

Revista Ciencia y Construcción

Vol.4 No.2 Abril – Junio 2023

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

*Catálogo Para El Diseño De Pavimentos
Flexibles En Vías De Bajos Volúmenes De
Tráfico En La Provincia De Manabí*

Un Instrumento De Vital Importancia

16

06 Modelo De
Optimización De
Estructuras Viales

EMPLEO DEL MÉTODO ASSTHO 93

Consejo Editorial

Director/Editor Técnico

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

Editor Ejecutivo

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

Editores Asociados

- Dr. Willian Cobelo Cristiá, Universidad Tecnológica de La Habana, José Antonio Echeverría (CUJAE), Cuba
- Dra. Zenaida Paulette Frómeta Salas, Universidad de Oriente, Cuba
 - Dr. Rafael Larrúa Quevedo, Universidad de Camagüey, Cuba
- Dr. José Cataldo Ottieri, Universidad de la República, Udelar, Uruguay

Comité Científico

- Dra. Beatriz Camaño Schettini, Universidad Federal de Rio Grande del Sur (UFRGS), Brazil
- Dr. Carlos A. Recarey Morfa, Universidad Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba, Cuba
 - Dr. Francisco Lamas Fernández, Universidad de Granada, Spain
 - Dr. Gilberto Quevedo Sotolongo, Universidad Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba
- Dr. Geert Lombaert, KU Leuven University, Belgium
- Dr. José Fernando Martirena Hernández, Universidad Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba

02 **Consejo Editorial**

03-04 **Sumario**

05 Sección 1: Artículos de Investigación

06-15 **Modelo De Optimización De Estructuras Viales**

- Ing. Jairo David Vásquez Vargas
- Ing. Yudy Patricia Medina Sánchez
- Ing. Carlos Eugenio Sánchez Mendieta
- MSc. Ing. Leyden Oswaldo Carrión Romero

16-25 **Catálogo Para El Diseño De Pavimentos Flexibles En Vías De Bajos Volúmenes De Tráfico En La Provincia De Manabí**

- Ing. Erika Katherine Cuenca Borrero
- Dr. Sc. Félix Michael Hernández López
- Dr. Sc. Reynier Moll Martínez

26-37 **Análisis No Lineal Estático (Pushover) De Marcos Especiales A Momento Compuestos (C-SMF)**

- MSc. Ing. Gilbert Adrián Añazco Campoverde
- MSc. Ing. Paul André Añazco Campoverde
- MSc. Ing. Leyden Oswaldo Carrión Romero

38- 52 **Sistema De Gestión De Pavimentos Basado En El Empleo De Un Sistema De Información Geográfica**

- Ing. Ángel Tony Palma Pin
- Dr. Sc. Daniel Estuardo Mogrovejo Carrasco
- Dra. Sc. Dania Olga Abreu Hernández

Sumario 2

- 53-66 Revisión Del Sistema De Drenaje De Una Obra Vial Con Ayuda De La Aplicación Informática HY-8
- MSc. Ing Caridad Lourdes Hernández Valenzuela
 - Dr. Sc. Gerardo Jiménez Sáenz
- 67-81 Modelos Numéricos Para Evaluar El Comportamiento De Geoceldas En El Reforzamientos De Suelos Para Pavimentos
- Ing. Juan Andrés Moreira Naula
 - Dr. Sc. Félix Michael Hernández López
- 82-90 Estabilización De Suelos Arcillosos Con Enzima Orgánica Para Subrasante De Carreteras
- Ing. César Andrés Cedeño Tuárez
 - Dr. Sc. Eduardo Tejeda Piusseaut

91 Sección 2: Artículos De Estudio De Casos

- 92-101 Ampliación Y Diseño Geométrico De La Vía Alternativa S/N, Que Comprende Desde El Sitio El Corral Viejo Hasta La Parroquia El Retiro
- Ing. Bryan Vinicio Rogel Ochoa
 - Ing. Erwin Javier Oyola Estrada
 - Ing. Leyden Oswaldo Carrión Romero
 - Ing. Elsi América Romero Valdiviezo

Artículos de Investigación

Autores

Jairo David Vásquez Vargas¹, Yudy Patricia Medina Sánchez², Carlos Eugenio Sánchez Mendieta³, Leyden Oswaldo Carrión Romero⁴.

¹Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, jairo_v10@hotmail.com

²Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Pasaje, ymedina@utmachala.edu.ec

³Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, csanchez@utmachala.edu.ec

⁴Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, locarrion@utmachala.edu.ec

RESUMEN

Las carreteras de la Provincia de El Oro presentan deficiencias en su estructura, lo que conlleva a una mejora para un mayor tiempo de vida y reducción en costos de construcción. Por ello se desarrolló un modelo de optimización de espesores de pavimento, estabilizando la subrasante con cemento para mejorar las propiedades mecánicas del suelo y la resistencia a las condiciones climáticas en las vías. El método utilizado consta de dos partes: El análisis y diseño con el método ASSTHO 93 y el análisis del método analítico por fatiga y deformación. El método propone una condición inicial mediante el cálculo de espesores en base al Método ASSHTO 93. Posteriormente se realiza las simulaciones donde se analizan los valores de fatiga y deformación, los cuales indican la falla de la capa de rodadura y deformación vertical admisible de la subrasante. En este proceso se realizaron varias iteraciones, en base a los espesores obtenidos con la subrasante mejorada hasta obtener deformaciones admisibles dentro de los rangos permitidos. Como resultado se aplicó el modelo de optimización en el caso de estudio de la vía Chilla - Quera de 15 km, obteniendo un CBR de 2,7% y un tráfico con un ESAL's de 86078 ejes equivalentes. El modelo obtuvo características mínimas con un espesor de carpeta asfáltica que deberá ser mayor a 9 cm y Mr de 3000 MPa, una base entre 10 y 15 cm, con un Mr entre 195 y 365 MPa, una subbase mayor a 20 cm con un Mr mayor a 120 MPa y una base suelo-cemento de 15 cm de Mr mayor a 1000 MPa.

Palabras claves: cemento hidráulico, estabilización de suelos, optimización de estructuras viales, pavimentos flexibles, suelo - cemento.

ABSTRACT

The roads of the Province of El Oro present deficiencies in their structure, which leads to an improvement for a longer life time and reduction in construction costs. For this reason, a pavement thickness optimization model was developed, stabilizing the subgrade with cement to improve the mechanical properties of the soil and the resistance to weather conditions on the roads. The method used consists of two parts: the analysis and design with the ASSTHO 93 method and the analysis of the analytical method for fatigue and deformation. The method proposes an initial condition by calculating thicknesses based on the ASSHTO 93 Method. Subsequently, simulations are carried out where the fatigue and deformation values are analyzed, which indicate the failure of the wearing course and allowable vertical deformation of the subgrade. . In this process several iterations were carried out, based on the thicknesses obtained with the improved subgrade until obtaining admissible deformations within the allowed ranges. As a result, the optimization model was applied in the case study of the Chilla - Quera road of 15 km, obtaining a CBR of 2.7% and a traffic with an ESAL's of 86078 equivalent axes. The model obtained minimum characteristics with a thickness of asphalt layer that must be greater than 9 cm and Mr of 3000 MPa, a base between 10 and 15 cm, with a Mr between 195 and 365 MPa, a subbase greater than 20 cm with a Mr greater than 120 MPa and a soil-cement base of 15 cm of Mr greater than 1000 MPa.

Keywords: hydraulic cement, soil stabilization, optimization of road structures, flexible pavements, soil - cement.

1. INTRODUCCIÓN

Mantener una vía en condiciones óptimas parte de un buen diseño y planificación, el cual deberá otorgar seguridad y mantener un costo de operación óptimo acorde al tipo y funcionalidad de la vía. El estudio de las vías se realiza muchas veces debido a que las estructuras viales no cumplen con los requisitos mínimos de construcción, además existen sobredimensionamientos en los espesores de la estructura, todo esto conlleva a que se reduzca la vida útil del proyecto y aumenten los costos de construcción y/o mantenimiento. Por ello diseñar un modelo de optimización será de gran importancia para cumplir con los aspectos mínimos de construcción y así reducir las posibles fallas por malos diseños [1].

En las carreteras de segundo orden de la Provincia de El Oro existe un déficit muy alto con el recubrimiento y mejoramiento de las vías en el sector rural, además de la falta de canteras que doten de materiales adecuados para la producción de agregados como subbase, base, etc. Esto crea una necesidad imperiosa de aplicar la técnica de estabilización de suelos naturales con cemento, para mejorar las condiciones mecánicas del mismo, ahorrando transporte de materiales, explotación de canteras y teniendo como una alternativa más económica y amigable con el ecosistema. Esto lleva a cuestionar la manera en la que influye la estabilización de suelo con cemento en la optimización de espesores en los costos de construcción.

La presente investigación es de gran importancia debido a que el estudio de optimización de los espesores de pavimentos es de utilidad para los GAD's municipales y/o Gobiernos Provinciales en la planificación de vías de segundo orden.

Se define como suelo estabilizado con cemento, al producto elaborado a partir de la mezcla de suelos finos y/o granulares, con cemento y agua, la cual se compacta y se cura para formar un nuevo material con mejores propiedades mecánicas, que garantizan la durabilidad necesaria para satisfacer grandes periodos de diseño. Una estabilización del suelo se realiza para aumentar su durabilidad y resistencia, a fin de evitar desgastes prematuros, la estabilización con cemento es muy utilizada sobre todo en suelo arcillosos, se debe tener mucho cuidado con las cantidades empleadas, ya que un exceso puede dar paso a la aparición de grietas en donde el agua podrá penetrar fácilmente en él produciéndose daños prematuros [2], [3].

En Ecuador existen varias vías donde se han utilizado bases estabilizadas y luego de muchos años de operación no presentan fallas por fatiga tan comunes. Algunas de ellas son las vías en la ciudadela Velasco Ibarra de Machala, vía al PAN desde el Puente Alterno Norte hasta la vía Durán–Yaguachi y la ampliación de la vía de 10 carriles de ingreso a Durán, la vía Nazón Playa de Fátima del cantón Biblian o la vía Santa Isabel, reflejando ahorros significativos para la entidad ejecutora. La infraestructura vial juega un papel muy importante gracias a su conexión con diferentes regiones del país sean lejanas o cercanas. Debido a esto es importante tener un correcto mantenimiento de la estructura vial que ayude a reducir los costos de operación. Dicho de otra manera, la infraestructura vial es fundamental para el desarrollo de una ciudad y/o país, una red de infraestructura vial en excelente estado permitirá una integración no solo con la nación, región o ciudad, sino también con países cercanos contribuyendo aún más a la economía de sus habitantes, puesto que la infraestructura vial permite acceso a mercados internacionales. Es importante mencionar que las vías terrestres influyen en los procesos de producción, distribución y consumo de mercancías [4].

Las vías en mal estado disminuyen la calidad de servicio de las mismas, a consecuencia de ello se presentan un aumento en los costos de transporte y sobre todo afecta en la seguridad vial. Una evaluación de la condición del pavimento constante, ayudara a intervenir oportunamente sobre las fallas presentes. Una evaluación oportuna de la condición de una vía es fundamental para mantener la infraestructura vial en óptimas condiciones, a fin de brindar al usuario comodidad, rapidez, seguridad y cuidar su economía. Los pavimentos presentan deterioros típicos, por ello se hace necesario buscar criterios y procedimientos para cuantificar y reparar los daños pues, el deterioro de la vía repercute negativamente en el confort de los usuarios [5].

1. 1. Alcances Y Objetivos

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, en base a la Constitución del 2008 elaboró un plan estratégico para el mejoramiento y excelencia en cuanto a planificación, diseño, construcción y mantenimiento de proyectos viales. Con el objetivo de realizar revisión, actualización y complementación de normas específicas técnicas del sector de transporte vial para contribuir con el buen desarrollo nacional [6]. Por ello el objetivo del estudio fue desarrollar un modelo de optimización de espesores de pavimento partiendo de la estabilización de suelos con cemento en estructuras viales que mejoren las propiedades mecánicas del suelo y la resistencia a las condiciones climáticas de vías de segundo orden. La investigación se realizó en la vía Chilla – Quera de 15 km, perteneciente al Cantón Zaruma de la Provincia de El Oro evaluando las estructuras viales mediante criterios de optimización de espesores del pavimento que permitan la reducción de los costos de construcción en vías de segundo orden.

2. METODOLOGÍA

De acuerdo a las necesidades de este trabajo, se emplean métodos de investigación teóricos como la revisión de artículos científicos, tesis, estudios, normativas y métodos de campo donde se realizó la toma de muestra de suelos existentes para ser analizados y realizar los ensayos pertinentes, además de la obtención de datos necesarios para los diseños requeridos por el método ASSHTO 93.

Con los datos recopilados se procedió a la descripción de la información acuerdo a las variables propuestas en la investigación que fueron relacionadas con los trabajos de tipo documental y de campo, determinando los resultados que servirán para concluir con el trabajo de investigación. Posterior al análisis se concluye con la alternativa más económica para el diseño de espesores utilizando un mejoramiento de suelo con la utilización del cemento como estabilizador para vías de segundo orden.

Para proceder con el diseño de pavimentos mediante AASTHO 93 se obtienen valores de serviciabilidad, desviación standard y confiabilidad a través de rangos establecidos por el mismo método. Además del módulo resiliente (M_r) el cual parte del CBR de la subrasante, sub-base y base. Oro valor obtenido es el coeficiente de drenaje delimitado por rangos, finalmente se realiza el cálculo de espesor estructural del pavimento que se determinan por medio de ábacos en los que encontraremos las variables ya obtenidas. Los cálculos indicarán espesores mínimos donde el colocar capas de un espesor menores al requerido no es práctico ni económico. El espesor de una capa tiene gran efecto en la base y sub-base ya que reduce la entrada de agua en la estructura del pavimento.

El resultado del diseño se tomará como condición inicial, y se procede con el método analítico mediante el uso de software que obtiene los valores de fatiga y deformación de cada capa. Estos cálculos se realizarán a medida que cambien los espesores propuestos, además de la implementación de estabilización de suelos los cuales demuestran que los aglutinantes poliméricos modifican los suelos de la subrasante, lo que da como resultado propiedades de ingeniería más favorables como mayor resistencia a la compresión y demuestran aún más los beneficios de usar suelos estabilizados para mejorar el desempeño del pavimento [7].

2.1. Modelo operativo

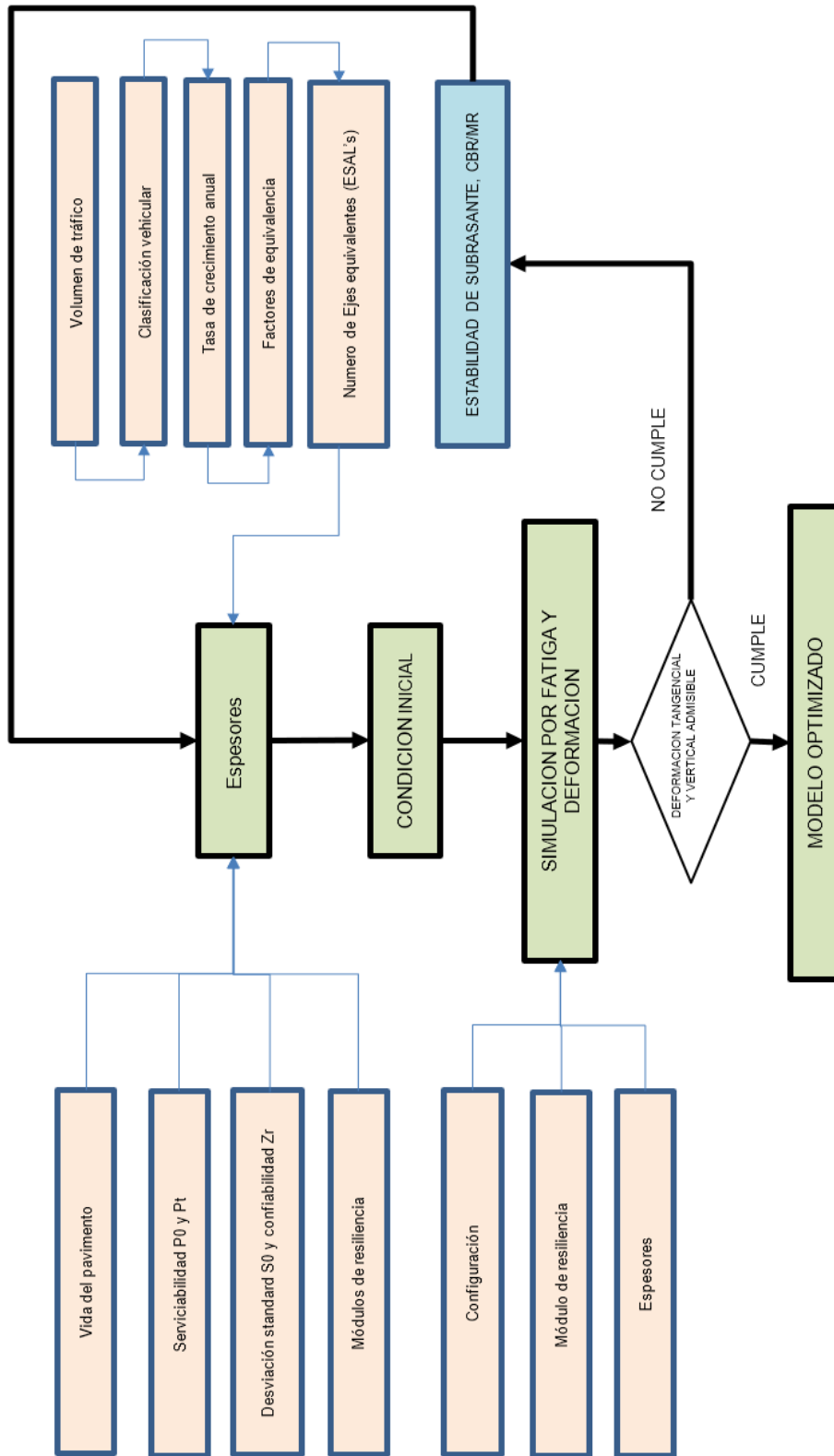


Figura 1 Modelo de optimización de estructuras viales

3. RESULTADOS

3. 1. Espesor Estructural Del Pavimento

Se realizó el cálculo de los espesores de las capas de pavimento mediante el método AASTHO 1993. Para facilitar el cálculo de los espesores de la estructura de pavimento se optó por el uso de un programa de diseño, el cual requiere datos de campo tales como: número de ejes equivalentes, servicialidad, confiabilidad, coeficientes de drenaje y módulos de elasticidad, para finalizar con el número estructural y los espesores mínimos.

Figura 2: Cálculo de espesores

Es así que con el método AASTHO se diseñó la estructura del pavimento obteniendo los espesores que servirán como condición inicial en el modelo.

Tabla 2: Espesores de condición inicial calculados

CAPA	ESPESOR (PLG)
	CONDICION INICIAL
CARPETA ASFALTICA	3,5
BASE	4
SUB-BASE	10

A continuación, se obtuvieron los valores de deformación utilizando el programa ALIZE, el cual mediante los espesores y módulos de resiliencia permiten simular el comportamiento de la estructura frente a una carga de diseño. El programa se basa en el cálculo analítico de la resistencia mediante el módulo de elasticidad medido en superficie, el cual utiliza los métodos de placa de carga estática y dinámica en modelos multicapa. En esta investigación se utilizó el modelo de carga estática.

Para el cálculo de las deformaciones del estado inicial se ingresaron los datos de entrada, los cuales son los espesores de la condición inicial, junto al módulo de resiliencia de cada material como se observa a continuación:

Basis structure				
	thick. (m)	modulus (MPa)	Nu	material type
bonded	0.088	3000	0.35	other
bonded	0.10	193	0.35	other
bonded	0.26	117	0.35	other
	infinite	28	0.35	other

Figura 3: Datos de ingreso en ALIZE

Una vez realizada la simulación se obtienen los valores de deformación y esfuerzo tangencial, además de la deformación y esfuerzo vertical de cada capa (figura 4).

C:\...l...DEFORMACIONES\DEF.dat							
thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coefficient	Zcalcul (m)	EpsT (μdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (μdef)	SigmaZ (MPa)
0.088	3000.0	0.350	0.000	-1.9	0.422	-186.7	0.720
	bonded		0.088	-371.3	-1.496	388.9	0.193
0.100	193.0	0.350	0.088	-371.3	-0.002	972.0	0.193
	bonded		0.188	-401.4	-0.058	648.9	0.091
0.260	117.0	0.350	0.188	-401.4	-0.017	840.6	0.091
	bonded		0.448	-429.9	-0.058	553.1	0.027
infinite	28.0	0.350	0.448	-429.9	-0.003	1006.2	0.027

Figura 4: Deformaciones condición inicial

En los resultados se obtiene como deformación tangencial dentro de la capa de asfalto un valor de -371,3, el cual mediante el cálculo de fatiga indica un tráfico admisible de 36 598 ejes, siendo inferior al tráfico de diseño lo que revela que la carpeta asfáltica fallará antes de lo calculado. En cuanto a la deformación vertical en la capa de la subrasante se tiene un valor de 1000 μdef , de acuerdo a las fórmulas estipuladas en Orobio & Gil, 2015; se calcula que la deformación vertical admisible es de 1373 μdef , el cual está muy cerca de lo obtenido en la estructura.

Este proceso se repitió con las iteraciones realizadas en los diseños, obteniendo los resultados de la tabla 3.

Tabla 3: Valores de fatiga y deformación

FATIGA		DEFORMACION	
TRAFICO ADMISIBLE		DEFORMACIÓN VERTICAL DE SUBRASANTE	
36598	FALLA	1006	OK
55901	OK	439	OK
115764	OK	411	OK
133037	OK	406	OK
168127	OK	399	OK

3. 2. Modelo Optimizado

Para la estabilidad del suelo, se estableció que la mezcla de suelo estabilizado con cemento tipo SC3 con módulo resiliente de 1000 MPa será el óptimo para el diseño, con un espesor de 15 cm. En la tabla 4 se muestran los datos del mejoramiento aplicado al suelo natural con un CBR de 2.7%.

Tabla 4: Material de mejoramiento

SUELO NATURAL		MEJORAMIENTO			
CBR (%)	CBR (MPa)	MODULO RESILIENTE MEJORAMIENTO (MPa)	ESPESOR (m)	DEFLECCION (mm/100)	NUEVO MODULO RESILIENTE (MPa)
2.7	28	0	0	470	28.0
		1000	0.15	152	86.78

Tabla 5: Características del Modelo optimizado

CARACTERISTICAS MINIMAS	
CBR	< 2.7%
ESAL's (W18= 8.2 ton)	50000 A 170000
CAPA	ESPESOR
CAPA DE RODADURA	$e \geq 9 \text{ cm}$ (3.5plg)
BASE	$15 \text{ cm} > e \geq 10 \text{ cm}$
SUB-BASE	$e \geq 20 \text{ cm}$
BASE ESTABILIZADA (SUELO CEMENTO)	$e = 15 \text{ cm}$
	MÓDULO DE ELASTICIDAD
	$E > 3000 \text{ MPa}$
	$365 \text{ MPa} > E \geq 195 \text{ MPa}$
	$E \geq 120 \text{ MPa}$
	$E = 1000 \text{ MPa}$

En la figura 5 se muestra como quedan las capas y las características que tendrán para este tipo de tráfico.

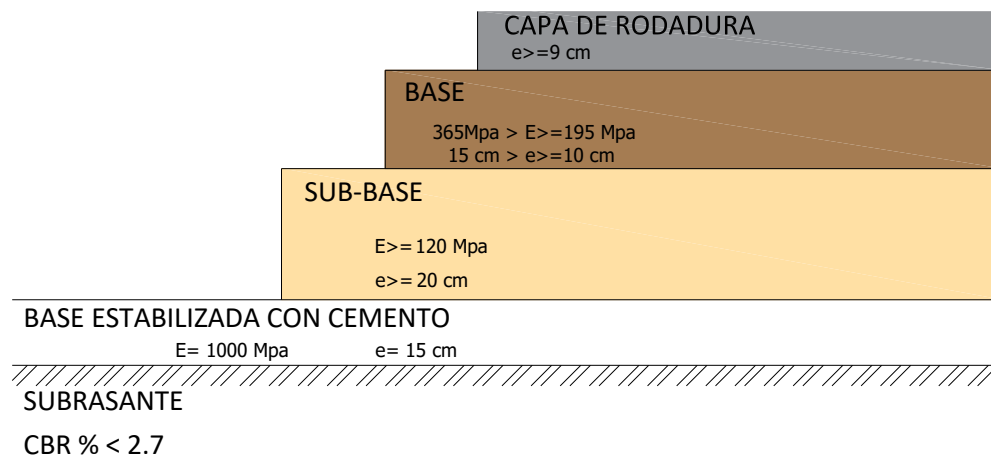


Figura 5: Modelo optimizado

Con los resultados obtenidos se establece una relación matemática mediante la correlación entre el número de ejes equivalentes y la deformación tangencial provocada en la capa de rodadura como indica la gráfica de la figura 6 y la correlación entre el número de ejes equivalentes y la deformación vertical provocada en la subrasante como se muestra en la ilustración 7.

Con estas relaciones podemos indicar que nos encontramos dentro del rango admisible con un valor de $1373 \mu def$, según el artículo de Orobio & Gil [8]. Por lo tanto, los diseños de pavimentos optimizados estarán debajo de las correlaciones determinadas en las gráficas de las figuras 6 y 7, como se describen a continuación:

Con la línea de tendencia de la relación *ESAL's – Deformación tangencial* se obtiene la ecuación (1)

$$EpsT (10^{-6}) = 6442.7ESAL's^{-0.272} \quad (1)$$

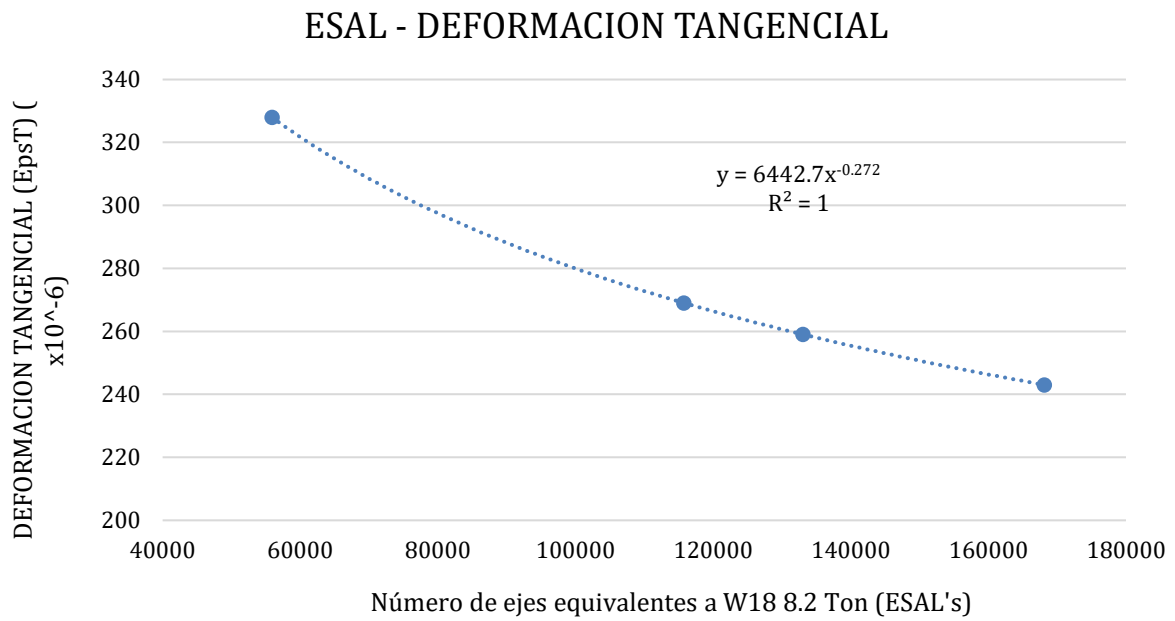


Figura 6: Gráfica ESAL's – Deformación Tangencial

Para la relación: *ESAL's* – *Deformacion vertical* de la línea de tendencia se obtiene la Ecuación (2)

$$EpsZ (10^{-6}) = 1145.6ESAL's^{-0.088} \quad (2)$$

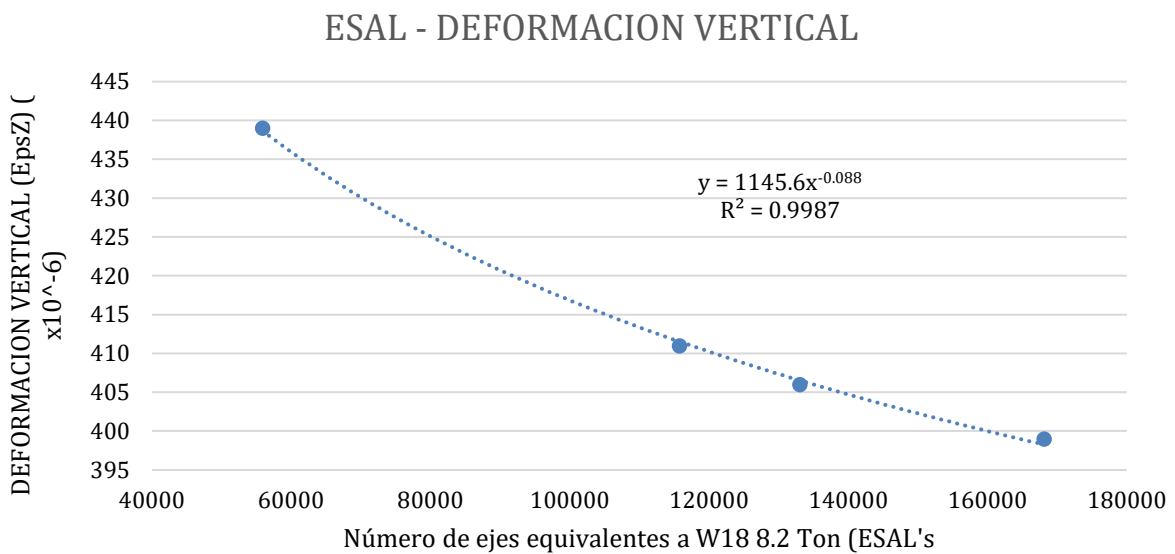
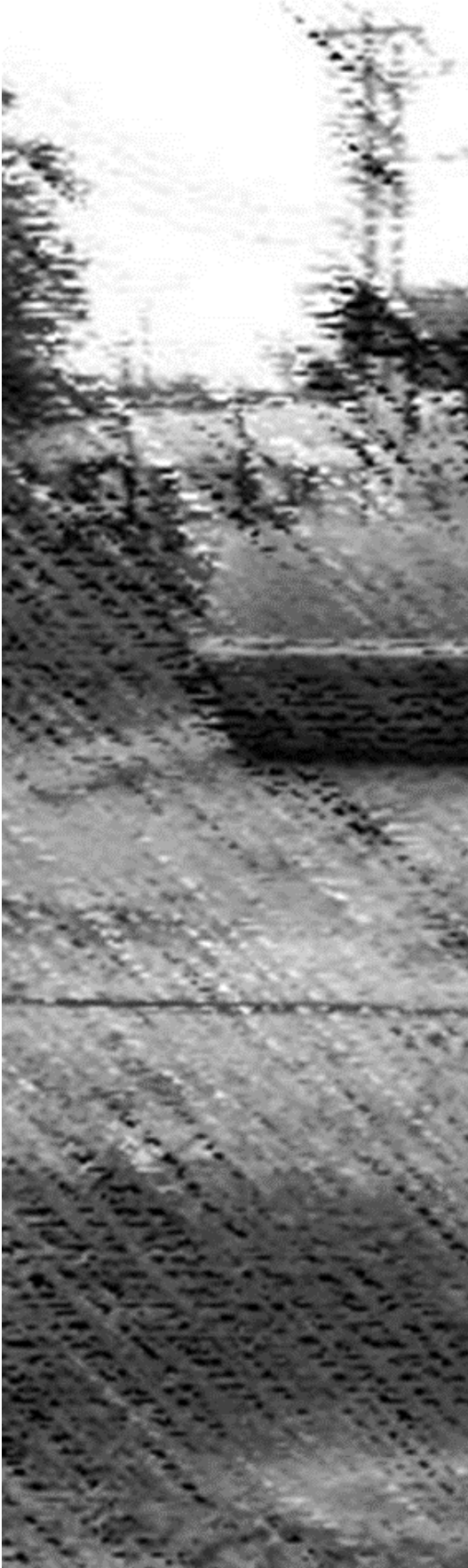


Figura 7: Gráfica ESAL's – Deformación Vertical

4. CONCLUSIONES



Se obtuvieron los fundamentos teóricos y relacionados a la optimización de los espesores de pavimentos en estructuras viales, donde se encontraron diversos criterios como el mantenimiento, la mezcla de materiales para la estabilización de suelos, la aplicación de normas internacionales en el diseño, entre otros, los cuales sirvieron como base para la elaboración del modelo que permita la reducción de los costos de construcción. Se propone un modelo de optimización de estructuras viales como el observado en la figura 1 para el estudio de caso de la vía Chilla-Quera, el cual es de gran importancia debido a que por la condición actual de la vía deberá ser intervenida en los próximos años.

