie's Law – A reappraisal", *Solid Earth Discussions*, pp.1-18, (2016). <https://doi.org/10.5194/se-2016-47>
55. Snyder, K., "The Relationship Between the Formation Factor and the Diffusion Coefficient of Porous Materials Saturated with Concentrated Electrolytes: Theoretical and Experimental Considerations", *Concr. Sci. Eng.*, Vol.3, (2010). https://tsapps.nist.gov/publication/get_pdf.cfm?pub_id=860304
56. Baten, B. and Manzur, T., "Formation Factor Concept for Non-Destructive Evaluation of Concrete's chloride diffusion coefficients", *Cement and Concrete Composites*, Vol.128, pp.104440, (2022). <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2022.104440>
57. Robert, S., Chunyu, Q., Timothy, B. and Jason, W. *Assessing a concrete's resistance to chloride ion ingress using the formation factor*, ED-Second Edition, Woodhead Publishing (2023). <https://doi.org/10.1016/B978-1-78242-381-2.00011-0>
58. McCarter, W.J., Starrs, G. and Chrisp, T.M., "Electrical conductivity, diffusion, and permeability of Portland cement-based mortars", *Cement and Concrete Research*, Vol.30, pp.1395-1400, (2000). [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00281-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00281-7)
59. Garboczi, E.J. and Bentz, D.P., "Computer simulation of the diffusivity of cement-based materials", *Journal of materials science*, Vol.27, pp.2083-2092, (1992). <https://doi.org/10.1007/BF01117921>
60. Maekawa, K., Ishida, T. and Kishi, T. *Multi-scale modeling of structural concrete*, (2009). <https://doi.org/978-0-415-46554-0>
61. Page, C.L., Short, N.R. and A, "Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes", *Cement and Concrete Research*, Vol.11, pp.395-406, (1981). [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(81\)90111-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(81)90111-3)
62. Snyder, K.A., Feng, X., Keen, B.D. and Mason, T.O., "Estimating the electrical conductivity of cement paste pore solutions from OH⁻, K⁺ and Na⁺ concentrations", *Cement and Concrete Research*, Vol.33, pp.793-798, (2003). [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)01068-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)01068-2)

63. **Duy Thanh, L. et al.**, "A physically-based model for the electrical conductivity of partially saturated porous media", *Geophysical Journal International*, Vol.223, (2020). <https://doi.org/10.1093/GJI/GGZ328>
64. **Thomas, M.D.A., Hooton, R.D., Scott, A. and Zibara, H.**, "The effect of supplementary cementitious materials on chloride binding in hardened cement paste", *Cement and Concrete Research*, Vol.42, pp.1-7, (2012). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.01.001>
65. **Ichikawa, T., Haga, K. and Yamada, K.**, "Physicochemical Analysis of Chloride Diffusion and Adsorption in Water-saturated Concrete: Theory and Measurement", *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.21, pp.218-233, (2023). <https://doi.org/10.3151/jact.21.218>
66. **Zofia, S. and Bulinski, Z.**, "Application of inverse methodology to estimation of chloride diffusion coefficient in concrete of prestressed precast slab", *MATEC Web of Conferences*, Vol.174, pp.01008, (2018). <https://doi.org/10.1051/mateconf/201817401008>
67. **Xu, A. and Shayan, A.**, "Determination of chloride diffusion coefficient of concrete: comparison of bulk diffusion and electrical field method", *Journal of Wuhan University of Technology-Materials Science Edition.*, Vol.30(4), pp.770-775, (2015). <https://trid.trb.org/View/1394975>
68. **Davis, P.**, "Evaluation of Chloride Diffusion in Concrete Using Bulk Diffusion Test and Scanning Electron Microscopy", (2025), Available from: <https://commons.erau.edu/edt/890>.
69. **Elfmakova, V., Spiesz, P. and Brouwers, H.J.H.**, "Determination of the chloride diffusion coefficient in blended cement mortars", *Cement and Concrete Research*, Vol.78, pp.190-199, (2015). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.06.014>
70. **ASTM**, (2002), "ASTM C 1543. Standard Test Method for Determining the Penetration of Chloride Ion into Concrete by Ponding", Available from: <https://www.astm.org/c1543-02.html>.
71. **NORDTEST, E., Finland.**, (1995), "NT BUILD 443. CONCRETE, HARDENED: ACCELERATED CHLORIDE PENETRATION", Available from: <https://www.nordtest.info/wp/nt-build-443-concrete-hardened-accelerated-chloride-penetration>.
72. **ASTM**, (2016), "ASTM C1556. Standard Test Method for Determining the Apparent Chloride Diffusion Coefficient of Cementitious Mixtures by Bulk Diffusion", Available from: <https://www.astm.org/c1556-16a.html>.
73. **Maes, M., Gruyaert, E. and De Belie, N.**, "Resistance of concrete with blast-furnace slag against chlorides, investigated by comparing chloride profiles after migration and diffusion", *Materials and Structures*, Vol.46, pp.89-103, (2013). <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9885-3>
74. **Obla, K., Lobo, C. and Kim, H.**, "Tests and Criteria for Concrete Resistant to Chloride Ion Penetration", *ACI Materials Journal*, Vol.113, (2016). <https://doi.org/10.14359/51689107>
75. **Petr Lehner, L.K.M.R.**, "Study of Effect of Reference Time of Chloride Diffusion Coefficient in Numerical Modelling of Durability of Concrete", *Buildings*, Vol.12(9), pp.1443 (2022). <https://doi.org/10.3390/buildings12091443>
76. **Stanish, K., Hooton, D. and Thomas, M.**, "Testing the Chloride Penetration Resistance of Concrete: A Literature Review", (1997). <https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/19778>
77. **Gergely, J., Bledsoe, J.E., Tempest, B.Q. and Szabo, I.F.**, "Concrete diffusion coefficients and existing chloride exposure in North Carolina", North Carolina Department of Transportation, (2006). Available from: <https://connect.ncdot.gov/projects/research/RNAProjDocs/2004-12FinalReport.pdf>.
78. **LANE, D.S.**, "Laboratory comparison of several tests", pp.16, (2004). https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/19778/dot_19778_DS1.pdf
79. **Harshit, A. and Salman, M.**, "Chloride diffusion modeling and residual service life estimation of binary blended reinforced concrete in bridges: Using resistivity measurements and non-linear binding parameters", *Structures*, Vol.86, pp.111385, (2026). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2026.111385>
80. **Presuel, F., Liu, Y. and Paredes, M.**, "Understanding the Effect of Rebar Presence And/or Multilayered Concrete Resistivity on the Apparent Surface Resistivity Measured via the Four-Point Wenner Method", presented at in the (2009), <https://doi.org/10.5006/C2009-09217>.
81. **Salehi, M., Ghods, P. and Isgor, O.**, "Numerical investigation of the role of embedded reinforcement mesh on electrical resistivity measurements of concrete using the Wenner probe technique", *Materials and Structures*, Vol.49, (2014). <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0498-x>
82. **MILLARD, S.G. and GOWERS, K.R.**, "RESISTIVITY ASSESSMENT OF IN-SITU CONCRETE: THE INFLUENCE OF CONDUCTIVE AND RESISTIVE SURFACE LAYERS", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, Vol.94, pp.389-396, (1992). <https://doi.org/10.1680/istbu.1992.21502>
83. **Candelaria, M.D.E., Kee, S.-H. and Lee, K.-S.**, "Prediction of Compressive Strength of Partially Saturated Concrete Using Machine Learning Methods", *Materials*, Vol.15, pp.1662, (2022). <https://doi.org/10.3390/ma15051662>
84. **ASTM**, (2019), "1202- Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration.", Available from: <https://www.astm.org/c1202-19.html>.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

85. **Caijun, S.**, "Effect of mixing proportions of concrete on its electrical conductivity and the rapid chloride permeability test (ASTM C1202 or ASSHTO T277) results", *Cement and Concrete Research*, Vol.34, pp.537-545, (2004). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.09.007>
86. **Bognacki, C.J., Cramer, S. M., & McDonald, D. B.**, "Rapid chloride permeability testing", *Concrete international*, Vol.32(7), pp.31-36, (2010).
87. **Bentz, D.**, "A virtual rapid chloride permeability test", *Cement and Concrete Composites*, Vol.29, pp.723-731, (2007). <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2007.06.006>
88. **Bassuoni, M., Nehdi, M. and Greenough, T.**, "Enhancing the Reliability of Evaluating Chloride Ingress in Concrete Using the ASTM C 1202 Rapid Chloride Penetrability Test", *Journal of ASTM International*, Vol.3, (2006). <https://doi.org/10.1520/JAI13403>
89. **Salvador, M.**, "Effect of accelerated curing on surface resistivity and rapid chloride permeability of high performance concrete", *Rutgers The State University of New Jersey, School of Graduate Studies*, (2013). <https://doi.org/doi:10.7282/T3KS6Q42>
90. **Tang, L.**, "Electrically accelerated methods for determining chloride diffusivity in concrete—current development", *Magazine of Concrete Research*, Vol.48, pp.173-179, (1996). <https://doi.org/10.1680/mac.1996.48.176.173>
91. **R. S. Barneyback, J.a.S.D.** *EXPRESSION AND ANALYSIS OF PORE FLUIDS FROM HARDENED CEMENT PASTES AND MORTARS*, (1981). <https://www.osti.gov/biblio/6901477>.
92. **NORDTEST, E., Finland.**, (1999), "NTBUILD 355 Concrete, Mortar and Cement-Based Repair Materials: Chloride Migration Coefficient from Non-Steady-State Migration Experiments", Available from: <https://www.nordtest.info/wp/nt-build-355-chloride-migration-coefficient-from-non-steady-state-migration-experiments>.
93. **Concrete, M.**, (2010), "Laboratory Certification Protocol STADIUM", Available from: <https://www.simcotechnologies.com/what-we-do/stadium-technology-portfolio/stadium-lab/>.
94. **Lu, X.**, "Application of the Nernst-Einstein equation to concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol.27, (1997). [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(96\)00200-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(96)00200-1)
95. **Szweda, Z., Golaszewski, J., Ghosh, P., Lehner, P. and Konečný, P.**, "Comparison of Standardized Methods for Determining the Diffusion Coefficient of Chloride in Concrete with Thermodynamic Model of Migration", *Materials*, Vol.16, pp.637, (2023). <https://doi.org/10.3390/ma16020637>
96. **Antoni, M.**, "Investigation of cement substitution by blends of calcined clays and limestone", Doctor of Science, Faculty of Engineering, Laboratory of Construction Materials, Doctoral Program in Materials Science and Engineering, Federal Polytechnic School of Lausanne, (2013), Available from: <https://doi.org/10.5075/epfl-thesis-6001>.
97. **NORDTEST, E., Finland.**, (1999), "NT BUILD 492 CHLORIDE MIGRATION COEFFICIENT FROM NON-STEADY-STATE MIGRATION EXPERIMENTS", Available from: <https://www.nordtest.info/wp/nt-build-492-chloride-migration-coefficient-from-non-steady-state-migration-experiments>.
98. **Drenkard, H. and Fischer, C.**, "Einblicke zum Rapid Chloride Migration Test – Präzision, Chloridverlauf und Chloridbinden", *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol.120, (2025). <https://doi.org/10.1002/best.202500022>
99. **Nicula, L., Corbu, O.C., Iliescu, M. and Hegyi, A.**, "Study on the Durability of Road Concrete with Blast Furnace Slag Affected by the Corrosion Initiated by Chloride", *Advances in Civil Engineering*, Vol.2021, (2021). <https://doi.org/10.1155/2021/8851005>
100. **Junior, F., Wally, G., Teixeira, F. and Magalhães, F.**, "Experimental assessment of accelerated test methods for determining chloride diffusion coefficient in concrete", *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, Vol.14, pp.e14407, (2021). <https://doi.org/10.1590/s1983-41952021000400007>
101. **Yuwei, M. et al.**, "Assessing the long-term chloride resistance of alkali-activated fly ash/slag concrete by natural chloride diffusion test and rapid chloride migration test", *Construction and Building Materials*, Vol.472, pp.140823, (2025). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.140823>
102. **Wosniack, L. et al.**, "Resistividade elétrica do concreto pelo ensaio de migração de cloretos: comparação com o método dos quatro eletrodos", *Ambiente Construído*, Vol.21, pp.321-340, (2021). <https://doi.org/10.1590/S1678-86212021000300554>
103. **Drenkard, H. and Fischer, C.**, "Untersuchungen zur Ladungsmessung als Prüfmethode zur Bestimmung des Chloridwiderstandes von Beton", *ce/papers*, Vol.6, pp.1230-1236, (2023). <https://doi.org/10.1002/cepa.2973>
104. **Tang, L. and Nilsson, L.-O.**, "Rapid Determination of the Chloride Diffusivity in Concrete by Applying an Electric Field", *Materials*, Vol.89, pp.49-53, (1993). <https://doi.org/10.14359/1244>
105. **Castellote, M. and Andrade, C.**, "Round-Robin Test on Methods for Determining Chloride Transport Parameters in Concrete", *Materials and Structures*, Vol.39, pp.955-990, (2006). <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9193-x>
106. **Spiesz, P. and Brouwers, H.J.H.**, "Influence of the applied voltage on the Rapid Chloride Migration (RCM) test", *Cement and Concrete Research*, Vol.42, pp.1072-1082, (2012). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2012.04.007>

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

107. Vennesland, Ø., Raupach, M. and Andrade, C., "Recommendation of Rilem TC 154-EMC: "Electrochemical techniques for measuring corrosion in concrete"—measurements with embedded probes", *Mater. Struct.*, Vol.40, pp.745-758, (2007). <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9219-4>
108. Officials, A.o.S.H.a.T., (2013), "AASHTO Designation: TP 95-11. Surface Resistivity Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration ", Available from: <https://store.transportation.org>.
109. AASHTOD, (2021), "TP119-21 Standard Method of Test for Electrical R", Available from: <https://store.transportation.org>.
110. Spragg, R., Castro, J., Nantung, T., Paredes, M. and Weiss, W., "Variability Analysis of the Bulk Resistivity Measured Using Concrete Cylinders", *Advances in Civil Engineering Materials*, Vol.21, (2011). <https://doi.org/10.1520/ACEM104596>
111. Oğulcan, C., Newell, R.W. and Kimberly, E.K., "Relating LC3 microstructure, surface resistivity and compressive strength development", *Cement and Concrete Research*, Vol.160, pp.106920, (2022). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.106920>
112. Carmen Andrade Perdrix, M.Á.C.L. Recomendación sobre la medida de la resistividad eléctrica en probetas de hormigón, (2020). <https://doi.org/10.21041/AlconpatInternacional/RecTec/2020-04-resistividadenprobetas>.
113. Feldman, R.F., Chan, G. W., Brousseau, R. J., & Tumidajski, P. J. , "Investigation of the rapid chloride permeability test", *ACI Materials Journal*, Vol.91(3), pp.246-255, (1994). <https://doi.org/10.14359/4330>
114. Kang-Shiun, H. and Chung-Chia, Y., "Using RCPT determine the migration coefficient to assess the durability of concrete", *Construction and Building Materials*, Vol.167, pp.822-830, (2018). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.109>
115. Enrique Vivas, H.R.H.I., Andrew J. Boyd, "Permeability of concrete – comparison of conductivity and diffusion methods", University of Florida, (2007). Available from: <https://fdotwww.blob.core.windows.net/sitefinity/docs/default-source/research/reports/fdot-bd536-rpt.pdf>.
116. Stanish, K., Hooton, R.D. and Thomas, M.D., "A Rapid Migration Test for Evaluation of the Chloride Penetration Resistance of High Performance Concrete", (2000). <http://worldcat.org/isbn/0937040657>
117. Nanukuttan, S., Basheer, M. and Robinson, D., "Development of a rapid in situ ion migration test and comparison with the ASTM rapid chloride permeability test", (2010). <https://www.researchgate.net/publication/238739523>
118. Vázquez-Rodríguez, F.J. et al., "Evaluation of Chloride Diffusion and Corrosion Resistance in Reinforced Concrete Using Internal Curing and Shrinkage Reducing Admixtures", *International Journal of Electrochemical Science*, Vol.13, pp.6027-6047, (2018). <https://doi.org/10.20964/2018.06.25>
119. Amin, N., Arnaud, C., James, A. and Aditya, R., "Chloride diffusion resistance and chloride binding capacity of fly ash-based geopolymers concrete", *Cement and Concrete Composites*, Vol.105, pp.103290, (2020). <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.04.006>
120. Yang, J., Wittmann, F. and Zhao, T., "Comparison of different test methods to determine the diffusion coefficient of chloride in concrete", *Int. J. Restoration of Buildings and Monuments*, Vol.16, pp.57-76, (2010). <https://doi.org/10.1515/rbm-2010-6352>
121. Riding, K., Thomas, M.D.A. and Folliard, K., "Apparent Diffusivity Model for Concrete Containing Supplementary Cementitious Materials", *AMJ*, Vol.110, pp.705-713, (2013). <https://www.researchgate.net/publication/286535491>
122. Buckley, L.J., Carter, M.A., Wilson, M.A. and Scantlebury, J.D., "Methods of obtaining pore solution from cement pastes and mortars for chloride analysis", *Cement and Concrete Research*, Vol.37, pp.1544-1550, (2007). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.08.009>
123. Maxime, R., Marianne Tange, H. and Ricardo Antonio, B., "Pore solution alkalinity of cement paste as determined by Cold Water Extraction", *Cement*, Vol.11, pp.100055, (2023). <https://doi.org/10.1016/j.cement.2023.100055>
124. Plusquellec, G., Geiker, M.R., Lindgård, J. and K., "Determining the free alkali metal content in concrete – Case study of an ASR-affected dam", *CCR*, Vol.105, pp.111-125, (2018). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.01.003>
125. Powers, T.C. and Brownyard, T.L., "Studies of the Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste", *ACI Journal Proceedings*, Vol.43, pp.103-132, (1946). <https://doi.org/10.1007/978-1-349-03994-4>
126. Naga Pavan, V. and David, T., "Influence of Concrete Mixture Parameters on Chloride Test Measurements", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.30, pp.04018188, (2018). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002364](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002364)
127. Skoog, D.A., Holler, F. J. y Crouch, S. R. *Principios de análisis instrumental*, Cengage Learning., (2008). https://www.bluebooksoft.com/TECNOLOGIA_ANALISIS_QUIMICO/2090.pdf.
128. ALCÓCER, A.G., "Modelización termoquímica de la solución de poros en sistemas cemento-agua", Tesis de Magíster, Universidad de Chile, (2007), Available from: https://repositorio.uchile.cl/tesis/uchile/2007/garcia_a/sources/garcia_a.pdf.

7

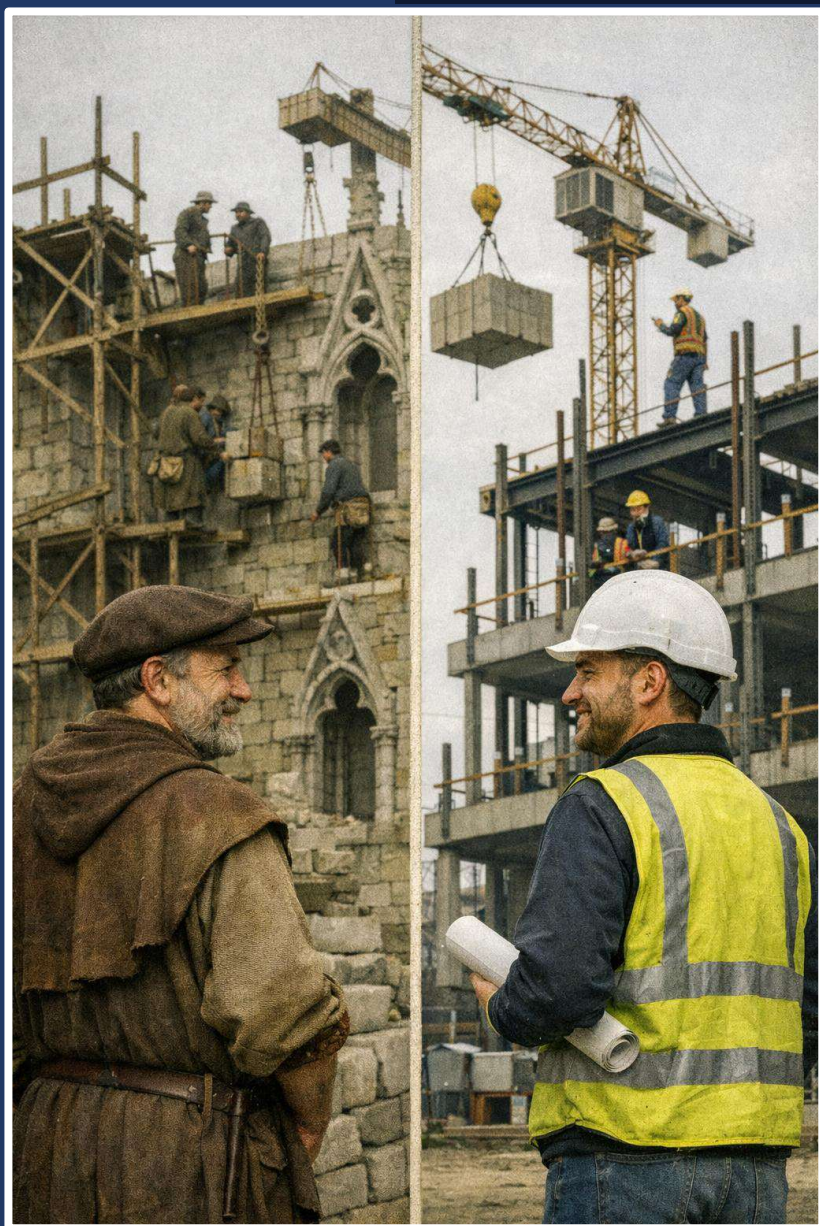
Evaluación Del Sistema De Drenaje De La Vía De Acceso A La Comunidad Miguelillo Sitio Chirimoya Cantón Portoviejo

*Evaluation Of The Drainage System Of The Access
Road To The Miguelillo Community, Chirimoya Site,
Portoviejo Canton*

Autores

José Gabriel Cevallos Castro
Ing. Civil , Universidad Técnica de
Manabí, Ecuador
jcevallos9635@utm.edu.ec
<https://orcid.org/0009-0003-5614-6391>

Jesús Enrique Espinoza Correa
Magister , Universidad de Guayaquil,
Ecuador
jesus.espinoza@utm.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0002-4140-2618>



Nota Editorial: Recibido: 26 de junio 2025 Aceptado:19 de julio 2026

7

Evaluación Del Sistema De Drenaje De La Vía De Acceso A La Comunidad Miguelillo Sitio Chirimoya Cantón Portoviejo

Resumen

La infraestructura del transporte terrestre en zonas rurales experimenta un incremento de su vulnerabilidad física debido a eventos meteorológicos extremos condicionados por el cambio climático. En esta investigación se estudia el sistema de drenaje pluvial transversal de la vía a la comunidad Miguelillo, planteando como objetivo evaluar el comportamiento dinámico y la capacidad de respuesta hidráulica de las obras de paso existentes, así como diseñar nuevas estructuras en los tramos críticos que actualmente carecen de ellas.

La metodología contempló el procesamiento de registros pluviométricos para el desarrollo de curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de las cuencas aportantes. Posteriormente, se modelaron los caudales máximos de diseño para diferentes periodos de retorno mediante simulaciones hidráulicas avanzadas empleando las plataformas HEC-RAS e HY-8.

Los resultados de las modelaciones determinaron comportamientos disímiles en el corredor vial. Mientras que los puentes principales exhiben una capacidad hidráulica adecuada en sus secciones, el análisis geoespacial de la zona de afectación reveló vulnerabilidades críticas por inundación lateral en las áreas y calzadas de acceso. Asimismo, la evaluación del bloque de alcantarillas existentes identificó estructuras hidráulicamente insuficientes y secciones críticas donde las velocidades de descarga en los canales de salida superan los límites erosivos de la normativa vial, justificando analíticamente la necesidad de implementar revestimientos rígidos de hormigón. Finalmente, el dimensionamiento de nuevos ductos cajón calculados bajo criterios de escenarios envolventes demostró ser una solución de ingeniería eficiente para mitigar las inundaciones pluviales y restituir la conectividad hidráulica a flujo libre del corredor vial.

Palabras Clave

Vulnerabilidad vial; Control de entrada y salida; Socavación local; Régimen de flujo; HEC-RAS; HY-8.

7

Evaluation Of The Drainage System Of The Access Road To The Miguelillo Community, Chirimoya Site, Portoviejo Canton

Abstract

Land transport infrastructure in rural areas experiences an increase in physical vulnerability due to extreme weather events driven by climate change. This research studies the transverse storm drainage system of the road to the Miguelillo community, aiming to evaluate the dynamic behavior and hydraulic response capacity of existing crossing structures, as well as to design new structures in critical sections that currently lack them.

The methodology included the processing of rainfall records to develop Intensity-Duration-Frequency (IDF) curves for the contributing catchments. Subsequently, maximum design discharges for different return periods were modeled through advanced local hydraulic simulations using HEC-RAS and HY-8 platforms.

The simulation results determined dissimilar behaviors along the road corridor. While the main bridges exhibit adequate hydraulic capacity within their cross-sections, the geospatial analysis of the inundation-affected zone revealed critical vulnerabilities due to lateral flooding in adjacent areas and approach roadways. Likewise, the evaluation of the existing culvert block identified hydraulically insufficient structures and critical sections where discharge velocities in the outlet channels exceed the erosive limits of road regulations, analytically justifying the need to implement rigid concrete linings. Finally, the dimensioning of new box culverts calculated under enveloping scenario criteria proved to be an efficient engineering solution to mitigate storm-induced flooding and restore free-surface hydraulic connectivity along the road corridor.

Keywords

Road vulnerability; Inlet and outlet control; Local scour; Flow regime; HEC-RAS; HY-8.

1. INTRODUCCIÓN

El mundo en los últimos años se ha visto vulnerable por el impacto del cambio climático, dando como resultado períodos de lluvias más extensos y también periodos largos de sequía, ocasionando múltiples problemas de inundaciones, creciendo la necesidad de mejorar el uso y aplicación de nuestros sistemas de drenaje para mejorar la calidad y estilo de vida de las personas a través de la construcción de entornos saludables y sostenibles. [1]

El uso del concepto de resiliencia según Holling en 1973 [2], se define como la capacidad de un sistema de mantener o recuperar su funcionalidad cuando está sujeto a perturbaciones; un concepto aplicable a sistemas complejos con condiciones cambiantes. En la definición de resiliencia, la recuperación de un sistema no significa que se regresa a un mismo estado inicial, significa que los impactos negativos de la perturbación han pasado, de esta forma se incorpora el hecho de que la mayoría de los sistemas son dinámicos y no vuelven a un equilibrio estable. [3]

En la última década la construcción de carreteras ha ido en aumento [4], este sistema de transporte se compone de áreas de actividad, y diversos factores climáticos y atmosféricos ocasionando un nivel mayor de dificultad para el conductor [5]. El sistema de drenaje es el conjunto de obras que permite que los fluidos sean captados, conducidos y expulsados de la infraestructura vial y estas estructuras hidráulicas son fundamentales para el control y manejo efectivo del agua en una vía [6].

Los Sistemas de Información Geográfica (SIG) son ampliamente utilizados para reproducir respuestas hidrológicas con precisión, y su delimitación y modelización son temas ampliamente abordados en literatura [7]. Esto nos conduce a la búsqueda de metodologías que permitan evaluar las escorrentías originadas por las precipitaciones a partir de un enfoque sostenible que cumpla con criterios de viabilidad social, ambiental, urbanística y paisajística, con un estricto énfasis en la efectividad de control y atenuación de las aguas pluviales [8] [9].

Considerando la creciente vulnerabilidad de la infraestructura de transporte rural frente a las dinámicas del cambio climático, se vuelve imperativo contar con metodologías que unan el diagnóstico numérico y la propuesta de ingeniería bajo un enfoque de resiliencia vial. Por lo tanto, esta investigación plantea como objetivo general evaluar el desempeño estructural e hidráulico de las obras de drenaje transversal existentes en el corredor vial de acceso a la comunidad Miguelillo (tramo 0+000 al 6+190), complementando dicho diagnóstico con el diseño técnico de nuevas obras hidráulicas en los puntos críticos donde se identificó una ausencia absoluta de evacuación pluvial, garantizando el cumplimiento estricto de los niveles de servicio y seguridad exigidos por la Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. ÁREA DE ESTUDIO

El tramo de la vía en estudio está ubicado en la Parroquia Rural Calderón comunidad Miguelillo del cantón Portoviejo, Provincia de Manabí. La zona en estudio está localizada en una zona de vegetación o bosque natural y áreas de cultivos con precipitaciones que alcanzan su máximo en los meses de febrero y marzo.

En el tramo de la vía en estudio, comprendido entre las estaciones 0+000 al 6+190, existen 7 estructuras de drenaje con diferentes características, materiales y cuencas aportantes. La ubicación de la zona de estudio y localización de las estructuras de drenaje se presenta en la siguiente figura 1 e información de las características de las estructuras de drenaje de la vía en la tabla 1.

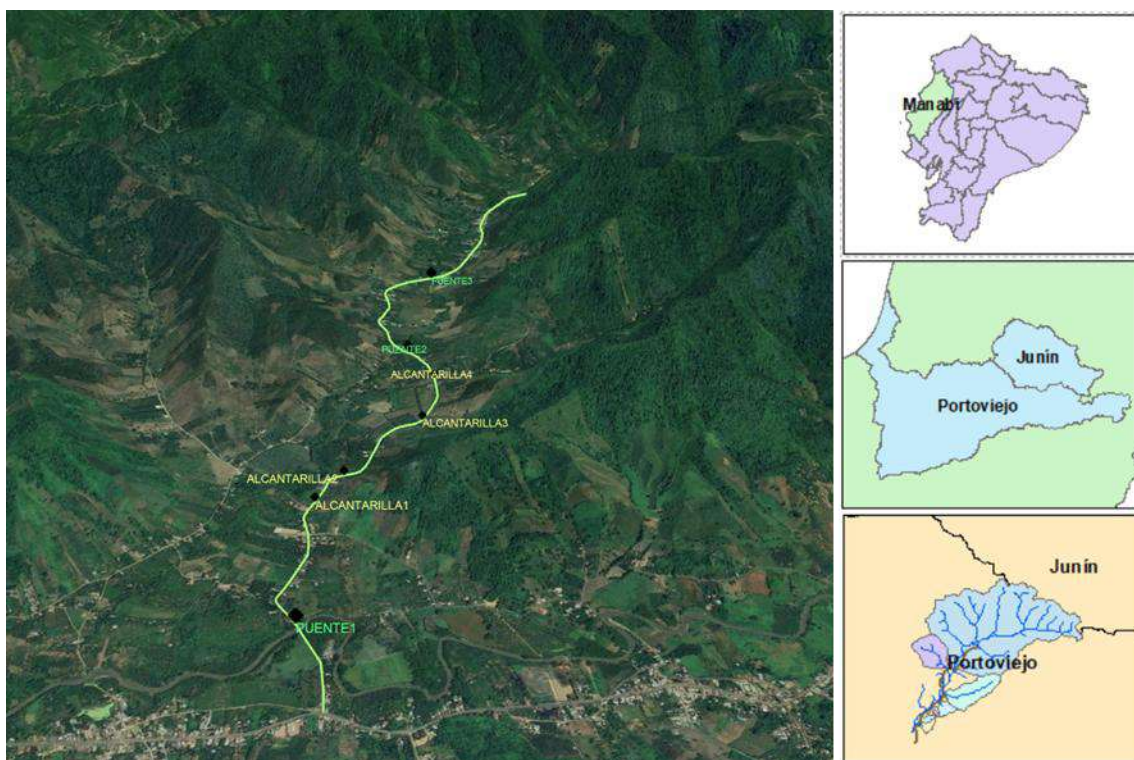


Fig. 1- Localización del tramo de estudio

Tabla 1- Características de las estructuras de drenaje en la vía de estudio

Estructura	Ubicación Georreferenciada		Diámetros - Longitudes	Material
1	578326,00	9884521,00	Puente 1 L= 36.00 M	Hormigón Armado y metálico
2	578631,00	9885314,00	Alc. 1 D= 650 mm	Hormigón Armado
3	578756,00	9885478,00	Alc. 2 D= 800 mm	Hormigón Armado
4	579170,00	9885785,00	Alc. 3 D= 800 mm	Hormigón Armado
5	579553,00	9886180,00	Alc. 4 D= 800 mm	Hormigón Armado
6	579509,00	9886526,00	Puente 2 L= 15,00 m	Hormigón Armado
7	579952,00	9887368,00	Puente 3 L= 14,00 m	Hormigón Armado

2.2. DETERMINACIÓN DE CAUDALES HIDROLÓGICOS

2.2.1. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

Para el desarrollo de los estudios hidrológicos e hidráulicos de la zona se realizó un reconocimiento técnico del área de estudio, socialización sobre las zonas más afectadas con moradores del sector, georreferenciación por medio de coordenadas, medición de las diferentes estructuras de drenaje en la vía y fotografías de la zona de estudio. De igual manera se buscó información meteorológica y climatológica del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología del Ecuador [10].

2.2.2. IDENTIFICACIÓN DE CUENCAS APORTANTES

Para la identificación de las cuencas aportantes a las estructuras de drenaje mencionadas, primero fue indispensable la obtención del modelo digital de elevación, el que se obtuvo con información espacial del satélite japonés ALOS PALSAR formato TIFF con una resolución de celda de 12.5, 12.5 metros con sistema de referencia WGS_1984_UTM_zone_17S.

Una vez obtenido el modelo digital de elevación, por medio del uso del software ArcMap en su versión 10.4, se obtuvo la delimitación de las cuencas aportantes a las estructuras de drenaje detalladas en la Tabla 1, parámetros morfológicos y su red hídrica. Figura 2 y 3.

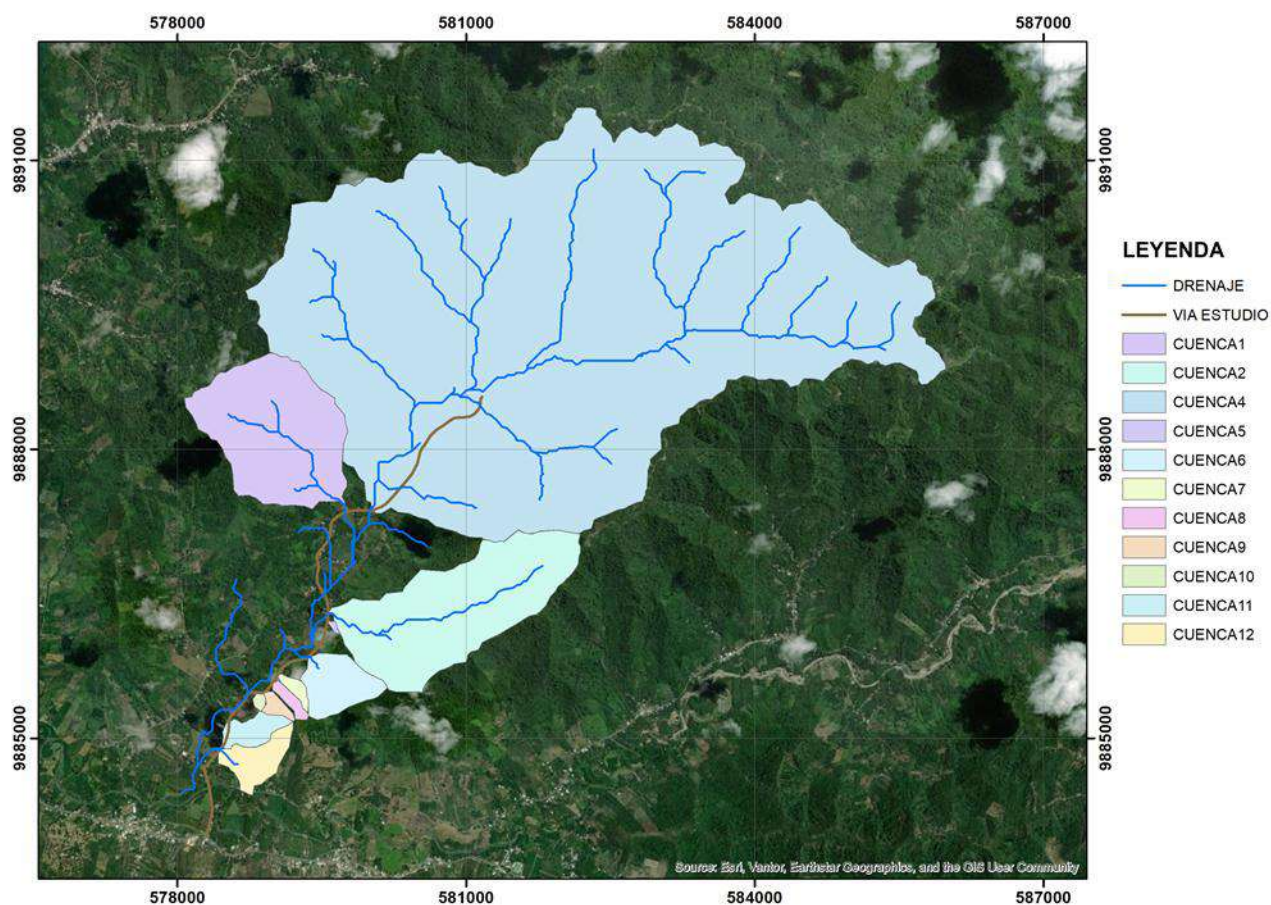


Fig. 2- Identificación de cuencas aportantes – Elaborada por autor mediante uso de ArcMap.

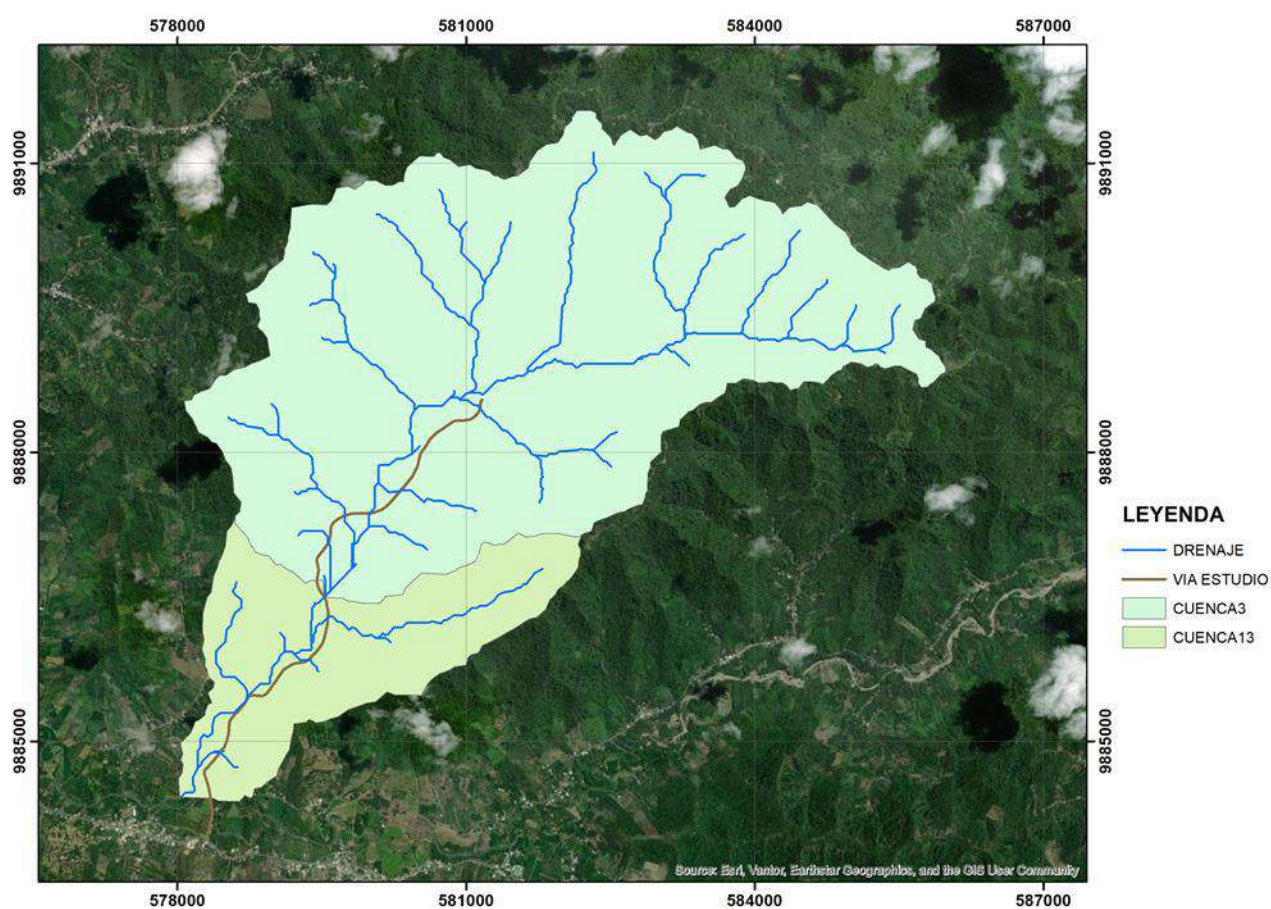


Fig. 3- Identificación de cuencas aportantes – Elaborada por autor mediante uso de ArcMap.

2.2.3. ANÁLISIS Y CÁLCULO DEL CAUDAL HIDROLÓGICO

Los caudales de crecida se obtuvieron mediante el método racional (además con aquellas áreas de aportación superiores a 19 Km², se realizó un contraste con el método de número de curva SCS); se basa en considerar que sobre el área estudiada se tiene una lluvia uniforme durante un cierto tiempo, de manera que el escurrimiento en la cuenca se establezca y se tenga un caudal constante en la descarga.

Para lo cual se utilizaron periodos de retorno de 10,25,50,100 años, la ecuación del método racional es [11]:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} \quad (1)$$

Donde:

Q es el caudal máximo en metros cúbicos por segundo;

I es la intensidad de la precipitación en milímetros por hora para una duración igual al tiempo de concentración; A es el área de la cuenca, en Kilómetros cuadrado;

C coeficiente de escorrentía.

El coeficiente de escorrentía se escogió de las tablas propuestas por Chow [3]. Relacionando la zona como un lugar rural, campos de cultivo con pendiente media (2-7%) en unas cuencas, y pendientes altas (>7%).

Se definió la intensidad de precipitación para periodos de retorno de 10,25,50 y 100 años y una duración igual al tiempo de concentración que fue obtenido mediante la ecuación propuesta por Kirpich, lo cual indica que

$$T = 0.02L^{0.77} * S^{-0.385} \quad (2)$$

Donde:

L es la longitud del cauce principal en kilómetros,

S es la pendiente del cauce principal en metros sobre metros y

T es el tiempo de concentración.

Para determinar la ecuación de Intensidad de precipitación, lo primero fue identificar la zona de estudio en la cual se identificaron 3 estaciones meteorológicas existentes próximas a la zona de estudio.

Con la escasa información por parte del INAMHI en los registros históricos de precipitaciones y ecuaciones de intensidad desde el año 1990 al 2013, se optó por utilizar información proporcionada por la aplicación web GIOVANNI de la NASA, que provee información más actualizada (2019) de precipitaciones diarias por medio de varios satélites para la zona de estudio.

Con los datos de las precipitaciones mensuales máximas obtenidas, se realiza el cálculo de variables probabilísticas aplicando el método de Gumbel para obtener las precipitaciones diarias máximas probables y las intensidades de lluvia para distintos periodos de retorno.

La representación matemática de las curvas intensidad, duración y frecuencia es [12]

$$I = \frac{K * T^m}{t^n} \quad (3)$$

Siendo:

I la intensidad de precipitación expresada en mm/hr,

T representa el periodo de retorno expresado en años y t es el tiempo de duración de la precipitación en minutos y

K, m, n son parámetros de ajustes. Para poder calcular estos parámetros realizamos un cambio de variable donde:

$$d = K * T^m \quad (4)$$

La ecuación 3 queda expresada de la siguiente manera:

$$I = d * t^{-n} \quad (5)$$

El valor n se obtiene mediante regresiones lineales para cada periodo de retorno, posteriormente en función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia entre el periodo de retorno y la constante de regresión d para poder obtener valores de la ecuación 4.

Posteriormente se obtiene la ecuación de las curvas IDF para el área de estudio según el tiempo de retorno requerido, quedando expresada de la siguiente manera:

$$I = \frac{1108.3359 * T^{0.151805}}{t^{0.61639}} \quad (6)$$

I es la intensidad de precipitación expresada en mm/h

T representa el Periodo de retorno expresado en años

T representa el Periodo de retorno expresado en años

t es el tiempo de duración de precipitación expresada en minutos

Las curvas IDF para las cuencas de estudio y diferentes periodos de retorno se observa en la figura (4).

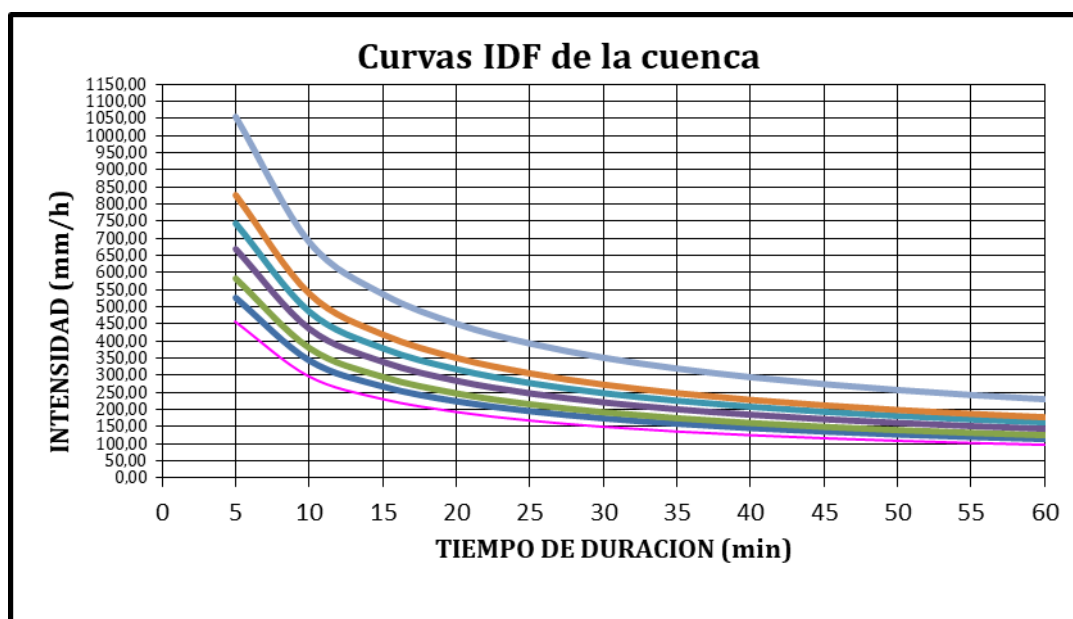


Fig. 4- Curvas IDF para las cuencas de estudio.

La delimitación y características de las cuencas en la zona de estudio sean estas: área, perímetro, longitud y pendiente se realizó con la ayuda del software ArcMap en su versión 10.4. A partir del análisis geoespacial y del reconocimiento técnico de la zona de estudio, se observó que las alcantarillas 1,2,3 cuya localización georreferenciada se presenta en la tabla 1, no se encuentran situadas en los puntos de descarga natural de las cuencas que drenan hacia la vía en estudio, como se evidencia en la figura 5.

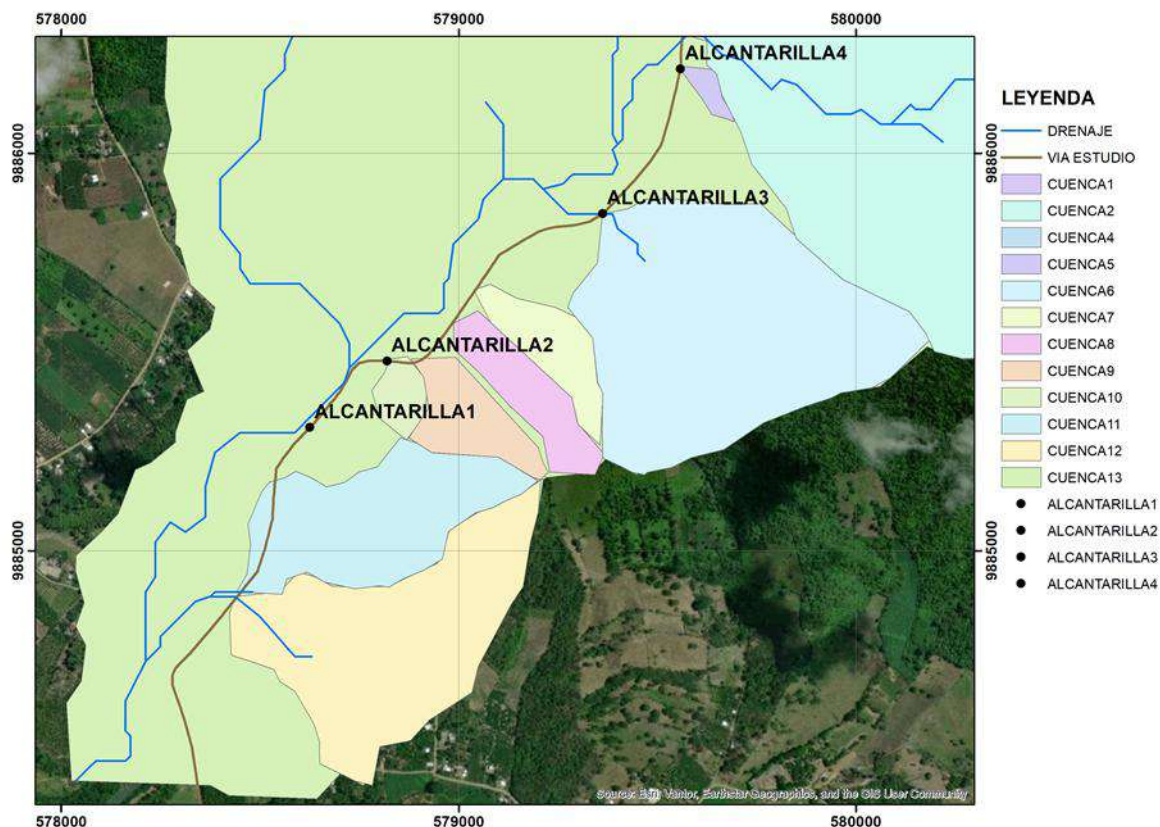


Fig. 5- Cuencas aportantes en vía
Elaborada por autor mediante uso de ArcMap – Google Earth

2.3. EVALUACIÓN HIDRÁULICA DE LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE

La capacidad hidráulica de las alcantarillas transversales en la zona de estudio fue evaluada mediante el software HY-8 en su versión 7.50 desarrollado por "U.S. Department of Transportation - Federal Highway Administration", lo que permitió automatizar los cálculos hidráulicos y determinar las profundidades de flujo de agua tanto de ingreso como de salida, así como el perfil de flujo en las alcantarillas [13].

Para calcular el caudal hidrológico aportante en las alcantarillas1-2-3, se aplicó al método de proporción de áreas, descrito en la ecuación (7), esto debido a que con la ayuda del Modelo Digital de Elevación y software dedicado ArcMap, no se logró la delimitación de las cuencas aportante en la zona de entrada de flujo de las alcantarillas existentes en la vía de estudio, esto probablemente por las alteraciones en el terreno por actividades como cultivos que modifican considerablemente el comportamiento natural del escurrimiento superficial, lo que limita la precisión del modelo hidrológico derivado del análisis del Modelo Digital de Elevación (DEM). Las cuencas están delimitadas por las divisorias de las cuencas adyacentes y el camino. El área de cada cuenca se puede determinar utilizando cualquiera de los métodos tradicionales.

El método empleado se basa en la siguiente relación [11]:

$$Q_d = Q_c * \left(\frac{A_d}{A_c} \right)^m \quad (7)$$

Donde:

Q_d = Caudal estimado en la ubicación de la alcantarilla

Q_c = Caudal conocido en una cuenca cercana.

A_d = Área estimada que aporta flujo a la alcantarilla

A_c = Área de la cuenca de referencia

m = Exponente de ajuste, que depende de las características del terreno (generalmente entre 0.5 y 0.6 para zonas rurales con suelo permeables y vegetación densa).

La expresión (7) es un método citado por autores como Chow (1988) es una forma simplificada de escalamiento hidrológico basada en relaciones de proporcionalidad de caudales entre cuencas de características similares. La determinación del área A_d , fue estimada mediante análisis de imágenes satelitales y revisión de curvas de nivel de ArcMap y Google Earth, para identificar las divisorias topográficas de las microcuencas que drenan hacia la alcantarilla tal como indica en la figura (6).

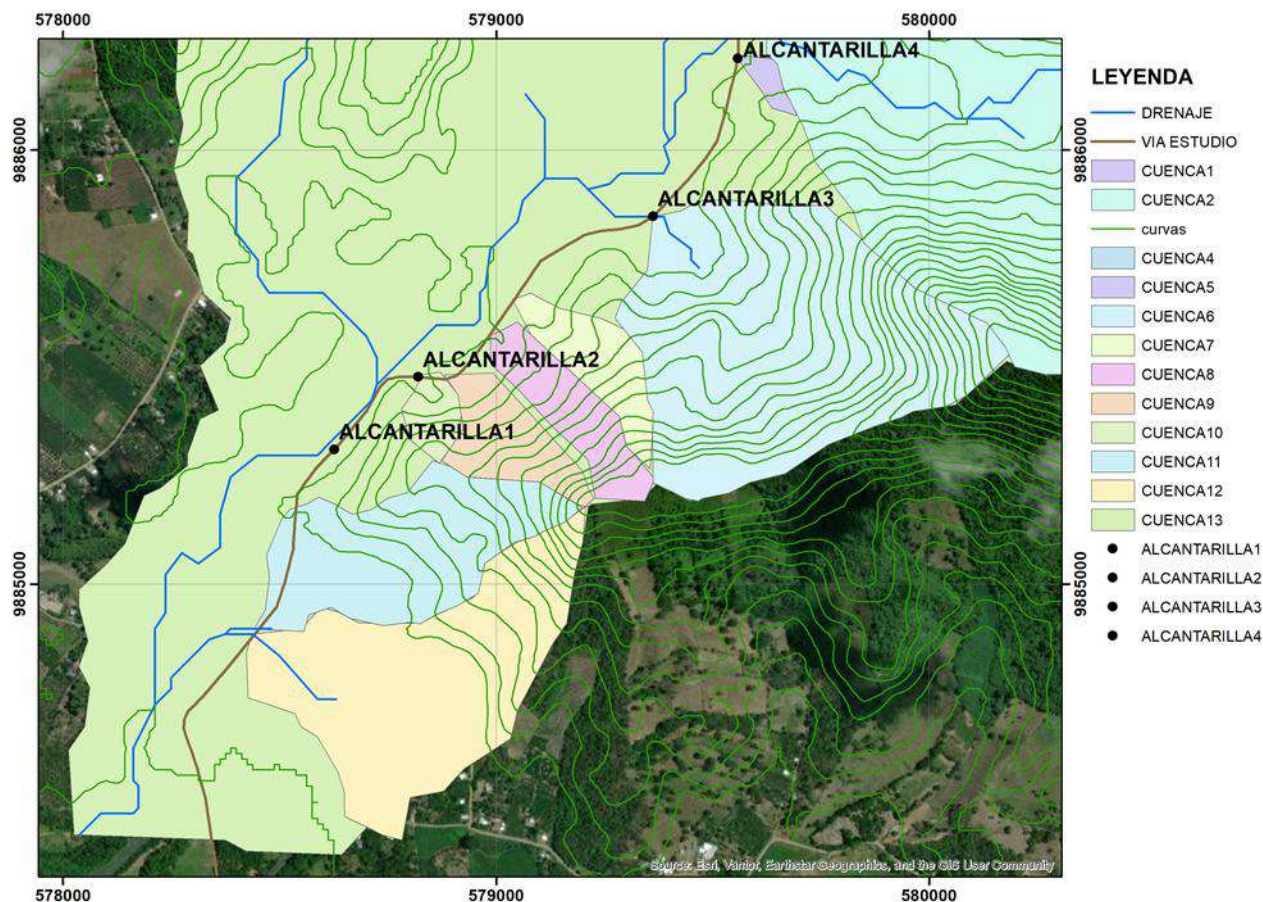


Fig. 6- Microcuencas que drenan hacia las alcantarillas
Elaborada por autor mediante uso de ArcMap – Google Earth.

Con la ayuda del software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) en su versión 5.0 desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (HEC), permitiendo simular flujos de agua en cauces naturales o artificiales, se evaluó la capacidad hidráulica de los puentes 1,2,3 de la vía de estudio [14].

Es imperativo puntualizar un criterio de control de frontera respecto a la delimitación espacial del modelo hidrológico-hidráulico acoplado para los puentes [14]. Si bien el análisis cartográfico denota que las descargas de la cuenca de mayor extensión (Cuenca 13) se incorporan formalmente a la red hídrica del Río Chico en una sección localizada aguas abajo del Puente 1, con el propósito de evaluar un escenario de falla multivariable por remanso dinámico, se adoptó de forma deliberada su descarga total como condición de contorno crítica de control general en la sección de control inmediata de la obra de paso. En proyectos de infraestructura vial localizados en el litoral ecuatoriano, la ausencia crítica de registros fluviométricos históricos y la alta susceptibilidad a inundaciones costeras por el efecto combinado de mareas o confluencias planas obliga a ponderar las solicitaciones dinámicas hacia umbrales superiores para absorber la incertidumbre climática. Al omitir el amortiguamiento compuesto por el almacenamiento e introducir esta descarga máxima directamente sobre la sección del puente en la plataforma HEC-RAS [15], se simula un escenario de estrés hídrico extremo donde la sección del río sufre un taponamiento hidráulico o remanso aguas abajo, forzando la acumulación del flujo en la sección del tablero. Esto constituye un factor de seguridad implícito que garantiza que la holgura geométrica y las revanchas calculadas posean la máxima capacidad de resiliencia ante avenidas pluviales extremas e imprevistas [3].

De igual manera se realizó la modelación con el software HY-8 en su versión 7.50 de las posibles estructuras de drenaje necesarias para la evacuación del caudal hidrológico de las cuencas 1,2,5,6,7,8,9,10 y 11 que en las descargas de estas cuencas aportantes no existe ninguna estructura de drenaje en la vía de estudio [18] [19].