Se analizaron los espesores de pavimento mediante criterios de evaluación como fueron los cálculos de fatiga y deformación, donde se establecen rangos máximos admisibles, los cuales mediante la configuración correcta de espesores y módulos de resiliencia permitirá una reducción de los costos de construcción.

Se obtuvieron valores de falla de la capa de rodadura y deformación vertical admisible de la subrasante mediante el programa ALIZE, que emplea un enfoque empírico – mecanicista, permitiendo agilizar, simplificar el proceso de cálculo y optimizar el diseño de la estructura.

Con estos resultados se propone un modelo de optimización con las características de la tabla 5, donde indica que la capa de rodadura será de espesor mayor a 9 cm, la base entre 10 y 15 cm, y la subbase mayor a 20 cm, con una capa estabilizada de suelo-cemento de 15 cm.

1. K. A. Monsalve Tabares, A. C. Rodríguez Villamizar, F. J. Torrado Barreto, and J. E. Vergara Cala, "Patologías de la estructura vial del pavimento rígido," *Revista formación estratégica*, p. 542, 2022.
2. F. Quevedo, M. Ávila, and C. Calle, "Análisis de costos entre estabilización suelo cemento y el mantenimiento periódico de vías rurales en la Provincia del Cañar - Dialnet," *DIALNET*, Cañar, 2021. Accessed: Jul. 26, 2022. [Online]. Available: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=8231656>
3. J. T. Corral, "Ciencia y Sociedad," 2008, Accessed: Oct. 02, 2022. [Online]. Available: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=87012672003>
4. López, E. Campo; Parra, and A. Montañez, "Análisis comparativo de la infraestructura vial entre Colombia y Ecuador en el siglo XXI Comparative analysis of road infrastructure between Colombia and Ecuador in the 21st century Contenido," *Revista Espacios*, vol. 40, p. 42, 2019.
5. N. X. Ríos Cotazo, B. Bacca Cortés, E. Caicedo Bravo, and A. Orobio Quiñónez, "Revisión de métodos para la clasificación de fallas superficiales en pavimentos flexibles," *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, vol. 30, no. 2, pp. 109–127, Dec. 2020, doi: 10.18359/RCIN.4385.
6. MTOP, "VOLUMEN N° 2: NORMA PARA ESTUDIOS Y DISEÑOS VIALES," Quito, 2013.
7. S. R. Iyengar, E. Masad, A. K. Rodriguez, H. S. Bazzi, D. Little, and H. J. M. Hanley, "Pavement Subgrade Stabilization Using Polymers: Characterization and Performance," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 25, no. 4, pp. 472–483, Aug. 2012, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000612.
8. A. Orobio and J. Gil, "Análisis de costos de construcción asociados al diseño racional de pavimentos con diferentes modelos de fatiga," *Revista ingeniería de construcción*, vol. 30, no. 3, pp. 177–188, Dec. 2015, doi: 10.4067/S0718-50732015000300003.

Catálogo Para El Diseño De Pavimentos Flexibles En Vías De Bajos Volúmenes De Tráfico En La Provincia De Manabí

Catalog For The Design Of Flexible Pavements On Roads With Low Traffic Volumes In The Province Of Manabí

Autores

Erika Katherine Cuenca Borrero¹, Félix Michael Hernández López², Reynier Moll Martínez³

¹Ingeniera Civil. Maestría académica con trayectoria profesional en vialidad. Departamento de postgrado de la Universidad de Universidad Técnica de Manabí. Lodana – Vía a 24 de mayo – Camino nuevo, Manabí. Ecuador. Email.

ecuenca2183@utm.edu.ec

² Doctor en Ciencias Profesor Titular de La Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría CUJAE, Calle 114 # 11901 / Ciclovía y Rotonda CP 19390, La Habana Cuba, fmichaelhl@gmail.com

³ Doctor en Ciencias Profesor Titular de La Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría CUJAE, Calle 114 # 11901 / Ciclovía y Rotonda CP 19390, La Habana Cuba, reymoll@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

El presente artículo ofrece un instrumento de vital importancia para la ingeniería vial y profesionales involucrados en el diseño o revisión de pavimentos en vías de bajos volúmenes de tráfico de la provincia de Manabí. El trabajo presenta un catálogo de secciones de pavimentos predefinidas, desarrollado a partir de un enfoque empírico-mecanicista mediante el cual se determinan los espesores de capas necesarios del paquete estructural, teniendo en cuenta: el tráfico, la capacidad portante del suelo y la caracterización de los materiales. Para la obtención de las distintas variantes se empleó el software ALIZE – LCPC versión 1.5.0, el cual constituyó una herramienta que permitió obtener la respuesta de los distintos paquetes estructurales. En el trabajo se evaluaron varios factores de diseño tratando de recoger todas las alternativas posibles en la provincia; se varió la resistencia de la subrasante (CBR < 3%; de 4% a 6%; de 7% a 9% y 10%) y los niveles de tráfico de 0-150 (EEq x 1000); 150 -300 (EEq x 1000); 300-500 (EEq x 1000) y 500-700 (EEq x 1000). Como resultado práctico, quedó establecido un catálogo con soluciones estructurales para el diseño de proyectos de construcción o rehabilitación de vías de bajo volumen de tráfico en la región.

Palabras claves: Catálogo de pavimentos flexible, método empírico-mecanicista, bajo volumen de tráfico

ABSTRACT

This article offers a vitally important instrument for road engineering and professionals involved in the design or revision of pavements with low traffic volumes in the province of Manabí. The work presents a catalog of predefined pavement sections, developed from an empirical-mechanistic approach through which the necessary layer thicknesses of the structural package are determined, taking into account: traffic, bearing capacity of the soil and the characterization of the materials. To obtain the different variants, the ALIZE - LCPC version 1.2.0 software was used, which constituted a tool that allowed obtaining the response of the different structural packages. In the work several design factors were evaluated trying to collect all the possible alternatives in the province; the resistance of the subgrade was varied (CBR < 3%; from 4% to 6%; from 7% to 9% and 10%) and the traffic levels from 0-150 (EEq x 1000); 150 -300 (EEq x 1000); 300-500 (EEq x 1000) and 500-700 (EEq x 1000). As a practical result, a catalog was established with structural solutions for the design of construction projects or rehabilitation of low-volume traffic roads in the region.

Keywords: Flexible pavement catalogue, empirical-mechanistic method, low traffic volume

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2023 Aceptado: Mayo 2023

1. INTRODUCCIÓN

El foco de las inversiones en infraestructura vial de cualquier región se concentra generalmente en las denominadas vías de alto tráfico. Sin embargo, también se debe dar importancia a las Vías o Caminos de Bajo Volumen de Tráfico (CBVT), dada su importancia económica y social. Estos, a través de la movilidad de las personas y los bienes que brindan, son los encargados de permitir el acceso a las necesidades básicas, asegurando la alimentación, la educación y la salud de la población rural. También son responsables de gran parte del transporte de materias primas, lo que hace evidente su importancia para los territorios que atienden estas vías [1, 2]. Lo planteado anteriormente queda evidenciado en un estudio realizado por la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos (OCDE), donde plantea que en países desarrollados las Vías o Caminos de Bajo Volumen de Tráfico representan de un 60 a un 70% de su red vial. Este porcentaje es aún mayor en países de poco desarrollo donde pueden alcanzar hasta un 95% [3].

Es importante tener en cuenta que el transporte eficiente juega un papel crucial en el desarrollo socioeconómico rural y la reducción de la pobreza. La situación típica en la mayoría de América Latina es que una gran parte de la población rural tiene una economía basada en la agricultura. En estas situaciones es imperativo brindar a las comunidades un acceso seguro y sostenible a los servicios básicos. Estos países generalmente tienen una red de caminos rurales sin pavimentar, lo que dificulta la implementación de soluciones de pavimentación con materiales de construcción convencionales, ya que a menudo son escasos o solo están disponibles a un costo elevado. Por lo tanto, es cada vez más importante fomentar el desarrollo de redes de caminos rurales de una manera asequible y sostenible, utilizando de manera eficiente los recursos locales para proporcionar infraestructura de transporte de bajo costo.

Desde esta perspectiva, se justifica la presente investigación en Ecuador, y especialmente en la provincia de Manabí, al estar presente la necesidad de incrementar los estudios sobre las CBVT, siendo un aspecto que atenta contra el desarrollo de proyectos en la región. El costo de proporcionar una infraestructura vial rural basada en estándares y métodos de diseño tradicionales puede ser prohibitivo. Esto se debe a que estos enfoques están ligados a elevados niveles de tráfico que exige espesores y calidades de materiales que no corresponden con el entorno vial local [4]. Como resultado, por lo general son demasiado costosos para su aplicación en la red de caminos rurales. Esto conlleva a desarrollar nuevos manuales de diseño para CBVT que se adapten a las necesidades del país y tengan en cuenta los muchos avances en la tecnología que se han producido en los últimos tiempos en la región e internacionalmente.

En el presente artículo se realiza un estudio teniendo en cuenta los factores de diseño de la provincia de Manabí para concebir un procedimiento de diseño basado en un catálogo estructural para el dimensionamiento de pavimentos flexibles y semirrígidos. Inicialmente se partirá de un estudio de todos los factores que inciden en el diseño de la estructura tomando como referencia lo planteado en los reportes y normas internacionales para este tipo de vías, en este aspecto se dejarán claras las variables típicas de la región. Posteriormente, se emplea un método mecanicista para evaluar la respuesta estructural de las diferentes alternativas a analizar tomando como referencia para la toma de decisiones el modelo de comportamiento ICAFIR [5]. Finalmente, se presentan todas las variantes en forma de catálogo permitiendo darle al estudio un valor práctico considerable.

1. 1. Análisis De Los Factores De Diseño

El diseño estructural de un pavimento es básicamente diferente al de otras estructuras, como puentes o edificios, ya que el mismo descansa sobre el cimiento en toda su dimensión, atravesando variados emplazamientos que representan diversidad en densidad, resistencia y humedad de los suelos; además de encontrarse sometido a diversas configuraciones de cargas y condiciones medioambientales; por lo cual estas variables deben ser caracterizadas de tal manera, que sean representativas de las condiciones del tramo de vía para lograr un diseño racional. Los factores de diseño pueden ser divididos en varias categorías según características geométricas, tránsito, materiales del sistema y medioambiente [6].

2. 1. Tráfico

El primer paso para determinar el tráfico en el diseño de una estructura de pavimentos es la selección del período de diseño. Esta dependerá de varios factores e incertidumbres, relacionados con la importancia de la vía y la confiabilidad que se tenga sobre la información del tráfico y de los materiales. En el caso de la investigación dado que son vías con bajos volúmenes de tráfico puede preverse períodos más cortos, por lo que para el desarrollo del catálogo este será considerado de 10 años.

El análisis de vías con bajos volúmenes está caracterizada por una baja intensidad media diaria de vehículos pesados (IMDP) durante el año inicial en el carril de diseño, es por eso que tomando como referencia las especificaciones técnicas de MOP-001-F-2022 [7] se establece que para la conformación del catálogo se tomará un tráfico liviano ($IMDP \leq 50$ vehículos). El tráfico liviano se separó en tres categorías teniendo en cuenta la cantidad de vehículos pesados que puede atraer la vía como resultado de su importancia funcional y socioeconómica.

- 1) Carreteras de la red vial rural o vecinal
- 2) Carreteras de la red vial regional
- 3) Carreteras de la red vial provincial

Los valores de IMDP en cada caso fueron obtenidos a partir de aforos realizados por le MOP en varias partes de la provincia. En la tabla 1 se muestran el resultado para las tres categorías mencionadas (T1, T2 y T3).

Tabla 1: Vehículos pesados en el año inicial

Clasificación del tráfico	Número diario de vehículos pesado en el año inicial de servicio en el carril de diseño
T1	1 - 10
T2	11 - 25
T3	26 - 50

Para la determinación del tráfico de proyecto en cada clasificación, al igual que los métodos tradicionales se definen el número de ejes esperados acumulados al final del periodo de diseño (10 años) para ello primeramente el IMDP se transformará a ejes equivalentes de 8.2 ton (18 Kips) a partir de multiplicar estos por los factores de equivalencia de cargas (LEF por sus siglas en inglés) y posteriormente determinar la media ponderada de los mismos tal como expresa la Norma AASTHO-93 [8]. Para la investigación se desarrollaron múltiples aforos en vías con las características descritas en cada clasificación dando como resultado un factor camión-eje aproximadamente de $TF = 0.45$. Estos ejes de 8.2 ton son acumulados en un período de 10 años multiplicando estos por el crecimiento anual (GF) obtenido mediante la ecuación 1.

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

Donde n corresponde al período de diseño y r es la tasa de crecimiento anual de la región la cual se estima que de un 2.5%. Finalmente, el número de ejes equivalentes esperados en el carril de diseño se determina mediante la ecuación 2 y sus resultados se reflejan en la tabla 2 para cada categoría descrita.

$$\sum N = 365 \cdot IMDP \cdot TF \cdot GF \quad (2)$$

Tabla 2: Tráfico de proyecto

Clasificación del tráfico	Número de ejes equivalentes (8.2 ton) en el período de servicio en el carril de diseño
T1	$1.86 \cdot 10^3$ a $1.86 \cdot 10^4$
T2	$2.05 \cdot 10^4$ a $4.66 \cdot 10^4$
T3	$4.84 \cdot 10^4$ a $9.32 \cdot 10^4$

2.2. Subrasante

El parámetro que mejor describe el comportamiento de la subrasante es el módulo resiliente (M_r), sin embargo, obtener este resultado en suelo resulta complicado y sobre todo costoso, por lo que en mucho de los casos este valor es correlacionado con otros parámetros de más fácil obtención. En el caso de la investigación se establece una relación con el CBR, el cual puede ser medido en el laboratorio o en el campo mediante el empleo del penetrómetro de cono (*DCP por sus siglas en inglés*). En el caso del diseño de pavimentos en vías de bajos niveles de tráfico por su condición de tráfico liviano se puede permitir valores de CBR mínimos de hasta un 3.0%. A partir de esto se elaboró una tabla que recoge varias posibilidades tomando en cuenta los índices de capacidad portante del suelo y sus correspondientes módulos de resiliencia. Se toma como referencia para la correlación de ambos parámetros la establecida por **Heukelom & Klomp** en 1964 [9], ecuación 3.

$$M_r = 10 \cdot \text{CBR} \text{ (MPa)} \quad (3)$$







Tabla 3: Rangos de diseño para la capacidad de soporte de la subrasante

Profundidad del nivel freático (m)	Clasificación de subrasantes afectadas por la cercanía del manto freático				
	Arena NP	Arcilla IP=10	Arenosa IP=20	IP=30	IP=40
0.5	S3	S3	S2	S2	S1
1.0	S4	S3	S3	S2	S1
2.0	S4	S4	S3	S3	S2
3.0 o más	S4	S5	S3	S3	S2

2.3. Materiales De Las Capas

El catálogo propone diversas alternativas donde en sus capas se combinan materiales no aglomerados y aglomerados. Al igual que la subrasante pueden ser caracterizados tanto por el CBR como por el módulo resiliente. Los suelos empleados en las alternativas estructurales se tomaron teniendo en cuenta análisis de los valores característicos de resistencia disponibles en las canteras de la provincia Manabí. Para la base se empleó un material granular (Clase II), para la subbase un material granular (Clase III) y un material de mejoramiento. En el caso de los materiales aglomerados se emplean bases estabilizadas con cemento y una carpeta de hormigón asfáltico. Estos materiales se identifican en una tabla a partir de nomenclaturas que posteriormente serán empleadas en el catálogo.

Tabla 3: Caracterización los materiales

Material	Símbolo	Leyenda	CBR %	Módulo resiliente (MPa)
Tratamiento superficial		TS	--	--
Carpeta Asfáltica (40°-10MHz)		CA	--	1150
Base granular (Clase II)		BG	50	480
Subbase Granular (Clase III)		SBG	35	320
Material de mejoramiento		M	24	250
Base estabilizada con cemento		BC	--	2000

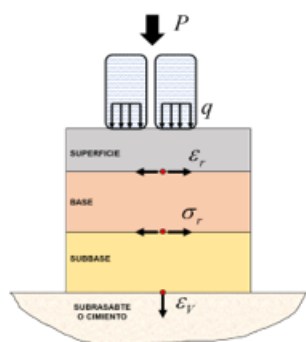
2.4. Condiciones Medioambientales

El período de diseño establecido para el cálculo de la resistencia de los suelos y la mezcla asfáltica es en invierno, comprendido entre los meses de **diciembre a mayo**, donde son mayores las precipitaciones y las temperaturas, al igual que las humedades de los suelos de la explanación y de las capas no aglomeradas del pavimento. La temperatura de las mezclas asfálticas para el diseño del pavimento es de 35°C, definida como un valor representativo de los máximos valores esperados en la provincia, para una probabilidad del 50 %.

3. ELABORACIÓN DEL CATÁLOGO

Para la elaboración del catálogo se emplea un enfoque empírico-mecanicista que parte de obtener la respuesta estructural de determinado paquete estructural mediante el uso de una herramienta computacional (*ALIZE-LCPC*) [10] basado en un sistema elástico multicapa de Burmister, posteriormente esta respuesta es contrastadas con un modelo de comportamiento empírico donde se determinan los valores admisibles de cada capa del paquete.

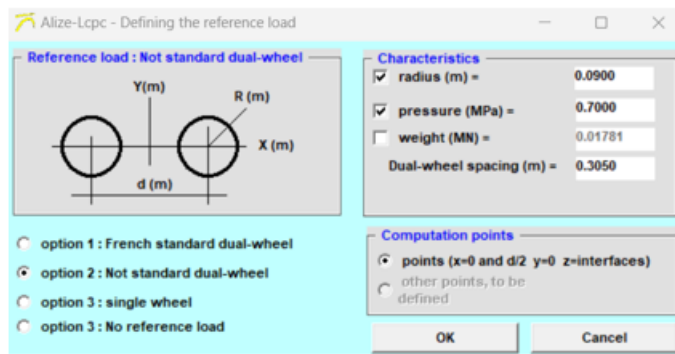
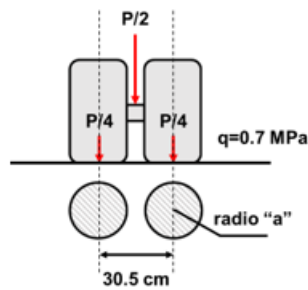
Para obtener la respuesta de la estructura se definen un conjunto de condiciones iniciales que serán comunes en todas las alternativas; carga, presión de inflado, radio circular equivalente y relación de interacción entre capas. Los materiales se variarán teniendo en cuenta las alternativas presentadas en la **tabla 4**. Se toma un modelo de referencia de la estructura en el cual se determinarán las variables de respuesta que posteriormente serán contrastadas con los modelos de comportamiento. A continuación, se muestra en la **figura 1** cuales son las variables a estudiar en cada alternativa.



- **Capas conformadas con mezclas bituminosas:** Máxima deformación radial en tracción (ϵ_r)
- **Capas tratadas con aglomerantes:** Máxima tensión tangencial de tracción (σ_r)
- Capas granulares y subrasantes: Máxima deformación vertical de compresión (ϵ_v)

Figura 1: Esquema representativo del modelo de respuesta

Como se conoce, el peso de los vehículos se transmite al pavimento según el número de ruedas, distribuyéndose en un área que depende fundamentalmente de la presión de contacto entre el neumático y el pavimento. En los métodos mecanicistas se representan las solicitaciones mediante el área y la presión de contacto [11, 12]. Esta área tiene forma circular y su radio depende de la relación que existe entre la carga que baja por la llanta y la presión de contacto de esta, **figura 2**. En el caso de la investigación se toma como carga el eje de referencia de 8.2 ton y una presión de inflado de 0.7 MPa.



Peso del eje (P) = 8200 kgf

Presión de inflado (q) = 7.0 kgf/cm²

$$\text{Área de contacto equivalente} \rightarrow A = \frac{(P/4)}{q} = \frac{2050 \text{ kgf}}{7 \text{ kgf/cm}^2} = 292.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Radio de contacto equivalente} \rightarrow a = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{292.86}{\pi}} = 9.66 \approx 9.0 \text{ cm}$$

Figura 2: Determinación del área circular equivalente

Se analizaron 6 variantes de estructuras donde se combinan superficies con carpeta asfáltica y tratamientos superficiales, así como materiales estabilizados en la capa de base (**Tabla 4**). Estas variantes se seleccionaron a partir de analizar y evaluar su funcionalidad, las calidades permitidas en la subrasante y los niveles de tráfico que se van a presentar.

Tabla 4: Variantes o paquetes estructurales analizados en el catálogo

P1	P2	P3
CA BG SBD	CA BG M	TS BG SBD
P4	P5	
TS BC SBD	TS BG M	

En el modelo de ALIZE es necesario establecer la relación de interacción entre las capas que componen la estructura ya que esta relación condiciona los resultados del modelo de respuesta. Estudios realizados por [13, 14] demuestran experimentalmente que cuando los niveles de adherencia son débiles en la interfaz entre las capas de asfalto y base, da como resultado una mayor deformación por tracción en la parte inferior de la capa base, lo que conduce a una disminución de la vida útil de la estructura del pavimento. En particular, la deformación por tracción en la parte inferior de la capa superficial puede aumentar aún más, provocando el agrietamiento por fatiga. No ocurre así en la interacción entre capas aglomeradas debido a la elevada rigidez que estas ofrecen permitiendo una mejor distribución de esfuerzos. Es por eso que en el trabajo se definió como vinculadas "bonded" a las interfaces de la carpeta asfáltica-base, base no aglomerada-subbase y subbase-subrasante. No vinculada "undond" a la interfase base aglomerada con cemento-subbase

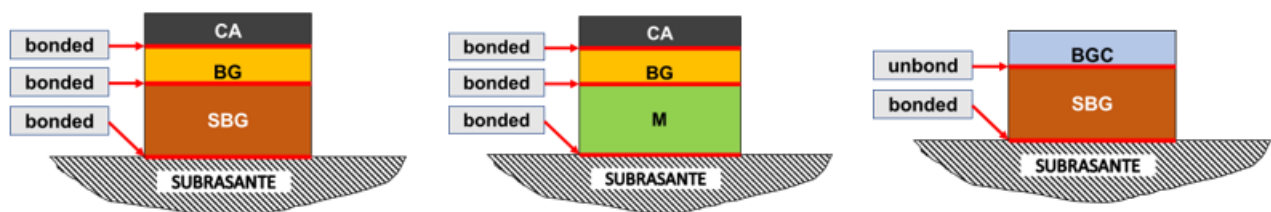


Figura 3: Condiciones de interacción entre las capas según la variante estructural

Para el criterio de dimensionamiento y selección de la estructura en cada caso se analizan dos elementos fundamentales. El primero, parte de la idea del principio de diseño por el método empírico-mecanicista y se basa en el cumplimiento de los valores admisibles durante la etapa de servicio, por lo que fue necesario chequear a partir de modelos de comportamiento las variables de respuesta que correspondan. Es decir, se hallará el número admisible de aplicaciones de carga (N), que tendrá que ser superior al tráfico equivalente esperado en el periodo de diseño del proyecto.

En el presente artículo fueron empleados los modelo de ICAFIR [5] ya que son los que mejor ajuste en los resultados ofrecen en cuanto a los materiales disponibles en la región de Manabí. Se analizarán básicamente tres leyes de comportamiento en dependencia del tipo de estructura que se presente, en la **tabla 5** se muestran las leyes de fallas empleadas y posteriormente se presentan que variables de respuestas se analizaron en cada caso estructural (ver **figura 1** y **tabla 6**).

Tabla 5: Modelo de comportamiento de ICAFIR

Variable	Modelo
Acumulación de deformaciones permanentes en la subrasante	$\varepsilon_v = 2.16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0.28}$
Acumulación de deformaciones permanentes en mezclas bituminosas	$\varepsilon_r = 6.920 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0.27243}$
Acumulación de tensiones tangenciales en materiales tratados con cemento (Fatiga)	$\sigma_r \text{ (MPa)} = 0.72 \cdot (1 - 0.065 \cdot \log N)$

Tabla 6: Variables de respuestas admisible que se chequearon en función de tipo de estructura

Paquete estructural	Modelos de comportamiento chequeados		
	ε_r	σ_r	ε_v
CA + BG + SBG	X		X
CA + BC + M	X		X
TS + BG + SBG			X
TS+ BC + SBG		X	X
TS + BC + M		X	X

El segundo criterio de selección fue el de obtener en cada caso analizado el paquete estructural óptimo a partir de lograr los mínimos espesores cumpliendo con los criterios estructurales. Para lograr esto se tomaron los siguientes criterios:

- En estructuras con superficie de hormigón asfáltico y materiales no aglomerados en el resto de las capas, se combinaron varios espesores de superficie, base y subbase. (**P1** y **P3**)
- En estructuras con superficie de hormigón asfáltico y base tratada con cemento se fijó el mínimo valor requerido en la superficie y se variaron los espesores de base y subbase. (**P2** y **P5**)
- En estructuras con tratamiento superficial y material no aglomerado en el resto de las capas, se varió a los espesores de base y subbase. (**P4**)

En total se analizaron un total de 150 alternativas combinando en cada caso todos los factores de diseño mencionados al inicio. Los resultados se muestran en las tablas 7, 8 y 9, cada una correspondiente a un nivel de tráfico:

Tabla 7. Descripción de estructuras de pavimento para el tráfico T1

CBR de subrasante (%)	Espesores de las capas para cada paquete estructural (cm)				
	T1 (1.86×10^3 a 1.86×10^4)				
	P1	P2	P3	P4	P5
S1	CA 5.0 BG 10.0 SBG 25.0	CA 4.0 BG 10.0 M 25.0	TS 0.0 BG 12.0 SBG 30.0	TS 0.0 BC 14.0 SBG 35.0	TS 0.0 BG 13.0 M 25.0
S2			TS 0.0 BG 12.0 SBG 20.0	TS 0.0 BC 12.0 SBG 30.0	
S3	CA 5.0 BG 10.0 SBD 15.0	CA 5.0 BG 10.0 M 20.0	TS 0.0 BG 12.0 SBG 15.0	TS 0.0 BC 14.0 SBG 20.0	TS 0.0 BG 10.0 M 20.0
S4			TS 0.0 BG 12.0 SBG 15.0	TS 0.0 BC 12.0 SBG 25.0	

Tabla 8. Descripción de estructuras de pavimento para el tráfico T2

CBR de subrasante (%)	Espesores de las capas para cada paquete estructural (cm)				
	T2 (2.05×10^3 a 4.66×10^4)				
	P1	P2	P3	P4	P5
S1	CA 5.0 BG 10.0 SBD 30.0	CA 5.0 BG 10.0 M 35.0	TS 0.0 BG 12.0 SBD 35.0	TS 0.0 BC 15.0 SBD 30.0	TS 0.0 BG 10.0 M 35.0
S2			TS 0.0 BG 12.0 SBD 25.0	TS 0.0 BC 12.0 SBD 35.0	
S3	CA 5.0 BG 10.0 SBD 20.0	CA 5.0 BG 10.0 SBD 25.0	TS 0.0 BG 10.0 SBG 20.0	TS 0.0 BC 12.0 SBD 20.0	TS 0.0 BG 12.0 M 20.0
S4			TS 0.0 BG 10.0 SBG 20.0	TS 0.0 BC 12.0 SBD 25.0	

Tabla 9. Descripción de estructuras de pavimento para el tráfico T3

CBR de subrasante (%)	Espesores de las capas para cada paquete estructural (cm)				
	T3 (4.84×10^3 a 9.32×10^4)				
	P1	P2	P3	P4	P5
S1	CA 5.0 BG 10.0 SBD 30.0	CA 5.0 BG 10.0 M 35.0	TS 0.0 BG 13.0 SBD 35.0	TS 0.0 BC 15.0 SBD 35.0	TS 0.0 BG 13.0 M 35.0
S2			TS 0.0 BG 13.0 SBD 20.0	TS 0.0 BC 13.0 SBD 35.0	
S3	CA 2.0 BG 10.0 SBD 25.0	CA 5.0 BG 10.0 SBD 30.0	TS 0.0 BG 12.0 SBD 20.0	TS 0.0 BC 12.0 SBD 25.0	TS 0.0 BG 12.0 M 30.0
S4			TS 0.0 BG 12.0 SBD 20.0	TS 0.0 BC 12.0 SBD 30.0	

5. CONCLUSIONES

Las carreteras de bajo volumen (CBVT) se definen como aquellas con menos de 400 vehículos por día y aproximadamente 1 millón de ejes estándar acumulados durante su vida útil. Este tipo de carreteras constituyen una proporción significativa de la red vial mundial. Aunque el enfoque para el diseño de estas carreteras sigue los principios generales de buenas prácticas para cualquier diseño vial, difiere en varios aspectos de los enfoques tradicionales, que se utilizan para carreteras con tráfico relativamente alto y que consisten en una mayor proporción de vehículos pesados.