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Las principales características de las cuencas se describen en la tabla 2, de las cuales se pueden identificar que son cuencas con superficies desde 0.01 a 28.05 km², con longitudes de cauce desde 0.11 a 9.05 km y pendientes entre 0.04 a 0.32 m/m, proporcionando tiempos de concentración de 1.62 a 74.08 minutos.

Tabla 2- Características de las cuencas aportantes en la vía de estudio

CUENCA	ÁREA	LONGITUD CAUCE	PENDIENTE	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN T _c
	(KM ²)	(KM)	S (m/m)	(min)
1	1,85	1,58	0,09	14,78
2	2,21	2,29	0,08	20,21
3	22,62	6,70	0,06	53,79
4	19,03	5,92	0,06	46,86
5	0,01	0,11	0,13	1,62
6	0,39	0,78	0,30	5,35
7	0,05	0,39	0,26	3,29
8	0,06	0,48	0,32	3,55
9	0,05	0,34	0,29	2,91
10	0,02	0,11	0,14	1,62
11	0,17	0,68	0,14	6,40
12	0,27	0,71	0,14	6,62
13	28,05	9,05	0,04	74,08

En función de que las cuencas en la zona de estudio como se muestran en las figuras 2 y 3 tienen características como áreas de zona de cultivo con pendientes mayores y menores al 7%, los coeficientes de escorrentía según Chow [2 [1]] para pendientes mayores a 7% y periodos de retorno de 10 años es de 0.44; para 25 años es 0.48; para 50 años es 0.51 para 100 años es 0.54, para pendientes menores a 7% y periodos de retorno de 10 años es 0.41; para 25 años es 0.44; para 50 años es 0.48 para 100 años es 0.51.

La tabla 3 representa los caudales calculados mediante el método racional para diferentes periodos de retorno.

Tabla 3- Caudal Hidrológico en cuencas aportantes en vía de estudio

CUENCA	CAUDAL HIDROLÓGICO (m ³ /s)					
	2	5	10	25	50	100
1	41,72	52,06	62,40	76,96	93,28	110,10
2	46,51	57,57	67,00	84,00	99,15	116,63
3	229,03	285,77	342,54	422,47	512,01	604,37
4	218,05	272,07	326,12	402,21	487,47	575,40
5	0,49	0,61	0,71	0,89	1,05	1,24
6	19,29	23,88	27,79	34,84	41,12	48,37
7	2,47	3,06	3,56	4,47	5,27	6,20
8	2,97	3,67	4,28	5,36	6,33	7,44
9	2,47	3,06	3,56	4,47	5,27	6,20
10	0,99	1,22	1,43	1,79	2,11	2,48
11	8,41	10,41	12,11	15,19	17,93	21,09
12	8,71	10,78	12,55	15,73	18,57	21,84
13	234,59	292,71	350,86	432,72	524,44	619,04

Con el propósito de validar la consistencia de las descargas de diseño y evaluar el impacto de la escala espacial en la respuesta hidrológica, se realizó un contraste analítico entre los caudales máximos calculados mediante el Método Racional y los obtenidos a través del modelo conceptual del Número de Curva del SCS para las cuencas de mayor extensión (Cuencas 3, 4 y 13). En la Tabla 4 se exponen, en términos absolutos, las magnitudes de flujo resultantes para los periodos de retorno evaluados, evidenciándose una tendencia sistemática hacia valores superiores en el escenario racional. Esta divergencia, lejos de invalidar el análisis físico, responde a las simplificaciones teóricas inherentes a cada metodología y fundamenta un criterio de diseño estrictamente conservador y preventivo enfocado en la seguridad de las obras de paso viales.

Tabla 4- Contraste analítico de caudales máximos pluviales (Método Racional vs. Método SCS)

Cuenca / Estructura	Periodo de Retorno (TR)	Caudal Método Racional (m³/s)	Caudal Método SCS (m³/s)
Cuenca 3	10 años	342.54	267.18
Área: 22.62 km²	25 años	422.47	329.53
	50 años	512.01	399.37
	100 años	604.37	471.41
Cuenca 4	10 años	326.12	260.90
Área: 19.03 km²	25 años	402.21	321.77
	50 años	487.47	389.98
	100 años	575.40	460.32
Cuenca 13	10 años	350.86	252.62
Área: 28.05 km²	25 años	432.72	311.56
	50 años	524.44	377.60
	100 años	619.04	445.71

Esta discrepancia matemática valida la adopción del Método Racional bajo un enfoque de ingeniería estrictamente conservador y de alta resiliencia frente a la incertidumbre climática. En proyectos de infraestructura vial localizados en zonas rurales del litoral ecuatoriano, la ausencia crítica de registros fluviométricos continuos e históricos obliga a ponderar los diseños hacia escenarios severos. Al omitir el amortiguamiento de los hidrogramas compuesto por el almacenamiento, el Método Racional introduce de forma deliberada un factor de seguridad estructural implícito. Evaluar los Puentes 1, 2 y 3 bajo este umbral superior garantiza que las obras propuestas posean una holgura geométrica maximizada ante avenidas pluviales extremas e imprevistas.

3.1. RESULTADOS DE EVALUACIÓN DE CAPACIDAD HIDRÁULICA DE PUENTE 1

Los resultados de la evaluación del puente 1 ante las descargas máximas instantáneas generadas por la cuenca general 13 para los periodos de retorno de 10, 25 y 50 años se expresan en la Tabla 15 y en la Figura 8. La estructura corresponde a un puente de sección compuesta (material metálico y hormigón armado) con una longitud de 36 m y un ancho de tablero de 18 m.

En el modelamiento y diagnóstico de la capacidad hidráulica de los puentes (puente 1, 2 y 3) mediante el software HEC-RAS, los parámetros analizados configuran un indicador multidimensional que describe de forma precisa el comportamiento del flujo y los niveles energéticos al interactuar con la estructura del puente. El análisis acoplado de estas variables permite evaluar las pérdidas de carga por fricción, verificar la suficiencia de la revancha geométrica para evitar flujos a presión y anticipar riesgos potenciales de socavación local profunda en estribos o pilas, donde el significado de las variables de cada campo se detalla a continuación:

E.G. Elev BR US; es la cota línea de energía aguas arriba.

E.G. Elev BR DS; es la cota línea de energía aguas abajo.

W.S. Elev BR US; es la cota lámina de agua aguas arriba.

W.S. Elev BR DS; es la cota lámina de agua aguas abajo.

Crit. W.S. BR US; es la cota tirante crítico aguas arriba.

Crit. W.S. BR DS; es la cota tirante crítico aguas abajo.

Vel. Total, BR US; es la velocidad media de flujo aguas arriba.

Vel. Total, BR DS; es la velocidad media de flujo aguas abajo.

Tabla 5- Evaluación de Puesto 1

Periodo de retorno	Caudal evaluado (m ³ /s)	E.G. Elev BR US (m)	E.G. Elev BR DS (m)	W.S. Elev BR US (m)	W.S. Elev BR DS (m)	Crit W.S BR US (m)	Crit W.S BR DS (m)	Vel. Total BR US m/s	Vel. Total BR DS m/s
10	350,86	76,33	76,33	76,28	76,27	74,29	74,48	1,02	1,07
25	432,72	76,59	76,58	76,52	76,51	74,45	74,62	1,16	1,22
50	524,44	76,86	76,85	76,77	76,75	74,63	74,77	1,30	1,36

La evaluación del comportamiento hidráulico del Puesto 1 reveló una alta eficiencia y seguridad operativa frente a eventos meteorológicos extremos. Los resultados de la simulación numérica en HEC-RAS demuestran de forma sistemática que, para todos los periodos de retorno analizados (10, 25 y 50 años), el perfil de la superficie libre del agua se posiciona netamente por encima del tirante crítico seccional ($W.S. > Crit\ W.S.$). Bajo el escenario más desfavorable de 50 años, la cota máxima de la lámina de agua aguas arriba alcanza los 76.77 m, manteniéndose holgadamente sobre la cota crítica de 74.63 m. Esta relación analítica convalida de forma matemática la persistencia de un régimen de flujo subcrítico o lento a lo largo de toda la sección de control. Al estar gobernada la dinámica fluvial por la energía potencial, las velocidades medias totales resultantes en las secciones de aproximación aguas arriba (1.30 m/s) y de descarga aguas abajo (1.36 m/s) se sitúan muy por debajo de los umbrales erosivos de los materiales del cauce. En consecuencia, el Puesto 1 garantiza una revancha hidráulica segura (espacio libre de remanso) respecto a la cota inferior del tablero, eliminando el riesgo de condiciones de flujo a presión o desbordamientos incidentes y ratificando la estabilidad estructural de sus apoyos ante avenidas extraordinarias. (Figura 7 y 8)

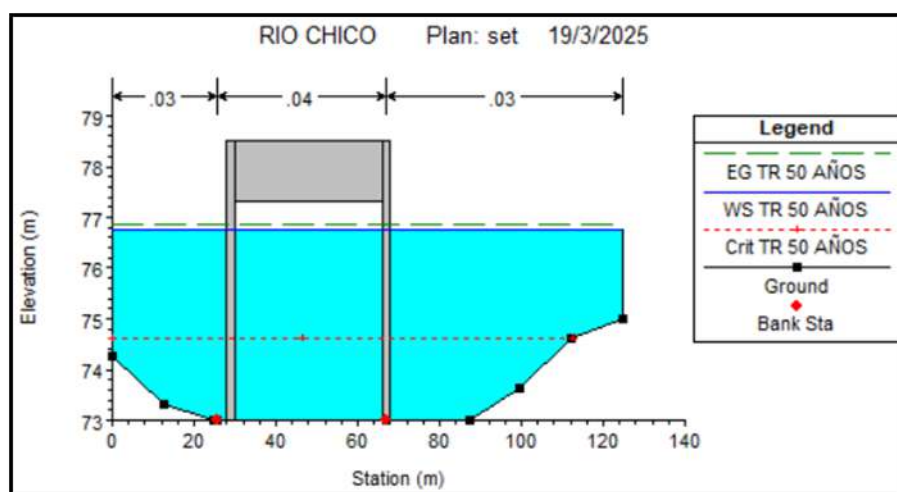


Fig. 7- Comportamiento del puente para un caudal generado para un TR 50

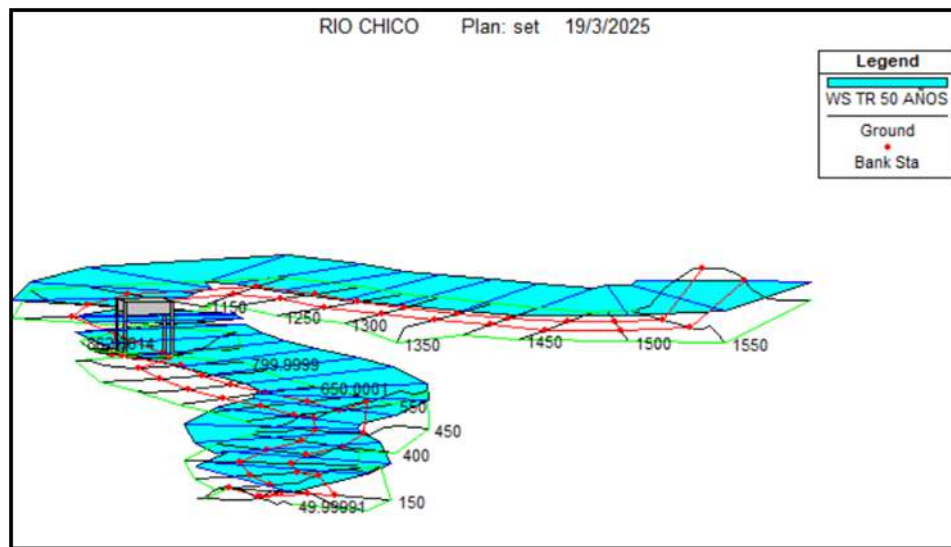


Fig. 8- Comportamiento del puente para un caudal generado para un TR 50 años vista 3D

Para garantizar la continuidad del remanso pluvial y la coherencia del modelo bidimensional en HEC-RAS, la sección de control del puente ha sido indexada específicamente en la abscisa o Estación 1600 del cauce del Río Chico. En concordancia con el criterio de escenario envolvente definido en la metodología (Sección 2.3), se aplicaron de forma directa sobre esta sección los caudales máximos calculados para la Cuenca 13, correspondientes a 350.86 m³/s para el periodo de retorno de 10 años y 524.44 m³/s para el escenario crítico de 50 años.

No obstante, para evitar un diagnóstico sesgado y cumplir con la recomendación metodológica de evaluar el riesgo real en el estacionado de la vía, el comportamiento del puente debe articularse de forma obligatoria con el análisis espacial del polígono de inundación en las secciones transversales adyacentes, dispuestas cada 100 m a ambos lados de la estructura (Figura 9).

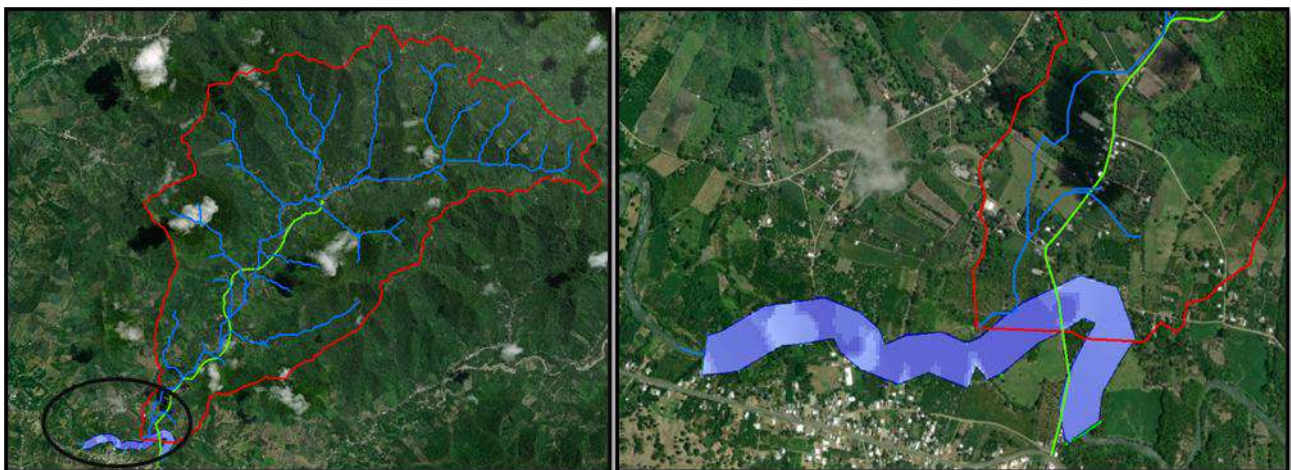


Fig. 9- Polígono de inundación generados con el caudal hidrológico de cuenca general 13 de un TR 10 años

Al expandir la envolvente geográfica del modelo para el caudal de control de la Cuenca 13 (350.86 m³/s, TR = 10 años), se identificó que el eje vial presenta una zona de vulnerabilidad crítica por desbordamiento y expansión lateral entre las estaciones 1600 y 1900 (Figura 10). En este sector, a pesar de la holgura geométrica puntual del puente, las alturas de la lámina de agua sobre el terreno natural varían drásticamente entre 1.8 y 3.5 metros (Figuras 11 y 12).

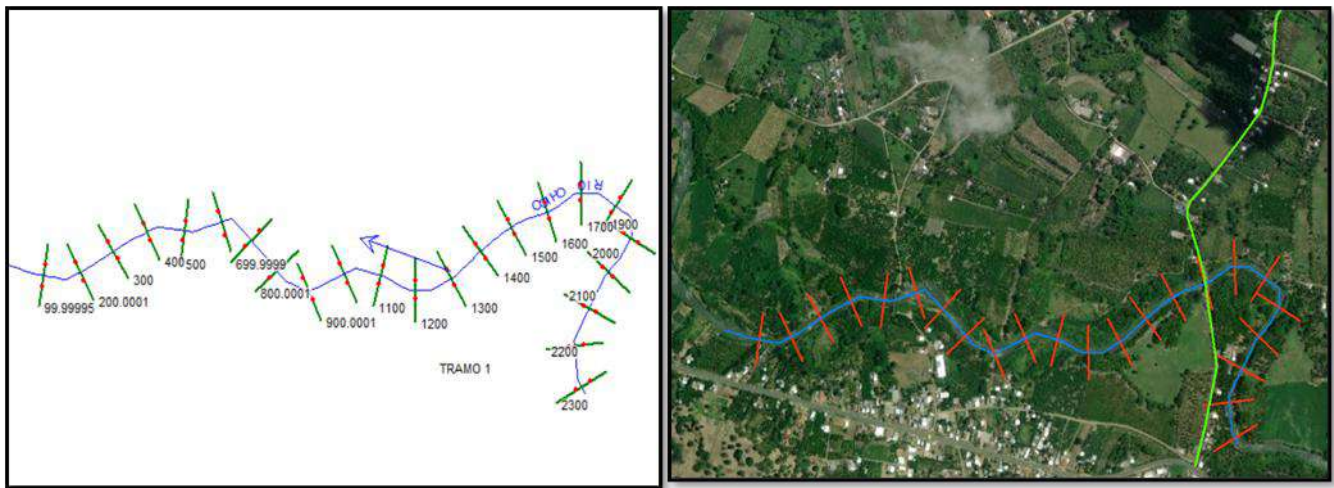


Fig. 10- Geometría de un tramo del cauce del Río

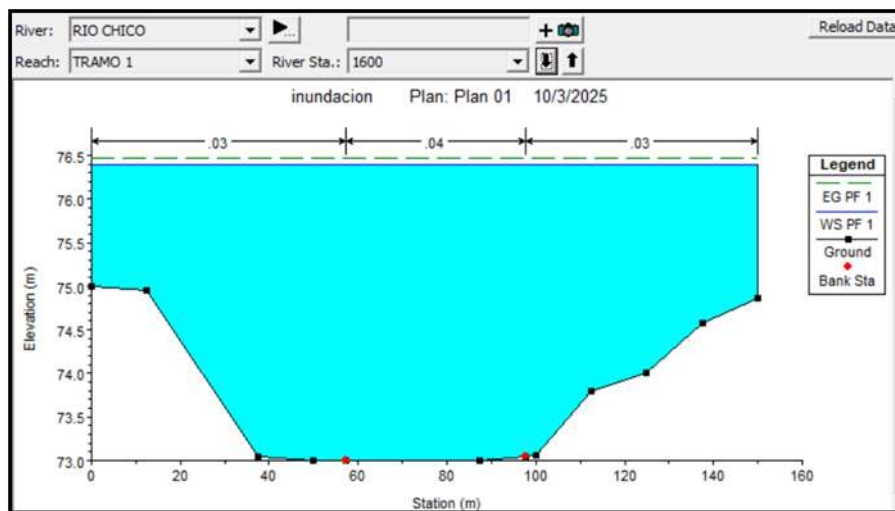


Fig. 11- Sección Transversal Hidráulica Modelada Estación 1600

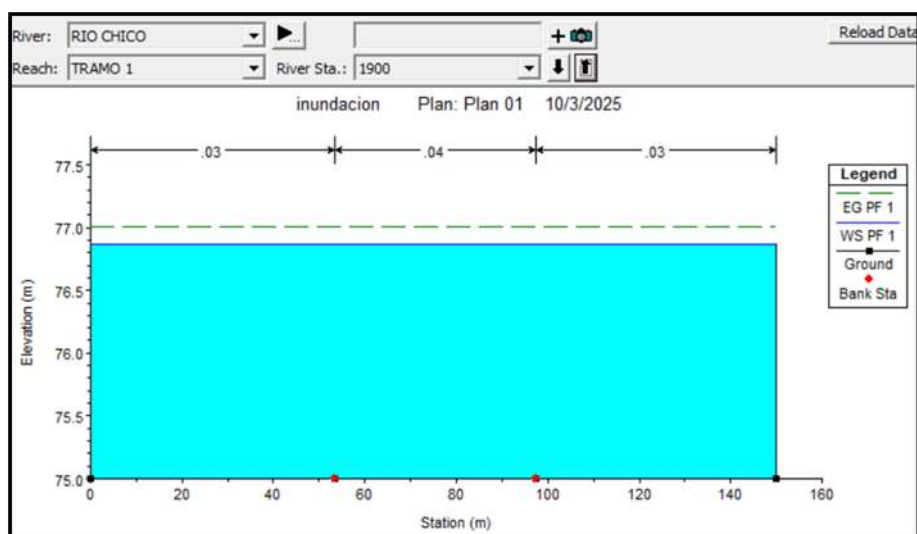


Fig. 12- Sección Transversal Hidráulica Modelada Estación 1900

Esta condición demuestra que el estrangulamiento natural del cauce periférico genera un remanso crítico que inunda forzosamente los terraplenes de acceso, comprometiendo la calzada y evidenciando un riesgo alto de interrupción operativa del flujo vial.

Asimismo, el procesamiento espacial acoplado en las plataformas ArcMap y HEC-GeoRAS detectó que el polígono de inundación alcanza áreas vulnerables con asentamientos consolidados expuestos en las proximidades de las estaciones 800-900 y una propensión a la inundación lateral en la estación 1500, comprometiendo directamente predios de uso residencial. Este diagnóstico integrado confirma que la vulnerabilidad de la infraestructura no radica en la sección geométrica de la obra de fábrica, sino en la dinámica de inundación lateral de sus accesos viales, justificando la necesidad de implementar medidas de mitigación y monitoreo preventivo en el corredor analizado. (Figura 13).

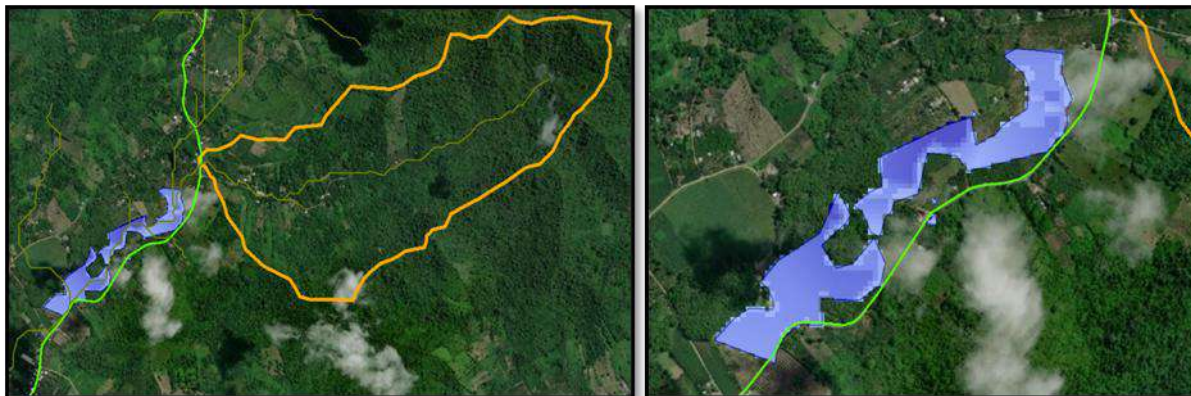


Fig. 13- Polígono de inundación generados con el caudal hidrológico de la cuenca 2 de un TR 50 años

Para profundizar en la comprensión de los mecanismos hidráulicos que gobiernan estas inundaciones laterales, el modelo unificado incorporó la caracterización geométrica detallada del lecho y las secciones transversales críticas del Río Chico (Figura 14).

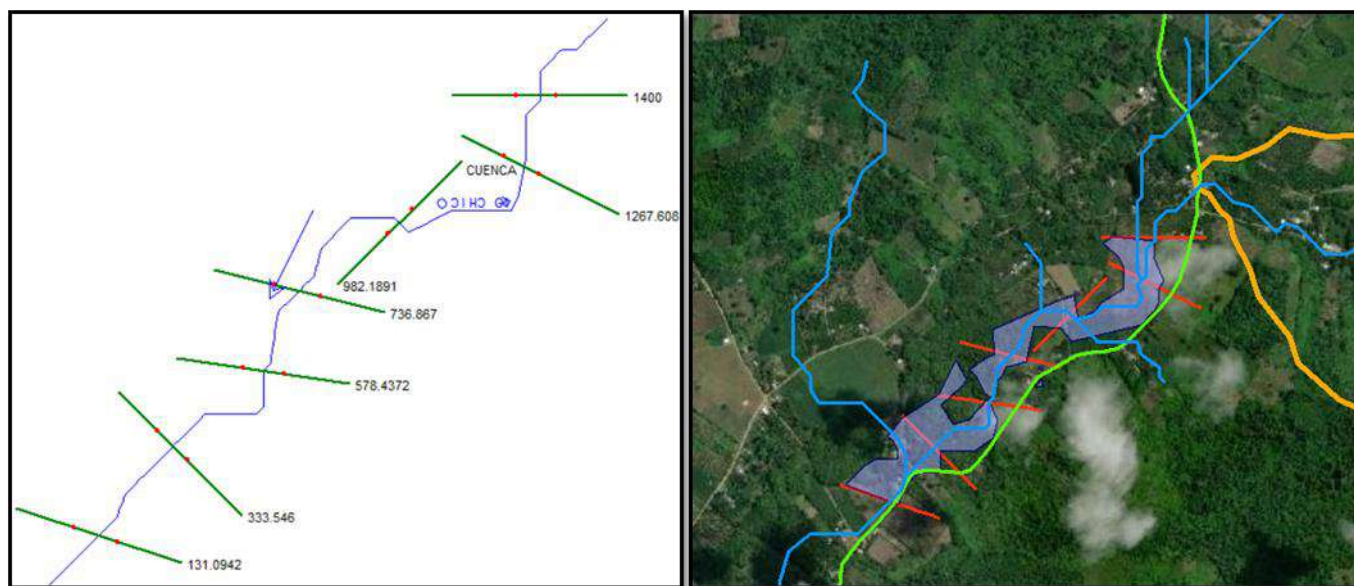


Fig. 14- Geometría de un tramo del cauce del Río

El procesamiento espacial acoplado en las plataformas ArcMap y HEC-RAS permitió evaluar los perfiles hidráulicos en puntos de control estratégicos aguas abajo de la obra de paso, destacando el comportamiento de las estaciones 736.867 y 578.4372.

En la Estación Transversal 736.867 (Figura 15), se constata geométricamente una severa reducción del área hidráulica natural y una disminución en la pendiente longitudinal del cauce. Bajo el régimen de caudal de control ($Q = 350.86 \text{ m}^3/\text{s}$), la línea de remanso (Water Surface, representado por la variable WS PF 1) satura por completo la capacidad del canal principal, forzando al flujo a invadir las llanuras de inundación adyacentes y elevando la línea de energía (EG PF 1) de forma crítica frente al perfil del terreno natural (Ground) y los límites del cauce (Bank Sta). Esta sección actúa como un estrechamiento hidráulico que frena la corriente y propicia el desarrollo del remanso hacia aguas arriba.

Por su parte, el análisis de la Estación Transversal 578.4372 (Figura 16) revela que la lámina de agua real se posiciona de forma coincidente sobre el límite de los bancos naturales del río (Bank Stations). El perfil numérico demuestra que la superficie libre del agua roza el umbral de desbordamiento inminente, manteniendo el tirante real en una condición de equilibrio crítico con el terreno.

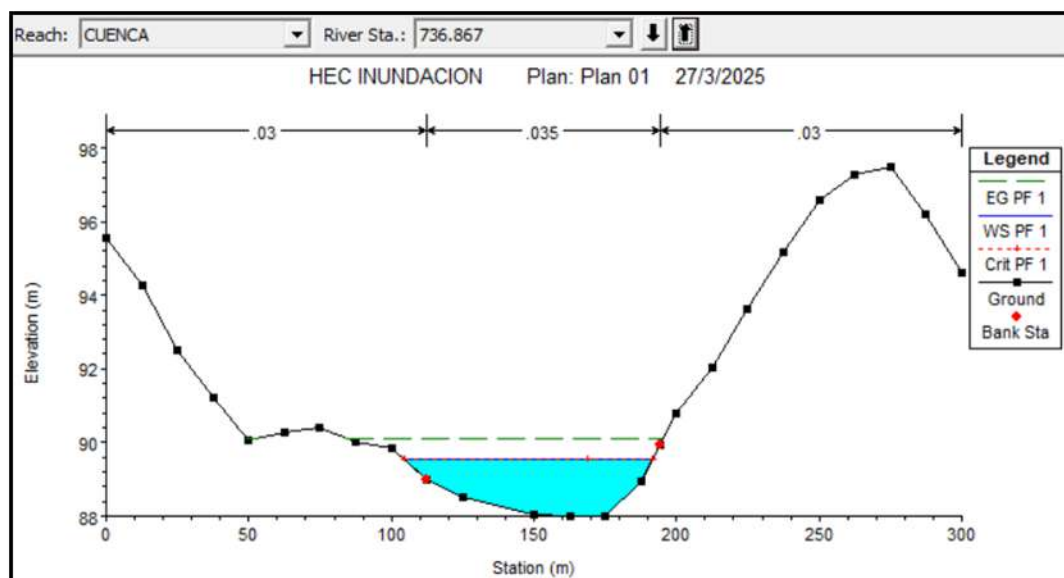


Fig. 15- Sección Transversal Hidráulica Modelada Estación 736.867

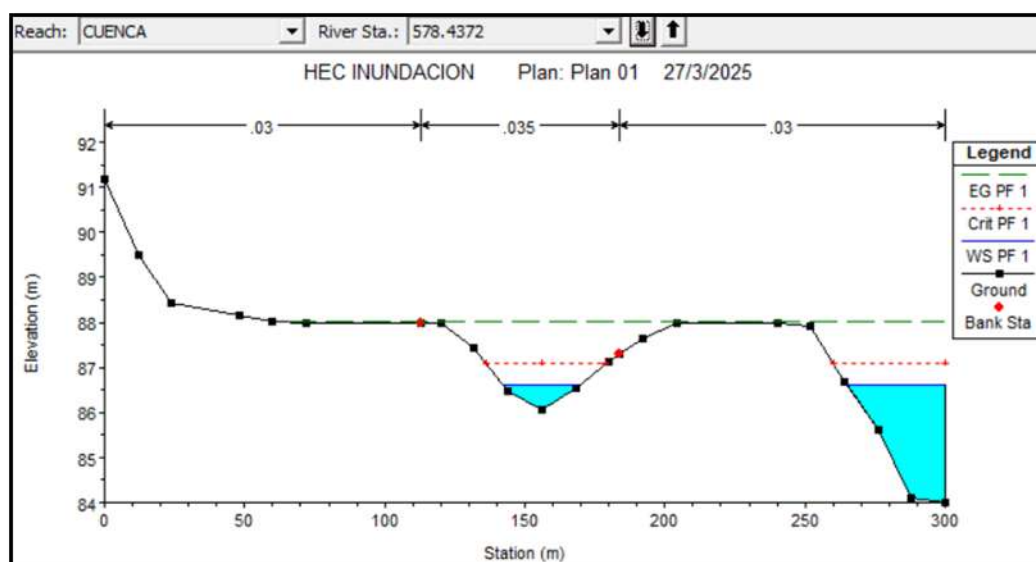


Fig. 16- Sección Transversal Hidráulica Modelada Estación 578.4372

Finalmente, las áreas de afectación potencial y la envolvente geográfica de inundación generada exclusivamente por los caudales provenientes de la Cuenca Hidrográfica 2 para un evento extremo de 50 años ($Q = 99.15 \text{ m}^3/\text{s}$). El modelo espacial denota que en el punto de entrega de esta cuenca hacia el tramo vial analizado existe una ausencia absoluta de obras de drenaje transversal, lo que restringe la libre evacuación de la escorrentía superficial.

La concatenación analítica de estas secciones transversales y polígonos demuestra que las inundaciones documentadas en el corredor vial no constituyen eventos aislados, sino que son el resultado directo de la pérdida de capacidad de conducción geométrica del cauce natural aguas abajo del Puente 1 y la falta de estructuras de descarga complementarias, validando la necesidad de implementar un manejo integral marginal pluvial.

3.2. RESULTADOS DE EVALUACIÓN DE CAPACIDAD HIDRÁULICA DEL PUENTE 2

La evaluación del comportamiento hidráulico del puente 2 ante los caudales hidrológicos generados por la cuenca hidrográfica 3 en diferentes periodos de retorno que se encuentra en la vía de estudio se presenta en la tabla 6 y Figuras 17-18. El puente es de características de Hormigón Armado tiene 14 metros de largo y 6 metro de ancho.

Tabla 6- Evaluación del Puente 2

Periodo de retorno	Caudal evaluado (m ³ /s)	E.G. Elev BR US (m)	E.G. Elev BR DS (m)	W.S. Elev BR US (m)	W.S. Elev BR DS (m)	Crit W.S BR US (m)	Crit W.S BR DS (m)	Vel. Total BR US m/s	Vel. Total BR DS m/s
10	342,54	103,08	103,03	102,65	102,70	102,02	101,75	2,77	2,42
25	422,47	103,46	103,41	102,95	103,01	102,26	102,00	3,01	2,67
50	512,01	103,85	103,80	103,26	103,32	102,51	102,25	3,26	2,92

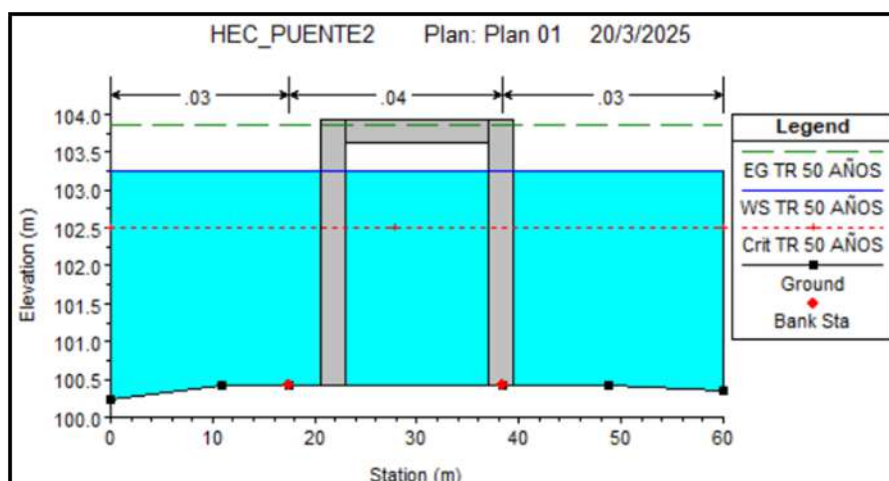


Fig. 17- Comportamiento del puente para un caudal generado para un TR de 50

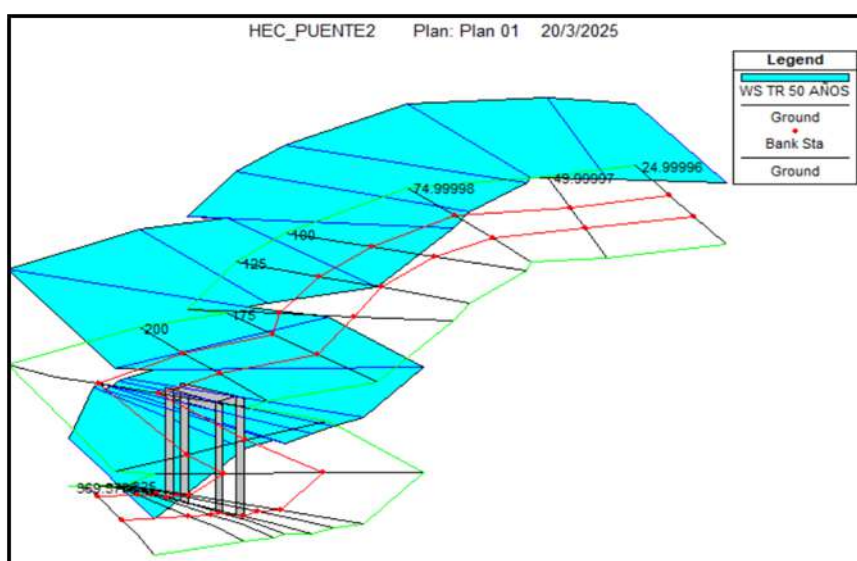


Fig. 18- Comportamiento del puente para un caudal generado para un TR 50 años vista en 3D

La modelación hidráulica del Puente 2, refleja un comportamiento funcional estable y eficiente bajo criterios de diseño preventivo. A través de las simulaciones numéricas ejecutadas, se constató que la lámina de agua real del remanso fluye permanentemente por encima de la cota del tirante crítico seccional ($W.S. > Crit\ W.S.$) en todos los escenarios probabilísticos evaluados. Específicamente, para el periodo de retorno crítico de 50 años, el nivel del agua aguas arriba se estabiliza en la cota 103.26 m frente a un tirante crítico de 102.51 m. Este contraste de fronteras hidráulicas confirma que la obra opera de manera consistente bajo un régimen de flujo subcrítico. Aunque la restricción de la sección transversal natural del río impuesta por los estribos induce un incremento en la energía cinética —registrando velocidades de aproximación de 3.26 m/s aguas arriba y 2.92 m/s aguas abajo para el escenario de 50 años—, el flujo se mantiene ordenado y en estado tranquilo. El perfil geométrico libre del agua no intercepta la subrasante ni la cota de fondo del tablero, convalidando que la estructura posee una capacidad de conducción adecuada y revanchas libres de seguridad admisibles frente a las dinámicas de crecidas extremas documentadas en su cuenca aportante.

3.3. RESULTADOS DE EVALUACIÓN DE CAPACIDAD HIDRÁULICA DE PUENTE 3

El comportamiento del puente 3 con los diferentes caudales hidrológicos que aporta la cuenca 4 para diferentes periodos de retorno (10-25-50 años) de la vía en estudio se evidencia en la tabla 7 y figuras 19 y 20, cuyo material del puente es de hormigón armado con una longitud de 15 m y ancho de 6 m.

Tabla 7- Evaluación del Puente 3

Periodo de retorno	Caudal evaluado (m ³ /s)	E.G. Elev BR US (m)	E.G. Elev BR DS (m)	W.S. Elev BR US (m)	W.S. Elev BR DS (m)	Crit W.S BR US (m)	Crit W.S BR DS (m)	Vel. Total BR US m/s	Vel. Total BR DS m/s
10	326,12	106,52	106,24	104,56	104,24	105,17	104,85	6,18	6,21
25	402,21	107,10	106,79	104,67	104,35	105,41	105,08	6,87	6,85
50	487,47	107,67	107,35	104,8	104,47	105,67	105,32	7,47	7,43

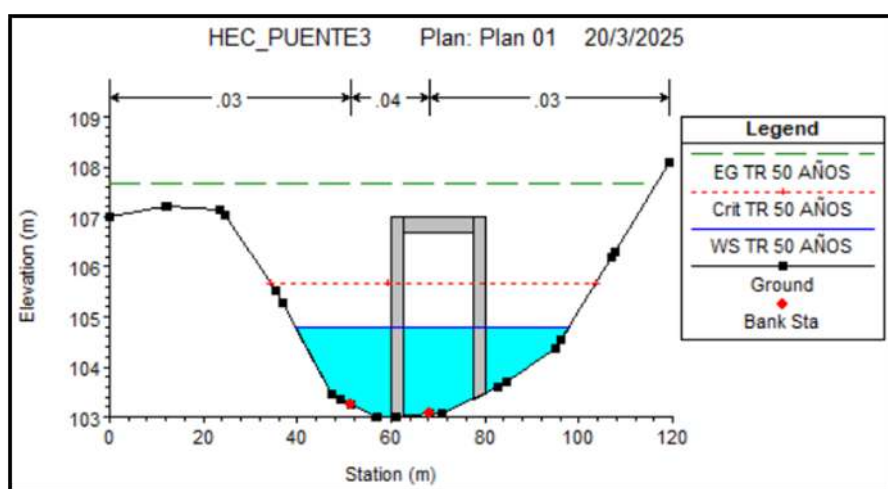


Fig. 19- Comportamiento del puente para un caudal generado por un TR 50 años

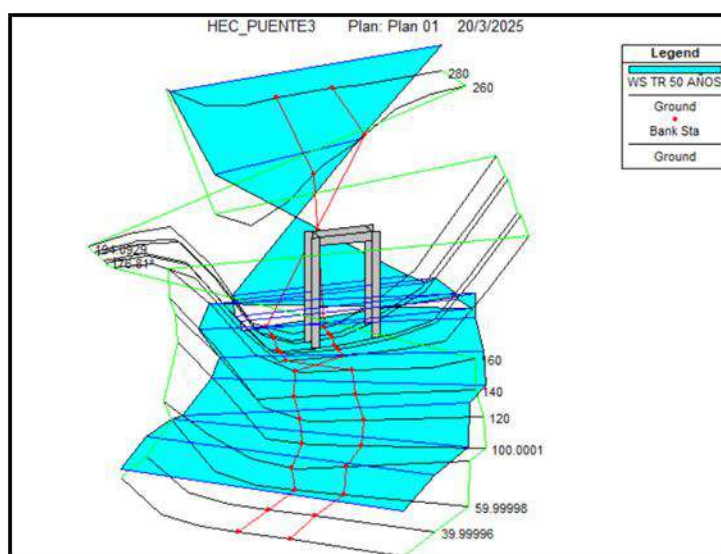


Fig. 20- Comportamiento del puente para un caudal generado por un TR 50 años

A diferencia de las estructuras precedentes, la evaluación hidráulica del Puente 3 expone una condición de alta vulnerabilidad y criticidad funcional ante caudales extraordinarios. Los resultados analíticos procesados en HEC-RAS demostraron que la superficie libre del agua se deprime drásticamente, posicionándose de forma permanente por debajo de la cota geométrica del tirante crítico seccional ($W.S. < \text{Crit } W.S.$). Para el evento extremo de 50 años, la lámina de aguas arriba se sitúa en la cota 104.80 m, cayendo por debajo del umbral crítico calculado de 105.67 m. Esta relación física define de manera matemática la consolidación de un régimen de flujo supercrítico o torrencial, caracterizado por un dominio absoluto de la energía cinética sobre la potencial. Este estado de alta energía desencadena una aceleración severa de la masa hídrica a través del área de paso, registrando velocidades vectoriales extremas que escalan desde los 6.18 m/s (para un TR de 10 años) hasta alcanzar magnitudes altamente erosivas de 7.47 m/s aguas arriba y 7.43 m/s aguas abajo en el escenario de 50 años. Si bien el puente no sufre sumergencia ni desbordamiento inmediato por sobreelevación de la lámina, la persistencia de este régimen torrencial impone un riesgo crítico latente debido al drástico potencial de arrastre de sedimentos y socavación local pluvial profunda en sus estribos y cimentaciones, concluyéndose que la estructura requiere modificaciones urgentes de diseño o la implementación inmediata de obras de protección y disipación de energía para salvaguardar su integridad geotécnica.

3.4. RESULTADOS DE EVALUACIÓN DE ALCANTARILLA NRO. 1

Los resultados de la evaluación hidráulica de la alcantarilla transversal 1, construida de hormigón armado, con un diámetro de 650 mm y una longitud de 8.75 m, ubicada en la vía de estudio la cual cuenta con un ancho de calzada de 7.30 m y es de pavimento flexible se presentan en la tabla 8.

Esta evaluación se realizó considerando los caudales obtenidos por el método de proporción de áreas, descrito anteriormente.

Tabla 8- Evaluación de alcantarilla Nro. 1

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL CUENCA CERCANA (m ³ /s)	CAUDAL ÁREA EQUIV. ALC. (m ³ /s)	ELEVACIÓN (m)	PROF. CONTROL DE ENTRADA (m)	PROF. CONTROL DE SALIDA (m)	VELOCIDAD DE SALIDA (m/s)	DIAMETRO DE ALCANTARILLA (mm)
10	1,43	1,28	84,90	1,58	1,43	3,07	650
25	1,79	1,60	84,91	1,59	1,45	3,08	650
50	2,11	1,88	84,93	1,61	1,45	3,10	650
100	2,48	2,21	84,96	1,64	1,49	3,13	650

De acuerdo con los resultados obtenidos en el modelo HY-8 para el caudal de diseño asociado a un período de retorno de 25 años ($Q = 1.60 \text{ m}^3/\text{s}$), se determinó que la alcantarilla Nro. 1 opera bajo control de entrada, debido a que la carga hidráulica por control de entrada ($HW = 1.59 \text{ m}$) es mayor que la calculada por control de salida ($HW = 1.45 \text{ m}$). Al relacionar este tirante con el diámetro del conducto ($D = 0.65 \text{ m}$), se obtiene un valor de $HW/D = 2.45$. Este resultado excede ampliamente el límite máximo admisible de 1.50 establecido en la Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12 para alcantarillas de hormigón, lo que demuestra matemáticamente una condición de sumergencia crítica y un riesgo inminente de desbordamiento del flujo sobre la calzada. Aunque las velocidades de descarga en la sección de salida 3.08 m/s se sitúan dentro del rango tolerable por la normativa vigente (5.0 m/s), el severo subdimensionamiento hidráulico de la sección transversal obliga a rechazar la suficiencia de la estructura existente y justifica su reemplazo o rediseño estructural, tal como se corrobora en el mapa de afectación de la figura 21.

El modelo determinó que el flujo al ingresar al canal natural de descarga se desacelera hasta alcanzar una velocidad media de 0.60 m/s. Al contrastar este valor numérico con la norma de diseño, se constata que la estructura opera dentro de márgenes seguros de estabilidad erosiva, posicionándose por debajo del umbral restrictivo de 0.75 m/s admitido para terrenos no revestidos de arena fina o arcilla arenosa bajo flujos permanentes o intermitentes. En consecuencia, el lecho natural en la descarga inmediata no presenta susceptibilidad a procesos de degradación lineal o socavación remontante.

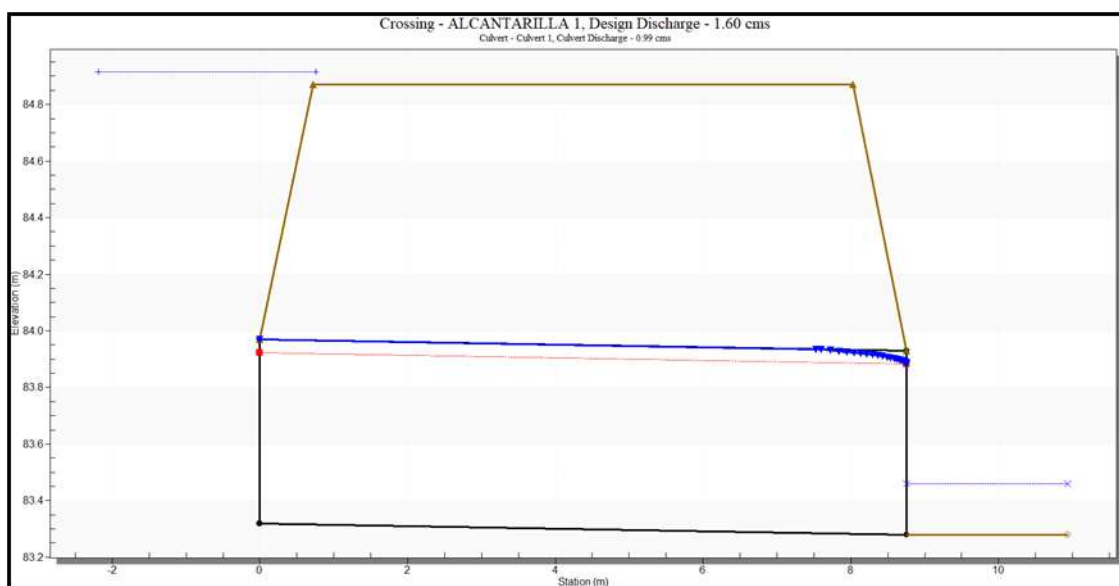


Fig. 21- Comportamiento de alcantarilla Nro. 1 para un caudal generado por PR 25 años.

3.5. RESULTADOS DE EVALUACIÓN DE ALCANTARILLA NRO. 2

La estructura de drenaje evaluada corresponde a una alcantarilla circular de hormigón armado, con un diámetro de 800 mm y una longitud total de 8.75 metros. Su comportamiento hidráulico frente a los diferentes caudales generados por los periodos de retorno considerados se detalla en la Tabla 9, donde se analizan parámetros clave como la carga de entrada, el régimen de flujo y la velocidad de descarga.

Tabla 9- Evaluación de alcantarilla Nro. 2

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL CUENCA CERCANA (m3/s)	CAUDAL ÁREA EQUIV. ALC. (m3/s)	ELEVACIÓN (m)	PROF. CONTROL DE ENTRADA (m)	PROF. CONTROL DE SALIDA (m)	VELOCIDAD DE SALIDA (m/s)	DIAMETRO DE ALCANTARILLA (mm)
10	1,43	0,46	69,90	0,60	0,03	1,85	800,00
25	1,79	0,58	70,00	0,70	0,05	1,95	800,00
50	2,11	0,68	70,07	0,77	0,06	2,02	800,00
100	3,17	1,02	70,37	1,07	1,06	2,46	800,00

De acuerdo con la normativa NEVI-12, para alcantarillas circulares de hormigón con flujo controlado en la entrada, la relación entre la lámina de agua (HW) y el diámetro (D) no debe superar un valor de 1.5.

En el caso evaluado, este valor corresponde a 0.875, por lo tanto, cumple con la normativa en cuanto a carga admisible de entrada.

La velocidad de salida correspondiente al caudal de diseño, evaluada para los diferentes periodos de retorno considerados, se encuentra dentro de los límites establecidos por la normativa NEVI-12, la cual establece una velocidad máxima permisible para alcantarillas de hormigón armado de 5.0 m/s. Este resultado indica que no se prevén riesgos significativos de erosión o socavación en la zona de descarga.

Según la figura 22, la alcantarilla evaluada para un periodo de retorno de 25 años opera bajo un régimen de entrada libre, sin indicios de sumergencia ni sobrecarga hidráulica. Este comportamiento se alinea con lo establecido en la normativa NEVI-12, la cual recomienda este tipo de régimen por su eficiencia hidráulica y funcionalidad del sistema de drenaje.

La evaluación hidráulica de la zona de descarga para la alcantarilla 2 registró una velocidad terminal en el canal natural de 0.49 m/s. Esta magnitud consolida la condición operativa más estable y segura del corredor analizado, localizándose holgadamente por debajo del límite guía de la norma (0.75 m/s) para suelos arenosos no coloidales). La baja energía cinética residual valida técnicamente el comportamiento no erosivo de la corriente en este sector, prescindiendo de la necesidad de estructuras rígidas complementarias de revestimiento marginal.

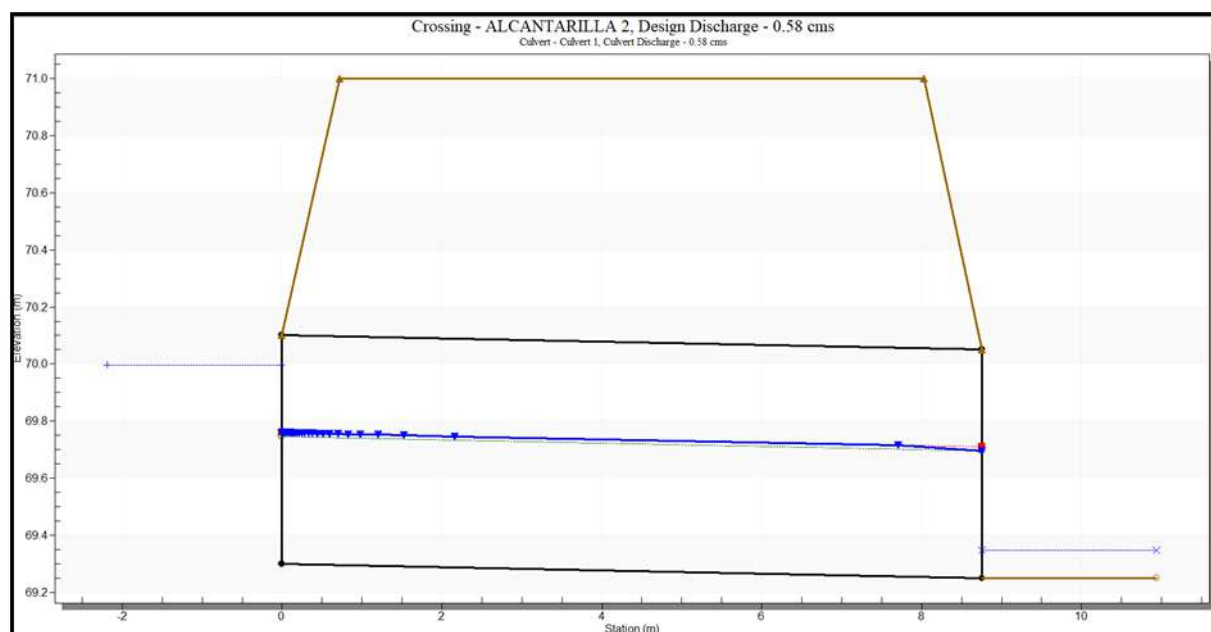


Fig. 22- Comportamiento de alcantarilla Nro. 2 para un caudal generado por PR 25 años.

3.6. RESULTADO DE EVALUACIÓN DE ALCANTARILLA NRO. 3

En la tabla 10 y la figura 23 se presenta el comportamiento hidráulico de la alcantarilla transversal N.º 3 bajo los distintos caudales evaluados. Esta estructura corresponde a una alcantarilla de sección circular de hormigón armado, con un diámetro interno de 800 mm y una longitud de 8.80 m.

El análisis permite observar el desempeño de la alcantarilla frente a diferentes escenarios de escorrentía, evaluando su capacidad de conducción y la altura hidráulica relativa alcanzada. Estos resultados son fundamentales para determinar si la estructura mantiene condiciones de flujo eficiente, evita el riesgo de sobrepresión o inundación aguas arriba, y cumple con los criterios de diseño establecidos por la NEVI-12.

Tabla 10- Evaluación de alcantarilla Nro. 3

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL CUENCA CERCANA (m3/s)	CAUDAL ÁREA EQUIV. ALC. (m3/s)	ELEVACIÓN (m)	PROF. CONTROL DE ENTRADA (m)	PROF. CONTROL DE SALIDA (m)	VELOCIDAD DE SALIDA (m/s)	DIAMETRO DE ALCANTARILLA (mm)
10	3,56	2,54	79,06	1,76	1,58	3,22	800,00
25	4,47	3,19	79,08	1,78	1,60	3,24	800,00
50	5,27	3,76	79,10	1,80	1,61	3,26	800,00
100	6,20	4,43	79,12	1,82	1,63	3,28	800,00

Para el escenario hidrológico de 25 años ($Q_{\text{diseño}} = 3.19 \text{ m}^3/\text{s}$), la evaluación hidráulica de la alcantarilla Nro. 3 ($D = 800 \text{ mm}$) refleja que la estructura trabaja bajo condiciones de control de entrada, registrando un tirante de agua acumulado de $HW = 1.78 \text{ m}$. Al evaluar el indicador normativo, se calcula una relación $HW/D = 2.22$, un valor que incumple el umbral máximo de 1.50 exigido por la norma NEVI-12. Este comportamiento hidráulico confirma de manera rigurosa que la sección transversal actual es insuficiente para evacuar los caudales máximos extraordinarios pluviales, generando un remanso crítico aguas arriba y provocando la inundación forzosa del cuerpo vial como se observa en la figura 23.

La velocidad de descarga alcanza los 3.24 m/s , lo cual se encuentra dentro del rango permitido conforme a la normativa NEVI-12.

A diferencia de las secciones previas, la simulación determinó que el flujo abandona la alcantarilla 3 e ingresa al canal natural con una velocidad de 0.96 m/s . Bajo el criterio normativo NEVI 12, esta magnitud excede críticamente el umbral admisible de 0.75 m/s establecido para arenas o arcillas arenosas, e inclusive supera el límite de 0.90 m/s para texturas de arcilla limosa. Este diagnóstico califica a la descarga de la alcantarilla 3 como una sección de alta vulnerabilidad pluvial, justificando analíticamente la instalación obligatoria de obras de protección técnica, como gaviones o zampeados de roca, para mitigar el riesgo inminente de erosión acelerada del lecho.

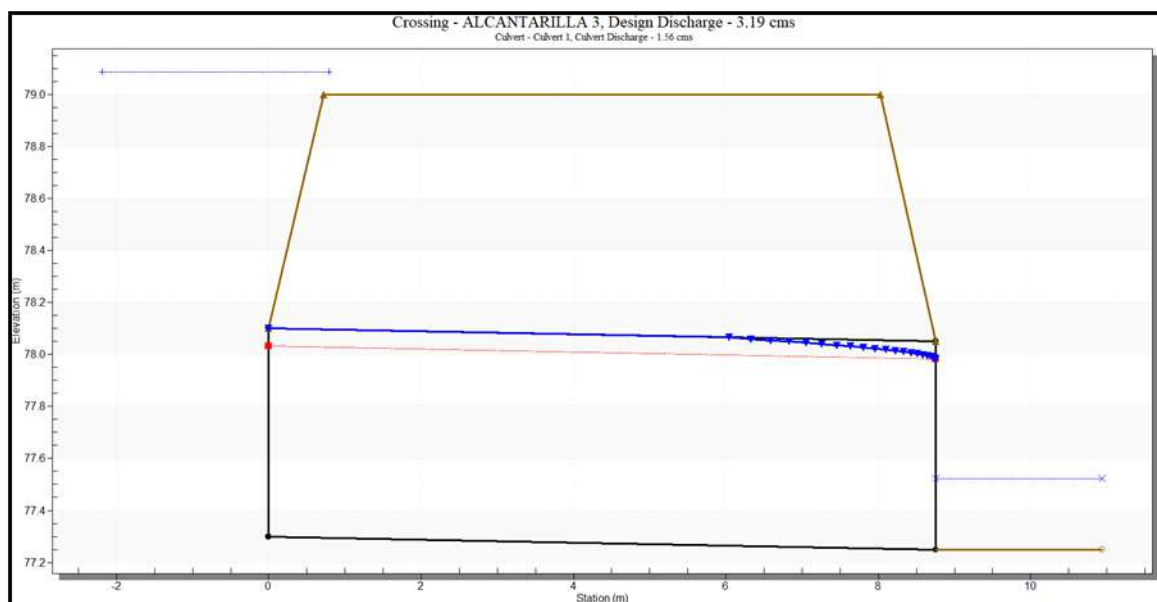


Fig. 23- Comportamiento de alcantarilla Nro. 3 para un caudal generado por PR 25 años.

3.7. RESULTADO DE EVALUACIÓN DE ALCANTARILLA NRO. 4

La alcantarilla transversal 4 corresponde a una estructura de sección circular, construida en hormigón armado, con un diámetro interno de 800 mm y una longitud de 9.00 metros. Su comportamiento hidráulico ha sido evaluado frente a los caudales generados por distintos periodos de retorno, tal como se presenta en la Tabla 11 y en la figura 24.