Un sistema CBVT bien planificado, ubicado, diseñado, construido y mantenido es esencial para el desarrollo de muchas comunidades, asegurando el flujo de bienes y servicios, sin poner en peligro los recursos naturales existentes. Los sistemas viales mal planificados pueden tener altos costos de mantenimiento, contribuir a una erosión excesiva y no satisfacer las necesidades de los usuarios. En este trabajo se realizó una revisión de los factores de diseño tratando de que estos se ajusten lo más posible a la región de Manabí con el fin de obtener estructuras económicas y confiables.

Los enfoques empírico-mecanicistas han demostrado ser eficaces el diseño de pavimentos y todo gracias al apoyo de los programas informáticos que permiten evaluar adecuadamente la respuesta de la estructura. Su principal fundamento está en proteger la cimentación de deformaciones permanentes variando el espesor de la capa base granular. Esto se hace limitando la deformación vertical en la parte superior de la cimentación.

Teniendo en cuenta los factores de diseño de la región de Manabí y los paquetes estructurales propuestos fue posible elaborar un catálogo de estructuras que permite obtener diseños racionales y seguros para este tipo de vías.

1. A. Faiz, "The Promise of Rural Roads: Review of the Role of Low-Volume Roads in Rural Connectivity, Poverty Reduction, Crisis Management, and Liveability," Transportation Research Board of the National Academies, vol. Circular No. E-C167, 2012.
2. L. d. C. D. Lopes, "Constituição, dimensionamento e conservação de pavimentos para baixos volumes de tráfego," Descrição de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, Portugal, 2014. [Online]. Available: <http://hdl.handle.net/10400.26/14096>
3. W. C. Sant'Ana, "Contribuição ao estudo de solo-emulsão em pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego para o Estado do Maranhão.," Tese de Doutorado, , Escola Politécnica de La Universidad São Paulo, Brasil, 2009. [Online]. Available: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3138/tde-11082009-120234/pt-br.php>
4. Pavement Design for Low Volume Roads Manual, ANE, Malawi, 2020. [Online]. Available: <https://www.gov.uk/research-for-development-outputs/low-volume-roads-manual-volume-1-pavement-design-malawi>
5. Instrucción para el diseño de firmes de la Red de Carreteras de Andalucía, ICAFIR, España, 2007.
6. Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito, D. G. d. C. y. Ferrocarriles, Lima, Perú, 2008. [Online]. Available: <https://docplayer.es/9311373-Manual-para-el-diseno-de-carreteras-pavimentadas-de-bajo-volumen-de-transito.html>
7. Especificaciones Generales para la construcción de Caminos y Puente, MOP-001-F-2002, Quito, Ecuador, 2002.
8. Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.
9. W. Heukelom and A. Klomp, "Dynamic testing as a means of controlling pavements during and after construction," in International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements University of Michigan, Ann Arbor, 1962, vol. 203, no. 1.
10. Alizé-LCPC, Software for pavement structures analysis and design. (2016). Saint-Maurice, France.
11. F. M. H. López, "Procedimiento para el diseño por fatiga de pavimentos de hormigón simple para carreteras en Cuba," Phd Thesis, Universidad Técnica de La Habana CUJAE, La Habana, Cuba, 2016.
12. R. M. Martínez, E. T. Piusseaut, and F. M. H. López, "Estimación del módulo de elasticidad equivalente en la superficie del conjunto de subbase y subrasante como cimiento para proyectos de reciclado en Cuba," Carreteras: Revista técnica de la Asociación Española de la Carretera, no. 215, pp. 74-81, 2017.
13. M. Diakhaté, A. Millien, C. Petit, A. Phelipot-Mardelé, and B. Pouteau, "Experimental investigation of tack coat fatigue performance: Towards an improved lifetime assessment of pavement structure interfaces," Construction and Building Materials, vol. 25, no. 2, pp. 1123-1133, 2011, doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.06.064>.
14. N. Lan, V. D. Dao, M. L. Nguyen, and D. H. Pham, "Investigation of Bond Between Asphalt Layers in Flexible Pavement," in 8th RILEM International Conference on Mechanisms of Cracking and Debonding in Pavements 2016: RILEM, pp. 519-525, doi: http://dx.doi.org/10.1007/978-94-024-0867-6_73.

Análisis No Lineal Estático (Pushover) De Marcos Especiales A Momento Compuestos (C-SMF)

Static Non-linear Analysis (Pushover) Of Composite Special Moment Frames (C-SMF)

Autores

Gilbert Adrián Añazco Campoverde, Paul André Añazco Campoverde, Leyden Oswaldo Carrión Romero

¹ Ingeniero Civil, Máster, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje road, ganazco@utmachala.edu.ec

² Ingeniero Civil, Máster, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje road, panazco@utmachala.edu.ec

³ Ingeniero Civil, Máster, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje road, locarrion@utmachala.edu.ec

RESUMEN

En el presente trabajo se presenta un modelo no lineal de plasticidad concentrada de los edificios prototipo de varios pisos, se ilustran las secciones transversales de las vigas y columnas con la respectiva cantidad de fibras a utilizar por elemento, así como las correspondientes curvas efectivas de esfuerzo-deformación utilizadas tanto para el acero y el hormigón junto con el modelo de degradación histerético para cada material. Se define un criterio de colapso no simulado de rotación plástica máxima de 0,05 [rad] tanto para las vigas y columnas, un desplazamiento a monitorear mínimo de 0,05 H, el patrón de cargas laterales y la combinación de cargas gravitacionales. Se realiza el análisis pushover en el software SAP2000 para determinar la curva de capacidad, se calcula el factor de sobrerresistencia " Ω " y la ductilidad " μ " de las estructuras.

Los análisis no lineales estáticos (Pushover) evidencian que todos los prototipos poseen una adecuada ductilidad (ductilidades menores a 8 y mayores a 3); además, el factor de sobrerresistencia se mantiene constante ($\Omega=10$) para alturas de entre 6, 8 y 12 pisos. Para alturas iguales a 3 pisos, el factor de sobrerresistencia aumenta ($\Omega=16$) y para edificaciones de 16 pisos se puede apreciar una notable reducción de este factor ($\Omega=4$). El hecho de que exista una elevada sobrerresistencia se debe al control de derivas que establece la NCh 433 [1] ($\theta < 0,002$ [Rad]), a las relaciones ancho-espesor y al diseño por capacidad del AISC 341 [2] (columna fuerte-viga débil), lo que conlleva a grandes sobredimensionamientos.

Palabras clave: Análisis No Lineal Estático, Desempeño Sísmico, Marcos Especiales a Momento Compuestos, PushOver.

ABSTRACT

In the present research work, a non-linear model of concentrated plasticity of multi-story prototype buildings is presented, the cross sections of the beams and columns are illustrated with the respective amount of fibers to be used per element, as well as the corresponding effective curves stress-strain models used for both steel and concrete along with the hysteretic degradation model for each material. A non-simulated collapse criterion of maximum plastic rotation of 0,05 [rad] is defined for both the beams and columns, a minimum monitored displacement of 0,05 H is defined, as well as the lateral load pattern and the combination of gravitational loads. From this, the pushover analysis is carried out in the SAP2000 software to determine the capacity curve, the overstrength factor " Ω " and the ductility " μ " of the structures.

The static nonlinear analysis (Pushover) carried out show that all the prototypes have an adequate ductility (ductility less than 8 and greater than 3); Furthermore, the overstrength factor remains constant ($\Omega=10$) for heights between 6, 8 and 12 stories. For heights equal to 3 stories, the overstrength factor increases ($\Omega=16$) and for 16-story buildings a notable reduction of this factor can be seen ($\Omega=4$). The fact that there is a high overstrength is due to the drift control established by NCh 433 [1] ($\theta < 0,002$ [Rad]), to the width-thickness relationships and to the capacity design of AISC 341 [2] (strong column-weak beam), which leads to large oversizing.

Keywords: Static Nonlinear Analysis, Composite-Special Moment Frame, Seismic Performance, PushOver.

Nota Editorial: Recibido: Diciembre 2022 Aceptado: Abril 2023

1. INTRODUCCIÓN

Juntos, el acero estructural y el concreto interactúan y responden a las cargas simultáneamente, no por separado. Estos materiales se unen físicamente entre sí y usan sus diversas fortalezas y propiedades para crear una estructura combinada; que es más fuerte que cualquier material individual. Las estructuras compuestas están diseñadas para brindar soluciones eficientes y livianas para la construcción y otras industrias relacionadas.

Las secciones de acero recubiertas de hormigón se desarrollaron inicialmente como compuestas con el propósito de superar los efectos del fuego y garantizar la estabilidad frente a las fuerzas axiales y de flexión. Se introdujeron columnas compuestas con núcleo de hormigón armado y tubería de acero para proporcionar un encofrado integral y permanente. También se introdujeron láminas metálicas galvanizadas perfiladas para eliminar los encofrados tradicionales y, al mismo tiempo, aumentar la resistencia de las losas de hormigón armado.

La construcción compuesta se usa ampliamente en puentes, edificios, almacenes, estructuras marinas y más. Muchas aplicaciones en las estructuras mencionadas se clasifican como vigas compuestas, sistemas de pisos steel deck y columnas compuestas. La viga compuesta incluye una sección de acero en forma de I o W unida a una losa de hormigón mediante conectores de corte encima de ella. Han sido reconocidos como uno de los sistemas estructurales más económicos tanto para edificios de varios pisos como para puentes.

Los pisos de los edificios y puentes deben ser lo suficientemente rígidos y macizos para reducir la deflexión y las vibraciones. En este caso, el hormigón armado es sin duda el material de elección. La viga, sin embargo, debe tener una relación resistencia-peso superior, una calidad que solo el acero puede ofrecer.

El sistema de piso compuesto steel deck consta de vigas de acero, planchas metálicas perfiladas y losas de hormigón armado. Estos materiales se combinan de forma compacta y muy eficiente para formar un perfil que está diseñado básicamente para soportar cargas de gravedad. Los sistemas de pisos compuestos se utilizan principalmente como tableros de puentes y losas de piso para una amplia gama de clasificaciones de edificios, principalmente para estacionamientos elevados y edificios comerciales de varios pisos.

Las columnas compuestas pueden ser tubos de acero rellenos de hormigón o elementos de acero recubiertos de hormigón. De cualquier forma, en las columnas compuestas, la resistencia a la flexión del tubo de acero se maximiza cuando se proporciona un relleno de hormigón, el tubo de acero evita el descascaramiento y confina el hormigón, el hormigón retrasa el pandeo local del tubo de acero y mejora la resistencia a la compresión; además, el perfil de acero reemplaza el encofrado y al acero de refuerzo.

El éxito y la versatilidad de las estructuras compuestas se puede expresar en una explicación sencilla y comprensible: el hormigón reacciona muy bien a la compresión, mientras que el acero se comporta muy bien a la tracción. Estas ventajas se pueden utilizar para lograr un diseño ligero y eficaz mediante la combinación de los dos materiales en una estructura que resiste eficazmente la flexión y las fuerzas axiales. Dentro de los beneficios y ventajas se tiene:

- La estructura compuesta de acero y hormigón es aproximadamente un 30% más ligero que el hormigón armado y un 2% más pesado que el acero estructural. Esta reducción significativa en el peso de los materiales compuestos en comparación con el hormigón armado junto con la eliminación de una gran cantidad de trabajo, contribuye a un factor enorme en la reducción de los plazos de construcción. Como resultado, el montaje y la instalación en sitio son más fáciles y los costos de mano de obra se pueden minimizar.
- Con una sección transversal relativamente pequeña, la construcción compuesta de acero y hormigón puede llegar a alcanzar altas resistencias.
- Se pueden reducir el tamaño de los elementos de apoyo, incluidos los costos de cimentación; esto debido al peso reducido de la construcción compuesta, lo que minimiza las fuerzas que deben resistir los elementos.
- Se obtienen diseños compactos, estéticos, económicos, seguros y ecológicos debido a la relación resistencia-peso que es superior en los materiales compuestos.
- Trabajos como el apuntalamiento, actividades temporales y encofrados se pueden eliminar al utilizar construcción compuesta.
- En construcción compuesta, los ahorros pueden llegar al 10% en comparación con el hormigón armado y al 7% en comparación con el acero estructural. El acero recubierto con hormigón no solo mejora la resistencia de los miembros compuestos, sino que protege toda la estructura de los efectos adversos del fuego, el pandeo y la corrosión.

- Debido al acero estructural, las vigas compuestas pueden cubrir vanos más largos sin necesidad de columnas intermedias.
- Las columnas compuestas proporcionan una conexión más fácil a las vigas de acero; además, reducen la necesidad de colocar refuerzo transversal y la fijación de tirantes laterales que requiere mucho tiempo.
- Las columnas compuestas que involucran tubos de acero o revestimientos de tuberías simplifican los trabajos de cimentación y la construcción en cuerpos de agua.
- El hormigonado de los pisos sucesivos puede proceder sin tener que esperar a que los pisos previamente moldeados ganen resistencia.
- El sistema steel deck proporciona un refuerzo de momento positivo para el piso compuesto, requiriendo solo pequeñas cantidades de barras de temperatura para controlar el agrietamiento.

Una vez expuesto los beneficios y ventajas que presenta la construcción compuesta, en el presente trabajo de investigación se busca: diseñar 5 configuraciones diferentes de edificios prototipo en 2D utilizando columnas CFT (Concrete Filled Tube) y vigas de perfil W aplicando la normativa sísmica chilena NCh 433 [1] para la zona 2 y 3 sobre suelo tipo C, D, E; implementar un modelo no lineal de plasticidad concentrada basado en fibras a los edificios prototipo utilizando las curvas efectivas de esfuerzo-deformación tanto para el acero y hormigón; finalmente realizar un análisis no lineal estático (Pushover) a cada prototipo y calcular el factor de sobrerresistencia Ω y la ductilidad μ .

En la Figura 1 se muestra la sección transversal de cada uno de los elementos utilizados.

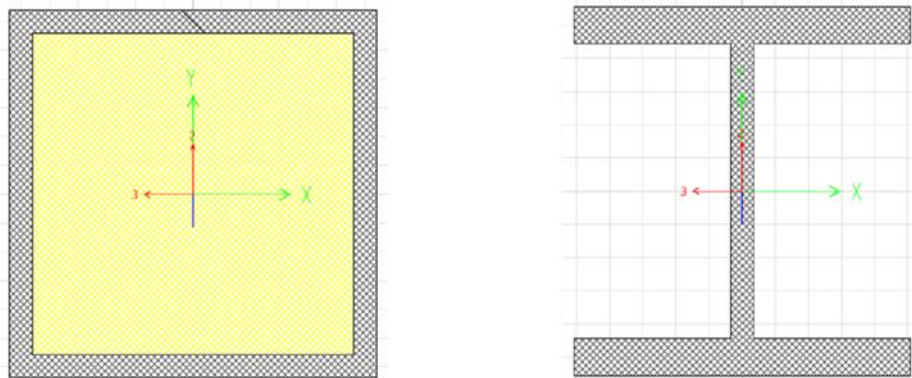


Figura 1: Columna Compuesta CFT y Viga de Perfil W

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El sistema resistente a cargas laterales se compone de columnas conformadas por perfiles tubulares cuadrados de acero rellenos de hormigón (CFT) y vigas de perfil W; la configuración estructural de los edificios prototipo es en 2D, siendo estos de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos de altura con un máximo de 5 vanos y $L=6$ [m]; además se tiene una altura constante de entrepiso de $H=4$ [m]. En la Figura 2 se presenta la planta y elevación típica de un edificio chileno donde el marco seleccionado para la modelación es un pórtico representativo de la estructura; además, todos sus ejes son resistentes a momento. Los edificios a diseñar corresponden a una categoría ocupacional II destinados a oficina ubicados en zona sísmica 2 y 3 sobre suelo C, D, E, utilizando el espectro de la norma NCh 433 [5] para considerar las cargas sísmicas. Se definen las cargas gravitacionales como $D_{\text{piso}}= 3,0$ [T/m], $L_{\text{piso}}= 1,5$ [T/m], $D_{\text{techo}}= 2,3$ [T/m], $L_{\text{techo}}= 0,6$ [T/m].

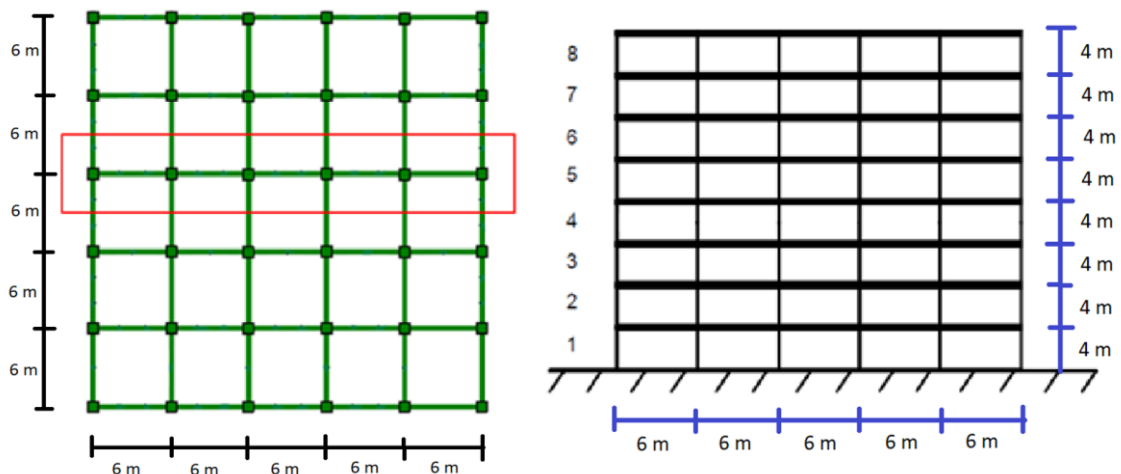


Figura 2: Planta y Elevación Típica de los Edificios Chilenos: Pórtico Representativo

Los materiales utilizados en el presente trabajo de investigación son de alta resistencia, decisión tomada para asegurar elementos resistentes y rígidos a pesar de su esbeltez; además se les da un uso más eficiente a ambos materiales. Para el perfil tubular de acero de la columna compuesta se utiliza un ASTM A500 con un $F_y= 550$ [MPa] (80 [KSI]), para la viga de acero de perfil W se utiliza un ASTM A992 con un $F_y= 345$ [MPa] (50 [KSI]), ambos con un módulo de elasticidad de $E_s= 200000$ [MPa]. El hormigón utilizado en la columna compuesta posee una resistencia a la compresión de $f'_c= 55$ [MPa] (8[KSI]) con un módulo de elasticidad de $E_c= 34856$ [MPa]; debido a que las dimensiones utilizadas en las columnas CFT son mayores a la de los perfiles tubulares disponibles en el mercado, éstas deben ser construidas en base a placas de acero soldadas; el tipo de soldadura corresponde a una de penetración completa. En la Figura 3 se presenta como ejemplo el diseño sísmico del edificio prototipo de 8 pisos.

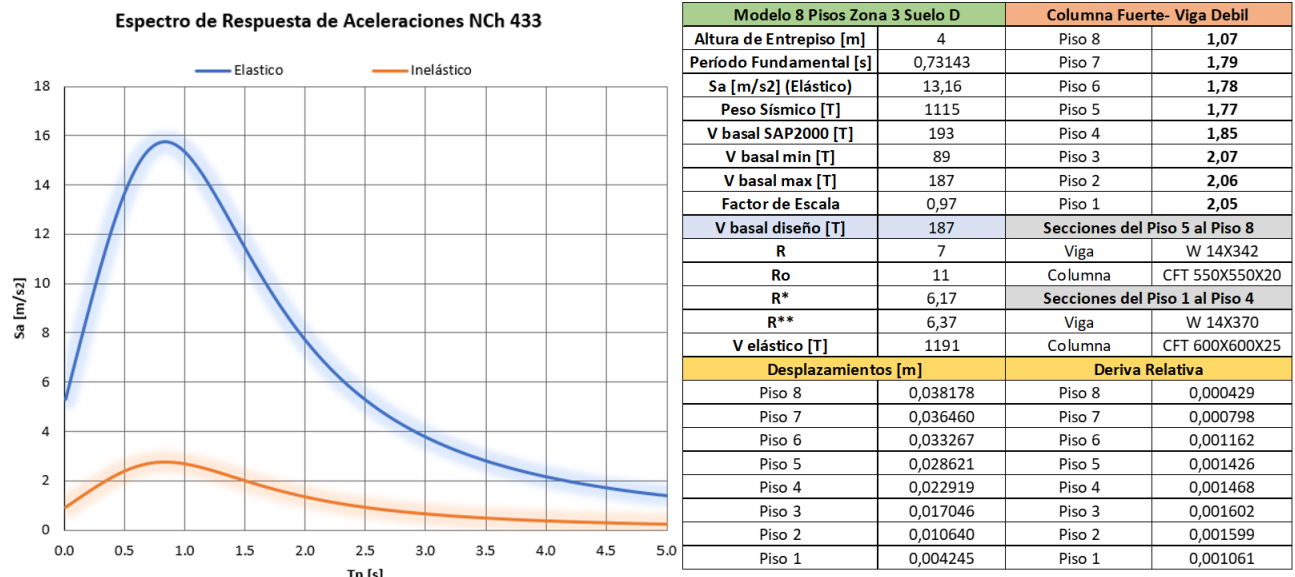


Figura 3: Ejemplo de Diseño Sísmico. Edificio Prototipo de 8 Pisos.

Se realizó el diseño de las 5 configuraciones de edificios prototipo, tanto para la zona sísmica 2 y 3 sobre suelo C, D, E dando un total de 30 modelos; respecto al diseño estructural de los 30 modelos se logró cumplir con las especificaciones para elementos del AISC 360 [3], con las limitaciones sísmicas de la NCh 433 [1] y el diseño por capacidad acorde al AISC 341 [2], donde la disipación de energía se concentra en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer entrepiso haciendo énfasis en la verificación del criterio sísmico de columna fuerte-viga débil para Composite-Special Moment Frame. La sollicitación en los elementos fue mucho menor que su resistencia quedando los diseños controlados completamente por la deriva de entrepiso impuesta por la NCh 433 [1] ($\theta < 0,002$ [Rad]).

En lo correspondiente a distorsiones de entrepiso máximas ($\theta < 0,002$ [rad]), se cumplieron en todos los casos, pero cabe destacar que hubo modelos que alcanzaron derivas de entrepiso alrededor de 0,001, 0,0015 y muy cercanos a 0,002, esto con la finalidad de poseer una amplia gama de prototipos y poder evaluar su desempeño sísmico con diseños cercanos al límite y diseños con cierta holgura. Además, es importante mencionar que se hicieron cambios de sección en los elementos cada 3 y 4 pisos, verificando siempre las relaciones ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos.

En lo que respecta al corte basal de diseño, existieron modelos de período bajo en los que gobernó el corte basal máximo y modelos de período alto donde gobernó el corte basal mínimo, remarcando que estas limitaciones no se cumplieron para todos los casos, habiendo ciertas excepciones con los prototipos de 12 y 16 pisos.

El AISC 341 [2] exige que el criterio columna fuerte-viga débil para Composite-Special Moment Frame sea >1 , pero se debe acotar que en la presente investigación se tuvieron relaciones >2 principalmente en los primeros pisos disminuyendo este valor con la altura; esto se debe a que el AISC Seismic Design Manual [4] recomienda que esta relación sea > 2 con el objetivo de asegurar que la columna permanezca elástica.

En cuanto a los parámetros estructurales globales se observaron coeficientes sísmicos “Cs” mínimos del 6,02% y máximos del 18,25%; por otra parte, la variación del período elástico mínimo y máximo osciló entre 0,395 [s] y 2,043 [s] respectivamente.

De los 30 modelos caracterizados, se obtuvieron 18 diseños distintos ya que la diferencia en el diseño para suelo tipo C y D arrojaba las mismas secciones, excepto para los modelos de 3 pisos donde el diseño para suelo tipo E controló en su totalidad. Estos 18 diseños son los que serán sometidos al análisis no lineal.

En el presente trabajo de investigación se utiliza un modelo no lineal de plasticidad concentrada basado en fibras tanto para las columnas como para las vigas. Se definen extremos rígidos en la conexión viga-columna (conexión totalmente restringida), no se considera la flexibilidad de la zona panel ni excentricidades, se define un diafragma rígido por piso y se especifica que los análisis tengan un comportamiento planar (X-Z), se incluye la no linealidad geométrica (efecto P-Delta); además se incluye la no linealidad del material al utilizar las curvas efectivas de esfuerzo-deformación para caracterizar el comportamiento del acero y hormigón (Figura 4); estas curvas incluyen la fluencia y pandeo local del tubo de acero y de la viga, la adherencia y deslizamiento entre el tubo de acero y el hormigón, el agrietamiento y aplastamiento del hormigón, así como el confinamiento que el tubo de acero ejerce sobre el concreto.

El modelo no lineal utilizado para las columnas compuestas CFT y vigas de perfil W ha sido tomado de la tesis doctoral de Herrera [5] realizándose las siguientes modificaciones: (a) De 18 fibras sobre la sección transversal de la columna compuesta CFT (10 para el acero y 8 para el hormigón), se aumentó a 21 fibras (12 para el acero y 9 para el hormigón) y (b) De 5 fibras sobre la sección transversal de la viga de perfil W, se aumentó a 9 fibras. Los materiales utilizados son de alta resistencia, siendo estos los mismos que empleó Herrera [5] con la finalidad de tomar como base sus curvas efectivas de esfuerzo-deformación. Para el acero se utilizó un modelo de degradación histerético del tipo Kinematic y para el hormigón un modelo de degradación histerético del tipo Takeda (Figura 4).

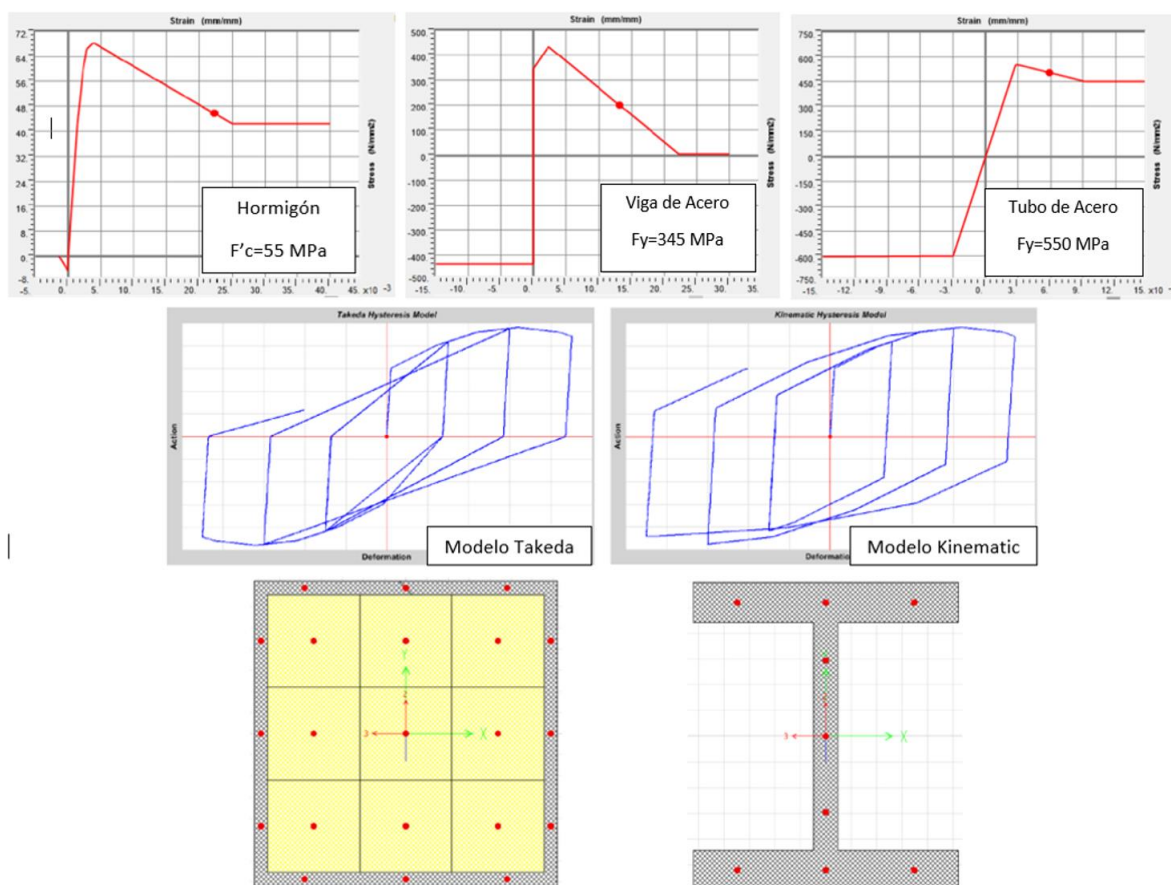


Figura 4: Modelo no lineal basado en fibras, curvas efectivas de esfuerzo deformación y modelos de degradación histerético.