Tabla 11- Evaluación de alcantarilla Nro. 4

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL CUENCA (m ³ /s)	ELEVACIÓN (m)	PROF. CONTROL DE ENTRADA (m)	PROF. CONTROL DE SALIDA (m)	VELOCIDAD DE SALIDA (m/s)	DIAMETRO DE ALCANTARILLA (mm)
10	0,71	96,84	0,80	0,84	2,09	800,00
25	0,89	96,97	0,95	0,97	2,30	800,00
50	1,05	97,10	1,10	1,09	2,50	800,00
100	1,24	97,32	1,32	1,25	2,75	800,00

En el caso de la alcantarilla Nro. 4 ($D = 800$ mm), el análisis hidráulico sistemático mediante el software HY-8 determinó que la estructura opera bajo un régimen de control de salida para el escenario de diseño de 25 años. Este comportamiento se produce debido a que la carga de agua calculada por control de salida ($HW = 0.97$ m) es mayor que la obtenida por control de entrada ($HW = 0.95$ m), gobernando la primera sobre la frontera hidráulica general de la estructura. Consecuentemente, la relación de carga real en el ingreso se establece en $HW/D = 1.21$. Desde la perspectiva del cumplimiento normativo, este indicador satisface el criterio de seguridad de la norma NEVI-12 al mantenerse inferior al límite admisible de 1.50, lo que descarta el riesgo de desbordamiento inmediato del flujo hacia la calzada. No obstante, el análisis físico de los niveles demuestra que la proximidad matemática entre ambas cargas somete al conducto a operar en una condición de tubería llena, donde las pérdidas por fricción a lo largo del barril y las condiciones del remanso aguas abajo regulan de forma directa el nivel de sumergencia en la sección de entrada como se muestra en la figura 24.

El diagnóstico cinético para la alcantarilla 4 evidenció una velocidad de descarga en el canal de terreno natural de 0.58 m/s. Conforme a las especificaciones de diseño vial de la norma NEVI 12 este valor se sitúa dentro de la envolvente de seguridad estructural permisible al no superar el rango crítico de 0.75 m/s a 0.90 m/s fijado para terrenos limosos o arcillo-arenosos. Por lo tanto, se corrobora que la capacidad de amortiguamiento geométrico del cauce receptor es suficiente para disipar la energía de la escorrentía sin inducir fallas geotécnicas en los taludes marginales.

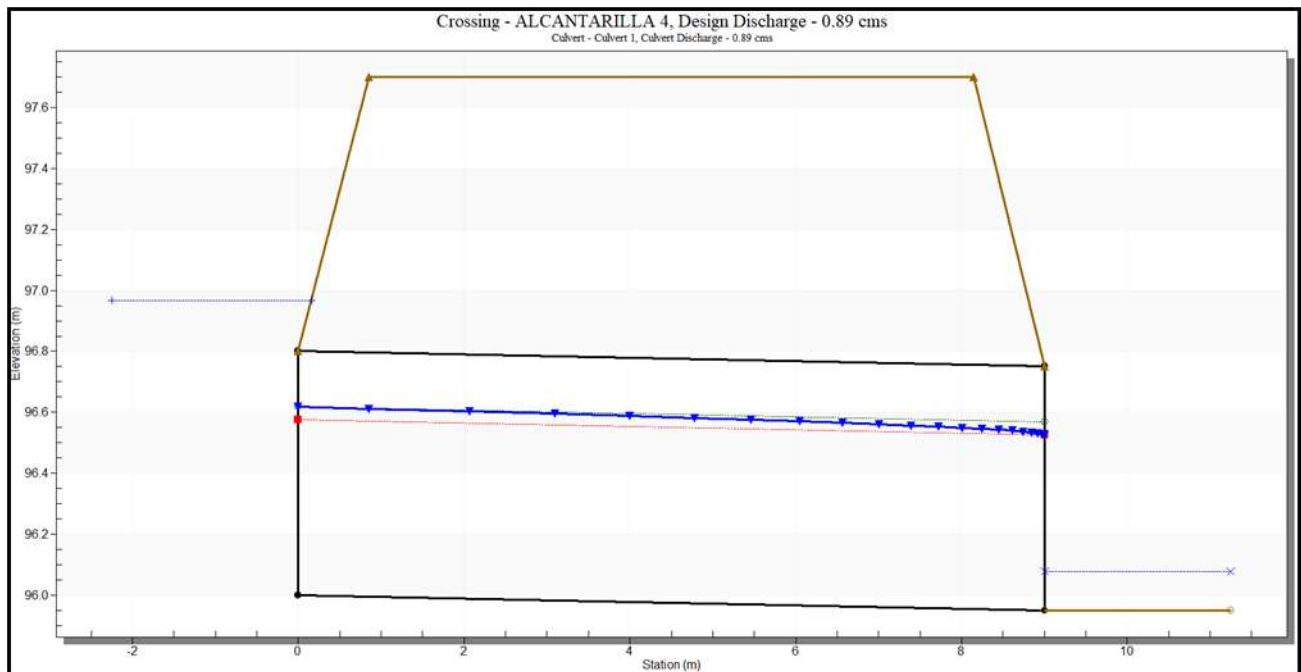


Fig. 24- Comportamiento de alcantarilla Nro. 4 para un caudal generado por PR 25 años

En las figuras 25 y 26 se muestra que, a partir de eventos con períodos de retorno de 10 años, las alcantarillas 1 y 3 superan la altura de entrada y de calzada (figura 25), indicando riesgo de desbordamiento. Simultáneamente, generan velocidades de descarga mayores a 2.5 m/s (figura 26), superando el límite crítico de erosión definido por la NEVI-12. Estos resultados evidencian la necesidad de medidas de protección contra erosión y control de flujo en dichas estructuras.

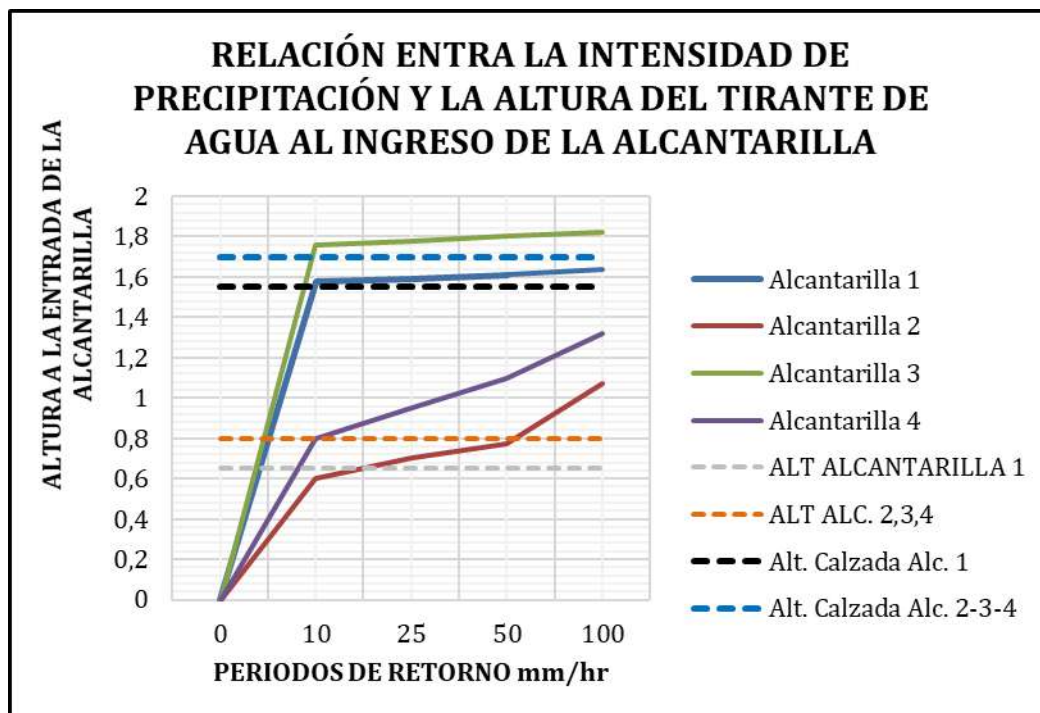


Fig. 25- Relación entre la intensidad de precipitación y la altura del tirante de agua al ingreso de la alcantarilla.

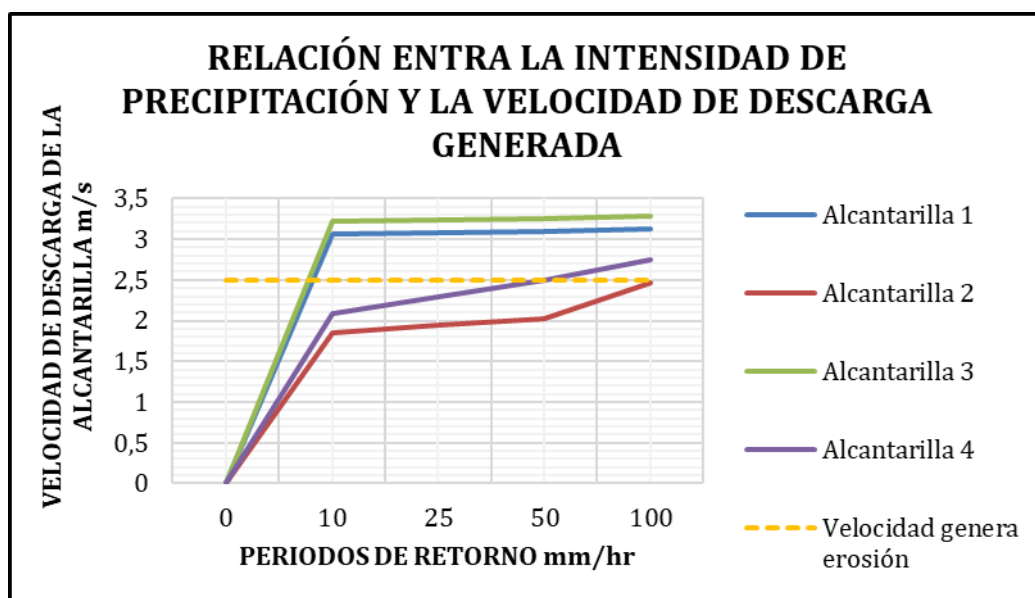


Fig. 26- Relación entre la intensidad de precipitación y la velocidad de descarga de la alcantarilla.

La modelación y evaluación de las estructuras de drenaje en la vía de estudio permitió constatar que la alcantarilla Nro.1 de diámetro de 650 mm para todos los periodos de retorno presenta desbordamiento a la calzada según los caudales calculados. Esto indica una condición hidráulica crítica, donde la capacidad de conducción es ampliamente superada.

Para periodos de retorno 10-25-50 años la alcantarilla Nro. 2 de diámetro de 800 mm tiene la capacidad de evacuar los caudales generados, mientras que para el periodo de retorno de 100 años presenta sumergencia a la entrada de la alcantarilla.

La alcantarilla Nro.3 de diámetro de 800 mm presenta sumergencia en la entrada de la alcantarilla con el caudal evaluado para los diferentes periodos de retorno 10-25-50-100 años, a tal punto que presenta desbordamiento sobre la calzada.

Finalmente, la alcantarilla Nro.4 de diámetro 800 mm presenta sumergencia en la entrada de la alcantarilla para los diferentes periodos de retornos sin presentar desbordamiento a la calzada. Los resultados de la modelación indican que la alcantarilla 1 y 3 no cumplen con la capacidad hidráulica requerida para el periodo de retorno establecido por la norma para vías de su categoría, ya que para el caudal hidrológico de T_r de 25 años presenta desbordamiento.

Para la alcantarilla 4, si bien no se evidencia desbordamiento, el nivel de carga (HW) supera el diámetro (D) de la estructura, lo que sugiere régimen de flujo sumergido y la necesidad de verificar medidas de protección en el pavimento.

3.8. RESULTADOS DE MODELACIÓN DE ESTRUCTURA DE DRENAJE PARA LA CUENCA HIDROGRÁFICA 10 EXISTENTE EN LA VÍA DE ESTUDIO

Se optó por el uso del software HY-8 para realizar la modelación de una estructura de drenaje con capacidad de comportarse de manera favorable al caudal hidrológico con diferentes periodos de retorno de la cuenca 10 como indica la figura 21, cuyos resultados se pueden observar en la tabla 12 y figura 27.

Tabla 12- Evaluación de Alcantarilla Transversal para diferentes periodos de retorno en Cuenca aportante 10

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL EVALUADO (m ³ /s)	CAPAC. DE DESCARGA (m ³ /s)	ELEVACIÓN (m)	PROF. CONTROL DE ENTRADA (m)	PROF. CONTROL DE SALIDA (m)	VELOC. DE SALIDA (m/s)	DIAMETRO DE ALCANTARILLA (mm)
10	1,43	1,43	83,74	0,97	0,12	2,34	1200,00
25	1,79	1,79	83,89	1,12	0,14	2,49	1200,00
50	2,11	2,11	83,91	1,14	0,16	2,55	1400,00

Para el período de retorno de 10 años, con un caudal evaluado de 1.43 m³/s, la alcantarilla de 1200 mm de diámetro opera bajo control de entrada, registrando una profundidad de carga inicial de 0.97 m frente a un tirante de salida de apenas 0.12 m. Esta relación geométrica e hidráulica confirma que el flujo transita hacia un régimen supercrítico definido dentro del conducto. La velocidad de descarga resultante es de 2.34 m/s, situándose por debajo del límite máximo establecido en las especificaciones de la norma NEVI-12, asegurando una evacuación eficiente sin riesgos inmediatos de degradación del cauce receptor.

En el escenario correspondiente a un período de 25 años ($Q = 1.79$ m³/s), manteniendo el diámetro de 1200 mm, la profundidad de control de entrada asciende a 1.12 m. Al evaluar el indicador normativo, la relación de carga resultante se establece en $HW/D = 0.93$, valor que cumple holgadamente con el límite máximo de 1.50 exigido por la norma NEVI-12, operando a flujo libre sin sumergencia total. La velocidad de salida se incrementa a 2.49 m/s, manteniéndose en el umbral crítico de tolerancia reglamentaria.

Para el periodo de 50 años, el incremento del caudal a 2.11 m³/s requiere un rediseño de la sección transversal, para evitar el desbordamiento de la alcantarilla. Bajo estas condiciones, la profundidad de control de entrada se estabiliza en 1.14 m ($HW/D = 0.81$), ratificando la persistencia del régimen supercrítico debido al marcado diferencial con respecto al tirante de salida (0.16 m). No obstante, la velocidad de descarga asciende a 2.55 m/s, superando ligeramente el parámetro guía de la normativa vial ecuatoriana, lo que denota la alta energía cinética con la que el flujo abandona la estructura.

El análisis sistemático demuestra que la alcantarilla de la cuenca 10 opera de forma permanente bajo un régimen supercrítico inducido por las condiciones de control de entrada, manteniendo profundidades de carga admisibles y velocidades de salida que se alinean de manera consistente con los criterios de seguridad funcional de la Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12.

Al abandonar la sección rígida e integrarse al cauce natural de descarga, el flujo registra una velocidad media de 0.77 m/s (25 años). Conforme a las especificaciones de la norma NEVI 12, esta magnitud se posiciona de forma segura dentro de los umbrales admisibles para canales no revestidos compuestos por arcillas arenosas o limosas compactas (cuyo rango tolerable se sitúa entre 0.75 m/s y 0.90 m/s). Esta baja energía cinética residual ratifica la estabilidad del cauce receptor, descartando riesgos inmediatos de socavación local remontante en el pie del terraplén flexible.

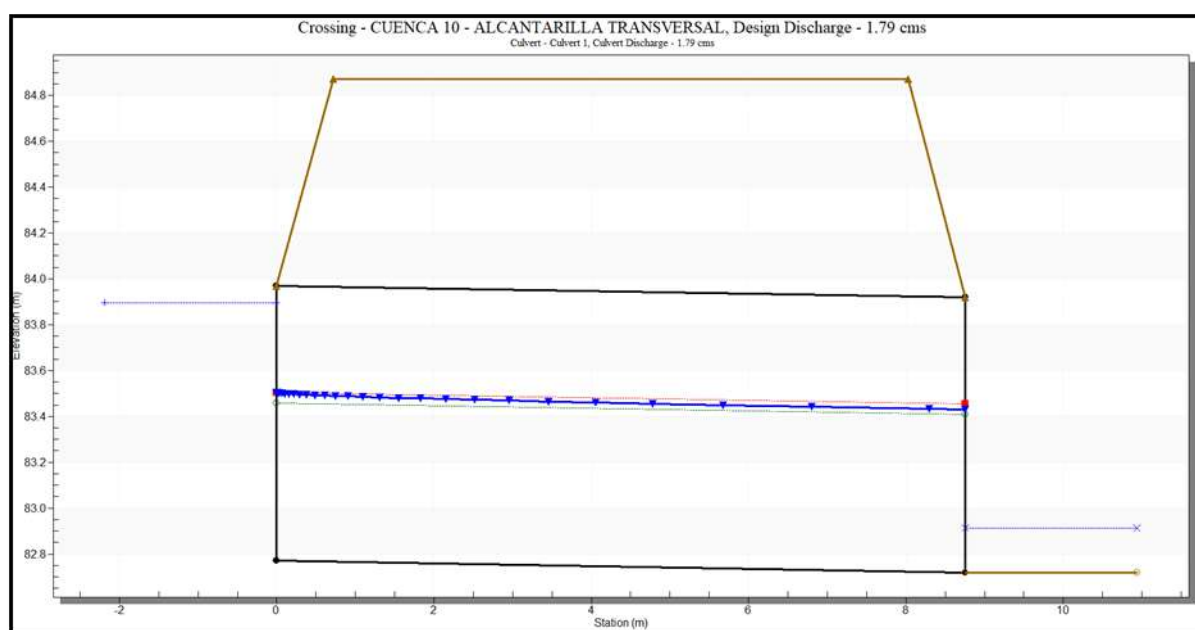


Fig. 27- Comportamiento de Alcantarilla diámetro 1200 mm para un Caudal generado por TR 25 años

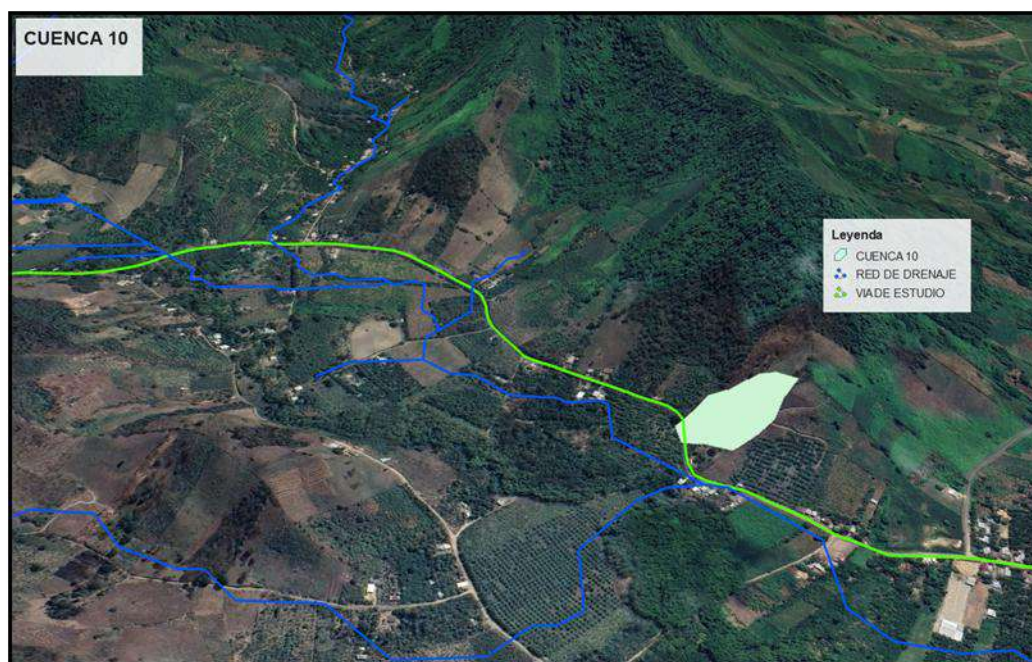


Fig. 28- Cuenca 10 aportante a vía de estudio.

3.9. RESULTADOS DE MODELACIÓN DE ESTRUCTURA DE DRENAJE PARA LA CUENCA HIDROGRÁFICA 6 EN VÍA DE ESTUDIO

La capacidad hidráulica de la modelación de la estructura de drenaje de poder evacuar los diferentes caudales generados por los diferentes periodos de retornos de la cuenca 6 (figura 30) se observa en la tabla 13 y figura 29, ducto cajón de hormigón armado de 10.50 metros de largo de 3 barriles o ductos.

Tabla 13- Evaluación de estructura para caudales generados por diferentes periodos de retorno en Cuenca

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL EVALUADO (m ³ /s)	CAPAC. DE DESCARGA (m ³ /s)	ELEVACIÓN (m)	PROF. CONTROL DE ENTRADA (m)	PROF. CONTROL DE SALIDA (m)	VELOC. DE SALIDA (m/s)	SECCIÓN DUCTO (mm)
10	27,79	27,79	88,64	1,94	0,95	3,43	2400X2400 (3)
25	34,84	34,84	88,96	2,26	1,10	3,63	2400X2400 (3)
50	41,12	41,12	88,52	2,27	1,59	3,75	2800x2550 (3)

Mediante la modelación con las secciones y tipo de estructura de drenaje nos indica que en todas las condiciones presentan un nivel superior en la entrada que, en la salida, las velocidades de descarga están entre 3.43 – 3.75 m/s lo cual entra en el rango intermedio-alto según la normativa NEVI-12 se recomienda protección contra socavación.

Las tres modelaciones realizadas operan en régimen supercrítico con control de entrada para todos los períodos de retorno analizados. Las velocidades de descarga son aceptables según la normativa; sin embargo, en las alcantarillas de cajón (ducto), se recomienda protección contra socavación por superar los 3.0 m/s. Los diámetros y secciones adoptadas son adecuados para evacuar los caudales de diseño sin provocar flujo de presión, cumpliendo los criterios hidráulicos establecidos.

La escorrentía es evacuada hacia el canal natural con una velocidad terminal extrema de 2.35 m/s (25 años). Al contrastar este parámetro con la norma adjunta, se evidencia que infringe críticamente la velocidad máxima permitida, superando el umbral admisible para arcillas duras coloidales (1.40 m/s) e incluso rebasando el límite restrictivo para depósitos de grava gruesa (2.00 m/s). Aunque el conducto es internamente eficiente, la alta energía cinética a la salida impone una condición de vulnerabilidad severa por erosión lateral y degradación del lecho. Para mitigar este riesgo dinámico y evitar fallas geotécnicas por socavación regresiva, se justifica analíticamente la sustitución del terreno natural por un revestimiento rígido de hormigón en la zona de descarga inmediata; la implementación de este solado estructural garantizará la disipación eficiente de la energía cinética marginal y salvaguardará la integridad operativa de las transiciones del terraplén vial.

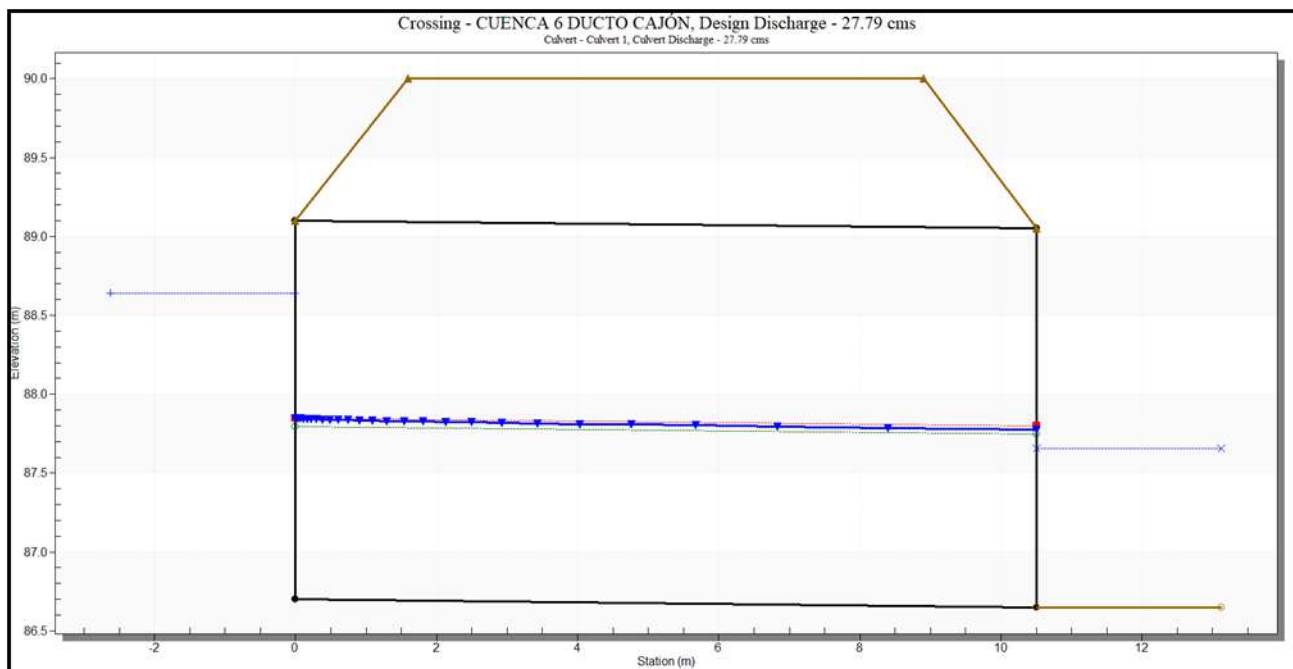


Fig. 29- Comportamiento de Ducto cajón de 3 ductos para un Caudal generado por TR 10 años

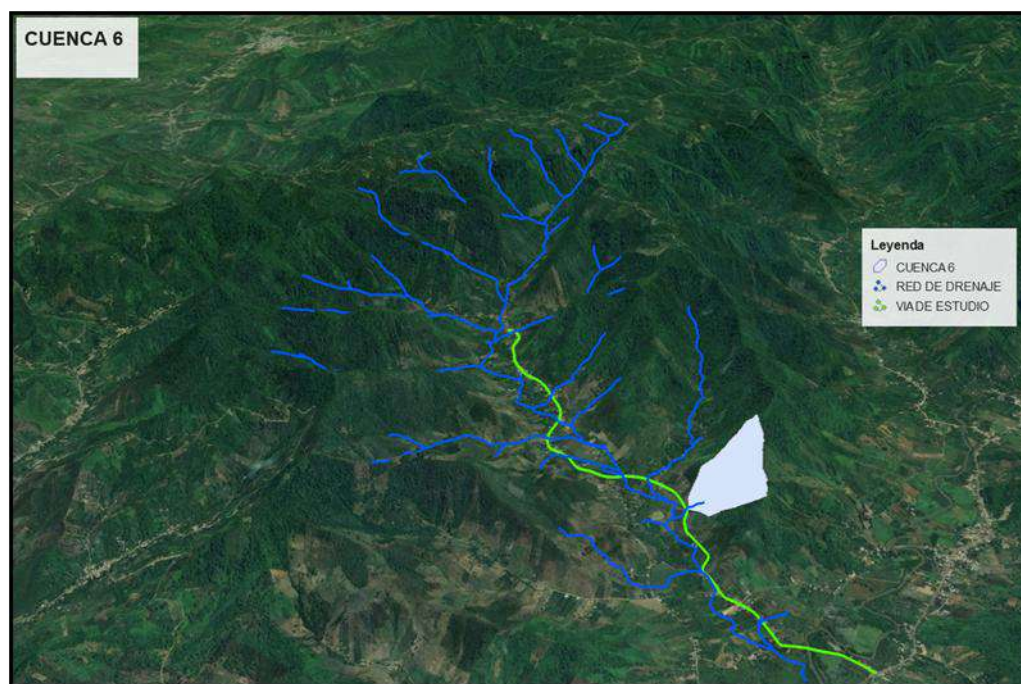


Fig. 30- Cuenca 6 aportante a vía de estudio.

3.10. RESULTADOS DE MODELACIÓN DE ESTRUCTURA DE DRENAJE PARA LA CUENCA HIDROGRÁFICA 2 EN LA VÍA DE ESTUDIO

La cuenca aportante 2 en la zona de estudio como indica la figura 32 presenta caudales más grandes generados por sus diferentes periodos de retorno, por lo que se realizó la modelación de una estructura de drenaje de un ducto cajón de hormigón armado de 5 barriles o ductos donde la capacidad hidráulica se encuentra en la tabla 14 y figura 31.

Tabla 14- Evaluación de estructuras para caudales generados por diferentes periodos de retorno

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL EVALUADO (m ³ /s)	CAPAC. DE DESCARGA (m ³ /s)	ELEVACIÓN (m)	PROF. CONTROL DE ENTRADA (m)	PROF. CONTROL DE SALIDA (m)	VEL. DE SALIDA (m/s)	SECCIÓN DUCTO (mm)
10	67,00	67,00	96,38	2,17	2,23	2,65	2950x2950 (5)
25	84,00	84,00	95,99	2,25	2,39	2,45	3500x3500 (5)
50	99,15	99,15	96,26	2,51	2,66	2,61	3500x3500 (5)

Para los caudales máximos analizados (67.00, 84.00 y 99.15 m³/s), las elevaciones del tirante en la entrada oscilan entre 96.38 m y 96.26 m. Estos niveles se mantienen por debajo de 1.5 veces la altura del ducto (H), cumpliendo con lo establecido en la NEVI-12, que establece que el nivel de entrada debe ser menor a 1.5H para evitar condiciones de entrada sumergida no controlada.

Según la NEVI-12, velocidades mayores a 3.0 m/s requieren protección especial para evitar erosión en la zona de descarga. En este caso, las velocidades son elevadas, por lo que se recomienda diseñar protección contra socavación.

Las estructuras tipo ducto cajón evaluadas para la Cuenca 2 operan bajo un régimen de control de salida, debido a que la carga hidráulica gobernante calculada por control de salida (2.39 m) supera a la obtenida por control de entrada (2.25 m). Esta condición hidráulica condiciona al flujo a desarrollarse bajo un régimen subcrítico estable en el interior del barril, confirmando que las secciones transversales propuestas son óptimas y adecuadas para evacuar las descargas máximas de diseño sin generar sumersión completa descontrolada ni poner en riesgo operativo la corona de la vía.

A pesar del régimen tranquilo interno, la velocidad medida en el canal de salida asciende a un valor crítico de 3.35 m/s. Bajo el criterio analítico de la norma NEVI 12, esta magnitud sobrepasa el límite máximo absoluto de la norma (2.40 m/s fijado únicamente para bloques de piedra mayores a 20 cm). Este comportamiento paradójico revela que el flujo experimenta un abrupto incremento de pendiente topográfica o una severa contracción geométrica inmediatamente después de abandonar el ducto rígido, transformando la energía de remanso en energía cinética torrencial erosiva que amenaza la integridad geotécnica de los muros de ala del diseño. Ante este escenario de alta severidad dinámica, se vuelve indispensable la sustitución del lecho natural por un revestimiento estructural de hormigón en el canal de descarga; la rigidización de esta sección mediante un solado técnico permitirá absorber el impacto cinético directo del chorro de salida, garantizando la dissipación segura del flujo y anulando de forma definitiva el riesgo de socavación y colapso estructural en las transiciones marginales de la obra de fábrica.

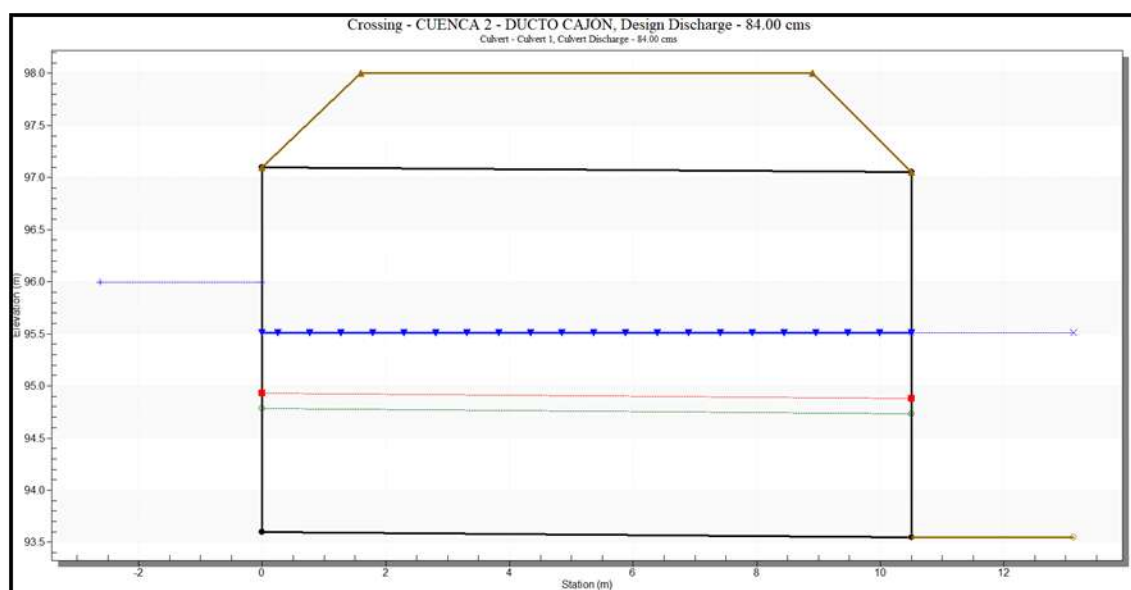


Fig. 31- Comportamiento de Ducto cajón de 5 ductos para un Caudal generado por TR 25 años

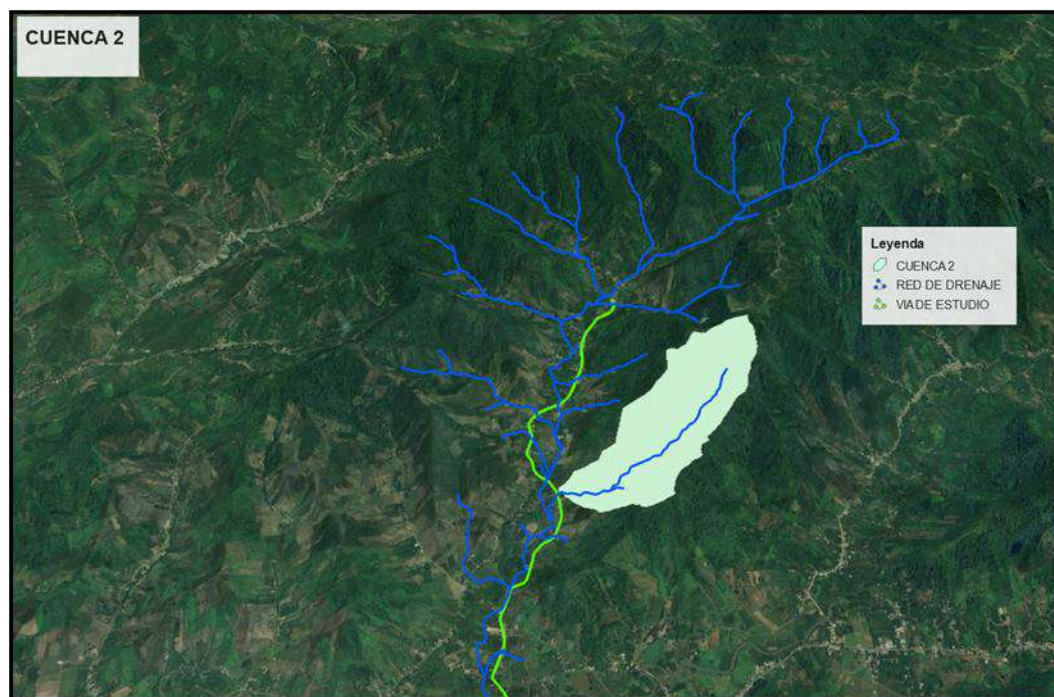


Fig. 32- Cuenca 2 aportante a vía de estudio.

3.11. RESULTADOS DE MODELACIÓN DE ESTRUCTURA DE DRENAJE EN VÍA DE ESTUDIO PARA LA CUENCA 1

Para la cuenca 1 aportante a la zona de estudio (figura 34) se realizó la modelación de una estructura de drenaje ducto cajón de material de hormigón armado de 4 y 5 ductos, que tenga la capacidad de comportarse de manera favorable ante un caudal hidrológico generado por la cuenca antes mencionada. El comportamiento hidráulico y sus secciones de las estructuras ante la modelación se observa en la tabla 15 y figura 33.

Tabla 15- Evaluación de Ducto cajón para caudales generados por diferentes periodos de retorno

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL EVALUADO (m ³ /s)	CAPAC. DE DESCARGA (m ³ /s)	ELEVACIÓN (m)	PROF. CONTROL DE ENTRADA (m)	PROF. CONTROL DE SALIDA (m)	VEL. DE SALIDA (m/s)	SECCIÓN DUCTO (mm)
10	62,40	62,40	103,59	2,39	2,44	3,22	2950x2950 (4)
25	76,96	76,96	103,55	2,61	2,65	3,23	3200x3200 (4)
50	93,28	93,28	103,16	2,41	2,56	2,55	3500x3500 (5)

Al evaluar el comportamiento dinámico del flujo en el ducto cajón diseñado para la Cuenca 1, los resultados numéricos de la simulación en HY-8 confirman que la estructura opera bajo una condición de control de salida. Este fenómeno se produce debido a que la cota de carga hidráulica por control de salida (2.65 m) gobierna sobre la frontera del ingreso (2.61 m), induciendo un régimen subcrítico estable en el interior del barril de la alcantarilla que evita condiciones operativas a presión (Tabla 14). Respecto al vector de velocidades, se registra que para los escenarios extraordinarios de 10 y 25 años las magnitudes de descarga ascienden de forma marginal a 3.22 m/s y 3.23 m/s, respectivamente (Tabla 15). Si bien estos valores se localizan dentro del límite de fatiga mecánica y estructural admisible para las secciones de hormigón armado, superan levemente el umbral guía de 3.0 m/s recomendado por la norma NEVI-12 para descargas directas sobre cauces naturales no protegidos. Esta aceleración periférica del flujo denota un incremento en la energía cinética terminal del sistema, lo que justifica técnicamente la prescripción analítica de un zamepado de roca o colchón de escollera en la sección de salida para amortiguar el chorro de descarga y prevenir procesos de erosión remontante o socavación local pluvial en el lecho natural receptor.

La masa hídrica es descargada al cauce receptor de terreno natural con una velocidad media de 3.29 m/s (25 años). De forma idéntica a la sección previa, esta magnitud infringe severamente las velocidades máximas admisibles normativas para canales no revestidos ($V_{adm} < 2.40$ m/s). El fenómeno puede responder a un efecto físico de chorro concentrado: la liberación del flujo confinado subcrítico desde los barriles uniformes hacia una sección natural abierta induce una drástica pérdida de carga por expansión lateral que detona turbulencias extremas, catalogando a la salida de la Cuenca 1 como una zona de alto riesgo por socavación remontante. Con el objetivo de neutralizar este potencial erosivo destructivo, se vuelve imperiosa la sustitución del lecho natural por un revestimiento rígido de hormigón en la zona de descarga; la disposición de este solado estructural confinará el flujo saliente bajo condiciones seguras de fricción y disipación, resguardando los muros de ala del ducto cajón existente y blindando los terraplenes de acceso contra fallas de estabilidad geotécnica.

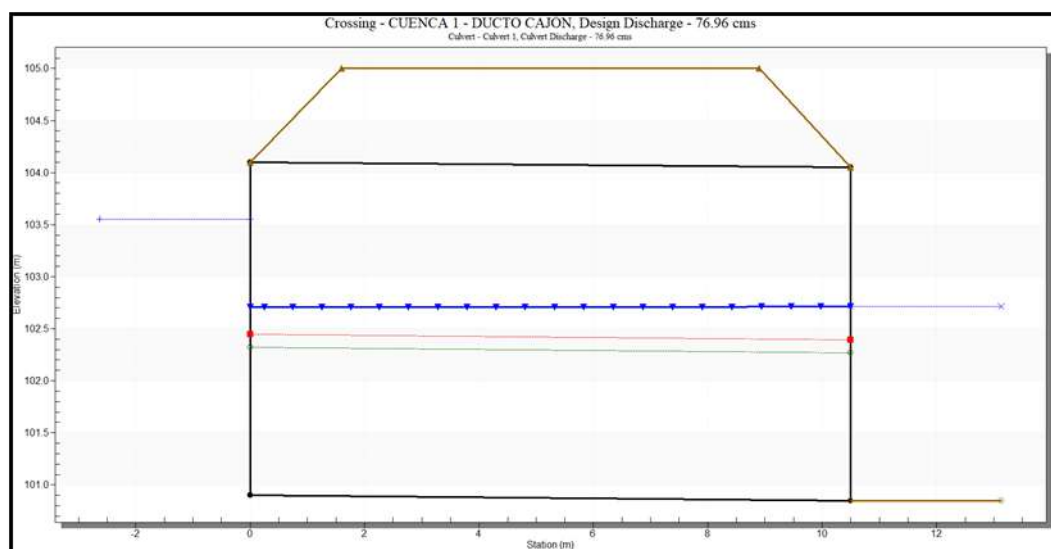


Fig. 33- Comportamiento de Ducto cajón de 4 ductos para un Caudal generado por TR 25 años

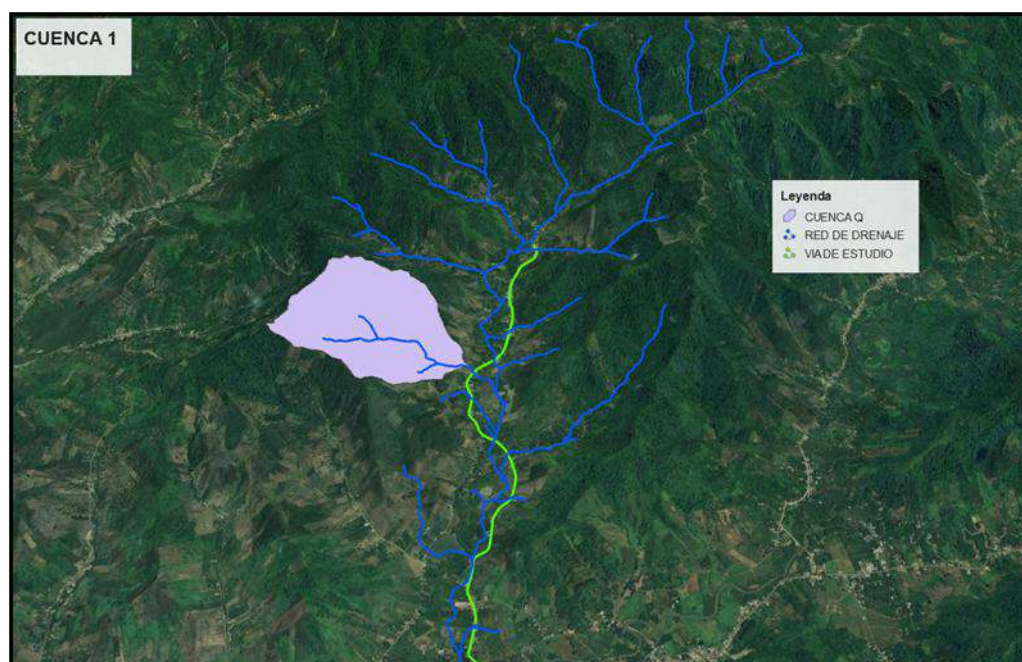


Fig. 34- Cuenca 1 aportante a vía de estudio.

3.12. RESULTADOS DE MODELACIÓN DE ESTRUCTURA DE DRENAJE EN VÍA DE ESTUDIO PARA LA CUENCA 7-8-9

Con base en los lineamientos establecidos por la norma NEVI-12 para el diseño de obras transversales, se desarrolló la modelación hidráulica en HY-8 de una estructura de drenaje tipo ducto cajón de hormigón armado, dimensionada para conducir los caudales de la cuenca aportante 7-8-9 (Figura 36). Los resultados analíticos se resumen en la Tabla 16.

Tabla 16- Evaluación de Ducto cajón para caudales generados por diferentes periodos de retorno

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL EVALUADO (m ³ /s)	CAPAC. DE DESCARGA (m ³ /s)	ELEVACIÓN (m)	PROF. CONTROL DE ENTRADA (m)	PROF. CONTROL DE SALIDA (m)	VEL. DE SALIDA (m/s)	SECCIÓN DUCTO (mm)
10	11,40	11,40	86,64	1,58	0,64	3,04	2000x2000 (2)
25	14,30	14,30	86,90	1,84	0,62	3,30	2000x2000 (2)
50	16,87	16,87	86,34	1,78	0,69	3,32	2500x2500 (2)

El análisis de frontera hidráulica revela que en todos los escenarios simulados el nivel de carga de agua en el ingreso se mantiene inferior a la cota de coronación del ducto, satisfaciendo el criterio de la NEVI-12 para prevenir rebosamientos sobre la calzada. No obstante, la marcada diferencia estructural entre las profundidades de control de entrada y salida ratifica que el sistema opera bajo control de entrada, induciendo un régimen supercrítico sostenido a lo largo de la conducción interna.

Respecto al vector de velocidades, los valores de salida simulados para 25 años (3.30 m/s) y 50 años (3.32 m/s) se sitúan dentro del límite de fatiga mecánica admisible para el hormigón armado. Sin embargo, dado que estas magnitudes duplican el umbral de resistencia cohesiva de los suelos arcillosos y gravas finas nativas del canal receptor, el chorro de descarga representa un foco crítico de erosión local y socavación remontante en el punto de salida, requiriéndose la incorporación de un sistema de transición estabilizado o zameado de roca para proteger el lecho natural.

El modelo espacial determinó una velocidad de descarga en el canal natural de 1.81 m/s (25 años). Al evaluar este dato con la norma NEVI 12, se verifica que la velocidad se sitúa en una franja tolerable si el lecho está constituido por arcillas duras coloidales o materiales graduados de limo a grava bajo flujos intermitentes (rango normativo de 1.80 m/s a 2.10 m/s). No obstante, por la baja holgura vertical previa, se justifica la colocación preventiva de un solado de hormigón mínimo a la salida para mitigar riesgos ante obstrucciones o posible erosión.

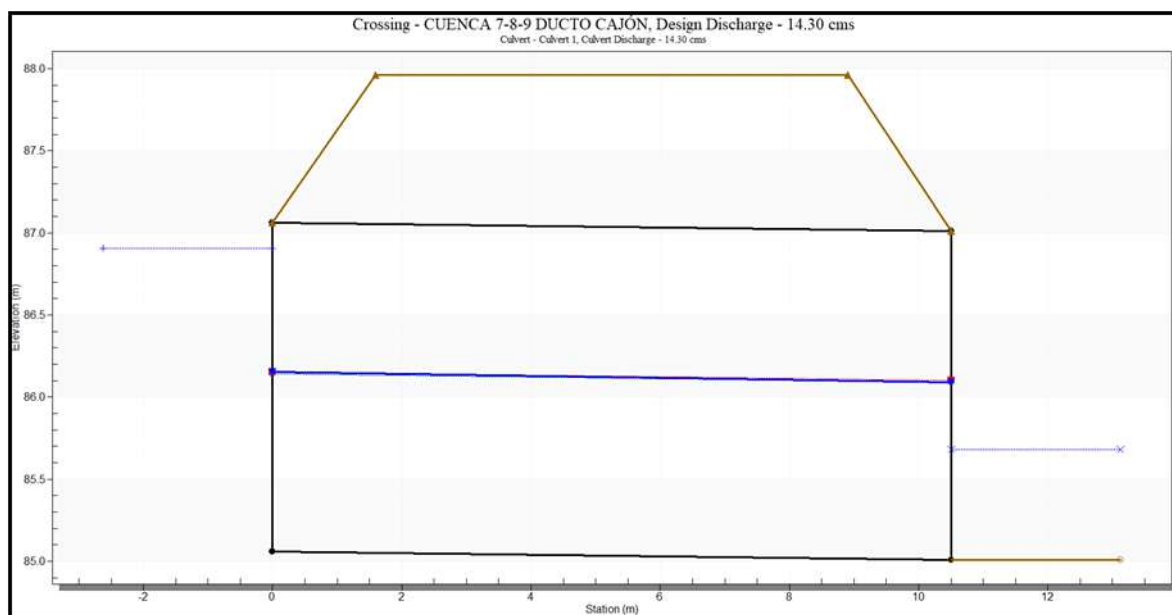


Fig. 35- Comportamiento de Ducto cajón de 2 ductos para un Caudal generado por TR 25 años.



Fig. 36- Cuencas 7-8-9 aportantes a vía de estudio.

3.13. RESULTADOS DE MODELACIÓN DE ESTRUCTURA DE DRENAJE EN VÍA DE ESTUDIO PARA LA CUENCA 11-12

Para las cuencas aportantes 11-12, que contribuyen al sistema de drenaje de la zona de estudio como lo muestra en las figuras 37 y 39, se realizó la modelación hidráulica de las posibles estructuras de drenaje tipo ducto cajón en hormigón armado. El objetivo fue verificar su capacidad para evacuar de manera eficiente el caudal de diseño derivado del análisis hidrológico de dicha cuenca.

El desempeño hidráulico de las estructuras, así como sus respectivas secciones, se presentan en las Tablas 17-18 y figuras 38 y 40 en la cual los resultados permiten evaluar el régimen de flujo, los niveles de carga y la eficiencia de conducción bajo distintas condiciones de caudal, conforme a los criterios establecidos por la normativa NEVI-12.

Tabla 17- Evaluación de Ducto cajón para caudales generados por diferentes periodos de retorno de la cuenca 11

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL EVALUADO (m ³ /s)	CAPAC. DE DESCARGA (m ³ /s)	ELEVACIÓN (m)	PROF. CONTROL DE ENTRADA (m)	PROF. CONTROL DE SALIDA (m)	VEL. DE SALIDA (m/s)	SECCIÓN DUCTO (mm)
10	12,11	12,11	74,75	1,65	0,56	3,17	2000x2000 (2)
25	15,19	15,19	74,26	1,66	0,65	3,22	2500x2500 (2)
50	17,93	17,93	74,45	1,85	0,72	3,38	2500x2500 (2)

En todos los casos, el ducto cajón conduce el caudal de diseño sin provocar sobrepresión ni desbordamiento. Los niveles de carga están por debajo de lo que recomienda la normativa que son 1.2 veces la altura del ducto $H < 2.4/3.0$ m.

Los tres casos, el tipo de flujo es régimen supercrítico en el interior del ducto cumpliendo con la normativa NEVI-12, no se observan transiciones abruptas que puedan generar fenómenos de socavación excesiva.

Las velocidades máximas permisibles de salida para ductos cajón de hormigón son entre 3.5-4.0 m/s de acuerdo a la normativa, las velocidades observadas están dentro de los límites aceptables, pero cercanas al límite superior lo cual se recomienda verificar protección contra socavación en la salida.

La corriente se incorpora al canal natural con una velocidad de 1.85 m/s (25 años). De acuerdo con la norma de diseño, esta magnitud clasifica como moderadamente erosiva; rebasa el umbral seguro para arcillas finas permanentes (1.00 m/s), pero se ampara bajo el límite admisible para suelos graduados compactos desde arcilla a grava (2.00 m/s). El incremento de la rugosidad del cauce receptor actúa amortiguando el flujo respecto al interior del ducto, reduciendo de forma significativa la susceptibilidad a la socavación.

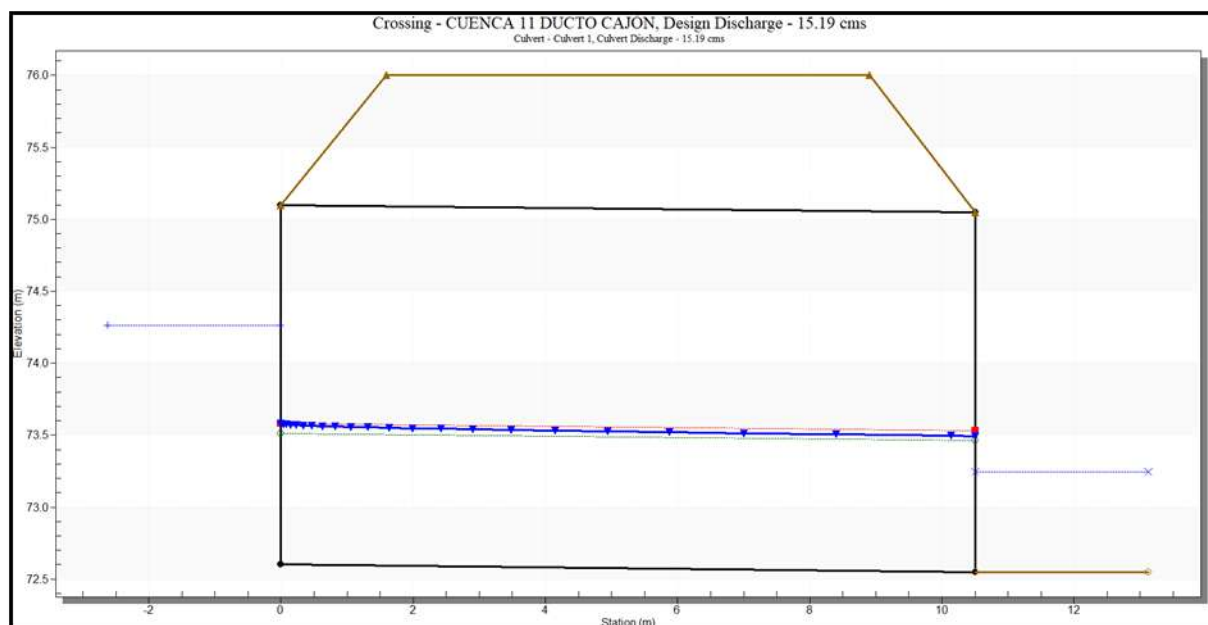


Fig. 37- Comportamiento de Ducto cajón de 2 ductos para un Caudal generado por TR 25 años de la Cuenca 11.

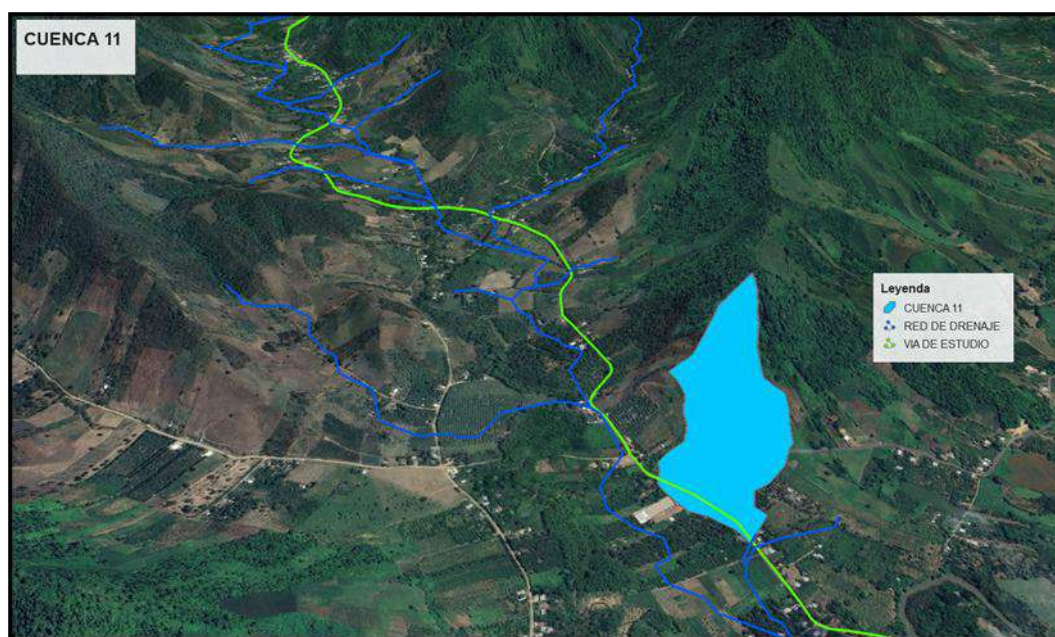


Fig. 38- Cuenca 11 aportante a vía de estudio.

Tabla 18- Evaluación de Ducto cajón para caudales generados por diferentes periodos de retorno de la cuenca 12

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL EVALUADO (m ³ /s)	CAPAC. DE DESCARGA (m ³ /s)	ELEVACIÓN (m)	PROF. CONTROL DE ENTRADA (m)	PROF. CONTROL DE SALIDA (m)	VEL. DE SALIDA (m/s)	SECCIÓN DUCTO (mm)
10	12,55	12,55	74,97	1,69	0,57	3,20	2000x2000 (2)
25	15,73	15,73	74,48	1,70	0,66	3,26	2500x2500 (2)
50	18,57	18,57	74,67	1,89	0,74	3,41	2500x2500 (2)

Una vez realizada la modelación hidráulica para los caudales de diseño de la cuenca 12, los resultados demuestran que en los escenarios analizados el sistema opera bajo control de entrada, induciendo un régimen supercrítico a lo largo de las celdas. Esto se constata mediante el marcado diferencial entre la profundidad de carga inicial (1.70 m) y el tirante de salida (0.66 m), operando de manera eficiente a flujo libre y sin riesgos de sobrecarga hidráulica sobre el ducto ($HW/H < 1.2$).

El nivel de carga se mantiene por debajo del nivel superior del cajón (alrededor de 75.30 m), lo que indica que no hay sobrecarga hidráulica.

Según NEVI-12, para evitar erosión en cauces y taludes, se recomienda que la velocidad de descarga no supere los 3.5 m/s. Todos los escenarios están dentro del rango aceptable, pero muy cercano al límite, especialmente el escenario 3 para el cual se recomienda evaluar la instalación de protecciones contra la erosión.

Al interactuar con el lecho de terreno natural, la escorrentía registra una velocidad media de 1.87 m/s (25 años). Bajo el estándar de la norma NEVI 12, este valor se ubica en una franja de transición crítica, al superar los límites admisibles para texturas finas no coloidales o cenizas volcánicas (1.00 m/s). Debido a que la corriente abandona la alcantarilla con una fuerte componente supercrítico-cinética, se concluye técnicamente que el diseño definitivo de la Cuenca 12 debe contemplar la adición de dientes deflectores o colchones amortiguadores en la transición de salida para proteger las márgenes del lecho natural.