La no linealidad del material es concentrada en forma de rótulas plásticas basadas en fibras ubicadas en los extremos de las vigas y columnas. La no linealidad de la zona panel no fue incluida ya que los análisis realizados por Herrera [5] demostraron que dicha zona permanecía prácticamente elástica sin incursiones importantes en el rango inelástico. Se definen las cargas gravitacionales como $CM_{piso} = 3,0$ [T/m], $CV_{piso} = 1,5$ [T/m], $CM_{techo} = 2,3$ [T/m], $CV_{techo} = 0,6$ [T/m]. Se utiliza una combinación de carga gravitacional igual a 100% CM + 25% CV, un patrón de carga lateral que emula el modo de vibración 1 de la estructura y un desplazamiento monitoreado de techo correspondiente al 5% la altura total del edificio. (Figura 5)

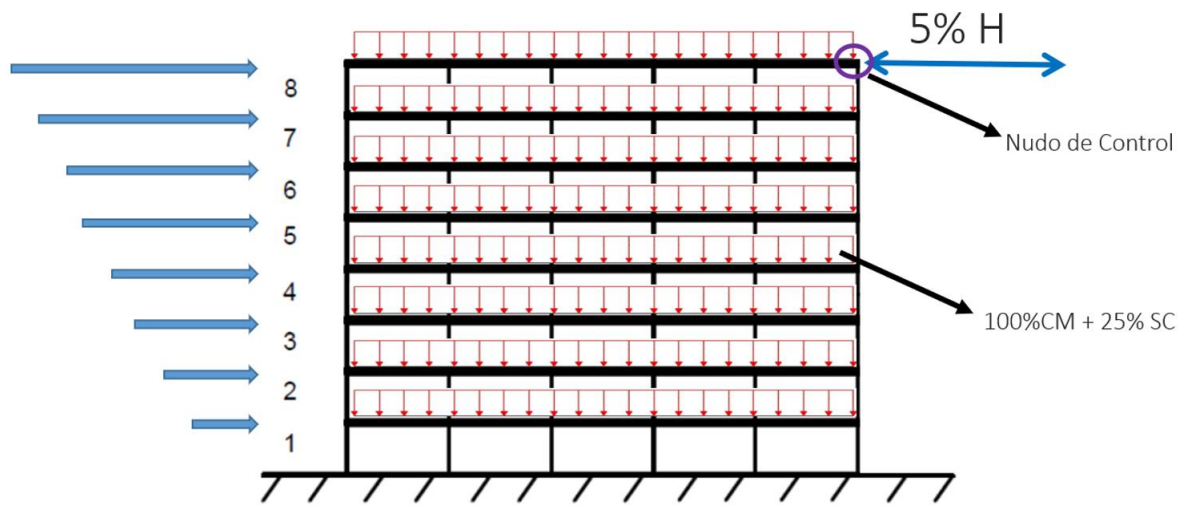


Figura 5: Estructura sometida a carga gravitacional y cargas laterales.

3. RESULTADOS

En las Tablas 1-5 y en las Figuras 6-10, se presentan los resultados más representativos obtenidos del análisis pushover realizado a los 18 modelos no lineales especificando las máximas rotaciones plásticas tanto para las vigas como para las columnas correspondientes al paso donde se superó el valor límite de 0,05 [Rad] que indica la rotulación del elemento; valor adoptado como criterio de colapso no simulado. Cabe recalcar que las rotaciones plásticas de las columnas corresponden a las de la base del primer entrepiso, ya que, como se esperaba es en este lugar donde se rotularon; además es importante resaltar que, al colocar las rótulas plásticas en los elementos, la estructura pierde rigidez, lo que provoca que el período fundamental aumente y pase de ser un período elástico a un período inelástico siendo este último el que será usado para los análisis no lineales. En la Tabla 6 se presenta un resumen general de resultados.

Tabla 1: Resumen Modelo 3 pisos

Modelo de 3 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo E	
Período Fundamental [s]	0,47743
Peso Sísmico [T]	339
V diseño [T]	46
δu [cm]	70,00
V max [T]	798
Desplazamiento Monitoreado [cm]	84,00
C_o	1,29
$\delta y, eff$ [cm]	17,16
Sobrerresistencia Ω	17,35
Ductilidad μ_r	4,08
θ_p columna [rad]	0,0508
θ_p viga [rad]	0,0617
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 3	22,29
Piso 2	16,50
Piso 1	7,21
Σ	46,00

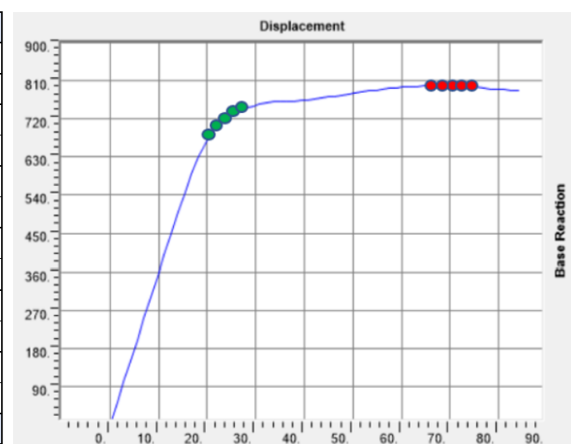


Figura 6: Curva de Capacidad

Tabla 2: Resumen Modelo 6 pisos

Modelo de 6 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo E	
Período Fundamental [s]	0,67066
Peso Sísmico [T]	777
V diseño [T]	106
δu [cm]	105,00
V max [T]	1276
Desplazamiento Monitoreado [cm]	120,00
C_o	1,32
$\delta y, eff$ [cm]	24,15
Sobrerresistencia Ω	12,04
Ductilidad μ_r	4,35
θ_p columna [rad]	0,0500
θ_p viga [rad]	0,0680
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 6	28,13
Piso 5	25,93
Piso 4	21,82
Piso 3	16,12
Piso 2	10,08
Piso 1	3,92
Σ	106,00

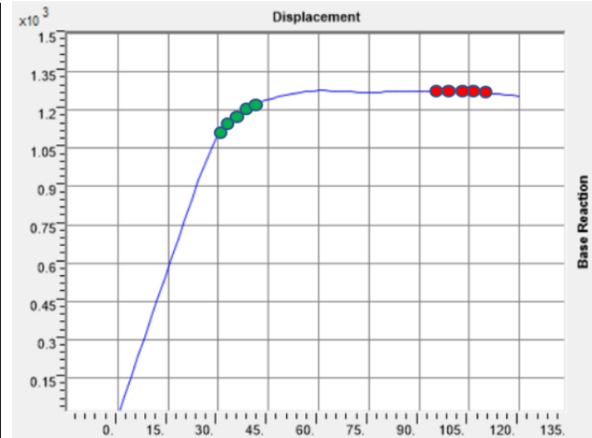


Figura 7: Curva de Capacidad

Tabla 3: Resumen Modelo 8 pisos

Modelo de 8 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo D	
Período Fundamental [s]	0,88057
Peso Sísmico [T]	1054
V diseño [T]	114
δu [cm]	130,00
V max [T]	1306
Desplazamiento Monitoreado [cm]	160,00
C_o	1,31
$\delta y, eff$ [cm]	31,36
Sobrerresistencia Ω	11,46
Ductilidad μ_r	4,15
θ_p columna [rad]	0,0504
θ_p viga [rad]	0,0678
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 8	22,87
Piso 7	21,85
Piso 6	19,92
Piso 5	17,09
Piso 4	13,60
Piso 3	10,05
Piso 2	6,20
Piso 1	2,41
Σ	114,00

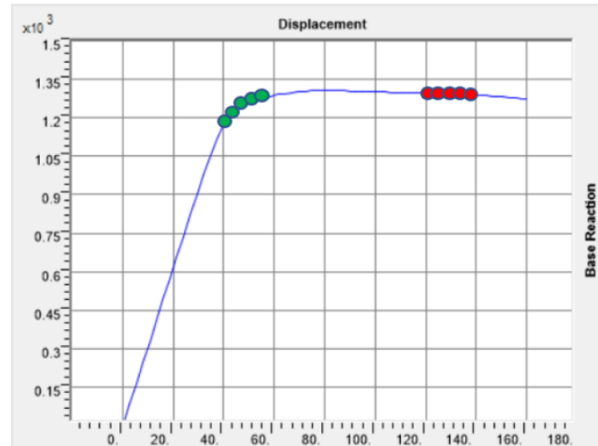


Figura 8: Curva de Capacidad

Tabla 4: Resumen Modelo 12 pisos

Modelo de 12 Pisos Zona Sísmica 3 Suelo D	
Período Fundamental [s]	1,11487
Peso Sísmico [T]	1716
V diseño [T]	172
δu [cm]	190,00
V max [T]	1773
Desplazamiento Monitoreado [cm]	240,00
Co	1,33
$\delta y, eff$ [cm]	42,39
Sobrerresistencia Ω	10,31
Ductilidad μ_r	4,48
θ_p columna [rad]	0,0512
θ_p viga [rad]	0,0697
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 12	23,79
Piso 11	23,18
Piso 10	22,13
Piso 9	20,62
Piso 8	18,73
Piso 7	16,67
Piso 6	14,32
Piso 5	11,72
Piso 4	9,01
Piso 3	6,46
Piso 2	3,89
Piso 1	1,48
Σ	172,00

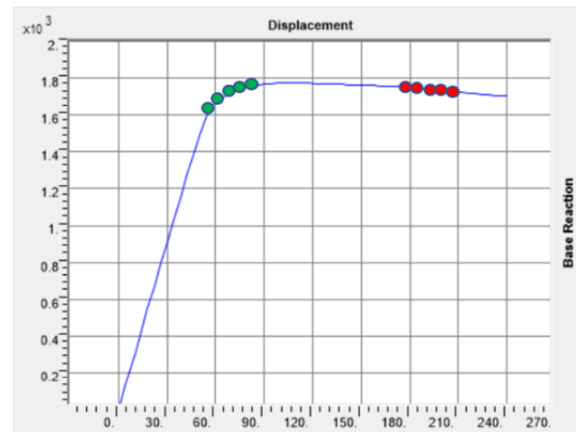


Figura 9: Curva de Capacidad

Tabla 5: Resumen Modelo 16 pisos

Modelo de 16 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo E	
Período Fundamental [s]	1,68546
Peso Sísmico [T]	1967
V diseño [T]	186
δu [cm]	280,00
V max [T]	846
Desplazamiento Monitoreado [cm]	320,00
Co	1,37
$\delta y, eff$ [cm]	41,53
Sobrerresistencia Ω	4,55
Ductilidad μ_r	6,74
θ_p columna [rad]	0,0515
θ_p viga [rad]	0,0810
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 16	20,30
Piso 15	19,88
Piso 14	19,17
Piso 13	18,18
Piso 12	16,95
Piso 11	15,80
Piso 10	14,50
Piso 9	13,03
Piso 8	11,40
Piso 7	9,93
Piso 6	8,36
Piso 5	6,70
Piso 4	5,03
Piso 3	3,63
Piso 2	2,23
Piso 1	0,90
Σ	186,00

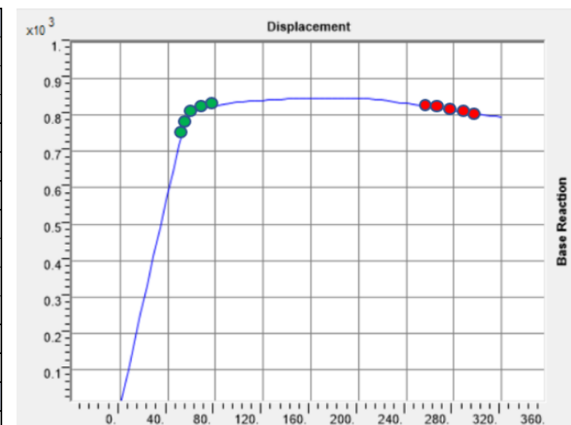


Figura 10: Curva de Capacidad

Tabla 6: Resumen Sobrerresistencia y Ductilidad

Modelos Representativos					
Altura de Edificio	N° Pisos	Ω individual	Ω promedio	Ductilidad μ	μ promedio
Baja	3	17,35	16,7	4,08	3,61
	3	15,98		3,14	
Intermedia	6	10,28	10,8	4,16	4,43
	6	12,04		4,35	
	6	10,48		4,35	
	6	11,49		4,61	
	8	11,46		4,15	
	8	11,53		4,39	
	8	9,37		4,39	
	8	11,19		4,61	
	12	13,64		4,48	
	12	8,29		4,69	
	12	10,31		4,48	
	12	9,15		4,53	
Alta	16	4,56	4,7	6,11	6,95
	16	4,55		6,74	
	16	5,03		7,15	
	16	4,65		7,79	

A partir de los resultados obtenidos, se hará el análisis de cuatro conceptos básicos de ingeniería estructural, que presentan fundamental importancia en el diseño de estructuras sismorresistentes y caracterizan la respuesta estructural: rigidez, resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía.

La rigidez estructural mide la mayor o menor capacidad para deformarse de un elemento, conexión o estructura y se cuantifica, en general, como la división entre una fuerza (o momento) y un desplazamiento (o rotación). En estructuras sismorresistentes, resulta de particular interés la rigidez lateral de la estructura, esto se asocia a los desplazamientos de piso [6]. Como se puede apreciar en las Tablas 1-6 y en las Figuras 6-10, la rigidez efectiva para la edificación de 3 pisos se calcula como $576\text{Ton}/17,16\text{cm} = 33,57 \text{ Ton/cm}$, para la edificación de 6 pisos $900\text{Ton}/24,15\text{cm} = 37,27 \text{ Ton/cm}$, para la edificación de 8 pisos $930\text{Ton}/31,36\text{cm} = 29,66 \text{ Ton/cm}$, para la edificación de 12 pisos $1200\text{Ton}/42,39\text{cm} = 28,31 \text{ Ton/cm}$ y para la edificación de 16 pisos $600\text{Ton}/41,53\text{cm} = 14,45 \text{ Ton/cm}$. Con estos valores se puede apreciar que, para edificaciones bajas, se tiene una elevada rigidez efectiva; es decir, las edificaciones poseen poca capacidad para deformarse, mientras a medida que se aumenta la altura, las estructuras se vuelven más flexibles; es decir poseen una mayor capacidad para deformarse.

La resistencia es una propiedad estructural que se vincula directamente con los estados límites últimos, es decir con la seguridad de la construcción. Según sea el tipo de sollicitación, la resistencia de los miembros se determina como una fuerza axial, fuerza de corte, momento flector o momento torsor. Esta propiedad está relacionada con la capacidad de la estructura [6]. En las Tablas 1-6 y en las Figuras 6-10 se puede apreciar la capacidad de toda la estructura a cortante basal. A decir, para la edificación de 3 pisos se tiene una capacidad a corte de 798 Ton, para la edificación de 6 pisos se tiene 1276 Ton, para la edificación de 8 pisos 1306 Ton, para la edificación de 12 pisos 1773 Ton y para la edificación de 16 pisos 846 Ton; este último valor viéndose disminuido debido al incremento en la flexibilidad de la edificación. Estos valores, al ser divididos para su respectivo corte basal de diseño, da como resultado el factor de sobrerresistencia. El factor de sobrerresistencia Ω tiene en cuenta la reserva de resistencia entre los niveles máximos y de diseño, la que se origina por factores tales como la redundancia estructural, la sobrerresistencia de los materiales, del sobredimensionamiento de los miembros, de las combinaciones de cargas y de los límites de distorsión de piso [6]. En la Tabla 6 se puede apreciar que a medida que se incrementa la altura, este factor disminuye

La ductilidad es una propiedad estructural que puede definirse como la capacidad de un material, sección, componente o sistema de deformarse inelásticamente sin pérdida de resistencia y se cuantifica como la división entre la deformación o desplazamiento máximo y el correspondiente desplazamiento de fluencia [6]. La ductilidad depende, para el caso de columnas, de la capacidad axial a la que estén trabajando, recomendándose que este valor esté por debajo del 10%; también depende del área del refuerzo transversal que se coloque para resistir el corte, así como de las dimensiones del elemento y de su resistencia a la compresión. Para el caso de las vigas de acero, la ductilidad depende principalmente de las relaciones ancho-espesor. Como se puede apreciar en la Tabla 6, para edificaciones de poca altura se tiene una baja ductilidad promedio de 3,61; para edificaciones intermedias, se tiene una ductilidad promedio de 4,43 y para edificaciones altas, se tiene una ductilidad promedio de 6,95. Con esto se puede evidenciar que, en edificaciones bajas, se posee una elevada sobrerresistencia, pero con poca ductilidad; es decir, estas edificaciones poseen poca capacidad de incursionar en el rango inelástico sin perder resistencia; por otro lado, a medida que se aumenta el número de pisos, se aprecia que la sobrerresistencia empieza a disminuir pero con un incremento de la ductilidad; esto quiere decir que, las edificaciones altas poseen una mayor capacidad de incursionar en el rango no lineal sin perder resistencia, únicamente habrá degradación de rigidez.

Finalmente, se analiza el concepto de energía disipada, debido a que es una variable de gran importancia en el diseño sismorresistente. La energía disipada es una de las razones por las cuales se pueden reducir las acciones sísmicas elásticas [6]; esta se define como el área bajo la curva Fuerza-Desplazamiento, considerando la parte de carga y descarga; es decir se toman en cuenta las deformaciones permanentes que sufre el sistema en cada ciclo. Este término se encuentra íntimamente relacionado con el factor de reducción de respuesta R , ya que, a mayor R , se considera que el sistema tiene una mayor capacidad de disipar energía sin perder resistencia. Es importante aclarar que ductilidad y energía disipada son conceptos que están relacionados, pero no son equivalentes; como primer ejemplo, en la Figura 11 (a) se puede tener 2 sistemas estructurales que presenten los mismos desplazamientos máximos y de fluencia e igual resistencia, razón por la cual la ductilidad es la misma, pero al momento de descargar la estructura, una de ellas presente el fenómeno de estrechamiento del ciclo (pinching-color verde), por lo que su capacidad de disipar energía sería menor, ya que su área será más pequeña. Como segundo ejemplo, en la Figura 11 (b) se pueden presentar 2 sistemas estructurales con los mismos desplazamientos máximos y de fluencia, pero con diferente resistencia; la estructura con mayor resistencia, en este caso, poseerá una mayor capacidad de disipar energía, ya que su área será mayor [6].

En este sentido, acorde a la Tabla 6, las edificaciones de gran altura poseen una mayor capacidad de disipación de energía, debido a que su ductilidad es mayor (6.95); es decir, se cuantifica un área bajo la curva más grande. Por otra parte, las edificaciones de baja altura, poseen una menor capacidad de disipación de energía, debido a que su ductilidad es menor (3.61); es decir, se cuantifica un área bajo la curva más pequeña. Por lo tanto, las edificaciones con un mayor número de pisos poseen una baja vulnerabilidad sísmica, es decir son menos propensas a sufrir daños en comparación con edificaciones de baja altura.

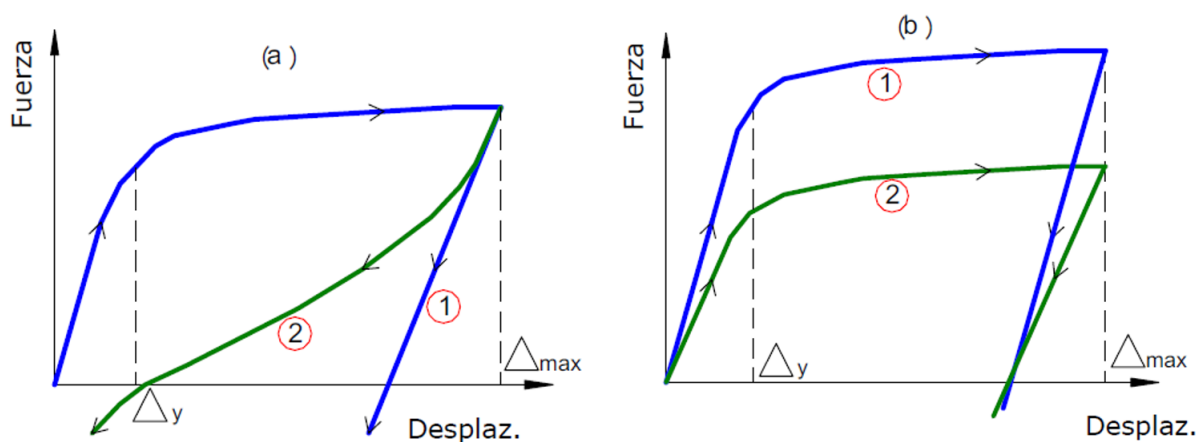


Figura 11: Sistemas Estructurales con igual Ductilidad, pero diferente Capacidad de Disipación de Energía (Crisafulli, 2018)

4. CONCLUSIONES

Se realizaron 30 diseños cumpliendo con las especificaciones para elementos del AISC 360 [3], con las limitaciones sísmicas de la NCh 433 [1] y el diseño por capacidad (columna fuerte-viga débil) acorde al AISC 341 [2] donde la disipación de energía se concentra en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer entrepiso. La demanda en los elementos fue mucho menor que su resistencia, por lo que, los diseños quedaron controlados por la deriva de entrepiso que establece la NCh 433 [1] ($\theta < 0.002$ [Rad]).

Los análisis no lineales estáticos (Pushover) realizados evidencian que para edificaciones de poca altura se tiene una baja ductilidad promedio de 3,61; para edificaciones intermedias, se tiene una ductilidad promedio de 4,43 y para edificaciones altas, se tiene una ductilidad promedio de 6,95; además, el factor de sobrerresistencia se mantiene constante ($\Omega=10$) para alturas de entre 6, 8 y 12 pisos. Para alturas iguales a 3 pisos, el factor de Sobrerresistencia aumenta ($\Omega=16$) y para edificaciones de 16 pisos se puede apreciar una notable reducción de este factor ($\Omega=4$). Por lo tanto, en edificaciones bajas, se posee una elevada sobrerresistencia, pero con poca ductilidad; es decir, estas edificaciones poseen poca capacidad de incursionar en el rango inelástico sin perder resistencia; por otro lado, a medida que se aumenta el número de pisos, se aprecia que la sobrerresistencia empieza a disminuir pero con un incremento de la ductilidad; esto quiere decir que, las edificaciones altas poseen una mayor capacidad de incursionar en el rango no lineal sin perder resistencia, únicamente habrá degradación de rigidez.

El factor de sobrerresistencia Ω tiene en cuenta la reserva de resistencia entre los niveles máximos y de diseño, la que se origina por factores tales como la redundancia estructural, la sobrerresistencia de los materiales, del sobredimensionamiento de los miembros, de las combinaciones de cargas y de los límites de distorsión de piso [6]. En la Tabla 6 se puede apreciar que a medida que se incrementa la altura, este factor disminuye. El hecho de que exista una elevada sobrerresistencia se debe al control de derivas que establece la NCh 433 [1], a las relaciones ancho-espesor y al diseño por capacidad del AISC 341 [2] (columna fuerte-viga débil), lo que conlleva a grandes sobredimensionamientos.

La norma sísmica chilena es 10 veces más restrictiva que la norma sísmica ecuatoriana con respecto a la máxima deriva de entrepiso.

Para el presente trabajo de investigación se utilizó un criterio de colapso no simulado correspondiente a una rotación plástica máxima de 0.05 [rad] tanto para vigas y columnas, ya que el software SAP2000 no cuenta con la implementación de rótulas (hinges) para elementos compuestos. La respuesta no lineal de la estructura fue la esperada, desarrollando los patrones de respuesta inelástica al cumplir la filosofía de diseño del AISC 341 [2], propiciando las fallas en las vigas y posteriormente en la base de las columnas del primer entrepiso para desplazamientos de techo del 5% la altura total del edificio, utilizando un patrón de carga lateral que emula el modo de vibración 1 de la estructura y una combinación de carga gravitacional correspondiente al 100% Carga Muerta + 25% Carga Viva.

Acorde a la Tabla 6, las edificaciones de gran altura poseen una mayor capacidad de disipación de energía, debido a que su ductilidad es mayor (6.95); es decir, se cuantifica un área bajo la curva más grande. Por otra parte, las edificaciones de baja altura, poseen una menor capacidad de disipación de energía, debido a que su ductilidad es menor (3.61); es decir, se cuantifica un área bajo la curva más pequeña. Por lo tanto, las edificaciones con un mayor número de pisos poseen una baja vulnerabilidad sísmica, es decir son menos propensas a sufrir daños en comparación con edificaciones de baja altura.

1. NCh 433 Of 1996 Modificada en 2012, "Diseño Sísmico de Edificios", ed. Santiago-Chile: Instituto Nacional de Normalización (INN), 2012.
2. ANSI/AISC 341-16, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", ed. Chicago-USA: American Institute of Steel Construction (AISC), 2016.
3. ANSI/AISC 360-16, "Specification for structural Steel Buildings", ed. Chicago-USA: American Institute of Steel Construction (AISC), 2016.
4. ANSI/AISC, "Seismic Design Manual", ed. Chicago-USA: American Institute of Steel Construction (AISC), 2012.
5. R. Herrera, "Seismic Behavior of Concrete Filled Tube Column-Wide Flange Beam Frames", Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University, United States, 2005. Available from: https://books.google.com.ec/books/about/Seismic_Behavior_of_Concrete_Filled_Tube.html?id=1y0vOAAACAAJ&redir_esc=y
6. F. Crisafulli, *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero, 5ta Edición*. Argentina: Alacero, 2018.
7. D. Ahiwale, R. Khartode and V. Raut, "Seismic Response for RC Frames on Sloping Ground using Pushover Analysis", *Journal of Structural Engineering and Management*, vol. 7, pp. 36-46, 2020.
8. H. Bondarabadi, N. Mendes and P. Lourenco, "Higher Mode Effects in Pushover Analysis of Irregular Masonry Buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 25, pp. 1459-1493, 2021.
9. A. Esfahanian and A. Akbar, "A Single-Run Dynamic-Based Approach for Pushover Analysis of Structures Subjected to Near-Fault Pulse-Like Ground Motions", *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 23, pp. 725-749, 2019.
10. [H. Yurizka and A. Rosyidah, "The Performance of Irregular Building Structures Using Pushover Analysis", *Jurnal Rancang Bangun dan Teknologi*, vol. 20, pp. 65-72, 2020.
11. P. Bakalis and K. Makarios, "Seismic Assessment of Asymmetric Single-Story RC Buildings by Modified Pushover Analysis Using the "Capable Near Collapse Centre of Stiffness": Validation of the Method", *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 26, pp. 980-1009, 2022.
12. M. Bruneau, C. Uang and R. Sabelli, *Ductile Design of Steel Structures, 2nd Edition*. United States: McGraw-Hill, 2011.
13. Y. Dinar, I. Hossain, R. Kumar and M. Rana, "Descriptive Study of Pushover Analysis in RCC Structures of Rigid Joint", *Journal of Mechanical and Civil Engineering*, vol. 11, pp. 60-68, 2014.
14. T. Sullivan, D. Saborio-Romano, G. O'Reilly, D. Welch and L. Landi, "Simplified Pushover Analysis of Moment Resisting Frame Structures", *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 25, pp.621-648, 2021.
15. A. Habibi, M. Izadpanah and Y. Namdar, "A new modal lateral load pattern for improving pushover analysis to estimate nonlinear responses of structures", *Australian Journal of Structural Engineering*, vol. 23, pp.289-302, 2022.

Sistema De Gestión De Pavimentos Basado En El Empleo De Un Sistema De Información Geográfica

Pavement Management System Based On A Geographic Information System

Autores

Ángel Tony Palma Pin¹, Daniel Estuardo Mogrovejo Carrasco², Dania Olga Abreu Hernández³

¹ Ingeniero Civil. Universidad Técnica de Manabí (UTM). Estudiante de la Maestría en Ingeniería Civil, Mención Vialidad e-mail: angelpalma90@live.com , apalma4367@utm.edu.ec

² Doctor en Filosofía en Ingeniería Civil. Ingeniero Civil. Universidad de Cuenca (UCUENCA) email: daniel.mogrovejo@ucuenca.edu.ec

³ Doctor en Ciencias Pedagógicas. Profesora Auxiliar. Ingeniera Aerofotogeodesta. Universidad Tecnológica de La Habana (Cujae) email: daniah@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

Entre las más conocidas aplicaciones de un Sistema de Información Geográfica se encuentran las relacionadas con la toma de decisiones en diferentes actividades en las que se enmarca la información cartografiada. La presente investigación refiere resultados del empleo de las herramientas de un SIG en la toma de decisiones para la gestión de pavimentos. Se seleccionó como caso de estudio la red vial de la ciudad de Portoviejo, ubicada en la provincia de Manabí, Ecuador. La salud de la red se determinó mediante los métodos normados PCI, y URCI. La condición del pavimento se definió sobre un total de 38 tramos de inspección, 25 tramos en carreteras con pavimento flexible y 13 tramos en carreteras sin pavimentar. Las calles con pavimento flexible estaban en general en buenas condiciones, mientras que las calles sin pavimentar obtuvieron una puntuación más baja. Se utilizó la metodología de matrices de probabilidades de transición de Márkov para el período 2022-2032. Por último, se determinó el orden de intervención según el índice de jerarquía desarrollado basado en: la evaluación técnica de la condición, el criterio de los expertos, el volumen de tránsito, la evaluación del usuario, y la importancia de la vía. Los resultados obtenidos permiten identificar de acuerdo a los índices de ponderación un nivel de jerarquización en el cual se establecen por orden de prioridad de las carreteras del cantón Portoviejo la prioridad para realizar las acciones de tratamiento de sello, recapeo o cuando no sea necesario realizar intervención en la vía.

Palabras claves: Sistema de gestión de pavimentos, sistema de información geográfica, condición del pavimento.

ABSTRACT

Among the best-known applications of a Geographic Information System are those related to decision-making in different activities in which the mapped information is framed. The present investigation refers to the results of the use of GIS tools in decision-making for pavement management. The road network of the city of Portoviejo, located in the province of Manabí, Ecuador, was selected as a case study. The health of the network was determined using the standard PCI and URCI methods. The condition of the pavement was defined on a total of 38 inspection sections, 25 sections on roads with flexible pavement and 13 sections on unpaved roads. Streets with flexible pavement were generally in good condition, while unpaved streets scored lower. The Markov transition probability matrix methodology was used for the period 2022-2032. Finally, the order of intervention was determined according to the hierarchy index developed based on: the technical evaluation of the condition, the criteria of the experts, traffic volume, user evaluation, and importance of the road. The results obtained allow us to identify, according to the weighting indices, a level of hierarchy in which the priority order of the roads of the Portoviejo canton is established, the priority to carry out the actions of sealing treatment, recapping or when an intervention in the way is deemed unnecessary.

Keywords: Pavement management system, geographic information system, pavement condition

Nota Editorial: Recibido: Febrero 2023 Aceptado: Abril 2023

1. INTRODUCCIÓN

Mantener el funcionamiento óptimo de la red vial es fundamental para el desarrollo y mantenimiento del crecimiento económico de una región. Desafortunadamente, el tráfico en combinación con las condiciones ambientales deteriora el sistema vial, haciendo necesario su mantenimiento, rehabilitación e incluso reconstrucción parcial [1]. Para mantener el buen estado de las carreteras es fundamental contar con un buen sistema de gestión que tenga en cuenta las características específicas de la región y los recursos disponibles. Esto ciertamente se aplica a la concurrida red vial del cantón de Portoviejo en la provincia de Manabí en Ecuador. La disponibilidad de un sistema de gestión del mantenimiento de la red vial bien desarrollado no solo contribuirá a un mejor desarrollo regional, reducirá los accidentes de tránsito, reducirá el desgaste de los vehículos y, a la larga, será menos oneroso financieramente para todos los actores.