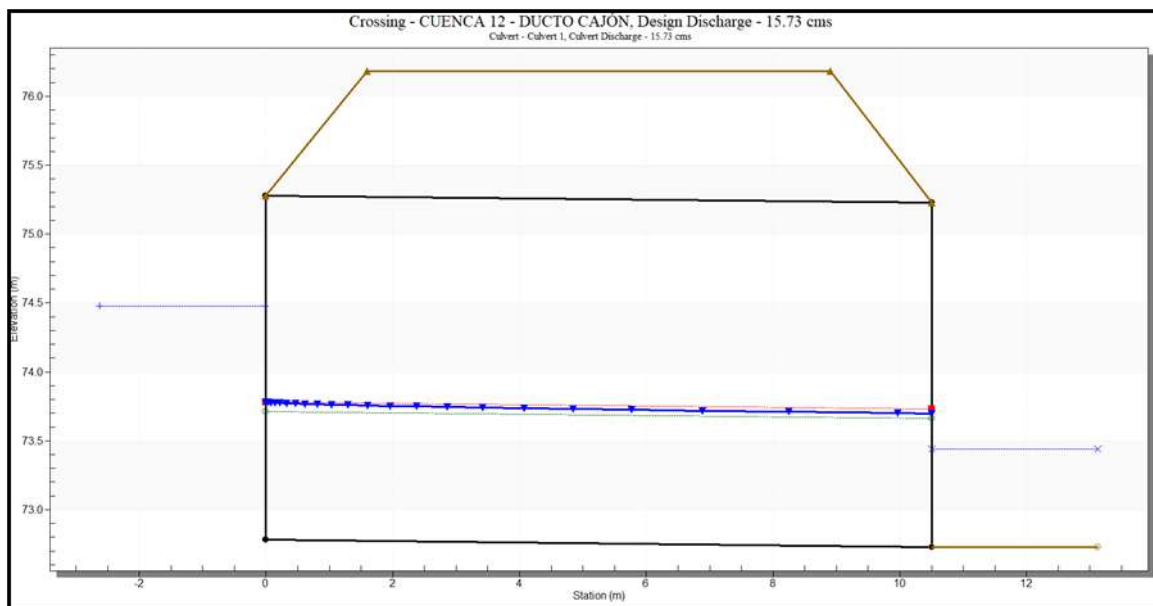


Fig. 39- Comportamiento de Ducto cajón de 2 ductos para un Caudal generado por TR 25 años de la Cuenca



Fig. 40- Cuenca 12 aportante a vía de estudio.

Es de gran importancia realizar la modelación de las posibles estructuras en la vía de estudio que permitan garantizar la evacuación eficiente del caudal hidrológico que aportan las diferentes cuencas hidrográficas en el área de estudio, y de esta manera permitir tener una infraestructura vial segura evitando inundaciones.

4. CONCLUSIONES

La evaluación hidráulica local mediante HEC-RAS determinó que los Puentes 1 y 2 operan de forma eficiente bajo un régimen de flujo subcrítico estable, manteniendo revanchas hidráulicas seguras por debajo de la cota de fondo de sus tableros ante eventos extraordinarios de hasta 50 años. No obstante, bajo un enfoque de resiliencia integrada, el análisis espacial de inundación lateral reveló que el corredor vial del Puente 1 presenta una vulnerabilidad crítica entre las estaciones 1600 y 1900, donde la lámina de agua sobre el terreno natural varía entre 1.8 y 3.5 m, demostrando que el riesgo real radica en la interrupción operativa de los terraplenes de acceso y no en la sección geométrica de la obra de paso.

A diferencia de las estructuras precedentes, el Puente 3 exhibe una condición de alta criticidad funcional al consolidar un régimen de flujo supercrítico o torrencial, donde la superficie libre del agua se deprime de forma permanente por debajo del tirante crítico seccional ($104.80 \text{ m} < 105.67 \text{ m}$ para un $R = 50$ años). Este estado de alta energía cinética desencadena velocidades vectoriales extremas de hasta 7.47 m/s aguas arriba y 7.43 m/s aguas abajo, lo que anula la seguridad geotécnica del lecho e impone un riesgo inminente de falla por arrastre de sedimentos y socavación local profunda en sus estribos, concluyéndose la necesidad imperiosa de reestructurar su diseño o implantar obras de disipación de energía.

Con respecto al primer bloque de estructuras transversales existentes (Alcantarillas 1, 2, 3 y 4) evaluadas bajo un escenario de diseño de 25 años, el análisis cinético denota un comportamiento altamente favorable en los canales de terreno natural de descarga para las obras 1 (0.60 m/s), 2 (0.49 m/s) y 4 (0.58 m/s). Al contrastar estas magnitudes con las sugeridas por la norma, se confirma que operan de forma segura por debajo del límite erosivo de 0.75 m/s fijado para arenas y arcillas limosas, garantizando la estabilidad del lecho receptor. Por el contrario, la Alcantarilla 3 registra una velocidad terminal en el canal natural de 0.96 m/s, valor que excede los umbrales de seguridad normativos para suelos coloidales o limosos (límites de 0.75 a 0.90 m/s). Este diagnóstico identifica a la descarga de la Alcantarilla 3 como un punto de vulnerabilidad moderada a alta por erosión lineal, concluyéndose la necesidad técnica de revestir o disponer un zameado de protección marginal en dicha sección para mitigar procesos de socavación remontante.

El diagnóstico de las estructuras de drenaje transversal existentes mediante la plataforma HY-8 reflejó un comportamiento disímil: mientras que la alcantarilla de la Cuenca 6 opera de forma segura a flujo libre con control de entrada, las estructuras de las Cuencas 10, 2 y 1 evidencian fallas por subdimensionamiento o severas transiciones energéticas. Al contrastar las descargas con lo que estipula la normativa vial, se determinó que las velocidades en los canales de terreno natural para las Cuencas 6 (2.35 m/s), 1 (3.29 m/s) y 2 (3.35 m/s) infringen drásticamente los umbrales admisibles contra la erosión. Por lo tanto, se concluye técnicamente la necesidad de sobrediseñar las secciones circulares insuficientes y sustituir el lecho natural por un revestimiento rígido de hormigón (solado estructural) en dichas zonas de descarga para absorber el impacto del chorro y prevenir la socavación regresiva del terraplén.

Se comprobó que la ausencia histórica de estructuras de drenaje transversal en las cuencas aportantes proyectadas (7-8-9, 11 y 12) actúa como un estrangulamiento que provoca la acumulación de agua en áreas bajas, generando inundaciones que comprometen la calzada, la productividad agrícola y la seguridad de las comunidades adyacentes. El planteamiento y dimensionamiento de los nuevos ductos cajón dobles bajo el criterio de escenarios envolventes demostraron ser soluciones de ingeniería civil eficientes para restituir la conectividad hidráulica a flujo libre, recomendando su inmediata implementación junto con planes complementarios de control de erosión marginal y regulación del uso del suelo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. M. Velázquez y D. Abreu, «Evaluation of the vulnerability to the effects of climate change of drainage structures on highways,» *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 4, pp. 37-47, 2023.
2. C. Holling, «Resiliencia y estabilidad de los sistemas ecológicos,» *Revista Anual de Ecología y Sistemática*, vol. 4, pp. 1-23, 1973.
3. K. De Bruijn, «Resilience and Flood Risk Management: A Systems Approach Applied to Lowland Rivers,» Delft, 2005.
4. R. Qian, X. Lai y X. Li, «3d object detection for autonomous driving: A survey,» *Pattern Recognition* 130, 2022.
5. J. Li, J. Muqing y L. Meng, «Multi-Grade Road Distress Detection Strategy Based on Enhanced YOLOv8 Model,» *Buildings*, vol. 14, nº 12, 2024.
6. C. O. Salvatierra-Moreira, G. W. Vinueza-Mendoza, S. Soria-Quisigüña y C. A. Carrillo-Morales, «Sistemas de drenaje urbano sostenible para mitigación de inundaciones,» *Revista científica Ciencia y Método*, vol. 4, nº 1, 2026.
7. R. K. Patel, P. Soni y P. Singh, «Advances in remote sensing and GIS applications in watershed hydrology: a systematic review,» *Journal of Hydrology*, vol. 664, 2026.
8. S. Montaña y J. Espinoza, «Evaluation of a sustainable urban drainage system on roads with natural slopes in Esmeraldas,» *Revista Científica Multidisciplinaria Arbitrada YACHASUN*, vol. 6, pp. 2-18, 2022.
9. M. Wang, G. Fu, C. Sweetapple, R. Farmani y D. Butler, «A framework to support decision making in the selection of sustainable drainage system design alternatives,» *Journal of Environmental Management*, vol. 201, pp. 145-152, 2017.
10. I. N. M. e. d. H. (INAMHI), «Anuarios Meteorológicos,» de Anuarios Meteorológicos, Quito, INAMHI, 1990-2013.
11. V. T. Chow, D. Maidment y L. Mays, «Hidrología aplicada,» de Hidrología aplicada, Bogotá, McGrawHill, 1994.
12. Z. Suárez, O. Sepúlveda, M. Patarroyo y L. Canaria, «Modelo Matemático para estimar curvas de intensidad y frecuencia de lluvias extremas en Tunja, Colombia,» *Scielo*, vol. 31, nº 1, pp. 193-206, 2020.
13. C. Hernández y G. Jiménez, «Revisión Del Sistema De Drenaje De Una Obra Vial Con Ayuda De La Aplicación Informática HY-8,» *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 4, 2023.
14. A. Amare y A. Brook, «River Modeling for flood inundation map predictions using 2D-HEC-RAS HYDRAULIC Modeling with integration of Gis,» *ASEAN Engineering Journal*, vol. 12, pp. 9-15, 2022.
15. D. Hunegnaw y M. Arega, «Mapping flood inundation areas using GIS and HEC-RAS model at Fetam River, Upper Abbay Basin, Ethiopia,» *Scientific African*, vol. 12, 2021.
16. A. Boza y a. Tenorio, «Determination of flood zones with HEC-RAS in zones of the Central Andes Mountain range: Microcuenca Saraus-La Llanga river, Celendin,» *Revista del Instituto de investigación de la Facultad de Minas, Metalurgia y Ciencias Geográficas de la Universidad Nacional*, vol. 24, pp. 181-187, 2021.
17. E. Briceño, F. Oñate y A. Oñate, «Evaluation of the Transport Capacity of Flows and Sediments of the Transversal Drainage in a Mountainous Road in the Ecuadorian Andes,» *Avances Investigación en Ingeniería*, vol. 18, 2021.
18. K. Riaz, H. Shahzad, M. Waseem, H. Haseeb y A. Khos, «Flood Frequency Analysis and Hydraulic Design of Bridge at Mashan on River Kunhar,» *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*, vol. 69, 2022.
19. N. Muqadas, A. Humaira, K. Mujahid, A. Mahmood, S. Muhammad y A. Afnan, «Experimental and HEC-RAS Modelling of Bridge Pier Scouring,» *Journal of Advanced Research in Fluid Mechanics and Thermal Sciences*, vol. 74, pp. 119-132, 2020.

8

Desarrollo De Un Sistema De Gestión Para La Conservación Del Pavimento En La Red Vial Urbana Del Cantón Chone

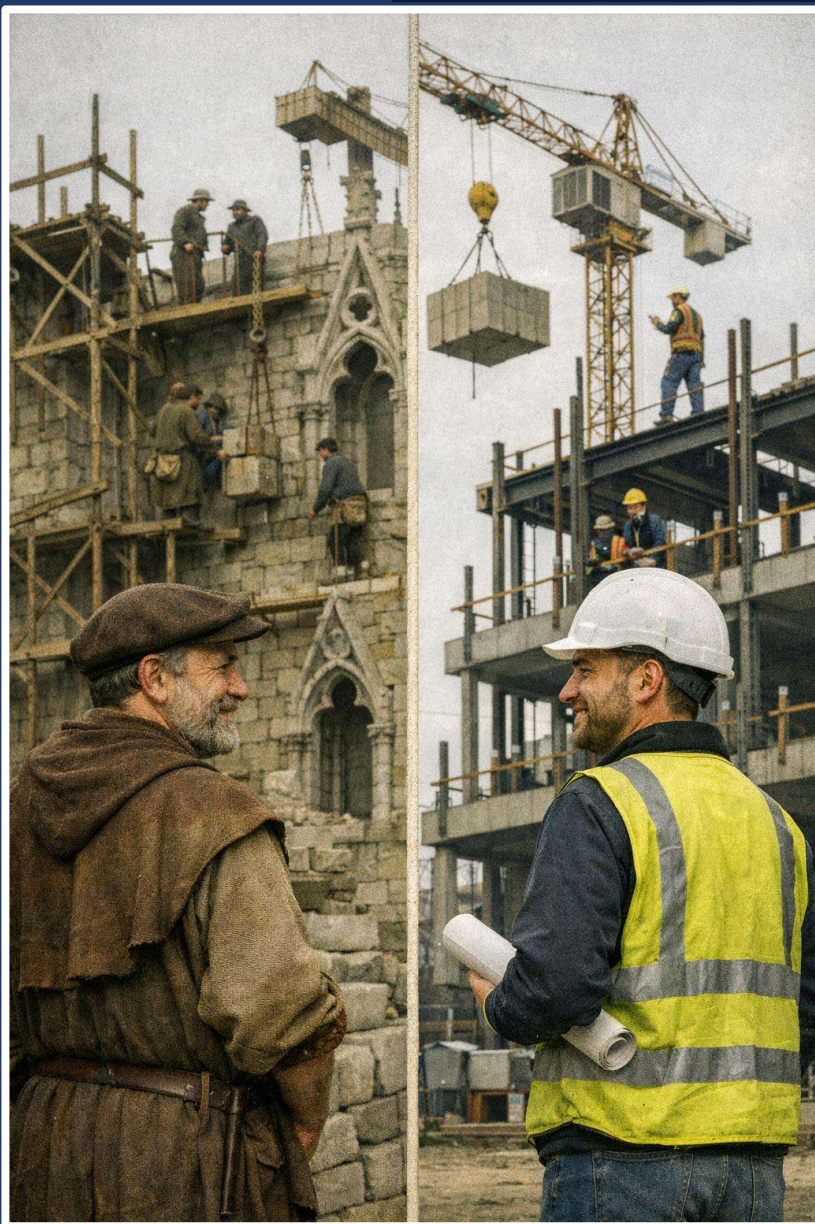
*Development Of A Management System For
Pavement Conservation In The Urban Road Network
Of The Chone Canton*

Autores

Ana Gabriela Mieles Pico
Carrera Ing. Civil , Universidad Técnica
de Manabí, Portoviejo, Ecuador
amieles3529@utm.edu.ec
<https://orcid.org/0009-0003-7513-0934>

Silvia Ariana Burgos Macias
Carrera Civil , Universidad Técnica de
Manabí, Portoviejo, Ecuador
sburgos4905@utm.edu.ec
<https://orcid.org/0009-0004-7761-9626>

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



Nota Editorial: Recibido: 4 de mayo 2026 Aceptado: 19 de julio 2026

8

Desarrollo De Un Sistema De Gestión Para La Conservación Del Pavimento En La Red Vial Urbana Del Cantón Chone

Resumen

El artículo analiza la implementación de un Sistema de Gestión de Pavimentos (PMS) como herramienta fundamental para optimizar la conservación vial, garantizando niveles adecuados de servicio al menor costo durante el ciclo de vida del pavimento. Este sistema integra procesos de planificación, evaluación, priorización y retroalimentación continua, apoyados en una base de datos que consolida información del inventario vial, condiciones actuales y registros históricos de intervenciones. El estudio se desarrolla en la ciudadela San Rafael del cantón Chone, como caso de estudio, caracterizada por una red vial urbana compuesta por pavimentos flexibles, con un total de 87 tramos. La evaluación del estado del pavimento se realizó mediante el Índice de Condición del Pavimento (PCI), conforme a la norma ASTM D6433. Para ello, se estableció una unidad estándar de 100 m y se seleccionó una muestra representativa de 30 tramos mediante criterios estadísticos. Los resultados evidencian que el 62 % de los tramos se encuentra en estado excelente, el 35 % en estado muy bueno y solo el 3 % presenta condición buena, lo que refleja un desempeño general favorable de la red vial. El análisis del tránsito indica que el 90 % corresponde a vehículos livianos, por lo que el deterioro no se atribuye principalmente a cargas vehiculares, sino a factores constructivos, ambientales y de mantenimiento. El costo estimado de intervención asciende a \$7.268. Finalmente, se incorporan modelos de deterioro del PCI que permiten predecir su evolución y optimizar la planificación, destacando la necesidad de calibrarlos con datos locales.

Palabras Clave

Sistema de gestión de pavimentos (PMS); índice de condición del pavimento (PCI); modelos de deterioro

8

Development Of A Management System For Pavement Conservation In The Urban Road Network Of The Chone Canton

Abstract

This article analyzes the implementation of a Pavement Management System (PMS) as a fundamental tool for optimizing road maintenance, ensuring adequate service levels at the lowest cost throughout the pavement's life cycle. This system integrates planning, evaluation, prioritization, and continuous feedback processes, supported by a database that consolidates information from the road inventory, current conditions, and historical records of interventions. The study focuses on the San Rafael neighborhood in the Chone canton, which serves as a case study. This area is characterized by an urban road network composed of flexible pavements, with a total of 87 sections. The pavement condition was assessed using the Pavement Condition Index (PCI), in accordance with ASTM D6433. A standard unit of 100 m was established, and a representative sample of 30 sections was selected using statistical criteria. The results show that 62% of the road sections are in excellent condition, 35% in very good condition, and only 3% are in good condition, reflecting a generally favorable performance of the road network. Traffic analysis indicates that 90% of traffic consists of light vehicles, so the deterioration is not primarily attributed to vehicle loads, but rather to construction, environmental, and maintenance factors. The estimated intervention cost amounts to \$7,268. Finally, road deterioration models are incorporated to predict its evolution and optimize planning, highlighting the need to calibrate them with local data.

Keywords

Pavement Management System (PMS); road maintenance; Pavement Condition Index (PCI); deterioration models

1. INTRODUCCIÓN

Las carreteras constituyen un elemento fundamental para el desarrollo de cualquier país, ya que influyen directamente en la seguridad, la salud, el empleo y las oportunidades económicas de las ciudades. Por ello, el mantenimiento vial resulta esencial para garantizar la transitabilidad de los corredores viales y prevenir accidentes, contratiempos y situaciones que afecten la movilidad y la seguridad de los usuarios [1].

El deterioro prematuro de los pavimentos puede atribuirse a diversos factores, entre ellos las cargas repetitivas del tránsito, las fallas por fatiga, la falta de mantenimiento adecuado, la presencia de agua sobre la plataforma vial, los sistemas de drenaje pluvial deficientes, las intervenciones en el pavimento para la instalación de servicios básicos y las descargas pluviales domiciliarias inadecuadamente canalizadas. Estos factores aceleran el deterioro estructural del pavimento y pueden conducir a fallas generalizadas en la estructura vial [12].

La gestión de activos viales, conocida como Pavement Management System (PMS), integra procedimientos técnicos, administrativos y financieros destinados a preservar el desempeño, la seguridad y el valor de la infraestructura vial durante su ciclo de vida. En Ecuador, la infraestructura vial constituye un componente estratégico para el desarrollo socioeconómico, al facilitar el comercio, el turismo y la movilidad urbana. En este contexto, resulta indispensable promover una gestión eficiente que permita conservar los pavimentos en condiciones adecuadas de servicio para los usuarios, optimizando al mismo tiempo los costos de mantenimiento [8,10].

Estos sistemas integran actividades de inventario, evaluación del estado de los pavimentos y planificación en el uso de los recursos disponibles. Sin embargo, en contextos con limitaciones presupuestarias y tecnológicas, su implementación enfrenta desafíos relacionados con la escasez de equipos especializados y la limitada capacidad de monitoreo y seguimiento de la infraestructura vial.

En estos escenarios, la inspección visual se convierte en un estado, modelos de deterioro y criterios de priorización para optimizar la planificación del mantenimiento y herramientas clave por su bajo costo y aplicabilidad. Aunque menos precisa que los métodos instrumentados, su uso bajo criterios estandarizados permite obtener información confiable para la toma de decisiones. En consecuencia, los sistemas de gestión deben adaptarse mediante enfoques prácticos y flexibles, combinando evaluaciones visuales con métodos básicos de análisis para asegurar un control adecuado del estado vial.

Diversas experiencias demuestran que el éxito de estos sistemas no depende únicamente de la tecnología, sino también del fortalecimiento institucional y de las capacidades técnicas locales. La ausencia de una gestión sistemática puede provocar deterioro acelerado y mayores costos de mantenimiento, lo que refuerza la necesidad de implementar herramientas eficientes adaptadas a cada contexto.

En este trabajo se propone un sistema de gestión de conservación de pavimentos aplicado a la red urbana del cantón Chone, específicamente en la ciudadela San Rafael. Para su desarrollo se emplea el Índice de Condición del Pavimento (PCI), que evalúa el estado del pavimento en una escala de 0 a 100 en función de los tipos y severidad de deterioro, permitiendo una clasificación objetiva y la definición de estrategias de intervención.

2. SISTEMA DE GESTIÓN DE LA CONSERVACIÓN

La American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) define un Sistema de Gestión de Pavimentos (SGP) como “una serie de herramientas o métodos que asisten a quienes toman decisiones a encontrar estrategias óptimas para proporcionar, evaluar y mantener los pavimentos en condiciones adecuadas de serviciabilidad durante un período determinado” [6].

La gestión de la conservación de pavimentos constituye un proceso fundamental para garantizar la funcionalidad y prolongar la vida útil de la infraestructura vial. Su principal objetivo es establecer estrategias óptimas que permitan mantener niveles adecuados de servicio al menor costo posible durante todo el ciclo de vida del pavimento, integrando actividades que abarcan desde la planificación y el diseño hasta la evaluación del desempeño y las intervenciones de mantenimiento y rehabilitación.

Un Sistema de Gestión de Pavimentos (SGP) puede entenderse como un conjunto integrado de actividades relacionadas con la planificación, construcción, mantenimiento, evaluación e investigación [3]. Este sistema se configura como una herramienta integral de apoyo para la toma de decisiones, estructurada mediante componentes interrelacionados que permiten recopilar, procesar y analizar información de manera sistemática.

El núcleo del sistema corresponde a la base de datos de pavimentos, la cual almacena información detallada del inventario vial, el estado actual de la red y los registros históricos de intervenciones realizadas. Esta base de datos constituye el soporte fundamental para el desarrollo de análisis técnicos, la priorización de intervenciones y la optimización de los recursos destinados a la conservación vial.

A partir de esta información, el sistema permite evaluar el estado y desempeño de los pavimentos mediante el uso de indicadores técnicos y modelos de deterioro, lo que facilita predecir su evolución en el tiempo e identificar oportunamente las necesidades de intervención. Con base en estos diagnósticos, se establecen estrategias de mantenimiento y rehabilitación que consideran distintas alternativas técnicas y sus costos asociados, incluyendo análisis del costo del ciclo de vida para optimizar la inversión.

Una de las estrategias más efectivas para que los gobiernos locales y estatales optimicen los recursos destinados a la infraestructura vial consiste en la implementación de programas adecuados de mantenimiento. Esto implica desarrollar una gestión vial alineada con las necesidades y condiciones específicas de cada territorio, respaldada por metodologías prácticas y adaptables que evolucionen con el tiempo. Asimismo, se requiere un estricto control de calidad de los materiales y el uso de tecnologías modernas que permitan monitorear continuamente las condiciones de las carreteras [5].

Debido a que los recursos disponibles suelen ser limitados, los Sistemas de Gestión de Pavimentos incorporan procesos de priorización y programación de proyectos, en los cuales se emplean modelos de optimización y análisis multicriterio para asignar los recursos de manera eficiente. Estos procesos consideran aspectos técnicos, económicos, sociales y ambientales, permitiendo definir intervenciones como mantenimiento correctivo, rehabilitación o repavimentación, de acuerdo con la gravedad y el tipo de falla identificada [9].

Adicionalmente, el sistema se complementa con mecanismos de retroalimentación y actualización continua, los cuales permiten evaluar el desempeño real de las intervenciones ejecutadas, ajustar los modelos de análisis y mejorar progresivamente tanto la calidad de la información como la toma de decisiones. De esta manera, los sistemas de gestión pueden emplearse con mayor confiabilidad para realizar evaluaciones rápidas y apoyar la toma de decisiones a nivel global [9].

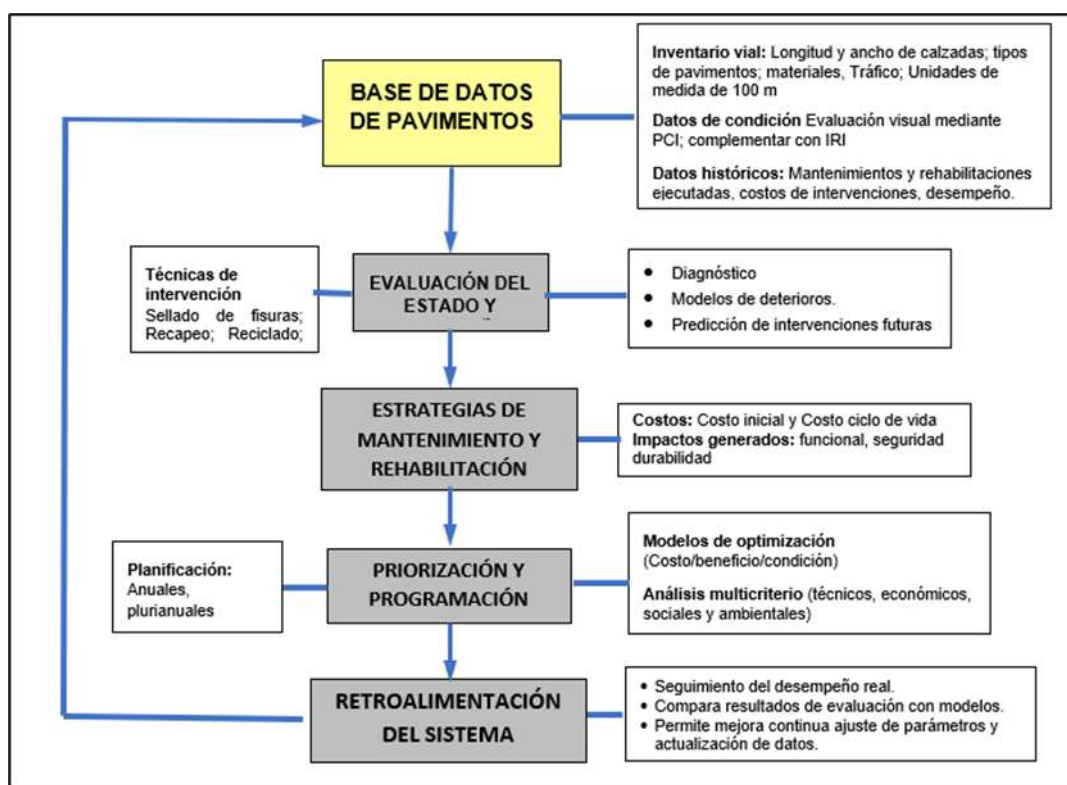


Fig. 1. Esquema del Modelo de gestión propuesto para la red vial urbana del Cantón

En conjunto, estos componentes permiten que el Sistema de Gestión de Pavimentos funcione como una herramienta dinámica y eficiente para la planificación y administración de la conservación vial, contribuyendo a una gestión más sostenible, técnica y racional de la infraestructura. En la Figura 1 se presenta un esquema del modelo de gestión propuesto para la red vial urbana del cantón Chone.

- **Inventario vial**

A partir de un plano de la ciudadela, se identifican y delimitan todas las cuadras que conforman la red vial. Para efectos de análisis, se establece una unidad estándar de longitud de 100 m. Dado que las cuadras no presentan dimensiones uniformes, la longitud de cada tramo se divide entre esta unidad, permitiendo que una cuadra pueda estar compuesta por una o varias unidades de medida.

Se debe realizar un levantamiento detallado de toda la red vial, determinando la longitud y el ancho de calzada de cada tramo. El inventario debe incluir las variaciones en la sección transversal, el tipo de pavimento (flexible o rígido) y los materiales empleados en su construcción.

Asimismo, es necesario incorporar información sobre los volúmenes de tránsito, diferenciando los porcentajes de vehículos livianos y pesados en cada vía, lo cual constituye uno de los factores a tener en cuenta para la priorización de intervenciones. De igual manera, se debe recopilar información referente a la composición y características de las capas estructurales del pavimento.

- **Caracterización de la ciudadela San Rafael del Cantón Chone**

La ciudadela San Rafael se encuentra ubicada en el cantón Chone, perteneciente a la provincia de Manabí, a pocas cuadras de la terminal terrestre del cantón. Este sector se caracteriza por su desarrollo urbano planificado, conformado por aproximadamente 30 manzanas dotadas de infraestructura básica, como redes de agua potable, alcantarillado y energía eléctrica. La población está compuesta principalmente por familias que habitan en un entorno residencial que refleja un crecimiento urbano sostenido, experimentado la zona en los últimos años.

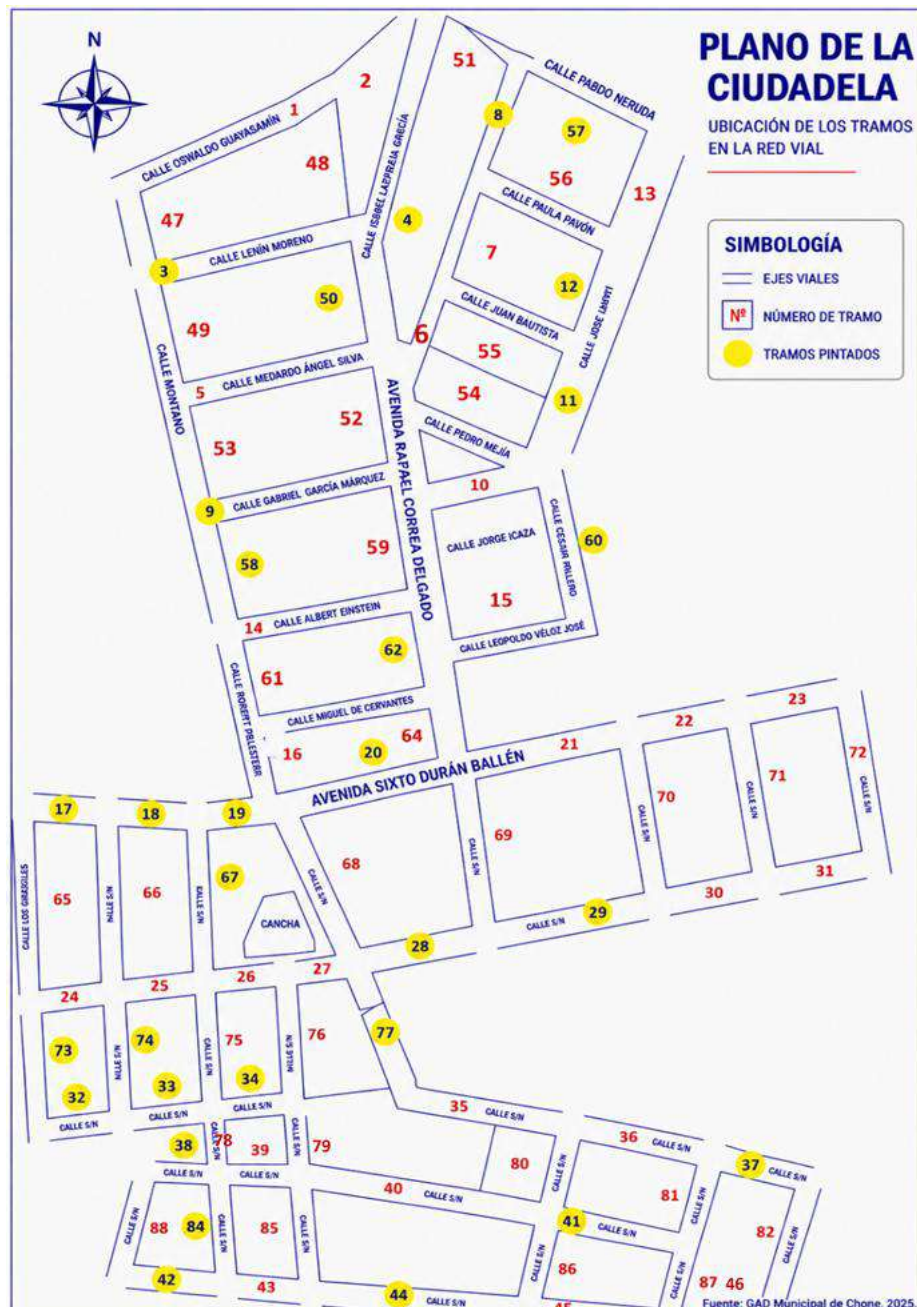
En cuanto a la infraestructura vial, la red vial cuenta con pavimento flexible y vías con un ancho promedio de entre 5 y 6 metros, cuyas longitudes varían entre 50 y 100 metros. Para efecto del presente estudio, se considera una población total de 87 tramos, de los cuales se ha seleccionado una muestra representativa para la evaluación del estado actual del pavimento. En la figura 1 se muestra un plano de la ciudadela, con los tramos que componen la red vial.

- **Datos de condición**

La evaluación periódica, preferiblemente anual, del estado de la red vial es fundamental para garantizar la actualización y el adecuado funcionamiento del sistema. Para ello, se pueden emplear diferentes índices que permiten cuantificar la condición de los pavimentos y sirven de base para la definición de estrategias de conservación.

Para valorar el estado actual del pavimento se propone como indicador el PCI. Para la aplicación de este procedimiento de evaluación se requiere de la inspección visual de cada una de las vías que compone la red, por lo que resulta engorroso. Por esta razón se propone la evaluación de una muestra representativa del estado de la red y en base a ello inferir estadísticamente el estado de deterioro de la población. Se requiere primero establecer una unidad de medida, que en zonas urbanas suele utilizarse una cuadra, sin embargo, las cuadras pueden tener longitudes diferentes, por lo cual se ha establecido una longitud de 100 metros, de manera que en una misma cuadra pueden presentarse más de una unidad de medida.

El banco de datos debe almacenar esta información de manera sistemática, incluyendo los registros de las intervenciones de mantenimiento y rehabilitación ejecutadas en cada periodo, así como los costos asociados a dichas actividades. Esto permite realizar análisis de desempeño y optimizar la toma de decisiones a lo largo del ciclo de vida del pavimento.



Fuente: GAD Municipal de Chone, elaborado por el autor, 2025.

- **Índice de Condición del Pavimento (PCI)**

El Índice de Condición del Pavimento (Pavement Condition Index, PCI) es un indicador numérico utilizado para evaluar la condición superficial de los pavimentos. Actualmente, constituye una de las metodologías más completas para la evaluación y calificación objetiva tanto de pavimentos flexibles como rígidos dentro de los sistemas de gestión vial disponibles. Su aplicación es relativamente sencilla y no requiere equipos especializados adicionales a los contemplados en el propio sistema de evaluación [2,13].

El propósito del PCI es identificar y caracterizar los diferentes tipos de fallas presentes en el pavimento, así como determinar su grado de severidad y extensión, con el fin de definir estrategias adecuadas de conservación para el tramo o sector analizado. Esta metodología permite clasificar y cuantificar los daños existentes en la superficie del pavimento, proporcionando una medida objetiva y clara de su condición general [11].

El monitoreo continuo del PCI permite establecer la tasa de deterioro del pavimento, facilitando la identificación temprana de la necesidad de intervenciones de rehabilitación mayor. Además, este índice proporciona información relevante sobre el comportamiento del pavimento, lo que contribuye a validar o mejorar los criterios de diseño y los procedimientos de conservación implementados [2].

El PCI se expresa en una escala de 0 a 100, donde un valor de 0 representa un pavimento colapsado y 100 un pavimento en condición excelente. Una vez calculado, el valor del PCI permite determinar con fundamento técnico las necesidades de mantenimiento y conservación. Asimismo, el índice proporciona una referencia útil para identificar las posibles causas del deterioro, ya sea por efectos ambientales, sobrecarga vehicular o envejecimiento natural de los materiales. Además de reflejar la integridad estructural, el PCI describe la condición funcional de la superficie de rodadura [8].

En la presente investigación se aplicó un enfoque exploratorio basado en evaluaciones visuales directas de la capa de rodadura, siguiendo los lineamientos de la norma ASTM D6433-20 [4]. La inspección se llevó a cabo en la ciudadela, determinándose previamente el número de tramos de muestreo requeridos. Este cálculo se realizó mediante la ecuación de muestreo estadístico (Ecuación 1), considerando una población total de 87 tramos y un error admisible del 5 %.

$$n = \frac{N.s^2}{\left(\frac{e^2}{4}(N-1) + s^2\right)} \quad (1)$$

donde:

- n = número mínimo de unidades de muestreo,
- N = número total de unidades de la sección,
- e = error permitido, y
- s = desviación estándar del PCI.

El cálculo arrojó un total de 30 tramos de evaluación.

Durante la inspección, cada unidad de muestreo fue analizada en función del tipo de falla, su nivel de severidad y su extensión, conforme a los criterios establecidos por la norma ASTM D6433 [4].

Con los datos obtenidos se calcularon los porcentajes de densidad de falla (Ecuación 2), clasificando la severidad y cuantificando su influencia en el deterioro global del tramo:

$$Densidad (\%) = \frac{Total (m^2)}{Área a estudiar (m^2)} \times 100 \quad (2)$$

Posteriormente, se estimaron los valores de reducción (VR), que representan la pérdida de condición del pavimento causada por las fallas identificadas. Este parámetro representa la disminución de la condición del pavimento atribuible a cada falla identificada y se obtiene mediante el uso de las curvas de deducción establecidas en la norma ASTM D6433 [4].

Para cada tipo de deterioro se considera el nivel de severidad y el porcentaje de densidad. Con estos valores se obtiene el valor de reducción (VR) asociado a cada falla, utilizando las curvas de deducción correspondiente. Dicho valor cuantifica el efecto individual de los deterioros sobre la condición general del pavimento.

Cuando en una misma unidad de muestreo se identifican múltiples deterioros, los valores de reducción obtenidos son combinados mediante el procedimiento de corrección establecido por la norma ASTM D6433, calculándose el Valor de Reducción Corregido (VCR), el cual es finalmente utilizado para determinar el índice de condición del Pavimento (PCI).

Dependiendo de la magnitud y frecuencia de los VR, se determina el valor de reducción corregido (VRC) conforme a los procedimientos definidos por la norma, los cuales incluyen el cálculo de parámetros m y q . Cuando una unidad de muestreo presenta más de un tipo de deterioro, los valores de reducción (VR) obtenidos no se suman directamente, ya que ello produciría una sobreestimación del daño total. Por esta razón, el procedimiento establece una corrección basada en los parámetros m y q para determinar el Valor Reducido (VCR).

El parámetro q corresponde al número de Valores de Reducción individuales mayores a 2 que se consideran en el proceso de corrección. Este valor permite identificar la cantidad de deterioros significativos presentes en la unidad de muestreo. A su vez, el parámetro m representa el número máximo admisible de valores de reducción que pueden intervenir en el cálculo de VRC. Su determinación se realiza en función del mayor valor de reducción individual obtenido en la unidad evaluada, según la Ecuación 3:

$$m = 1 + \frac{q}{98} (100 - HDV) < 10 \quad (3)$$

Finalmente, el Índice de Condición del Pavimento (PCI) se obtiene mediante la siguiente relación:

$$PCI = 100 - VRC_{m\acute{a}x} \quad (4)$$

Los deterioros en los pavimentos son ocasionados principalmente por la acción repetitiva de las cargas vehiculares y por la influencia de las condiciones climáticas. De acuerdo con la metodología del Índice de Condición del Pavimento (PCI), estas fallas se clasifican según su tipo, nivel de severidad y magnitud o extensión del daño presente. A partir de esta evaluación, se establece un índice de integridad estructural expresado mediante una escala de calificación que varía de 0 a 100, donde 0 representa una condición muy deficiente y 100 corresponde a una condición excelente del pavimento, tal como se presenta en la Tabla 1 [7].

Tabla 1. Escala de clasificación del PCI (ASTM D6433).

RANGO	CLASIFICACION
100-85	Excelente
85-70	Muy bueno
70-55	Bueno
55-40	Regular
40-25	Malo
25-10	Muy malo
10-0	Fallado

2.2. EVALUACIÓN DEL ESTADO Y DESEMPEÑO

• Diagnóstico mediante el método del PCI

El trabajo de campo se inició con una etapa de planificación de la evaluación, en la cual se delimitó y representó en el plano de la zona de estudio cada uno de los tramos a analizar. Se identificaron y enumeraron los 87 tramos o calles que conforman la red vial de la ciudadela, asignando a cada uno un código en el plano correspondiente para facilitar su localización y registro. Posteriormente se calculó mediante la Ecuación 1 el número de tramos para evaluar, que resultó 30 tramos que constituirían la muestra de análisis. El propósito de esta selección fue evaluar una fracción representativa del total, de manera que los resultados obtenidos pudieran extrapolarse estadísticamente a la población completa de los 87 tramos.

Antes de aplicar el procedimiento formal de evaluación, se efectuó una inspección preliminar de los tramos seleccionados, con el fin de verificar la correspondencia entre la información del plano y la ubicación real de cada tramo en campo. Esta etapa permitió asegurar la validez y coherencia espacial del levantamiento.

Durante la evaluación visual, se aplicó el modelo establecido por la norma ASTM D6433 [4], identificando en cada tramo los tipos de deterioros presentes, su extensión y nivel de severidad. Toda la información fue registrada sistemáticamente para el cálculo del Índice de Condición del Pavimento (PCI), garantizando la trazabilidad y precisión de los datos obtenidos. En la Figura 3 se muestran imágenes del levantamiento de los deterioros en tramos evaluados.



Fig. 3. Recorrido para medición de fallas en los tramos evaluados.

Para la caracterización del tráfico vehicular en la red vial de la Ciudadela San Rafael, se realizó un aforo de tránsito con el propósito de determinar los volúmenes y tipos de vehículos que circulan por la red. Este análisis permite evaluar si la intensidad y composición del tráfico constituyen factores que inciden en el deterioro del pavimento.

A partir del análisis visual y los resultados del aforo, se observó que la circulación corresponde principalmente un 90% a vehículos livianos, como automóviles y motocicletas, con una presencia de tan solo el 10% de vehículos pesados. En consecuencia, se infiere que el tráfico vehicular no representa un factor determinante en el deterioro de la red vial de la ciudadela, lo que sugiere que las patologías identificadas podrían estar asociadas a factores constructivos, ambientales o de mantenimiento más que al efecto de las cargas de tránsito.

• Análisis del estado del pavimento

Los tramos evaluados mediante el método PCI (Índice de Condición del Pavimento) permitieron caracterizar el estado superficial de la red vial objeto de estudio. Los valores de PCI obtenidos en la muestra de 30 tramos se presentan en la Figura 4. Una proporción significativa de ellos mostró un estado comprendido entre “Excelente” y “Muy bueno”, con superficies pavimentadas que presentan escasas fallas, lo que evidencia un adecuado mantenimiento y una reducida necesidad de intervención.

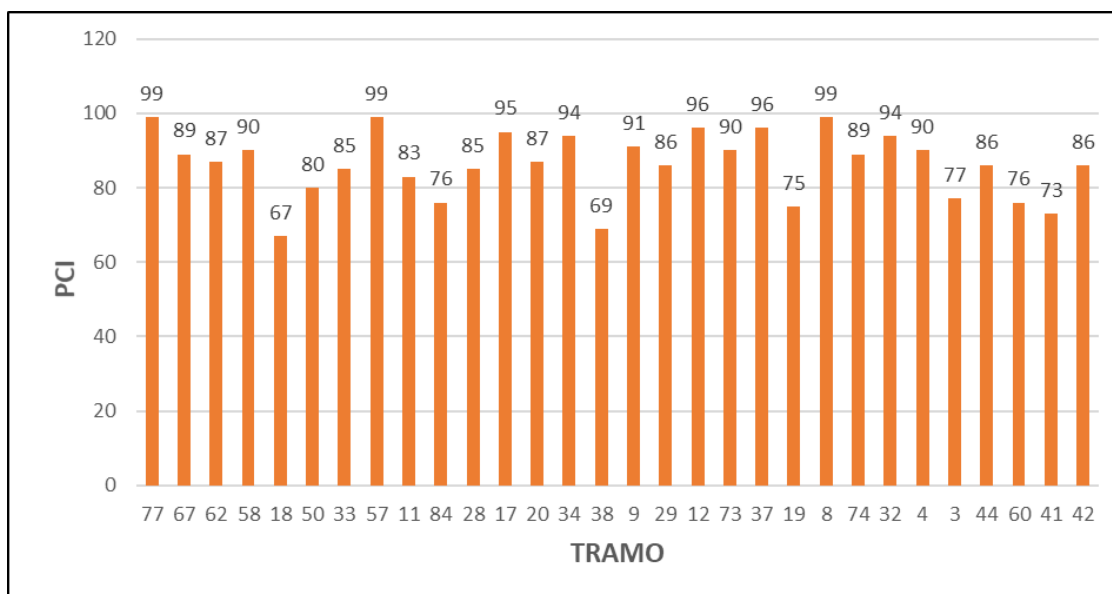


Fig. 4. Resultados PCI en la muestra evaluada

En la Figura 5 se representan los valores de PCI según su frecuencia dentro de la red. Se observa que solo un 3 % de los tramos presenta valores inferiores a 70 pero superiores a 55, clasificándose en estado Bueno. Por su parte, el 35 % de los tramos se ubica en la categoría Muy bueno (PCI entre 70 y 85), mientras que el 62 % restante alcanza la clasificación Excelente, con valores de PCI superiores a 85.



Fig. 5. Distribución de frecuencias de valores de PCI.

En la Figura 6 se ilustran los valores de PCI agrupados según las categorías de condición del pavimento, desde Excelente (85–100) hasta Fallado (menor a 10).

A partir de la evaluación visual realizada en la red, se definieron las intervenciones necesarias de conservación orientadas a preservar la funcionalidad estructural y prolongar la vida útil del pavimento. Las soluciones fueron clasificadas y ordenadas según el tipo y la severidad de las fallas identificadas.

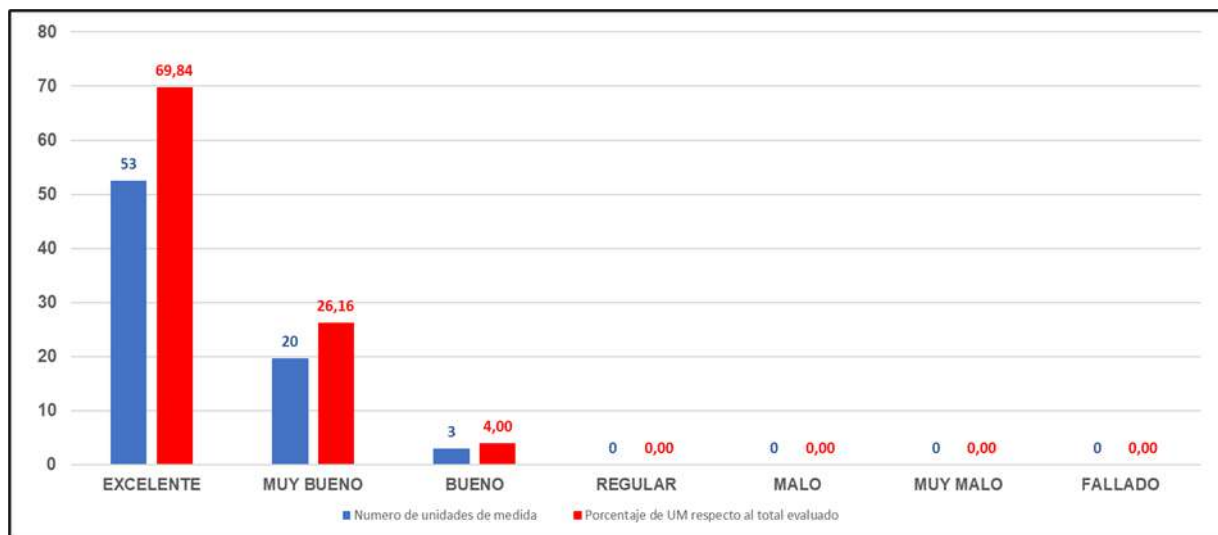


Fig. 6. Porcentajes de valores de PCI esperados en la red según la clasificación del estado del pavimento.

Entre las principales acciones propuestas se encuentran las labores de parcheo parcial profundo en 17 tramos y el reciclado en frío con parcheo profundo o parcial en 5 tramos, dirigidas a corregir deterioros estructurales de mayor severidad. En sectores con fallas localizadas se recomienda la sustitución del parche en 3 tramos, mientras que, en zonas con defectos menores se plantea el sellado de grietas, en 3 tramos de manera exclusiva y en 4 combinado con parcheo parcial o profunda; con la finalidad de evitar la infiltración de agua y detener el avance del deterioro. Asimismo, se sugiere la renivelación de las bermas en 7 tramos para restablecer el adecuado drenaje superficial, y la aplicación de arena o agregados con cilindrado en 3 tramos afectados por pérdida de textura o erosión. Finalmente, en 12 tramos se proponen tratamientos combinados, que pueden incluir sello superficial, fresado o sustitución del parche, según el nivel de afectación detectado.

• **Análisis de costos de inversión**

Considerando el nivel actual de deterioro de los pavimentos en la ciudadela, es necesario cuantificar la inversión requerida para mejorar su condición hasta un nivel superior. Las soluciones de conservación a implementar dependen tanto del grado de deterioro existente como de la disponibilidad de recursos, por lo que deben ajustarse al presupuesto disponible.

Para estimar la inversión, se consideran las dimensiones de cada tramo evaluado, así como el área o longitud de los deterioros identificados. Con base en esta información, se definen las intervenciones más adecuadas en cada caso, determinando las zonas donde se aplicarán tratamientos como sellado de grietas o trabajos de parcheo, en función del nivel de deterioro de cada tramo.

A partir de las áreas de intervención y la aplicación de precios unitarios correspondientes a las diferentes soluciones, se obtuvo un costo total estimado de conservación para la red vial urbana de \$7.748. De este monto, \$7.268 corresponden a actividades de parcheo superficial y profundo, mientras que \$479 se destinan al sellado de grietas. Este valor constituye una estimación económica del mantenimiento correctivo y preventivo requerido en el sector analizado.

- **Modelos de deterioro**

Existen diversos modelos empíricos que relacionan el Índice de Condición del Pavimento (PCI) con el tiempo de servicio, ampliamente utilizados dentro de los Sistemas de Gestión de Pavimentos. Estos modelos se basan en observaciones de campo y permiten representar el proceso de deterioro del pavimento a lo largo del tiempo.

En general, la relación entre el PCI y el tiempo sigue una curva de deterioro con forma sigmoideal o exponencial decreciente. Esto refleja que el pavimento experimenta un deterioro lento en sus primeros años de servicio, seguido de una fase de degradación acelerada y, finalmente, un estado crítico donde el deterioro es muy rápido. Uno de los modelos empíricos más utilizados es de tipo exponencial, como:

$$PCI(t) = PCI_0 \cdot e^{-kt} \quad (5)$$

donde:

- $(PCI(t))$ es el índice de condición en el tiempo (t) ,
- (PCI_0) es el PCI inicial (generalmente cercano a 100),
- (k) es una constante de deterioro que depende del tránsito, clima y estructura del pavimento,
- (t) es el tiempo de servicio (años).

También se emplean modelos logísticos o sigmoides, que representan mejor el comportamiento real del deterioro:

$$PCI(t) = \frac{100}{1 + e^{a+bt}} \quad (6)$$

donde (a) y (b) son parámetros calibrados a partir de datos históricos.

En la práctica, estos modelos se ajustan mediante técnicas de regresión a partir de datos obtenidos en inspecciones periódicas, por lo que sus parámetros dependen de las condiciones locales, tales como el tipo de pavimento, el nivel de tránsito, el clima y la calidad constructiva, entre otros factores. En este sentido, resulta fundamental calibrarlos con información específica de la red vial en estudio, especialmente en contextos como el de la provincia de Manabí, Ecuador.

La aplicación de modelos empíricos que relacionan el Índice de Condición del Pavimento (PCI) con el tiempo es esencial para predecir su deterioro, planificar oportunamente las intervenciones y optimizar la gestión del mantenimiento vial. No obstante, la obtención de un modelo confiable requiere un período de observación prolongado, basado en registros históricos de valores de PCI medidos en los pavimentos que conforman la red.

Actualmente, el estado del pavimento en la ciudadela presenta un valor mínimo de PCI de 70, lo que corresponde a una condición general clasificada como buena. En este contexto, es posible restituir su estado a niveles de excelencia mediante la aplicación de las medidas de conservación propuestas. Asimismo, el uso de un modelo de deterioro debidamente calibrado constituye una herramienta esencial para evaluar el desempeño del pavimento y determinar el momento óptimo para futuras intervenciones, garantizando así el mantenimiento del nivel de servicio deseado.

3. CONCLUSIONES

La implementación de un sistema de gestión de conservación de pavimentos aplicado a redes urbanas permite garantizar la funcionalidad y prolongar la vida útil de la infraestructura vial, al facilitar la definición de estrategias óptimas que aseguren niveles adecuados de servicio con costos eficientes a lo largo del ciclo de vida del pavimento. En contextos con presupuestos limitados, su aplicación constituye una herramienta eficaz para priorizar intervenciones y mejorar las condiciones de seguridad y confort en la movilidad vehicular.

La evaluación del estado del pavimento mediante el Índice de Condición del Pavimento (PCI) permitió caracterizar de manera confiable la condición superficial de la red vial estudiada, evidenciando que la mayoría de los tramos se encuentran en estados entre excelente y muy bueno. Esto refleja un adecuado desempeño general de la infraestructura y una baja necesidad de intervenciones correctivas de gran magnitud en el corto plazo.

Las estrategias de conservación propuestas, basadas en el tipo y la severidad de las fallas identificadas, priorizan intervenciones localizadas como el parcheo parcial y profundo, el sellado de grietas y el reciclado en frío. Estas acciones contribuyen a preservar la funcionalidad estructural del pavimento, prevenir la progresión del deterioro y optimizar el uso de los recursos disponibles.

El análisis económico determinó que la inversión requerida para el mantenimiento de la red vial es relativamente baja, lo que confirma que las intervenciones oportunas en etapas tempranas del deterioro son más eficientes que las rehabilitaciones en estados avanzados. En este sentido, la planificación basada en el estado actual del pavimento favorece una gestión más sostenible de la infraestructura.

Por otra parte, la incorporación de modelos de deterioro del PCI constituye una herramienta esencial para la gestión vial, ya que permite predecir la evolución del pavimento, definir estrategias de mantenimiento a mediano y largo plazo y optimizar la toma de decisiones. No obstante, su aplicación efectiva requiere la calibración con datos locales y un monitoreo continuo mediante inspecciones periódicas. En este contexto, se recomienda la evaluación sistemática de la red vial con el fin de desarrollar modelos de desempeño confiables que puedan ser utilizados como herramientas de predicción dentro del sistema de gestión.

1. Acero, J. C. R., & Hortua, D. A. G. (2025). Evaluación del Índice de Condición del Pavimento (PCI) Mediante Sistemas de Información Geográfica (SIG): Aplicación en el Tramo Cajicá-Tabio (K0+ 000 a K2+ 000). *Revista EIA*, ISSN 1794-1237 22(44), 4417-pp. <https://dialnet.unirioja.es/descarga/articulo/10314953.pdf>
2. American Standard for Testing and Materials. (s.f.). Norma PCI-ASTM-D-6443 Procedimiento Estándar para la Inspección del Índice de Condición del Pavimento en Caminos y Estacionamientos. <https://es.scribd.com/document/409330160/Manual-PCI-ASTM-D-6433-pdf>
3. Aramayo, L., Silva Junior, C. A. P., & Fontenele, H. B. (2019). Escala visual para evaluación de pavimentos urbanos. *Revista ingeniería de construcción*, 34(1), 45-54. https://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S0718-50732019000100045&script=sci_arttext
4. ASTM, A. (2020). D6433-20; Standard Practice for Roads and Parking Lots Pavement Condition Index Surveys. ASTM International: West Conshohocken, PA, USA. <https://www.normsplash.com/Samples/ASTM/133259942/ASTM-D6433-20-en.pdf>
5. Cabezas Carrillo, V. A. (2024). *Modelo de gestión de conservación vial para pavimentos flexibles de la red rural del Cantón Guano* (Master's thesis, Riobamba: Universidad Nacional de Chimborazo). <http://dspace.unach.edu.ec/handle/51000/14008>
6. Chang, C. M. (2020). *Sistemas de gestión de pavimentos: Pasado, presente y futuro*. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 19-20(1), 231-240. https://www.scipedia.com/wd/images/8/8e/Draft_Colucci_598928640-3880-document.pdf
7. Díaz, J. (2014). Evaluación de la metodología PCI como herramienta para la toma de decisiones en las intervenciones a realizar en los pavimentos flexibles. Bogotá, Colombia. <https://repository.umng.edu.co/server/api/core/bitstreams/be5d2eb1-17fd-4416-8f75-478c7368c518/content>
8. García-Chávez, V. M., & Zambrano-Meza, M. I. (2025). Evaluación de deterioros de los pavimentos en vías principales de acceso a Portoviejo mediante el método de índice de condición del pavimento "PCI". *Revista Científica INGENIAR: Ingeniería, Tecnología e Investigación*. ISSN: 2697-3693., 8(15), 323-345. . [Revista Científica INGENIAR . ISSN: 2697-3693.](#)
9. Inés, B. C. G., & Pedro, R. O. M. (2014). Evaluación de pavimentos y decisiones de conservación con base en sistemas de inferencia difusos. *Ingeniería, investigación y tecnología*, 15(3), 391-402. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S140577431470349X>
10. Llopis Castelló, D., & Pérez Zuriaga, A. M. (2020). Deterioros en pavimentos urbanos. <https://riunet.upv.es/bitstreams/10842489-923c-4bff-bcfd-ee5d4d5d8363/download>
11. Muegues, E. D. M. Diagnóstico del Estado del Pavimento en la Carrera 19D de Valledupar Colombia, Mediante la Metodología PCI. <https://repositorio.udes.edu.co/server/api/core/bitstreams/b5f17d62-c0fd-4110-8861-dc726b5a9335/content>
12. Paucar Ore, J. A. (2022). Elaboración de un plan de mantenimiento rutinario y periódico de pavimentos flexibles para la conservación de la carpeta asfáltica en el distrito de chilca. <https://hdl.handle.net/20.500.14127/337>
13. Vásquez, L. R. (2002). PAVEMENT CONDITION INDEX (PCI) PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS Y DE CONCRETO EN CARRETERAS. Manizales: INGEPAV <https://sjnavarro.wordpress.com/wp-content/uploads/2008/08/manual-pci1.pdf>