Para identificar las técnicas adecuadas de mantenimiento y reparación que optimicen el nivel de servicio del pavimento, se debe evaluar la vía y conocer su estado real de funcionamiento. La correcta planificación del mantenimiento vial depende de la importancia de la gestión, incluyendo las acciones que deben realizarse para prolongar la vida útil de la infraestructura vial. De acuerdo a [2] un Sistema de Gestión de Pavimentos es el conjunto de operaciones que busca conservar por un periodo de tiempo las acciones de seguridad y capacidad estructural adecuada, soportando las condiciones climáticas y el entorno de la zona en que se ubica la vía.

Según [3] la correcta gestión para la conservación del pavimento permitirá presupuestar, planificar, programar y priorizar el mantenimiento de sus vías; repotenciando recursos económicos a través de la seguridad y la comodidad requerida para su uso, siendo menores los costos y las reparaciones. Los Sistemas de Información Geográfica (SIG) son generados de acuerdo a las posibilidades que ofrecen para contar con información cartografiada y georreferenciada de una zona, asociando datos específicos que permiten realizar análisis estadísticos y obtener modelos de comportamiento de diferentes variables.

Como indica [4] un SIG tiene ciertas similitudes con los Sistema de Gestión de Pavimentos porque consta de un proceso de recolección, procesamiento y presentación de información. La tecnología SIG puede emplearse para identificar los sitios de mantenimiento en carreteras, ya que permite recuperar información de una base de datos y generar automáticamente mapas para satisfacer necesidades específicas [5]. Un SIG es una tecnología útil en muchos campos de la ingeniería, especialmente en la planificación y mantenimiento; debido a que ofrece una solución ideal para mantener una base de datos de carreteras, que es un registro para la toma de decisiones y gestión de carreteras [6]. Según [7] los datos recogidos en los SIG pueden ser mapeados con la finalidad de identificar bases de datos referentes, donde los encargados de la gestión de carretera puedan conocer dónde el dinero debe gastarse con la finalidad de que los inversionistas puedan tomar decisiones para hacer uso adecuado del presupuesto y se garantice el buen funcionamiento.

El objetivo de este trabajo es la implementación de un Sistema de Gestión de Pavimentos integral, que incluya herramientas esenciales para planificar los diferentes procesos de intervención de mantenimiento de la red vial de la ciudadela "El Maestro" de la ciudad de Portoviejo. Dentro de estos procesos se plantea determinar la salud de la red vial mediante el diagnóstico de los deterioros en base a la metodología del Índice de Condición de Pavimentos (PCI) para pavimentos flexibles, aplicando la metodología del Índice de Estado de Carreteras sin Asfaltar (URCI) para la red vial no pavimentada. Además, se plantea realizar el análisis de proyección de la condición de los pavimentos mediante modelos probabilísticos como las matrices de probabilidad de Márkov, jerarquización y optimización de las intervenciones de la red vial. Finalmente, se incorporará el uso de Sistemas de Información Geográfica para la visualización de los resultados. Por lo tanto, con la implementación de un Sistema de Gestión de Pavimentos que utilice las herramientas de un SIG, se contribuirá a la correcta toma de decisiones para ejecutar acciones de mantenimiento y reparación de la red vial; mediante información ordenada y precisa. La integración de esta información permitirá obtener una valoración más precisa sobre la factibilidad de las acciones para realizar la intervención en la vía y sobre todo que tipo de mantenimiento es adecuado en cada caso.

2. DESARROLLO

Dentro de la metodología implementada para el Sistema de Gestión de Pavimentos empleando herramientas de un Sistema de Información Geográfica, se propone a continuación la siguiente estructura de trabajo:

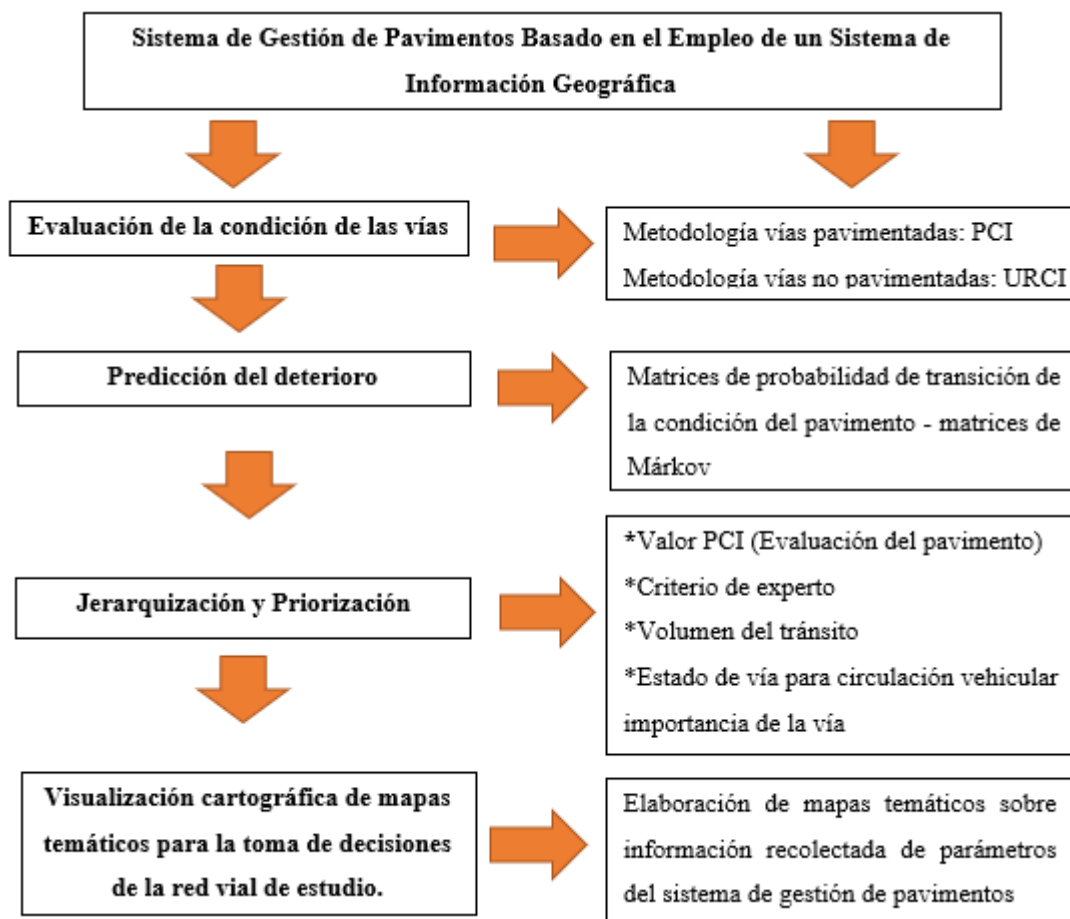


Figura 1: Sistema de Gestión de Pavimentos

El Sistema de Gestión de Pavimentos mejorado con GIS incluye 3 elementos importantes: la evaluación del estado del pavimento, predicción del deterioro y el proceso de toma de decisiones. La evaluación del pavimento se basa en el Índice de Condición de Pavimentos (PCI) para los tramos de pavimentos flexible en la carretera de estudio y el Índice de Condición de Vías no Pavimentadas, para carreteras sin asfaltar. En la metodología para la determinación de los métodos PCI e URCI se utilizaron hojas de campo, donde se registró la información obtenida del levantamiento de inspección visual; los cuales para su registro constan de fecha, ubicación, sección, tramo, niveles de severidad, tipos de fallas y cantidades. En los dos métodos existe un formato diferente de evaluación en base al tipo de pavimento del área de la zona de inspección; donde se utiliza un equipo para medir distancias en las calles como el odómetro, una regla para medir las deformaciones, un plano del área de estudio para ver donde se encuentran ubicadas cada una de vías de inspección para ser evaluadas. Para la predicción del deterioro del pavimento utilizado en esta investigación, se aplica un modelo probabilístico (estocástico) basado en cadenas de Márkov, utilizando el estado anterior y no el estado inicial; siendo uno de los métodos que más se acerca a la realidad de los deterioros del pavimento, adicional los porcentajes de la evaluación de la condición de las vías fueron utilizados en base a estudios previos y a la curva de deterioro en el país.

El proceso de toma de decisiones se realizó mediante la jerarquización y priorización de orden de vías a intervenir, donde se determinan los porcentajes de ponderación para analizar en diferentes municipalidades. Para nuestra municipalidad los valores de ponderación se basan en parámetros tales como: la evaluación del pavimento, el volumen del tránsito, el criterio del usuario, el criterio de experto y la importancia de la vía; estos parámetros tienen ponderación de carácter flexible dependiendo de la información que disponga la agencia, garantizando así una herramienta de jerarquización robusta.

2.1. Zona De Estudio

El área de estudio se encuentra ubicada en la ciudadela “El Maestro” de la ciudad de Portoviejo, provincia Manabí. Mostrándose las vías que fueron consideradas dentro del trabajo de investigación. A continuación, en la Figura 2 se muestra la localización del área de estudio del proyecto.

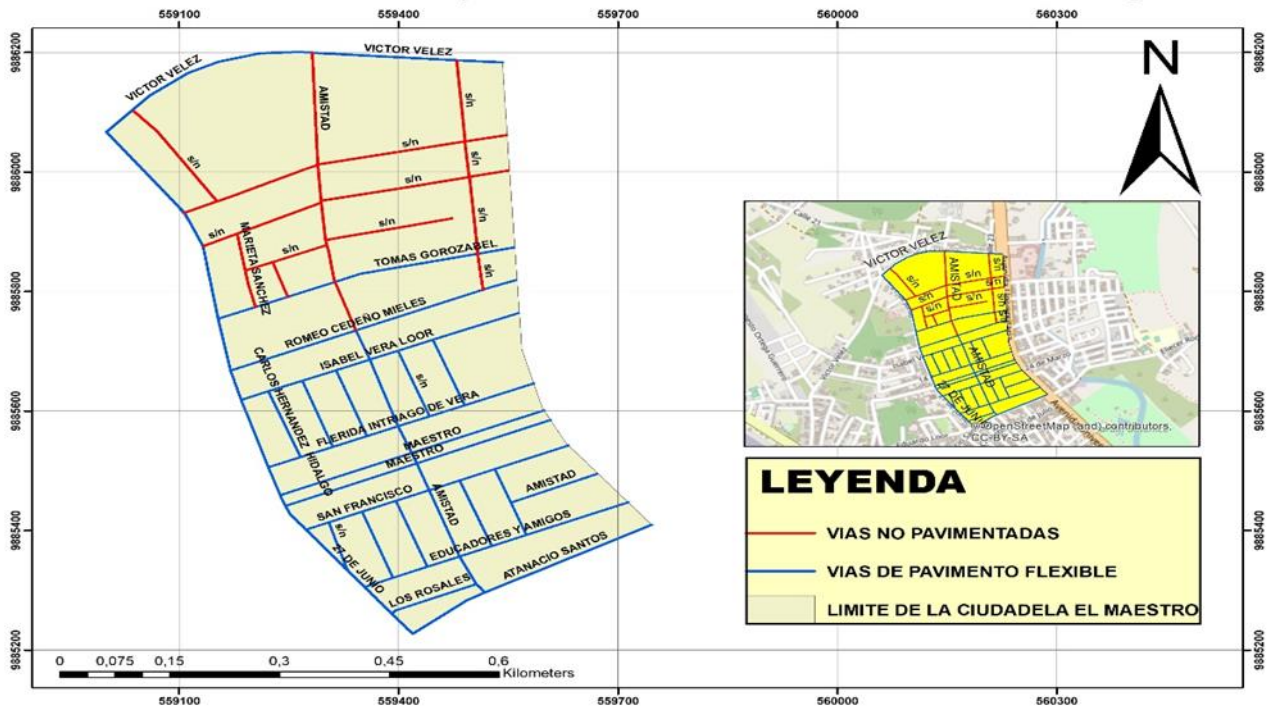


Figura 2. Área de Influencia del proyecto.

2. 2. Evaluación De La Condición Del Estado De Las Vías

De acuerdo a [8], para identificar que técnicas de mantenimiento y reparación son las adecuadas para mejorar el nivel de servicio de pavimento, se debe evaluar la vía y conocer el estado real en la que se encuentra. La evaluación de las vías se la establece por medio del método funcional (PCI), aplicando la norma ASTM D6433 [9] para las vías de pavimento flexible y el método (URCI), según el manual TM5-626 [10] para las vías no pavimentadas; el primer paso en estos métodos es determinar el estado actual de las diferentes áreas de estudio, el procedimiento que utilizan estos dos métodos es dividir cada sección del pavimento en unidades de muestras, el procedimiento de calificación va depender del tipo, cantidad y severidad de las fallas para calificar la condición de las secciones de carreteras. En este trabajo se consideraron 38 muestras de secciones de tramos de vías, los datos para la evaluación se registraron en un formato apropiado a una hoja de encuesta. Para el cálculo de los métodos PCI y URCI una vez realizado el levantamiento de información en campo se procede a conocer el estado del pavimento, tanto desde el punto de vista del nivel de servicio que otorga al usuario, como de la capacidad de resistir las solicitaciones de cargas durante un periodo de su vida útil.

2. 3. Índice De Condición Del Pavimento

Según establece [11], en la actualidad, existen varios métodos para conocer el estado real de un pavimento que permite a la gestión vial establecer planes de mantenimiento y restauración, pero una de las técnicas más complejas es el denominado Índice de Condición de Pavimentos. El parámetro de evaluación con mayor uso en el pavimento a nivel internacional es el Índice de Condición de Pavimentos, constituyendo la manera más compleja para el monitoreo y calificación de pavimentos, siendo así aceptado y adoptado como un procedimiento estandarizado [12]. Según [13] el PCI, surgió como una propuesta de indicador número que mide estado del pavimento, para indicar el grado del deterioro que se encuentra el pavimento. Como lo establece [14] el Índice de condición del pavimento (PCI), es un indicador numérico que varía de 0 para pavimento con presencia de falla y 100 para pavimentos en perfecto estado.

Para el cálculo del PCI se identificaron las secciones de vías del pavimento flexible, dividiéndolas en base a las condiciones de la zona de estudio, realizando (n) unidades de muestreo que es la población estadísticamente significativa, dando resultados como si se hubiesen tomado todos los elementos de N (secciones totales de muestreo) con un 95 de confiabilidad y teniendo una desviación estándar (e) de 10 para pavimentos flexibles. Una vez que se identificó el número de secciones de muestras se procedió a la determinación de los deterioros con sus respectivas severidades, en función a la normativa ASTM D6433 [9]. A continuación, se procede a sumar todas las cantidades, de cada severidad, para cada tipo de deterioro, luego se calcula la densidad en función de la cantidad total de cada deterioro para el área total de unidades de muestreo y multiplicando por 100. Luego se calculan los valores deducidos para cada tipo de daño por medio de las curvas de valor deducido; esto se debe realizar para obtener el cálculo máximo de valores deducidos, para valores deducidos mayores a dos se usa el valor deducido total. Luego se determina el valor corregido de las curvas de valores de deducción (CDV) en función de las curvas (q) y finalmente se determina el valor PCI restando 100, el valor máximo de las CDV.

2. 4. Índice De Condición En Vías No Pavimentadas

El método del Índice de Estado de Carreteras sin Asfaltar por sus siglas en inglés (URCI) establece mediciones sobre la dificultad de la superficie para conducir un vehículo tomando en cuenta dos factores importantes, como lo son la comodidad y la seguridad del usuario. Siendo un ensayo en campo muy efectivo para encontrar las necesidades que tienen las carreteras no pavimentadas [15].

Se presenta un índice numérico de 0 a 100, indicando las condiciones de operación en que se encuentra la carretera; para el cálculo del método (URCI) luego de realizar el trabajo de inspección de campo, se debe dividir la cantidad total de cada tipo de daño, en cada severidad, entre el área de muestra en la unidad de muestreo donde su valor se expresa en porcentaje siguiendo el manual TM5-626 [10], luego se determina el valor deducido para cada tipo de daño y nivel de severidad mediante las curvas del valor deducido del daño. Para el cálculo del número máximo deducible, si ninguno o solo uno de los valores deducidos es mayor que cinco, es decir pocos daños o severidades bajas, teniendo esto se procede a calcular el valor URCI de la unidad de inspección. Para los valores deducidos mayores a cinco se utilizará el valor deducido total, de esta manera se determina el número máximo de valores deducidos mediante la siguiente ecuación [16].

$$mi = 1.00 + \frac{9}{95} * (100 - HDVi) \quad (1)$$

Donde mi: Número máximo de valores deducidos para la unidad de muestra, HDVi: el valor deducido individual para las unidades de muestreo.

2. 5. Predicción Del Deterioro (Probabilidad De Transición De Markov)

Las cadenas de Markov poseen su origen de aplicación basado en una herramienta que permite determinar la probabilidad con la cual el proceso puede entrar en algún estado; sin embargo, luego de ocurridas varias transiciones, estas probabilidades convergen a valores particulares [17]. De acuerdo a [18], las cadenas de Markov es una de estas funciones de probabilidad que representa el cambio de una variable en un determinado momento en el tiempo en base a un patrón de transición desconocido. Como lo explica [19] en ingeniería de carreteras, las cadenas de Markov se han aplicado principalmente en el desarrollo de modelos probabilísticos para estimar el deterioro de pavimentos y de otros activos viales. Según establece [20], que, durante una serie de años, será posible predecir en que condición se encuentra un tramo de la red en el año que se desee.

Las siguientes matrices representan los estados de un determinado sistema por medio de una serie de intervalos en el tiempo, el estado actual va a depender del estado anterior y no de los estados previos como lo determina la siguiente ecuación [21]

$$P\left(x_{n+1} = \frac{x_{n+1}}{x_n} = x_n, x_{n-1} = x_{n-1}, \dots, X_2 = X_2, X_1 = X_1\right) = P(X_{N+1} = \frac{x_{n+1}}{x_n} = X_n) \quad (2)$$

En donde:

P= Probabilidad de Transición

Xn=Paso del proceso en el tiempo

n= El tiempo

Xi=Estado del proceso en este instante.

Los valores con los que se realiza predicciones en la matriz de Markov fueron desarrollados en concordancia a la zona de estudio y los diferentes tipos de tratamientos empleando en la localidad. La implementación de la ecuación 2 para la predicción del estado del pavimento, permite tener valores de progreso del Índice de Condición del Pavimento hasta cumplir el tiempo establecido. Para el trabajo de investigación se trabajó con un tiempo n de proyección de 10 años, las condiciones del estado del pavimento se obtuvieron mediante evaluación para cada una de las vías de la zona de estudio, la ecuación se la proyectó para cada tipo de tratamiento que se pueden utilizar en la localidad.

2. 6. Jerarquización Y Priorización

Por medio de Carpio [22] se determina que la parte más complicada de un Sistema de Gestión es la priorización de las vías a intervenir ya que va a depender de muchos factores, identificando su condición para articular la red vial que permita calificar su estado de desempeño, y su potencial de desarrollo. Para el trabajo de investigación se tuvieron en consideración 5 factores para determinar el índice de ponderación que dio lugar a la jerarquización del orden de vías a intervenir, considerando cada criterio por un índice ponderado para cada una de las variables; los cuales son:

Por medio de Carpio [22] se determina que la parte más complicada de un Sistema de Gestión es la priorización de las vías a intervenir ya que va a depender de muchos factores, identificando su condición para articular la red vial que permita calificar su estado de desempeño, y su potencial de desarrollo. Para el trabajo de investigación se tuvieron en consideración 5 factores para determinar el índice de ponderación que dio lugar a la jerarquización del orden de vías a intervenir, considerando cada criterio por un índice ponderado para cada una de las variables; los cuales son:

1. Evaluación del pavimento.
2. Criterio de experto.
3. Importancia de la vía.
4. Volumen de tránsito.
5. Estado de circulación según el usuario

De esta manera se incluye en el Sistema de Gestión propuesto una herramienta ajustable que permita ponderar la información disponible de la agencia que la utilice.

2. 7. Sistema De Información Geográfica Aplicado A La Gestión De Pavimentos

De acuerdo a [23] a nivel mundial el uso de Sistemas de Información Geográfica (SIG), ha tomado importante aceptación debido a la facilidad de integración de la localización de datos e introducción de información necesaria en la toma de decisiones para los proyectos. Según [24], una de las partes más importantes de un SIG es la base de datos que es un conjunto de datos estructurales y almacenados, con el fin de utilizar un acceso fácil y directo. Los Sistema de Gestión de Pavimentos generan un aporte significativo con la implementación de herramientas para la toma de decisiones ya que ayuda a tener una información más rápida y ordenada.

Para el trabajo de investigación se utilizó el software ArcGIS como herramienta del Sistema de Gestión de Pavimentos, ayudando el ingreso y procesamiento de información en tiempo real, llegando de esta manera a obtener una interpretación o selección de la priorización de recursos para mayor beneficio de la localidad. El trabajo de recolección de información se realizó mediante monitoreo e identificación de daños de superficie pavimentadas y no pavimentadas con cámara y GPS conectada a Google Drive, tomándose información georreferenciada en cada sección de tramo de vía.

2. 8. Creación De Base De Datos Y Visualización Cartográfica

En la Ciudadela El Maestro de la ciudad de Portoviejo, para obtener la información referente al estado de las vías de pavimento flexible y no pavimentadas; se realizó la digitalización ingresando los ejes de carreteras en el punto inicial y final del segmento, que constituyen: la base de datos del pavimento, nombres de las vías, superficie, longitud, ancho de la vía, índice de condición del pavimento (PCI), Rating del PCI, índice de condición para vías no pavimentadas (URCI) y Rating URCI Con la información adecuada ingresada en el software de visualización ArcGIS, se establecen puntos de parámetros y tramos evaluados en el pavimento flexible y posibles intervenciones dentro de la zona de estudio. Esta representación mediante mapas es amigable para la interpretación del ingeniero de gestión, ya que permite tener un estado del pavimento y realizar de forma adecuada una priorización del orden de vías a ser intervenidas.

3. RESULTADOS

En la zona de estudio de las vías localizadas en la ciudadela "El Maestro", se identificaron 38 tramos de inspección. Se atribuyen de la siguiente manera: 25 tramos para las vías de pavimentos flexibles, en los cuales se utilizó el método del Índice de Condición del Pavimento; y 13 tramos para vías no pavimentadas, implementándose el método del Índice de Condición para Vías no Pavimentadas.

Los diferentes tramos inspeccionados presentaron distintos valores de nivel de servicio de las vías evaluadas. En las Figuras 3 y 4 se pueden observar los tramos de inspección con sus distintos valores del estado en que se encuentran las vías del sitio de estudio en la ciudad de Portoviejo.

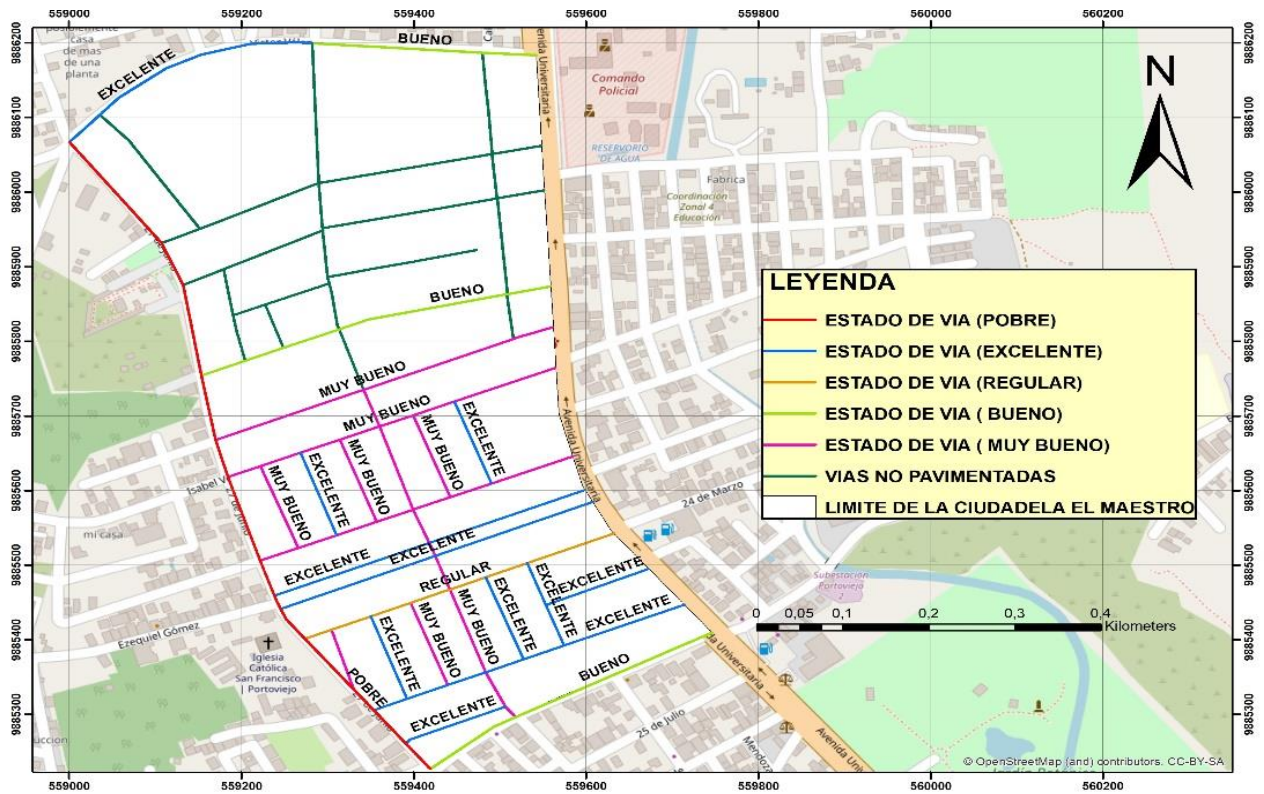


Figura 3 Nivel de servicio de los tramos inspeccionados de pavimento flexible mediante el método PCI.

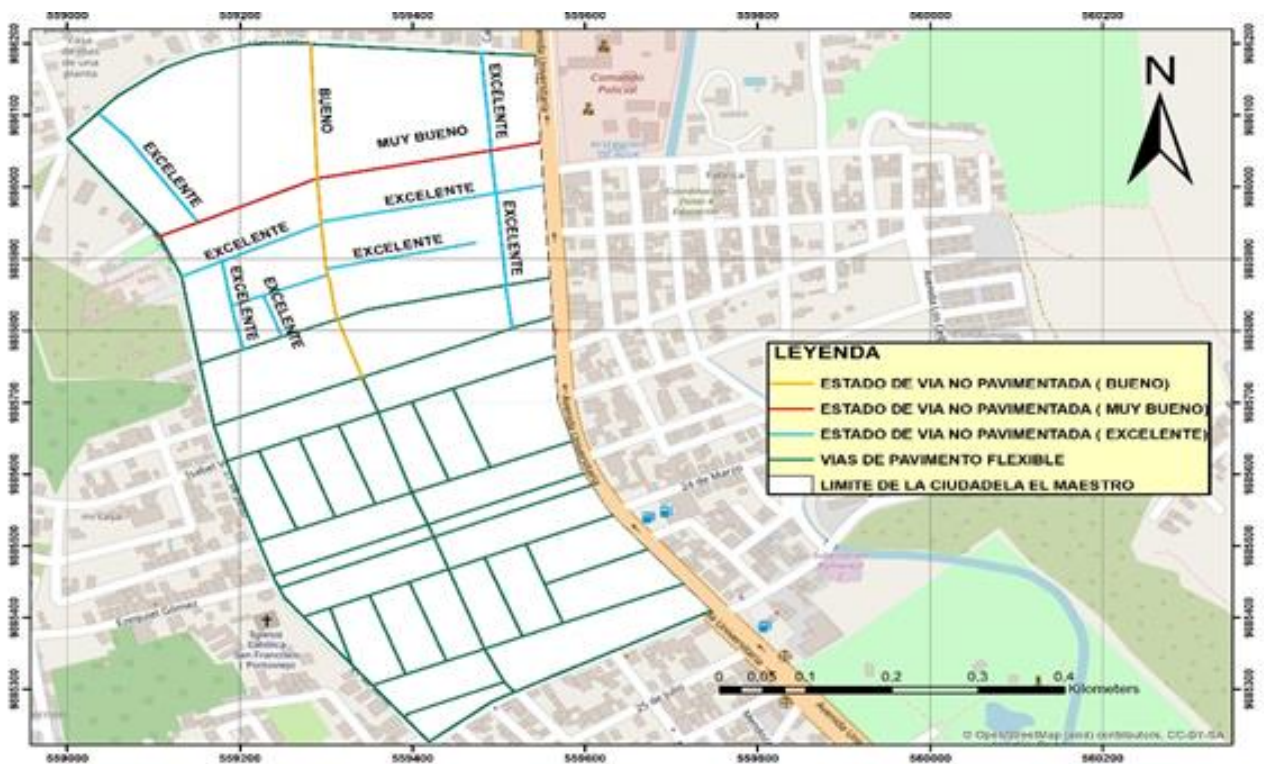


Figura 4 Nivel de servicio de los tramos inspeccionados de las vías no pavimentadas mediante la metodología URCI.

Todos los tramos inspeccionados obtuvieron valores numéricos distintos a la condición del estado en que se encuentran las vías; tanto para pavimento flexible como para las vías no pavimentadas. En la Figura 5 se observa los rangos de calificación de los métodos PCI e URCI en las vías de estudio.

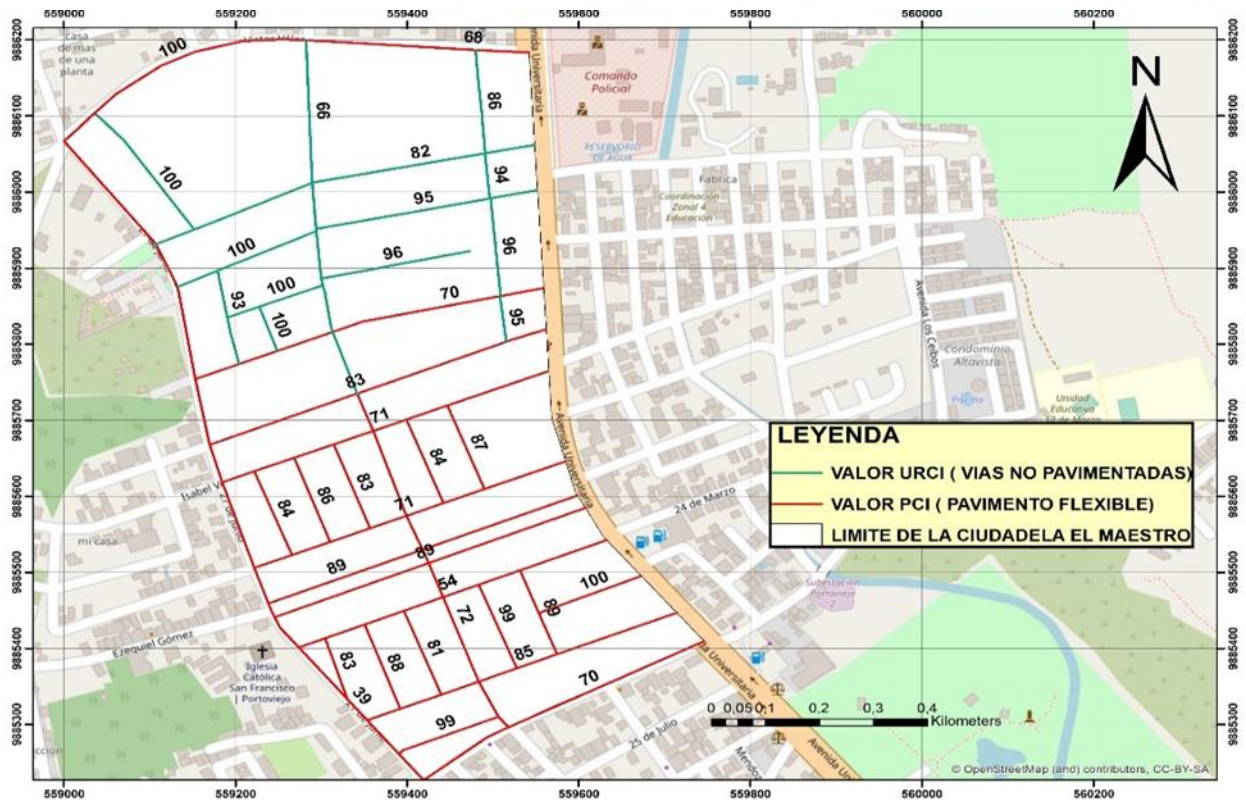


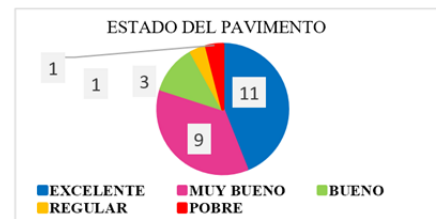
Figura 5 Rangos y calificación de los métodos PCI e URCI, sobre el estado en que se encuentran las vías inspeccionadas del área de estudio.

Realizando la proyección del estado del pavimento por medio de las matrices de Márkov para la ciudadela “El Maestro” de la ciudad de Portoviejo; en las vías de pavimento flexible, se muestran tres tipos de escenarios que representan la evolución del nivel de servicio, los cuales son:

- El primer escenario cuando se decide no hacer ningún tipo de intervención o no hacer nada.
- La segunda proyección elaborando un tratamiento de sello.
- Tercer escenario realizando un recapeo.

A continuación, se puede observar en las Figuras 6, 7 y 8 las respectivas proyecciones del estado del pavimento realizando diferentes acciones de tratamientos para las vías de estudio.

NO HACER NADA					
	EXCELENTE	MUY BUENO	BUENO	REGULAR	POBRE
EXCELENTE	85%	6%	5%	3%	1%
MUY BUENO		72%	15%	8%	5%
BUENA			64%	20%	16%
REGULAR				95%	5%
POBRE					100%



Numero de Años	No Hacer Nada				
	Excelente	Muy Bueno	Bueno	Regular	Pobre
2022	11	9	3	1	1
2023	9	7	4	3	2
2024	8	6	4	4	3
2025	7	5	4	5	4
2026	6	4	3	6	6
2027	5	3	3	7	7
2028	4	2	3	8	8
2029	4	2	2	8	9
2030	3	2	2	9	10
2031	3	1	2	9	11
2032	2	1	1	9	11

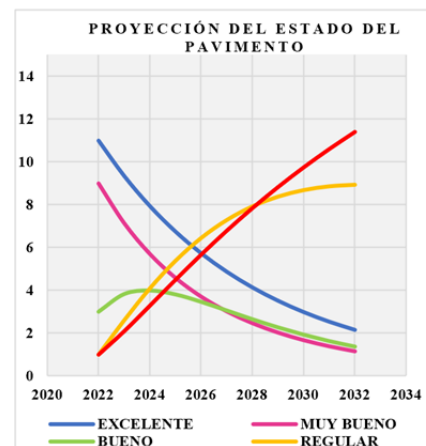


Figura 6 Proyección del estado del pavimento sin Tratamiento (No Hacer Nada).

SELLADO DE GRIETAS					
	EXCELENTE	MUY BUENO	BUENO	REGULAR	POBRE
EXCELENTE	90%	5%	3%	2%	0%
MUY BUENO		80%	10%	6%	4%
BUENA		1%	72%	15%	12%
REGULAR			2%	97%	1%
POBRE				4%	96%

Sellado de Grietas					
Numero de Años	Excelente	Muy Bueno	Bueno	Regular	Pobre
2022	11	9	3	1	1
2023	10	8	3	2	2
2024	9	7	4	3	2
2025	8	6	4	5	3
2026	7	5	3	6	4
2027	6	5	3	7	4
2028	6	4	3	7	5
2029	5	3	3	8	5
2030	5	3	3	9	5
2031	4	3	3	10	6
2032	4	2	3	10	6

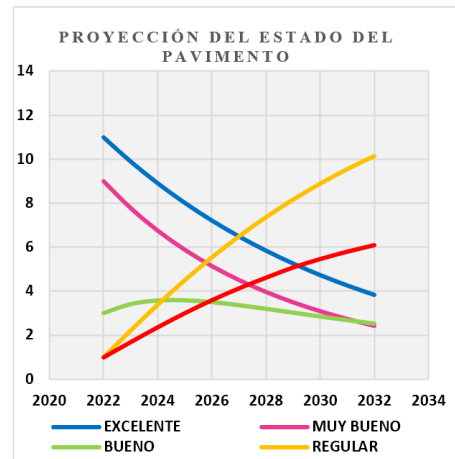
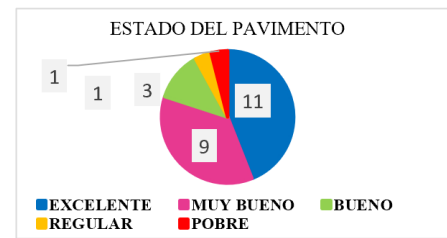


Figura 7 Proyección del estado del pavimento con un tratamiento de Sello.

RECAPEO					
	EXCELENTE	MUY BUENO	BUENA	REGULAR	POBRE
EXCELENTE	95%	4%	1%	0%	0%
MUY BUENO	0%	90%	8%	2%	0%
BUENA	70%	0%	17%	10%	3%
REGULAR	10%	0%	0%	80%	10%
POBRE	0%	0%	0%	0%	100%

Recapeo					
Numero de Años	Excelente	Muy Bueno	Bueno	Regular	Pobre
2022	11	9	3	1	1
2023	13	9	1	1	1
2024	13	8	1	1	1
2025	13	8	1	1	2
2026	13	8	1	1	2
2027	14	7	1	1	2
2028	14	7	1	1	2
2029	14	7	1	1	2
2030	14	7	1	1	2
2031	14	7	1	1	2
2032	14	7	1	1	2

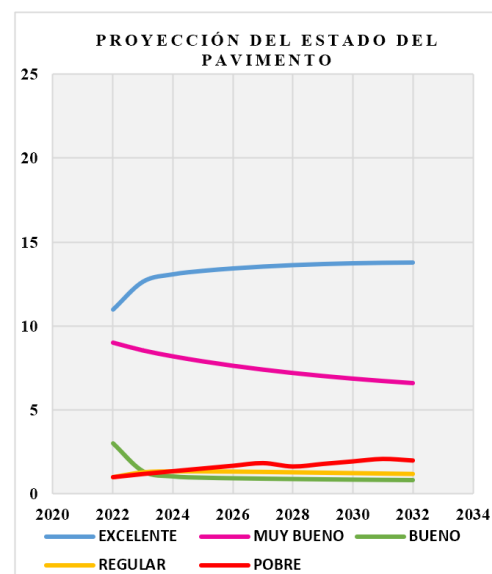
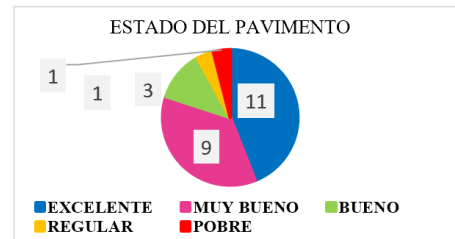


Figura 8 Proyección del estado del pavimento con un tratamiento de Recapeo

La obtención de los porcentajes de las curvas de evolución del estado del pavimento, van de acuerdo a cada tipo de tratamiento, estos son establecidas mediante 3 factores, como lo son:

1. En base a la curva de deterioro y la evolución de los diferentes deterioros con el paso del tiempo.
2. Por la información brindada por parte de expertos que realizan los diferentes tipos de mantenimientos o tratamientos en las vías.
3. Criterio del investigador.

Como resultado de la implementación de las matrices de probabilidad de Markov, de los diferentes tipos de tratamientos para la ciudadela “El Maestro” de la Ciudad de Portoviejo con una proyección del estado del pavimento para el año 2032, se concluye que: Al realizar una acción de mantenimiento de “no hacer nada”, el estado de la condición de los pavimentos va a empeorar con el paso del tiempo, esto se debe a que no se realiza ningún tipo de tratamiento y para el año de proyección se va a tener 2 pavimentos en excelente estado, 1 pavimento en estado muy bueno, 1 pavimento en estado bueno, 9 pavimentos en estado regular y 11 pavimentos en estado pobre.

Luego al realizar un tratamiento de “sello”, con un segundo escenario de evolución del estado de la condición del pavimento, se tiene una mejora en el tiempo sobre el deterioro del pavimento, teniendo 4 pavimentos en estado excelente, 2 pavimentos en estado muy bueno, 3 pavimentos en estado bueno, 10 pavimentos en estado regular y 6 pavimentos en estado pobre. Adicional al implementar “recapeo” se nota una mejora significativa del pavimento teniendo 14 pavimentos en excelente estado, 7 pavimentos en estado muy bueno, 1 pavimento en estado bueno, 1 pavimento en estado regular y 2 pavimentos en estado pobre. A continuación, en la Figura 9 se presentan los diferentes tratamientos que se pueden implementar a las vías de pavimento flexible en la ciudadela “El Maestro”, de acuerdo a la condición del estado en el que se encuentren dichas vías.



Figura 9 Tratamientos propuestos para las vías de pavimento flexible de la Ciudadela El Maestro.

La toma de decisiones en cuanto a la selección de las vías a intervenir, se basa en la jerarquización realizada sobre 5 factores. Estos tienen diferentes índices de ponderación según la estimación definida por los investigadores. Dichos factores son:

1. La evaluación del pavimento por medio del método PCI, de rango de 100 para pavimentos excelentes y 0 para fallados.
2. El criterio de expertos en conservación vial y otro personal calificado, donde se da cinco calificaciones excelente, muy bueno, bueno, regular, pobre, con ponderaciones de puntaje de 100, 80, 60, 40, 20.
3. El volumen del tránsito de las vías de pavimento flexible donde se calificó vehículos / días menores a 100, un puntaje de 100 y para vehículos / días mayores a 100, un puntaje de 50.
4. El estado de la vía según el usuario, considerando tres parámetros bueno, regular y malo; dando puntajes de 100, 50 y 25 respectivamente.
5. La importancia de la vía.

Para el factor del volumen del tránsito se consideró un conteo de número de vehículos / día, para dar prioridad a las vías con mayor volumen de flujo vehicular. El tráfico tiene que ver mucho con la evaluación del pavimento y para la toma de decisiones. El volumen del tráfico considera el número de vehículos que pasan por una sección determinada, en un tiempo determinado. (veh / día). En la tabla 1 se puede observar los indicadores propuestos.

Tabla 1 Volumen de tránsito en las vías de pavimento flexible.

Volumen de tránsito			
Sección	Nombre de las calles	Número de Vehículos / día	Calificación
1	Atanacio Santos	3680	50
2	Rosales	70	100
3	Educadores y Amigos	40	100
4	Amistad	50	100
5	San Francisco	45	50
6	Los Cisnes	50	100
7	Las Palmeras	60	100
8	Los canarios	65	100
9	9 de octubre	50	100
10	S/n – S / n	84	100
11	Maestro	3870	50
12	Maestro	3810	50
13	Flerida Intriago	67	100
14	Celeste Suárez	56	100
15	S/n – S/n	65	100
16	Agripina Moreira	78	100
17	Ariosto Andrade	87	100
18	Carlos Hernández	67	100
19	Isabel Vera	56	100
20	Romero Cedeño	67	100
22	Tomas Gorozabel	89	100
34	Víctor Vélez	87	100
35	Víctor Vélez	67	100
36	27 de junio	4116	50
37	Amistad	78	100

Reciben valores de puntuación de acuerdo a la importancia y frecuencia que tengan dichas vías. Las de mayor importancia y con alta frecuencia vehicular tienen un puntaje de 50, mientras que las vías de menor frecuencia vehicular obtienen una puntuación de 100. Con estos factores se determina el índice de jerarquización de intervención de vías de pavimento flexible. A continuación, en la tabla 2 se presenta el orden de vías a intervenir según su jerarquización.

Tabla 2 Jerarquización en vías de pavimento flexible a intervenir.

Sección	Nombre de las calles	Factores de Ponderación					Jerarquización	Orden de vías a intervenir
		a	b	c	d	e		
		0.6	0.1	0.1	0.1	0.1		
						1		
1	Atanacio Santos	70	60	50	50	50	63	3
2	Rosales	99	100	100	100	100	99	23
3	Educadores y Amigos	85	100	50	100	100	86	12
4	Amistad	100	100	100	100	100	100	25
5	San Francisco	54	40	50	50	50	51	2
6	Los Cisnes	89	100	100	100	100	93	21
7	Las Palmeras	99	100	100	100	100	99	24
8	Los canarios	81	80	100	100	100	87	14
9	9 de octubre	88	100	100	100	100	93	20
10	S/n – S / n	83	80	100	100	100	88	15
11	Maestro	89	100	50	100	50	83	10
12	Maestro	89	100	50	100	50	83	11
13	Flerida Intriago	71	80	100	50	100	76	7
14	Celeste Suárez	87	100	100	50	100	87	13
15	S/n – S/n	84	80	100	100	100	88	17
16	Agripina Moreira	83	80	100	100	100	88	16
17	Ariosto Andrade	86	100	100	100	100	92	18
18	Carlos Hernández	85	80	100	100	100	89	19
19	Isabel Vera	71	80	50	100	100	76	6
20	Romero Cedeño	83	80	50	50	100	78	9
22	Tomas Gorozabel	70	60	50	50	100	68	5
34	Víctor Vélez	100	100	50	100	100	95	22
35	Víctor Vélez	68	60	50	50	100	67	4
36	27 de junio	39	20	50	25	50	38	1
37	Amistad	72	80	100	50	100	76	8

En las vías de pavimento flexible de la ciudadela “El Maestro”, para saber el orden de vías a intervenir según el índice de jerarquización; se realizó ponderaciones de 5 factores, como lo son:

1. Puntuación de 0.60 evaluación del pavimento por el método PCI.
2. Puntuación de 0.10 criterio de experto.
3. Puntuación de 0.10 volumen del tránsito.
4. Puntuación de 0.10 estado de la vía según el usuario.
5. Puntuación de 0.10 importancia de la vía.

Se estimó como indicador de mayor ponderación el ofrecido por el PCI, valorado con un índice de 0,6 por la posibilidad de realizar la evaluación del pavimento mediante datos cuantitativos que ofrecen mayor precisión y confiabilidad, el resto de los indicadores fueron estimados de forma similar con un índice de ponderación de 0,1. En la tabla 1 se detallan colores según el orden de priorización, teniendo las de color rojo las primeras vías a intervenir, las de color verde las últimas vías a intervenir.

Se logró determinar e implementar de la mejor manera un Sistema de Gestión Vial, con ensayos normados (índices PCI y URCI), y con los métodos más adecuados (SIG, MPTM, criterios de jerarquización y priorización en base a índices ponderados) para su correcto desarrollo.

Desde el punto de vista de las vías pavimentadas (veinticinco en total), la norma ASTM D6433 [9], fue la mejor opción, tomando en cuenta su significancia, uso ampliado y objetividad, además de su perfecta aplicabilidad en ciudades como Portoviejo, en donde el presupuesto para evaluación del deterioro vial es limitado. De hecho, se han realizado comparaciones con implementaciones de sistemas de gestión en diferentes lugares como Perú [20], Ecuador en el cantón Girón [8] y en el cantón Biblián [13], en donde se puede ver la relación entre los diferentes métodos de evaluación con el presupuesto disponible, se observa que para municipalidades con presupuesto limitado, el sistema escogido es el cálculo de la condición bajo la norma ASTM D6433 [9], por las ventajas antes mencionadas.

Por otro lado, para las vías no pavimentadas (trece en total), la metodología URCI, resultó la mejor opción por su simplicidad y rapidez en la toma de datos, sin perder la objetividad y la posibilidad de obtener resultados no solo cualitativos, sino cuantitativos, a un costo relativamente bajo y, sin necesidad de equipos especiales de medición.

Con respecto a la predicción del deterioro, se ha reconocido en municipalidades latinoamericanas similares como: Girón, Gualaceo, Biblián, Cusco, Cajamarca entre otras; una correcta aplicación de las matrices de probabilidad de transición Markovianas, pues dichas matrices (al cambiar sus dimensiones de acuerdo a la necesidad) permiten realizar una clasificación de la condición de los pavimentos en función de los tratamientos disponibles de rehabilitación y mantenimiento. Esta ventaja se aprovechó también en nuestro sistema de gestión propuesto, ajustando a la medida la dimensión de las matrices de probabilidad de transición, catalogando la salud vial en función del número de mantenimientos disponibles en Portoviejo (como, por ejemplo: sello de grietas, bacheo menor y recapeo). Además, esta metodología de predicción de desempeño, propuesta en base a las matrices de Markov, permite ajustar (mejorando su precisión) los porcentajes de cambio de condición de la salud vial en base a las evaluaciones futuras programadas por el GAD de Portoviejo, convirtiendo así al sistema de predicción de la salud en un sistema confiable.

En términos de jerarquización y priorización, el presente trabajo presenta los resultados en base a 5 criterios (antes mencionados), logrando ajustar de la mejor manera la decisión de intervención, a la realidad de la Municipalidad de Portoviejo (y su base de datos, e información disponible). Además, la herramienta de jerarquización y priorización propuesta, permite ponderar (ajustar) el aporte de cada criterio (de 0 a 100%), en función de la disponibilidad de datos, y del criterio técnico del personal encargado del mantenimiento. Es así que, si por diferentes circunstancias, no se disponga de datos de uno o más de los criterios, la herramienta permite ponderar su(s) aporte(s) a 0% y, aun así, tener disponible un ranking de jerarquización cuantitativo para la intervención en la red vial, eliminando cualquier subjetividad en los resultados.

Con respecto a la herramienta de sistemas de información geográfica (SIG), los resultados obtenidos, y presentados de manera integrada en dicha herramienta permiten la facilidad de análisis de datos de una manera gráfica, generando un plus en el abanico de información utilizada para la toma de decisiones de intervención. Incluso, al analizar la condición de deterioro (salud de la red vial) de manera gráfica; es posible encontrar patrones de daños localizados en áreas específicas dentro del sistema, esta información ayuda significativamente a entender mejor las evoluciones de los deterioros y posiblemente el porqué de los mismos con respecto a su localización. Por último, es necesario acotar que nuestro trabajo es de los pioneros en la implementación de SIG en el análisis de la condición de redes viales; de hecho, en estudios similares [24] y [23] muestran su utilización, pero con un alcance mucho menor.

4. CONCLUSIONES

Se determinó la salud de la red vial del pavimento flexible mediante PCI encontrándose que en la Ciudadela el maestro se presenta una condición actual del estado del pavimento de 11 vías excelentes, 9 vías muy buenas, 3 vías buenas y 1 vía regular y 1 vía pobre, y de la misma manera se determinó la salud de la red vial no pavimentada con URCI encontrando el estado actual de 11 vías en estado excelente, 1 vía en estado muy bueno y 1 vía en estado bueno.

Gracias a la implementación de las matrices de probabilidad de transición se concluyó que al “No Hacer Nada” los pavimentos van a seguir deteriorándose con el paso del tiempo, esto se debe a que no se realiza algún tipo de tratamiento, los pavimentos van a decaer para el año de proyección 2032, teniendo 2 pavimentos en excelente estado, 1 muy bueno, 1 bueno, 9 regulares y 11 pobres. Que al realizar un “Sello” la predicción del deterioro mejora, realizando este tipo de tratamiento se va a tener 4 pavimentos en excelente estado, 2 muy bueno, 3 bueno, 10 regulares y 6 pobres. Adicional al implementar “Recapeo” se nota una mejora significativa del pavimento en los 10 años de proyección del estado del pavimento, teniendo como resultado 14 pavimentos en excelente estado, 7 muy bueno, 1 bueno, 1 regular y 2 pobres.

Gracias al SIG se pudo presentar de manera técnica y ordenada por medio de visualización cartográfica mostrando los resultados tanto de la condición del pavimento, los procesos de intervención y orden de jerarquización de vías a intervenir.



1. M. Macea et al, «Un sistema de gestión de pavimentos basado en nuevas tecnologías para países en vía de desarrollo,» Ingeniería , investigacion y tecnologia, pp. 223- 236, 2016.
2. Peñaloza y Calle, Sistema de Gestión Sostenible de Pavimentos aplicados a las vías y parqueaderos de la Universidad de Cuenca, Cuenca, 2017.
3. Silva-Balagueral, Daza-Leguizamón y Lopez-Valiente, «Gestion de pavimentos basado en sistema de información geográfica,» Ingeniería solidaria, vol. 14, n° 26, p. 18, 2018.
4. Montoya-Alcaraz, Mungaray-Moctezuma y García, «Sustainable road maintenance planning in developing countries based on pavement management systems: Case study in Baja California, México,» Sustainability,, vol. 12, n° 36, pp. 1-14, 2019.
5. Al-Mansoori, Abdalkadhum y Al-Husainy, «A GIS- enhanced pavement management system: A case study in Iraq,» Journal of Enginner Science and Technology, vol. 15, n° 4, pp. 2639-2648, 2020.
6. Bazlamit, Hesham y Al-Suleiman, «Pavement maintenance applications using Geographic Information Systems,» Procedia Engineering, 2019.
7. Hadidi, Naghawi, A. Kilany y A. Sharief, «Utilizing Geographic Information System as a tool for pavement management system. International Journal of Applied Mathematics,» Electronics and Computers, vol. 4(4), pp. 96-100., 2016.
8. Guzmán y Mogrovejo, «Gestión sostenible del pavimento flexible, rígido y articulado del centro urbano del Cantón Girón,» 2017.
9. American Section Of The International Association For Testing Materials, «Standard Practice for Roads and Parking Lots Pavement Condition Index Surveys,» VTIL, Virginia, s.f.
10. Headquarters, Department of the Army, «UNSURFACED ROAD MAINTENANCE,» DIU, Washington DC, 1995.
11. Elhadidy, Badawy y Elbeltagi, «A simplified pavement condition index regressionmodel for pavement evaluation,» International Journal of Pavement Engineering,, 2019.
12. Baque, «Evaluación del estado del pavimento flexible mediante el método PCI de la carretera puerto-aeropuerto (Tramo II), Manta. Provincia de Manabí,» Dominio de la Ciencia, pp. 204 - 2028, 2020.
13. Idrovo, «Gestión sostenible del pavimento rígido y flexible de las principales calles de la cabecera cantonal de Biblián – provincia del Cañar,» 2022.
14. González, Ruiz y Guerrero, Propuesta de metodología para la evaluación de pavimentos mediante el índice de condición de pavimentos (PCI), 2020.
15. Becerra y Sánchez, Evaluación de la condición del pavimento del sector del valle y su marco sostenible, Cuenca, 2018.
16. Quispe y Senitagoya, «Comparación de las Metodologías URCI Y VIZIRET para la confiabilidad de la metodología en vías no pavimentadas,» 2021.
17. J. C. Bedoya y M. Barrera, «Convergencia de las cadenas de Márkov,» UTP ISSN, Pereira, 2006.
18. Rimac y Rodriguez, «Sistema de Gestión de pavimentos basado en el modelo Estocástico Probabilístico para la asignación de los recursos económicos destinados a la conservación de pavimentos en la carretera Conococha - Huarza, 2018,» 2019.
19. D. M. Apolo, Diseño de un sistema de gestión de infraestructura vial sustentable en la municipalidad de Gualaceo, Cuenca: FICIV, 2018.
20. Ochoa y Tupac, «Optimización de recursos económicos en la conservación de pavimentos rurales de tercera clase utilizando un Sistema de Gestión de Pavimentos basado en el método Estocástico- Probabilístico,» 2017.
21. Taha, Investigación de Operaciones, Mexico: Novena Edición, 2012.
22. Carpio, «Sistema Institucional para la gestión de estrategias de planificación y conservación de caminos rurales en la provincia del Azuay”, Cuenca, 2017.
23. Silva y Gualdrón, Sistema de Gestión de Pavimentos Flexibles basado en Sistema de Información Geográfica, 2017.
24. Ángulo, Sistema de Gestión De Pavimentos utilizando el software ARCGIS para la conservación de pavimentos de las vías locales principales del distrito de los Baños del Inca – Cajamarca, 2019.

Revisión Del Sistema De Drenaje De Una Obra Vial Con Ayuda De La Aplicación Informática HY-8

Review Of The Drainage System Of A Road Work With The Help Of The HY-8 Computer Application

Autores

Caridad Lourdes Hernández Valenzuela¹, Gerardo Jiménez Sáenz²

¹ Ingeniera Civil. Máster, Profesora Asistente, Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 #11901 entre Ciclo vía y Rotonda, Marianaoe-mail: lourdeshv@civil.cujae.edu.cu.

² Ingeniero Civil. Doctor en Ciencias, Profesor Titular, Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 #11901 entre Ciclo vía y Rotonda, Marianaoe-mail: gjimenez@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

La vida útil de una vía está ligada al funcionamiento del sistema de drenaje, encargado de recolectar, encauzar y disponer las aguas pluviales, evitando daños a la vía y al entorno. El grado de protección que debe brindar el sistema de drenaje depende de la importancia económica y social de la vía, por lo que existe una relación entre la categoría de la vía y la probabilidad de ocurrencia de las avenidas que puedan poner en riesgo la circulación vehicular. La rehabilitación del tramo Underdawn-Naranjito de la vía férrea Habana-Guanajay, concibe el paso de la vía de categoría II a categoría I, lo que supone un aumento en los caudales a evaluar. Actualmente es apreciable el deterioro causado por las aguas superficiales lo que hace necesario evaluar el desempeño del sistema de drenaje para las condiciones actuales y futuras. La modelación del comportamiento hidráulico de las alcantarillas es un proceso complejo donde intervienen múltiples variables, la aplicación informática HY-8 permitió conocer el desempeño de las obras de fábrica para diferentes condiciones de trabajo.

Palabras claves: Alcantarilla, drenaje, comportamiento hidráulico de las alcantarillas.

ABSTRACT

The useful life of a road is bound to the operation of the drainage system, in charge of gathering, to channel and to prepare the pluvial waters, avoiding damages to the road and the environment. The protection grade that should offer the drainage system depends on the economic and social importance of the road, for what a relationship exists among the category of the road and the probability of occurrence of the avenues that can put in risk the vehicular circulation. The rehabilitation of the tract Underdawn-Naranjito of the railroad Havana-Guanajay, conceives the step of the road of category II to category I, what supposes an increase in the flows to analyse. At the moment it is appreciable the deterioration caused by the superficial waters that makes necessary to evaluate the acting of the drainage system for the current and future conditions. The hydraulic performance of culverts is a complex process where multiple variables intervene, the computer application HY-8 allowed to know the acting of the culverts works for different conditions.

Keywords: Culvert, drainage, hydraulic performance of culverts

Nota Editorial: Recibido: Febrero 2023 Aceptado: Mayo 2023

1. INTRODUCCIÓN

El transporte ferroviario es un elemento vital para el desarrollo económico del país, su correcto funcionamiento depende en gran medida del estado técnico de las vías que integran la red nacional. Atendiendo a su importancia económico-social, las vías férreas se clasifican en 4 categorías, que van desde la categoría I para vías principales de importancia nacional hasta la categoría IV para vías secundarias de importancia local.

La línea Habana-Guanajay enlaza el nudo Habana con el puerto del Mariel, era considerada de importancia regional, clasificando como categoría II. El crecimiento de la Zona Especial de Desarrollo del Mariel (ZEDM), ha motivado el incremento del tráfico de cargas y pasajeros, confiriéndole importancia nacional, lo que implica el cambio a categoría I [1].

Como obra vial de categoría I debe cumplir con los requerimientos asociados al incremento de las cargas, de la velocidad de circulación y de la intensidad de tráfico, también el sistema de drenaje debe evacuar caudales mayores sin que se produzcan afectaciones a la vía, al entorno o se interrumpa la circulación.

De acuerdo a la normativa vigente en Cuba, las vías férreas categoría II se deben diseñar para una probabilidad de protección contra inundaciones del 2 % y se comprueban para el 1 %, mientras las vías categoría I se diseñan para una probabilidad del 1% y se comprueban para el 0.5 % [2].

Para realizar las transformaciones requeridas, en el año 2009 la Empresa de Proyectos de Obras de Transporte (EPOT) a solicitud de la Unión de Ferrocarriles de Cuba (UFC), realizó el Proyecto Ejecutivo para la reparación capital de la línea Habana-Guanajay, con alcance al tramo comprendido entre las estaciones Martí y Naranjito, en La Habana [3].

A partir del estudio de la documentación técnica y de la inspección visual a la vía, se pudo caracterizar su estado actual, el deterioro de sus elementos y en particular los daños ocasionados por las aguas superficiales. Lo anterior condujo al análisis del sistema de drenaje y a la determinación de los caudales hidrológicos a evacuar como paso previo para alcanzar el objetivo principal de este trabajo, que es conocer el comportamiento hidráulico de las obras de fábrica existentes en la vía y evaluar su capacidad para evacuar los caudales hidrológicos previstos para categoría I y II.

2. DESARROLLO

2. 1. Características De Las Cuencas Y Su Relación Con El Trazado De La Vía.

La vía atraviesa dos cuencas: la del río Luyanó que vierte sus aguas a la bahía de La Habana y la del río Orengo que es un afluente del río Almendares. La divisoria de las aguas que delimita ambas cuencas coincide con el trazado de la calzada de 10 de octubre. La Figura 1 muestra ambos ríos y sus cuencas, obtenidas con la aplicación informática Surfer 16.3.408.

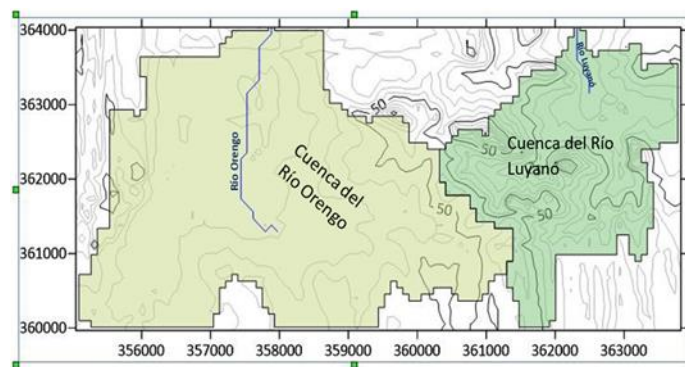


Figura 1: Cuencas de los ríos Orengo y Luyanó.

Las investigaciones hidráulicas y geotécnicas, realizadas por la Dirección de Investigaciones Aplicadas de la EPOT en junio del 2009, concluyeron que las condiciones geológicas de la explanación se caracterizan por ser homogéneas e integradas por la formación Capdevila. Litológicamente está constituida por areniscas, limonitas, arcillas, gravelitas, calcarenitas, margas, calizas, grauvacas y conglomerados. Sus depósitos están bien estratificados sobre la formación Apolo, formada por secuencia rítmica de estratos finos a laminares. La litología existente tiene dificultad con el drenaje de las aguas superficiales, que se agrava en las zonas bajas o en corte [3].

Para facilitar el estudio se establecieron tres subtramos, comprendidos desde Underdown (km 2,1) hasta la estación Naranjito (km 6,8) y se adicionó un cuarto tramo no incluido en el proyecto. La Figura 2 muestra la imagen satelital de la vía, destacándose los cuatro subtramos en que fue dividida para su análisis.



Subtramos

- Underdown-Concepción.
- Concepción-Café Colón.
- Café Colón-Naranjito.
- Naranjito-Almendares.

Figura 2: Representación del tramo de vía comprendido entre Underdown y la estación Almendares. Imagen obtenida con Google Earth Pro.

La intersección de la vía férrea con Calzada de 10 de octubre, conocida como estación Café Colón, es el punto más alto del perfil con una cota de 48,72 m, a partir de aquí la rasante de la vía desciende hacia ambos extremos: de manera suave hacia Naranjito, con un desnivel de 8,05 m en 1,42 km y abruptamente hacia Underdown con un desnivel de 36,74 m en una longitud de 2,58 km. Por lo que los dos primeros subtramos drenan hacia el río Luyanó y los dos últimos al Almendares.

Primer subtramo: Underdown – Concepción

La vía férrea presenta una sección transversal a media ladera, encontrándose la banda izquierda aguas arriba, por lo que el drenaje pluvial se evacua a través de la cuneta izquierda hacia un cauce natural.

La vía atraviesa una zona urbana con manzanas regulares bien distribuidas, intersectando las calles Pocitos, Tejar, Dolores y Concepción, lo que origina 3 cruces y un paso peatonal. Estas calles están pavimentadas, sus pendientes longitudinales son pronunciadas y actúan como cauces que vierten al drenaje longitudinal de la vía. La Figura 3 muestra de forma esquemática la planta y el perfil de la vía férrea.

En las calles Pocitos, Tejar y Dolores existen alcantarillas de una hilera de tubos de hormigón de 0,46 m de diámetro para permitir el paso del agua que fluye por la cuneta izquierda de la vía férrea. No posee drenaje transversal.

Las obras de fábrica se enumeraron en el sentido creciente del estacionado, aunque el agua corre en sentido contrario. Las obras de fábrica y sus caudales hidrológicos se muestran en la Tabla 1.

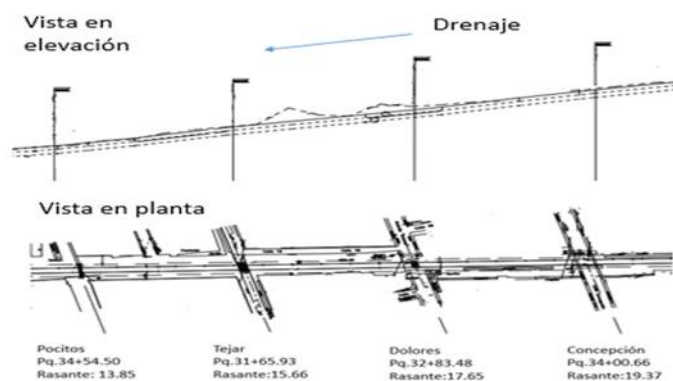


Figura 3: Detalle de la planta y el perfil del primer subtramo. Tomado de [3].

Segundo subtramo: Concepción-Café Colón.

El tramo se caracteriza por ser una zona mayormente rural, con pendientes variables desde suaves a muy fuertes. La vía bordea una elevación conocida como "Loma del 5to Distrito", atraviesa Avenida Porvenir con un paso elevado y termina en el cruce de la Estación Café Colón. En este trayecto se encuentran secciones transversales a media ladera, en terraplén y en corte, en ese orden siguiendo el estacionado. En los últimos 300 m aproximadamente están urbanizadas las áreas a ambos lados de la vía, pero las calles no vierten a la línea. (Figura 4).



Figura 4: Representación del segundo subtramo, imagen obtenida con Google Earth Pro.

Existen 4 alcantarillas para el drenaje transversal de la vía, estas y sus caudales hidrológicos se muestran en la Tabla 1.

Tercer subtramo: Café Colón-Naranjito.

La vía en esta zona se caracteriza por circundar zonas residenciales, la sección transversal se encuentra en terraplén, las pendientes son variables de suaves a medias y predomina la alineación horizontal recta. Cuenta con dos obras de fábricas transversales. (Figura 5).



Figura 5: Representación del tercer subtramo. Imagen obtenida con Google Earth Pro.

Cuarto subtramo: Naranjito-Almendares.

Este tramo fue rehabilitado desde Almendares hasta el cruce de Vento, quedando pendiente un segmento entre Vento y Naranjito, en el que la alineación horizontal es recta y la pendiente es moderada en dirección a Almendares, no posee obras de drenaje transversal.

2. 2. Determinación De Los Caudales Hidrológicos

Para determinar el caudal de diseño es preciso establecer la frecuencia con que se presenta el evento de diseño. Esta se puede evaluar utilizando dos parámetros dependientes entre sí: el período de retorno (T_r) y la probabilidad de ocurrencia(p).

El período de retorno de una avenida (T_r) es el intervalo de tiempo dentro del cual un evento considerado como avenida o crecida máxima puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez, en el período. La probabilidad es el inverso del período de retorno expresada en % [4].

$$p = \frac{1}{T_r} \cdot 100 \tag{1}$$

Considerando lo anterior, la vía categoría II se diseña para 50 años y se comprueba para 100 años, al cambiar a categoría I se debe diseñar para 100 años y comprobarse para 200 años.

Los caudales hidrológicos se calcularon aplicando el método racional, una vez caracterizadas las cuencas aportantes en cada uno de los tramos de estudio. La intensidad de la lluvia se determinó con el empleo del Mapa de las curvas isoyetas para la República de Cuba para láminas de lluvias del 1% de probabilidad. Utilizando los valores de coeficiente de paso (K_p) obtenidos para Cuba, se determinaron los caudales para las probabilidades de 0.5 % y 2%, haciendo uso de las expresiones siguientes:

$$Q_{0.5\%} = Q_{1\%} K_p \quad \text{siendo } K_p=1.16 \quad (2)$$

$$Q_{2\%} = Q_{1\%} K_p \quad \text{siendo } K_p=0.85 \quad (3)$$

Los datos principales empleados en el análisis aparecen en la Tabla 1. Esta incluye la ubicación en el trazado, la forma y dimensiones de la sección transversal de la alcantarilla, así como los caudales hidrológicos para probabilidades del 1%, 2% y 0.5%. Todas las alcantarillas son de hormigón y de un solo conducto, excepto la No. 9 que tiene dos.

Tabla 1: Características de las obras de fábrica del tramo en estudio.

Subtramo	O.F.	Ubicación Pq.	Forma O.F.	Tamaño O.F.	$Q_{1\%}$ (m ³ /s)	$Q_{2\%}$ (m ³ /s)	$Q_{0.5\%}$ (m ³ /s)
1	1	30+54,50	Circular	0,46 m	15,41	13,10	17.88
	2	31+65,93	Circular	0,46 m	12,51	10,63	14.51
	3	32+83,48	Circular	0,46 m	9,39	7,98	10.89
2	4	36+54,80	Cuadrada	3m x 3m	3,39	2,88	3.93
	5	38+80,00	Cuadrada	1m x 1m	1,06	0,90	1.23
	6	40+26,80	Rectangular	1m x 0,7m	7,92	6,73	9.19
	7	46+65,80	Cuadrada	2m x 2m	3,88	3,30	4.50
3	8	58+96,10	Cuadrada	2m x 2m	16,67	14,17	19.34
	9	61+92,06	Circular	2(0,60m)	6,84	5,81	7.42

2.3. Análisis Del Comportamiento Hidráulico De Las Alcantarillas.

Cuando se realiza el diseño de las obras de drenaje transversal son datos del problema: el caudal de diseño, la altura del agua permisible a la entrada (HW) y a la salida (TW), la pendiente con que se colocará el conducto (S_0), su longitud(L), el tipo de entrada y la velocidad permisible del flujo (V). También son conocidas las características geométricas de la sección transversal de la vía y las características del cauce. Con estos datos se define la forma y dimensiones del conducto, así como el tipo de material o tecnología a emplear en su construcción, de forma que se cumplan las restricciones impuestas por el proyecto [5].

En el caso de la revisión, partiendo de las obras existentes se determinan los niveles que alcanza el agua y las velocidades del flujo en el conducto y en el canal de salida para los caudales hidrológicos correspondientes a la categoría de la vía. En ambos casos se requiere comprender el comportamiento del flujo y su interacción con la alcantarilla.

La Figura 6 muestra el corte longitudinal de una alcantarilla, en la que se puede apreciar las variables que intervienen en su funcionamiento.

- TW: Profundidad medida desde la invertida de la salida de la alcantarilla a la superficie del agua(m).
- HW: Profundidad medida desde la invertida de la entrada de la alcantarilla a la superficie del agua(m).
- S_0 : Pendiente longitudinal del fondo (%).
- D: Abertura del conducto(m).
- L: Longitud del conducto(m).

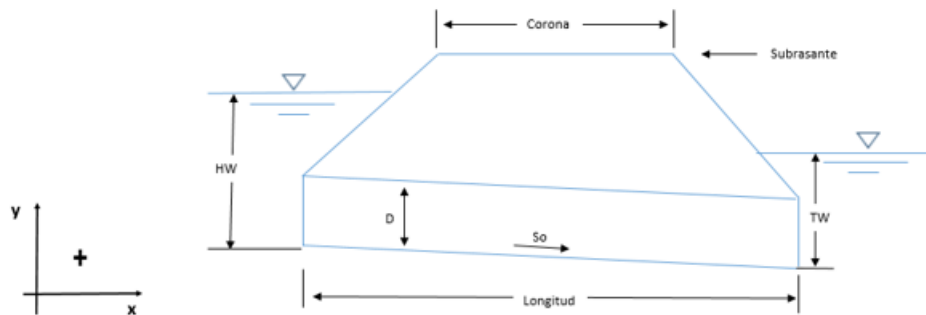


Figura 6: Corte longitudinal de una alcantarilla.

Para considerar satisfactorio el comportamiento hidráulico de las alcantarillas estudiadas se debe cumplir que la capacidad de descarga de la obra de fábrica supere el caudal de diseño.

La altura del agua a la entrada de la alcantarilla (HW), no debe rebasar cierto límite impuesto por razones de seguridad. En el caso del ferrocarril se fija el nivel de aguas máximas (NAM), 50 cm por debajo de la subrasante, con lo que se protege la superestructura de la vía de la acción erosiva del agua. Se recomienda que las obras de fábrica no trabajen a presión, por lo que la relación HW/D debe estar entre 0,75 y 0,80 [6].

La velocidad del flujo tanto dentro del conducto como en el canal de salida debe mantenerse en un rango tal que no produzca erosión ni sedimentación [4].

Para conocer los valores de profundidad y velocidad que se alcanzarán para los caudales analizados es preciso conocer el comportamiento del flujo en el interior de la alcantarilla.

Tipos de flujo.

Si se analiza un eje de coordenadas como el representado en la Figura 6, de forma que el eje de las x coincida con el fondo de la alcantarilla creciendo en la dirección del flujo, el eje de las abscisas mostrará los valores de profundidad del flujo (y). Si a cada valor de x se asocia un valor de y para el caudal analizado, es posible obtener el perfil del flujo para ese caudal.

Si y no varía a lo largo de la longitud analizada ($dy/dx = 0$) el régimen se considera uniforme, si existe variación el régimen es variado. También se analiza la variación de y en el tiempo, en este caso sí la profundidad se mantiene constante en el tiempo ($dy/dt = 0$) el flujo es permanente y si existe variación es impermanente [7].

Cuando ocurre el régimen permanente y uniforme (RPU) la superficie del agua describe una línea paralela al fondo de la conducción, esta pendiente se conoce como pendiente normal (S_n) y a la profundidad del flujo se le llama tirante normal (y_n). Figura 7a

El régimen permanente variado (RPV) se subdivide en gradualmente variado (RPGV), cuando la variación de las características hidráulicas se produce suavemente a lo largo de una gran longitud (Figura 7b) y en rápidamente variado (RPRV), cuando dicha variación se produce en una longitud pequeña y se le llama salto hidráulico.

En el RPGV la superficie del agua no es paralela al fondo, como sucede en el RPU, su forma, más o menos inclinada respecto al fondo del canal, define una curva en perfil y una superficie en el espacio, que se denomina: perfil del flujo o curva superficial [7].

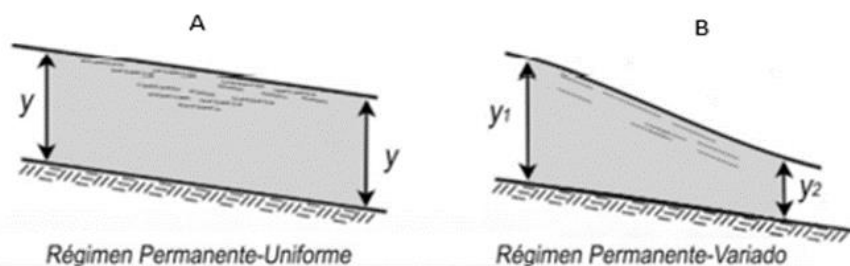


Figura 7: Régimen permanente uniforme (A) y Régimen permanente variado (B). Tomado de [7].

El efecto de la gravedad, evaluado mediante el Número de Froude (N_F), representa la relación entre las fuerzas inerciales (FI) y las gravitacionales (FG) [4].

Este criterio establece 3 tipos de régimen:

	Régimen	
$N_F = 1$	Crítico	$FI=FG$
$N_F < 1$	Subcrítico	$FI < FG$
$N_F > 1$	Supercrítico	$FI > FG$

Al régimen crítico corresponde un valor de pendiente (S_c) y de tirante (y_c). Este régimen es inestable, por lo que es poco probable que ocurra en un tramo de canal, lo que es probable es que exista una sección donde el tirante alcance el valor y_c . A esta sección se le conoce como sección de control, en ella existe una relación conocida entre el caudal y el tirante [7].

En el régimen subcrítico predominan las fuerzas gravitacionales, la pendiente es inferior a la pendiente crítica y se asocia a velocidades bajas y tirantes elevados. En el régimen supercrítico hay predominio de las fuerzas inerciales, la pendiente es superior a la crítica y se caracteriza por velocidades altas y bajas profundidades.

La sección de control constituye la frontera entre los regímenes subcrítico y supercrítico.

En las alcantarillas, cuando se produce el RPGV, la sección de control puede encontrarse en las proximidades de la entrada o cercana a la salida, por lo que su ubicación define el tipo de control.

En el flujo con control a la entrada, el conducto de la alcantarilla trabaja en régimen supercrítico y el canal de entrada en régimen subcrítico. La capacidad de descarga es determinada por las características de la entrada, en este caso el conducto tiene mayor capacidad de evacuación que la entrada.

Si el control es a la salida entonces el conducto trabaja en régimen subcrítico y el canal de salida en régimen supercrítico. En la capacidad de descarga influyen las características de la entrada, las del conducto y las del canal de salida.

La definición del tipo de flujo permite reconocer la forma de trabajo de la alcantarilla para un caudal determinado y poder seleccionar el procedimiento de cálculo a emplear. En ocasiones el control del flujo cambia al variar el caudal pasando de control a la entrada a control a la salida o viceversa, por ello se realizan los cálculos para ambas variantes seleccionando la que produzca la mayor elevación del agua a la entrada de la alcantarilla (HW), que sería la condición más adversa [5].

Aplicación informática HY-8

Para la determinación del comportamiento hidráulico de las alcantarillas se empleó el programa HY-8 versión 7.7, desarrollado por el Departamento de Transporte de la Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos (Federal Highway Administration), FHWA por sus siglas en inglés. Se apoya en la publicación de Diseño Hidráulico de Alcantarillas para Autopistas, tercera edición en el cual se describen todos los métodos empleados en el programa. La información que aporta HY-8 incluye el tipo de flujo, según la definición del servicio Geológico de los Estados Unidos (U.S. Geological Survey), USGS por sus siglas en inglés.

El software utiliza un sistema de codificación que incluye, en este orden: el tipo de flujo identificado con un número del 1 al 7, el perfil del flujo o curva de superficie descrito por una letra mayúscula seguida de un número del 1 al 3 y un indicador de la profundidad del agua a la salida de la obra de fábrica, representado por una letra minúscula. Este código de forma resumida indica cómo se calculan los parámetros hidráulicos de la alcantarilla para cada caudal analizado [8].

A continuación, se expone el significado de cada uno de estos elementos.

Tipo de flujo

En función del tipo de control y de la sumergencia de la entrada y la salida, se consideran 7 tipos de flujo.

La Figura 8 muestra los flujos con control a la entrada, estos son dos: el flujo tipo 1 con entrada no sumergida y el tipo 5 con entrada sumergida. En estos casos aguas arriba de la sección de control el régimen es subcrítico y en el conducto el régimen es supercrítico. En ambos casos puede producirse el salto hidráulico que origina otro cambio de régimen de supercrítico a subcrítico

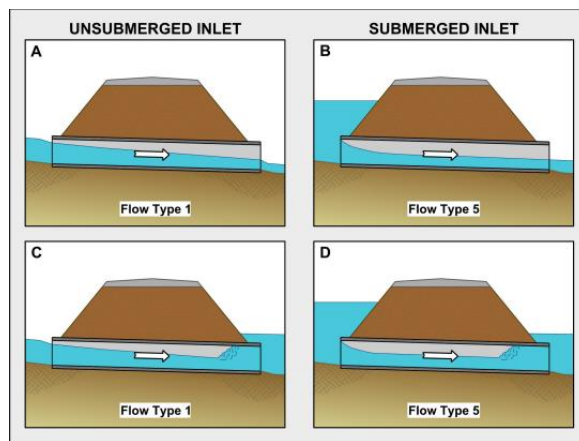


Figura 8: Flujos con control a la entrada. Tomado de [8].

La Figura 9 muestra los flujos con control a la salida, los flujos tipo 2 y 3 con entrada no sumergida y los flujos tipo 4, 6 y 7 con entrada sumergida. En estos casos el conducto trabaja en régimen subcrítico y el canal de salida en régimen supercrítico.

En particular en el flujo tipo 4, la entrada y la salida están sumergidas y el conducto trabaja a sección llena en toda su longitud.

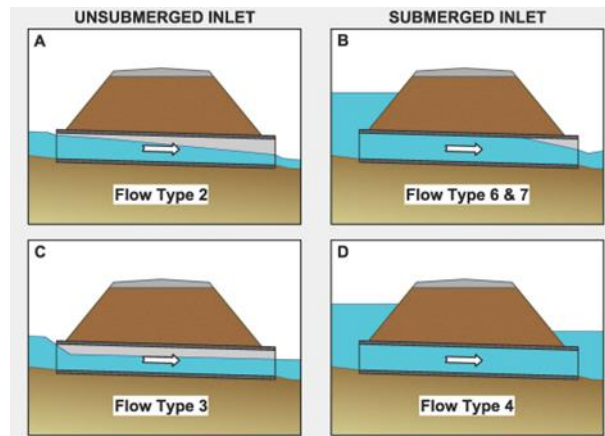


Figura 9: Flujos con control a la salida. Tomado de [8].

Perfil del flujo.

Conocida la ubicación de la sección de control se puede definir cuál es el perfil del flujo presente en el caso que se analiza. Cada perfil de flujo se identifica por una letra y un número. La letra definirá el tipo de pendiente del fondo del canal donde se está produciendo el régimen permanente gradualmente variado (RPGV) y aparece con su denominación en idioma inglés, por lo que a las pendientes suaves se las identifica con la letra M de mild (suave) y a las pendientes fuertes con la letra S de steep (empinado) [9].

- M Pendiente del canal inferior a la pendiente crítica. Flujo subcrítico
- S Pendiente del canal superior a la pendiente crítica. Flujo supercrítico
- C Pendiente del canal igual a la pendiente crítica. Flujo inestable.
- A Pendiente positiva en la dirección del flujo.
- H Canal horizontal

Si el conducto trabaja lleno en toda su longitud aparece, junto al número que indica el tipo de perfil, las siglas FF del inglés "full flow", esto sucede en los flujos tipo 4 y 6. Si se produce un salto hidráulico aparece junto a la letra que identifica la pendiente del perfil una J de "jump", esto sucede en los perfiles 1 y 5 [7].

El número que acompañará a una de estas letras, de la M a la H, estará definido por la posición relativa de las profundidades del régimen variado (y) respecto a las profundidades normal (y_n) y crítica (y_c) correspondientes a ese canal, para el caudal que se analiza. Esto hace que verticalmente se distingan 3 zonas las que se describen en la Tabla 2 [7].

Tabla 2: Zonas y tipo de flujo en función de la relación entre los tirantes normal, crítico y del RPGV

Zona			
1	El tirante del régimen variado(y) es superior al tirante crítico(y_c) y mayor al tirante normal(y_n).	$y > y_c$ $y > y_n$	Flujo subcrítico
2	El tirante del régimen variado(y) está comprendido entre el tirante crítico(y_c) y el tirante normal(y_n).	$y_c < y < y_n$	Flujo subcrítico
		$y_n < y < y_c$	Flujo supercrítico
3	El tirante del régimen variado es menor que el tirante crítico y menor que el tirante normal.	$y < y_c$ $y < y_n$	Flujo supercrítico

La ubicación espacial de las curvas superficiales se puede comprender analizando el esquema que aparece en la Figura 9. En este caso la curva S corresponde a la M y la curva F a la S, esto es debido a que se nombran por las iniciales de suave y fuerte en español.

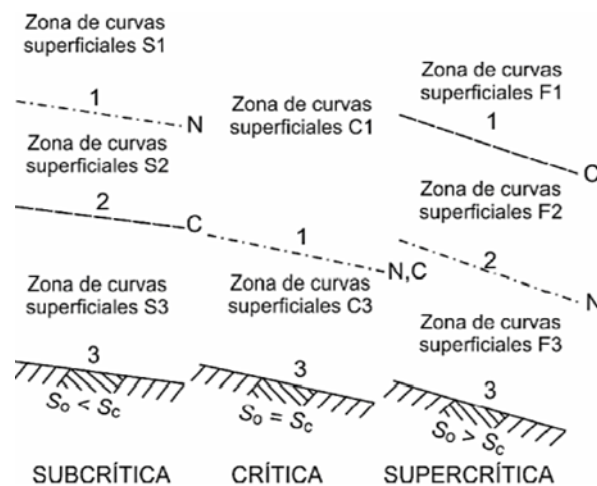


Figura 9. Nomenclatura y distribución espacial de las curvas de superficie. Tomado de [7].

Para describir la profundidad del agua a la salida de la alcantarilla (TW) se emplean cuatro indicadores, representados con letras minúsculas. Estos son: n, c, f y t, para señalar que el tirante a la salida es normal, crítico, a sección llena o un valor superior al tirante crítico.

2. 4. Resultados

Los resultados se muestran en forma de tablas y gráficos, donde aparecen los parámetros que caracterizan el comportamiento hidráulico de las alcantarillas para cada valor de caudal analizado.

Se realizó el análisis para períodos de retorno de 50 y 100 años y se comprobó para 200 años.

Análisis realizado para período de retorno de 50 años.

Primer subtramo

Los resultados obtenidos para las tres obras de fábrica analizadas aparecen en la Tabla 2. Estos indican que el caudal que pasa a través de la alcantarilla (Q_H) es inferior al caudal de diseño para una probabilidad del 2 % ($Q_{2\%}$).

La elevación del agua a la entrada de la alcantarilla (HW), supera el nivel de aguas máximas admisible (NAM) y a la rasante de la vía, ocurriendo el desbordamiento para caudales inferiores a los de diseño. La altura del agua por encima de la rasante alcanza los valores mostrados en la columna Desbordamiento de la Tabla 3.

La velocidad del flujo dentro del conducto se encuentra dentro del rango admisible para el hormigón en los tres casos. La velocidad a la salida de la alcantarilla número 1 alcanza un valor de 2,13 m/s superior a 1,8 m/s que es el valor máximo admisible para el suelo existente, en el resto la velocidad se encuentra en el rango admisible.

Las tres obras de fábrica presentan tipo de flujo 4-FFf por lo que trabajan con control a la salida, la altura del agua tanto a la entrada (HW), como a la salida de la alcantarilla (TW) supera al diámetro de la tubería (D), lo que implica entrada y salida sumergidas y el conducto trabaja a sección llena en toda su longitud, como se ilustra en la Figura 10.

Tabla 3: Resultados del primer subtramo

O.F.	Caudal evaluado $Q_{2\%}$	Capacidad descarga Q_H	V salida alcantarilla	V canal de salida	NAM	Altura del agua a la entrada (HW)	Profundidad en el canal de salida (TW)	Desbordamiento	Tipo de Flujo
	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	
1	13,10	0,14	0,87	2,13	13,80	14,69	1,56	0,89	4-FFf
2	10,63	0,21	1,27	2,02	15,70	16,62	1,43	0,92	4-FFf
3	7,98	0,18	1,08	1,88	17,65	18,21	1,27	0,56	4-FFf

Estos resultados son coherentes con lo observado en el lugar donde con frecuencia ocurren inundaciones y el agua fluye sobre la vía férrea provocando severos daños a la infraestructura y a la superestructura.

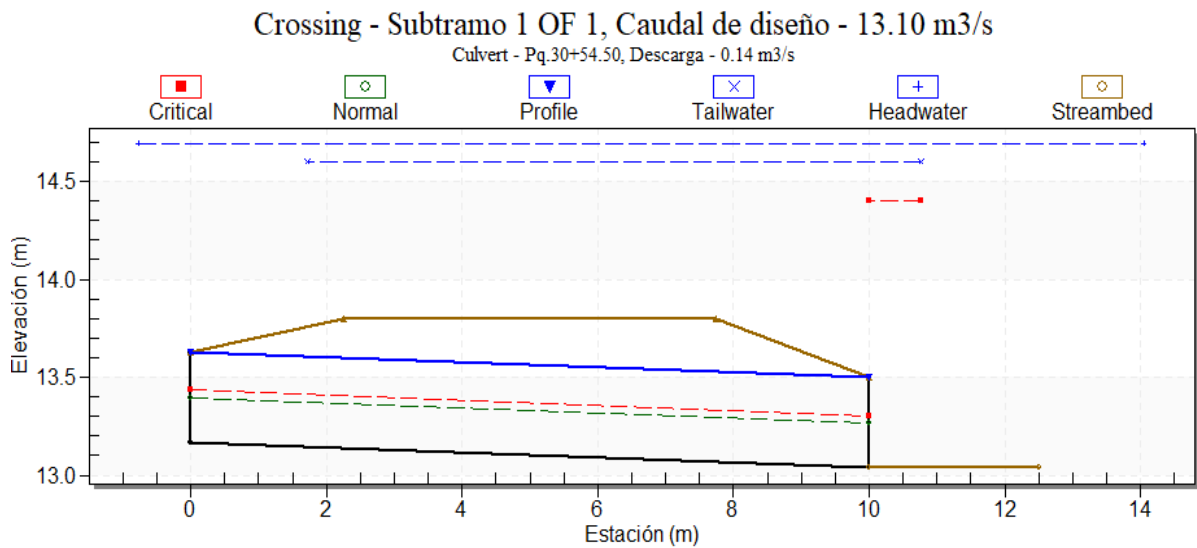


Figura 10: Vista longitudinal de la O.F. 1 trabajando con flujo tipo 4-FFf para $Q_{2\%}$

Segundo subtramo.

La Tabla 4 resume los resultados del segundo subtramo para $Q_{2\%}$. Estos muestran que, de las 4 alcantarillas en análisis, la 6 presenta el peor desempeño.

En las obras de fábrica número 4, 5 y 7 el caudal hidráulico supera al caudal de diseño. La velocidad en el conducto y en el canal de salida se encuentra en el rango admisible. La altura del agua a la entrada de la alcantarilla para el caudal de diseño no supera la cota admisible para la protección del terraplén (NAM), por lo que cumplen las tres condiciones. Ver Tabla 4

En los tres casos el flujo clasifica como 1-S2n y el control es a la entrada. La altura del agua a la entrada y a la salida de la alcantarilla es inferior a la altura del conducto por lo que trabajan como un canal. La curva superficial corresponde a una pendiente del fondo superior a la pendiente crítica, el tirante en el conducto es inferior al tirante crítico y superior al tirante normal, a la salida de la alcantarilla alcanza el valor normal. La Figura 11 muestra la salida gráfica para la O.F. 5 trabajando en estas condiciones.

Tabla 4: Resultados del segundo subtramo

O.F.	Caudal evaluado $Q_{2\%}$	Capacidad descarga Q_H	V salida alcantarilla	V canal de salida	NAM	Altura del agua a la entrada	Profundidad en el canal de salida	Desbordamiento	Tipo de Flujo
	(m^3/s)	(m^3/s)	(m/s)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	
4	2,88	2,88	3,19	1,4	22,4	17,54	16,83	0	1-S2n
5	0,9	0,9	2,36	1,04	26,26	26,15	25,69	0	1-S2n
6	6,73	1,92	2,74	2,36	28,62	29,54	28,68	0,42	4-FFf
7	3,3	3,3	3,14	1,29	38,55	34,73	33,92	0	1-S2n

La obra de fábrica 6 debe evacuar un caudal de 6,73 m^3/s , el máximo caudal que puede evacuar la alcantarilla sin que se sobrepase la subrasante de la vía es de 1,46 m^3/s . La velocidad del flujo a la salida (2,36 m/s) es superior a la admisible (1,8 m/s) y la elevación del agua a la entrada de la alcantarilla (29,54 m) supera la cota admisible para la protección del terraplén (28,62 m), por lo que no cumple ninguna de las tres condiciones.

El flujo es tipo 4-FFf por lo que coincide con las obras de fábrica 1, 2 y 3. (Figura 10).

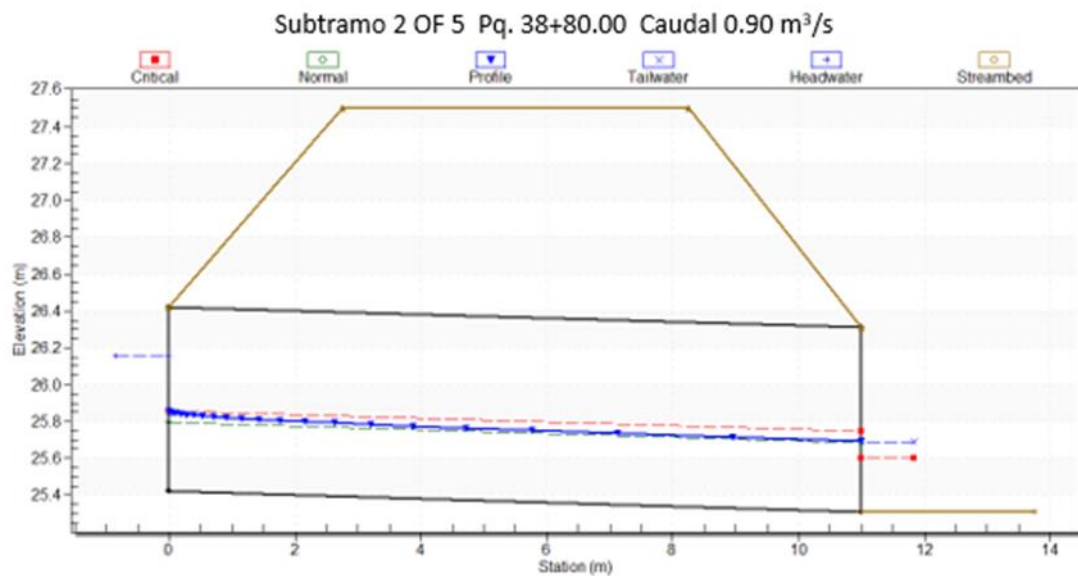


Figura 11: Vista lateral de la O.F.5 trabajando con flujo tipo 1-S2n, para $Q_{2\%}$

Tercer subtramo.

En este subtramo existen dos obras de fábrica transversales, cuyos resultados se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5: Resultados del tercer subtramo

O.F.	Caudal evaluado $Q_{2\%}$	Capacidad d descarga Q_H	V salida alcantarilla	V canal de salida	NAM	Altura del agua a la entrada	Profundidad en el canal de salida	Desbordamiento	Tipo de Flujo
	(m^3/s)	(m^3/s)	(m/s)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	
8	14,17	8,75	5,57	3,99	44,5	45,35	0,58	1,62	5-S2n
9	5,81	1,51	3,16	2,54	43,23	44,11	0,67	0	5-JS1f

En ambos casos la capacidad de evacuación de la alcantarilla es inferior al caudal de diseño. La velocidad en el canal de salida es superior a la admisible (1,8 m/s) y la altura del agua a la entrada de la alcantarilla, supera la cota establecida para la protección del terraplén, por lo que no cumplen ninguna de las tres condiciones. Las dos presentan tipo de flujo 5 con control a la entrada.

La alcantarilla 9 presenta tipo de flujo 5-JS1f, por lo que el control es a la entrada, el tirante aguas arriba y aguas abajo supera la altura del conducto, produciéndose un salto hidráulico en su interior, en este caso se presentan los dos tipos de RPV.

Próximo a la entrada el régimen es PGV, el perfil del flujo es S1, aguas arriba de la sección de control el régimen es subcrítico y aguas abajo en el conducto el régimen es supercrítico. En el interior del conducto se produce un nuevo cambio de régimen, pasando el flujo a PRV, se produce un salto hidráulico, habrá otra sección de control, cambiando el flujo de supercrítico aguas arriba a subcrítico aguas abajo. La Figura 12 muestra la salida gráfica de esta alcantarilla.

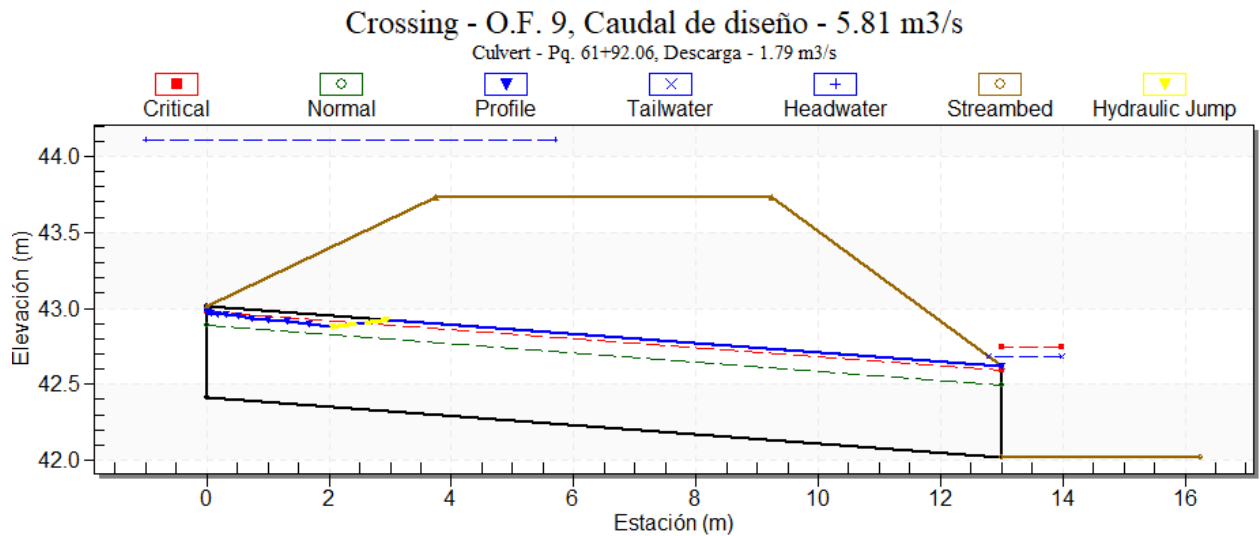


Figura 12: Vista lateral de la O.F.9 trabajando con flujo tipo 5-JS1f, para $Q_{2\%}$

La evaluación realizada a las alcantarillas partiendo del caudal de diseño correspondiente a un período de retorno de 50 años, demostró que sólo 3 obras de fábrica (4, 5 y 7) pueden evacuar el gasto de diseño sin sufrir daños ni afectar al terraplén, por lo que no se cumple con lo normado para las vías categoría II.

Corresponde verificar el comportamiento hidráulico de estas tres obras de fábrica para el caudal de diseño correspondiente a las vías de categoría I, o sea, para 1% de probabilidad. Los resultados obtenidos aparecen en la Tabla 6.

En los tres casos la capacidad de descarga supera al caudal esperado para la probabilidad del 1%, las velocidades en la alcantarilla y en el canal están en el rango admisible y la superficie del agua a la entrada de la obra de fábrica no supera la altura permisible, trabajan con flujo tipo 1 y control a la entrada.

Comprobando para probabilidad de 0.5 % se obtuvieron los resultados mostrados en la tabla 7.

Tabla 6: Resultados para probabilidad de 1 %

O.F.	Caudal evaluado	Capacidad ad descarga Q_H	V salida alcantarilla	V canal de salida	NAM	Altura del agua a la entrada	Profundidad en el canal de salida	Desbordamiento	Tipo de Flujo
	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	
4	3,39	52,51	3,33	1,49	22,4	17,62	0,30	0	1-S2n
5	1,06	2,08	2,46	1,09	26,90	26,24	0,42	0	1-S2n
7	3,88	23,66	3,29	1,36	38,55	34,85	0,48	0	1-S2n

Tabla 7: Resultados para probabilidad de 0.5 %

O.F.	Caudal evaluado	Capacidad ad descarga Q_H	V salida alcantarilla	V canal de salida	NAM	Altura del agua a la entrada	Profundidad en el canal de salida	Desbordamiento	Tipo de Flujo
	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	
4	3.93	3.93	3.46	1.57	22,40	17.70	0.38	0	1-S2n
5	1.23	1.23	2.56	1.14	26,90	26.32	0.45	0	1-S2n
7	4.50	4.50	3.42	1.43	38,55	34.97	0.52	0	1-S2n

La capacidad de descarga de las tres alcantarillas supera el caudal hidrológico para 0.5 % de probabilidad, pero en particular la 4 y la 7 presentan un desempeño muy superior al requerido, por lo que debe evaluarse la existencia de flujo base y profundizar en su estudio.

Para ilustrar lo anterior se utilizaron las curvas de desempeño hidráulico de estas alcantarillas, la Figura 13 muestra el análisis realizado a la obra de fábrica 4, en ella aparecen señaladas la subrasante de la vía, el nivel de aguas máximas (NAM), la altura de la cara interior superior del conducto y de la invertida de la alcantarilla. En rojo se representó la altura del agua en el conducto cuando esta alcanza 0,8 veces la altura del conducto (D), valor aceptado como ideal para el aprovechamiento de la capacidad de evacuación de la alcantarilla trabajando sin presión.

El agua alcanza la altura de 0,8D a la entrada de la alcantarilla para un caudal aproximado de 15 m³/s, superior al caudal para 1% de probabilidad de 3,39 m³/s y 3.93 m³/s que es el caudal para 0.5 % de probabilidad.

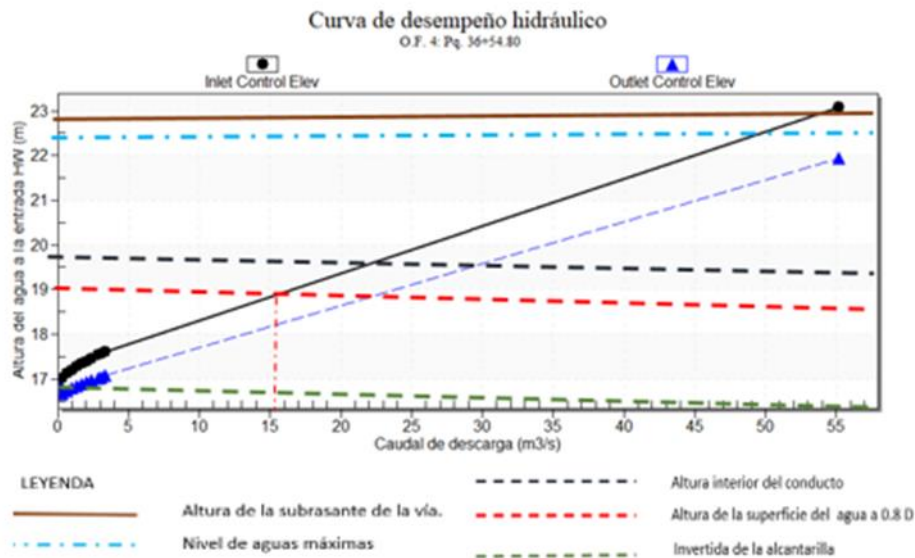


Figura 13: Representación de las alturas notables en la curva de desempeño hidráulico de la O.F.4

2. CONCLUSIONES

Los resultados revelan que sólo tres obras de fábrica de las 9 analizadas son capaces de evacuar los caudales de diseño, para períodos de retorno de 50 y 100 años, establecidos por la norma cubana para vías de categoría II y I, respectivamente.

El primer subtramo analizado, ubicado en una zona urbana densamente poblada, es impactado por la ineficacia de la red de drenaje urbano. La rehabilitación del drenaje longitudinal de la vía férrea, requiere integrar el análisis de ambos sistemas, para generar la solución más racional a un problema que afecta al ferrocarril y a la comunidad.

En el segundo y tercer subtramo se recomienda, a partir de los resultados obtenidos, evaluar las acciones necesarias para elevar la capacidad de descarga de las obras existentes cuando sea posible y de no serlo rediseñarlas.

Determinar el comportamiento hidráulico de los sistemas de drenaje es un proceso complejo, en el que intervienen múltiples variables, su correcta evaluación en las vías en explotación permitiría ahorrar recursos en la rehabilitación de la red ferroviaria.

La aplicación HY-8 concebida para el diseño de alcantarillas en carreteras permite un acercamiento a la solución de este problema, siempre que se tengan en cuenta las características propias de las obras ferroviarias, contribuyendo a optimizar la respuesta a los problemas existentes.

1. NC- 249, "Transporte ferroviario. Vías férreas. Clasificación de vías férreas Anexo 1". Oficina Nacional de Normalización, La Habana. Cuba. 2003
2. [NC 48-31:1984 Probabilidad de diseño y comprobación para protección contra inundaciones de avenidas de las obras. Oficina Nacional de Normalización, La Habana. Cuba. 2003
3. Colectivo de autores. " Proyecto Técnico Ejecutivo: Reparación Capital de la Línea Guanajay, Subtramo de Doble vía, Km.2.1 –Km.3.6, Nudo Habana". Empresa de Proyectos de Obras de Transporte. La Habana. Cuba. 2009
4. González Fernández, Hilda y Suárez Reytor, Alfonso Enrique. Hidráulica para ingenieros civiles. Edit. Félix Varela, La Habana. 2012
5. Carciente, Jacob. Carreteras, estudio y proyecto. Ediciones Vega s.r.l pp.321-474 Disponible en: <https://udocz.com>
6. Flores Alfonso, Mario. Curso de diseño de vías férreas. Empresa de Proyectos de Obras de Transporte La Habana. Cuba. 2018
7. León Méndez, Alcides J.F. y Martínez González, Yoel. Hidráulica de las conducciones libres. Editorial Félix Varela, La Habana. 2013
8. D. Schall, James; Thompson, Philip L; M. Zerges, et al., " Hydraulic design of highway culverts Third Edition", Report No. FHWA-HIF-12-026 HDS 5, 2012
9. Rocha Felices, Arturo. Hidráulica de tuberías y canales Disponible en: <https://www.academia.edu>



Modelos Numéricos Para Evaluar El Comportamiento De Geoceldas En El Reforzamientos De Suelos Para Pavimentos

Behavior Of Geocells In Soil Reinforcement For Pavements

Autores

Juan Andrés Moreira Naula ¹, Félix Michael Hernández López ²

¹Ingeniero Civil. Universidad Técnica de Manabí (UTM). Estudiante de la Maestría en Ingeniería Civil, Mención Vialidad
e-mail: jmoreira7994@utm.edu.ec

²Doctor en Ciencias, Investigador del Instituto de Ingeniería Civil, Universidad Autónoma de Nuevo León, Avenida Universidad s/n, Anáhuac, San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México CP-66450, e-mail: fmichaelhl@gmail.com

RESUMEN

La construcción de pavimentos es un tópico de la ingeniería civil que se enfrenta a diversos problemas, entre los que se encuentran los suelos de baja resistencia al corte como son las arenas, suelos arcillosos y suelos rocosos granulares. La baja capacidad resistente y elevada deformabilidad de estos suelos requiere grandes espesores de las carpetas granulares y asfálticas, lo que significa un incremento del costo y mayores tiempos de construcción. El presente artículo tiene como objetivo analizar el efecto de un sistema de confinamiento celular en un proyecto vial donde se emplearon geoceldas en el nivel de la capa base. Para esto, se utilizó el software ABAQUS CAE v6.14-3, en donde se analizaron nuevos diseños correspondientes a un pavimento flexible, calculando las mejoras mecánicas y la reducción de espesores de las capas granulares. Se obtuvo que el recubrimiento en las geoceldas aumentó la resistencia del conjunto estructural, sin embargo, debe existir un balance económico que garantice la sostenibilidad y factibilidad de su implementación a gran escala. Finalmente, se concluye que las geoceldas son un material que puede emplearse como refuerzo para mejorar el rendimiento de la capa del pavimento, aportando mejoras en el diseño, construcción y mantenimiento de suelos de baja calidad, lo que a su vez brinda un soporte estable y uniforme y evita la formación de surcos y grietas en pavimentos.

Palabras claves: Geoceldas, modelos numéricos, pavimentos flexibles

ABSTRACT

The construction of pavements is a subject of civil engineering that faces various problems, among which are low shear resistance soils such as sand, clayey soils and granular rocky soils. The low resistant capacity and high deformability of these soils requires great thicknesses of the granular and asphalt binders, which means an increase in cost and longer construction times. The objective of this article is to analyze the effect of a cellular confinement system in a road project where geocells were used at the base layer level. For this, the ABAQUS CAE v6.14-3 software was modified, where new designs corresponding to a flexible pavement were analyzed, calculating the mechanical improvements and the reduction of thickness of the granular layers. It was obtained that the coating in the geocells increased the resistance of the structural assembly, however, there must be an economic balance that guarantees the sustainability and feasibility of its large-scale implementation. Finally, it is concluded that geocells are a material that can be used as reinforcement to improve the performance of the pavement layer, providing improvements in the design, construction, and maintenance of low-quality soils, which in turn provides stable support and uniform and prevents the formation of grooves and cracks in pavements.

Keywords: Geocells, numerical models, flexible pavements

Nota Editorial: Recibido: Abril 2023 Aceptado: Mayo 2023

1. INTRODUCCIÓN

El sector de la ingeniería civil se enfrenta permanentemente a diversos problemas de índole técnico, específicamente en la construcción de carreteras los principales inconvenientes se presentan cuando el suelo no presta las condiciones necesarias para soportar los requerimientos de tráfico generando tipos de fallas como agrietamiento, hundimientos, entre otros. Estos problemas propios de la ingeniería vial han venido profundizándose con el paso del tiempo, por lo que se ha requerido la búsqueda de diversos mecanismos, materiales o métodos constructivos que permitan dar solución parcial o total a estas fallencias estructurales [1]. Entre las soluciones convencionales para mitigar el problema antes mencionado se encuentran la excavación y reemplazo de suelos inadecuados, empalizadas, compactaciones profundas y estabilizaciones químicas, sin embargo, los excesivos costos y los cortos periodos de vida útil son las principales limitaciones de estas alternativas. Bajo este enfoque, el uso de nuevas tecnologías de refuerzo estructural de pavimento mediante el uso de productos fabricados a partir de fibras sintéticas o naturales como lo geosintéticos, están teniendo un mayor protagonismo en el mejoramiento y optimización de los suelos [2-4]. El presente artículo centra su estudio en el comportamiento de la geocelda dentro de las capas de un pavimento, para ello inicia con los fundamentos teóricos relacionados con el mecanismo de trabajo de la geocelda dentro del suelo, posteriormente, se analiza todas las consideraciones generales para la modelación computacional de un ensayo de placa en un suelo sin reforzar y otro con geomalla tomando como referencia el modelo de Boussinesq. Finalmente, se verifica el comportamiento del suelo reforzado con los planteado en la bibliografía y se analizan algunos factores que son de suma importancia en el funcionamiento de esta solución.

2. MECANISMO DE TRABAJO DE LA GEOCELDA

Los sistemas de geoceldas son estructuras tridimensionales dispuestas en forma de panal, permeables, a base de polímeros (sintéticos o naturales), interconectadas, que encierran completamente un tipo de relleno, proporcionando confinamiento a toda la estructura, previendo la extensión lateral del material de relleno. Cuando se le aplican cargas verticales a este sistema, las tensiones circunferenciales en las paredes de las celdas y las resistencias de las celdas adyacentes se movilizan. Estas tensiones y resistencias reducen la deformación lateral del material de relleno. Como resultado la rigidez incrementa generando que la capa de material de relleno y geocelda actúe como una matriz rígida y distribuya las cargas verticales del tráfico sobre un área más grande que la del suelo de la subrasante.

Varios autores plantean que el principal efecto que tiene un sistema de geoceldas, consiste en que éstas retienen horizontalmente el suelo encerrado en su interior, por lo tanto, limitan la deformación lateral bajo presión, para que el comportamiento del suelo mejore ante las fuerzas de deformación [1, 5]. Cuando el suelo estabilizado con un sistema de geoceldas es sometido a fuerzas o presiones, la dilatación lateral del material de relleno es restringida por las fuerzas del anillo de tracción de la geocelda y por la resistencia pasiva de las celdas adyacentes. Todo esto se conoce como “efecto haz” y su funcionamiento puede verse representado en la figura 1.

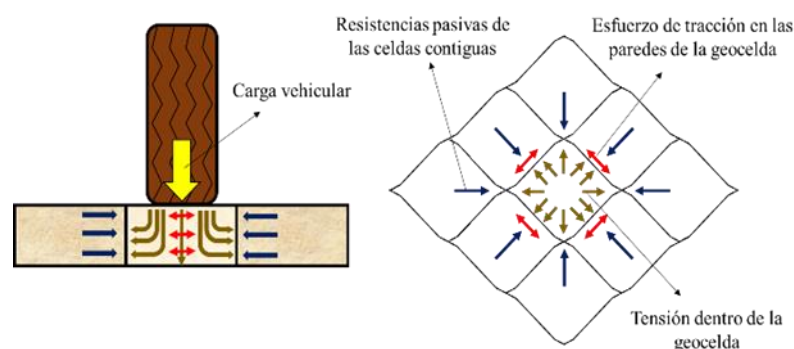


Figura 1: Esquema de funcionamiento de las geoceldas

La aplicación de la carga activa y las fuerzas del anillo de tracción en las paredes de la Geocelda, generan una estabilidad adicional al relleno. Según plantean Vibhoosha et al. [5] y Hegde & Sitharam [6] esto puede ser considerado como cohesión aparente, figura 2. El sistema de conexión de las geoceldas y el relleno presentan mayor rigidez, comparado con un sistema de suelo sin refuerzo, esto se da gracias a este fenómeno

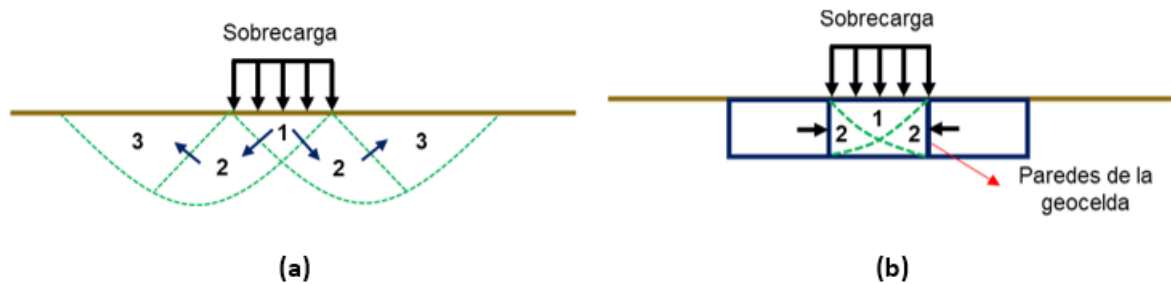


Figura 2: Zonas de Falla a) Suelos sin estabilizar y b) suelo estabilizado con un sistema de geocelda

Las geoceldas han sido aplicadas satisfactoriamente en la estabilización de subrasantes con malas características, sin embargo, la aceptación de las geoceldas para la estabilización de subrasante es limitada debido a la falta de métodos de diseño y por lo tanto se requiere de más investigación para que sea aceptada como una alternativa de solución [7, 8]. Los factores más influyentes en el desempeño de las geoceldas son: las variables geométricas, la calidad del relleno, la resistencia de la subrasante, y el tipo de carga.

3. MODELO EXPERIMENTAL

3. 1. Modelo Experimental

El tramo experimental definido para la presente investigación mostrado en la figura 3, ocupa una superficie de 325 m² y se encuentra ubicado frente a la facultad de Ciencias Matemáticas, Física y Química de la Universidad Técnica de Manabí (UTM). Este modelo experimental tuvo como objetivo evaluar el comportamiento de pavimentos rígidos bajo diferentes condiciones de clima, y tipos de suelo, por lo cual se elaboraron dos cimientos: cimiento compuesto por suelo natural de la zona y cimiento constituido de una capa de subbase granular (Subbase clase III) de 25 cm de espesor.



Figura 3: Tramo experimental evaluado en la investigación (UTM).

Para llevar a cabo la preparación del cimiento del tramo, se realizó la caracterización de los materiales componentes en muestras tomadas del suelo, estas muestras se llevaron al laboratorio para realizar los ensayos pertinentes. Los materiales evaluados fueron el suelo del sitio de construcción que actúa como subrasante y la subbase granular obtenida en una cantera situada en el cantón Portoviejo, Manabí, Ecuador. De los dos cimientos solo fue de interés los datos correspondientes a la subrasante natural, pues es la condición más desfavorable donde se simularán los resultados de la solución que se propone. Se efectuaron ensayos de granulometría, límites de consistencia y Proctor; si bien para estudios en carretera se emplea el ensayo Proctor modificado, en la presente investigación se consideró oportuno trabajar con el ensayo Proctor. Todos estos ensayos se aplicaron con la finalidad de obtener la humedad óptima y máxima densidad, puesto que estos parámetros son útiles para el monitoreo de compactación en la obra y para obtener el valor de CBR (Índice Soporte de California) para el diseño. Para estos ensayos se utilizó las normas MOP-001-F, 2002 [9].

También se caracterizó el suelo mediante un ensayo con placa de carga para la obtención del módulo de reacción de la subrasante (k), del cual también se extrajo el módulo elástico en la superficie. Para el desarrollo del ensayo se colocó un camión de aproximadamente 40 ton como contrapeso y una viga metálica de referencia, debajo de la placa se colocó una cama de arena para lograr uniformidad en el momento de aplicación de la carga. La prueba se lleva a cabo según la norma ASTM-D1196 [10] empleando una placa de 76 mm de diámetro y 50 mm de espesor y comparadores de carátulas de 10 mm de rango y precisión una centésima de milímetro. En las figuras 4 y 5 se muestran imágenes del ensayo y los resultados de este.



Figura 4: Preparación del ensayo con placa de carga estática.

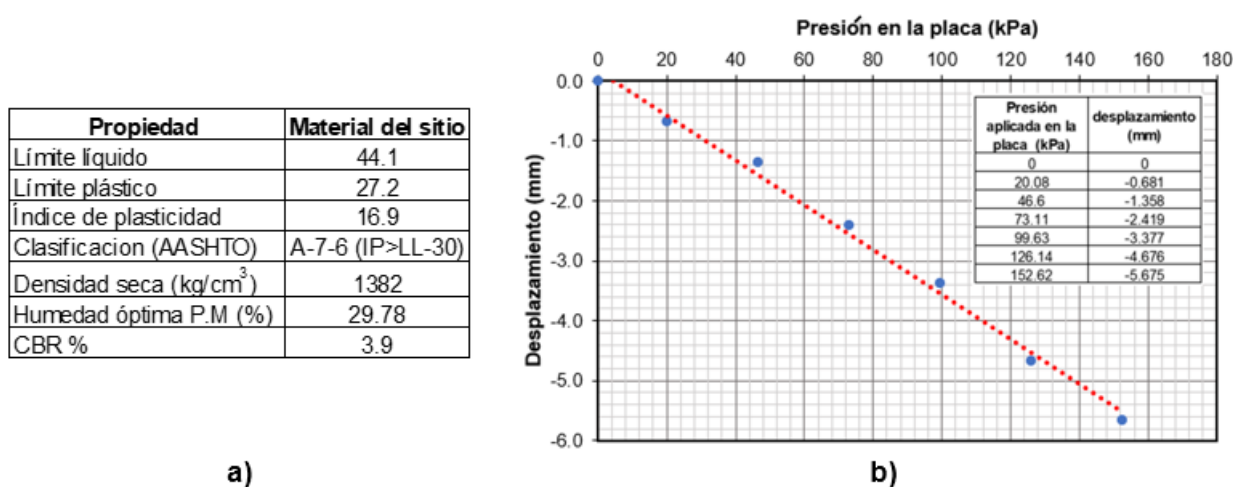


Figura 5: Caracterización de la subrasante natural a) Propiedades del suelo, b) Ensayo de placa

4. MODELO NUMÉRICO

Para conformar el modelo numérico del sistema, primeramente, se modeló el ensayo de placa realizado en la UTM, este modelo pretende recrear la condición del suelo sin reforzar contrastando y validando la respuesta estructural con resultados experimentales. Luego de ser validado se le incorporó un sistema de confinamiento celular en forma de panal (Geocelda) dentro de una capa de material de 150 mm de espesor. El programa computacional empleado en esta simulación fue el ABAQUS/CAE. En los siguientes apartados, se exponen las invariantes del modelo generalizado (modelo reforzado con geoceldas).

4. 1. Modelo Geométrico Del Suelo Y Geocelda

El modelo numérico está basado fundamentalmente en tratar de asemejar un ensayo con placa de carga in situ (dilema de infinitos grados de libertad), no obstante, para simplificar este proceso se debe realizar un medio de dimensiones finitas puntualizado por un macizo elástico y continuo, lo que se sustenta en la teoría del macizo de Boussinesq [11], pero con la particularidad de modelar el sistema de carga como una placa rígida. Como el primer modelo se orienta al ensayo experimental de la UTM para el desarrollo de la prueba se seguirán las recomendaciones establecidas por la ASTM-D1196 [10].

El dominio se representa como un semiespacio continuo, las dimensiones de este dominio se establecieron teniendo en cuenta el criterio de autores como [12-15] a fin de evitar que la placa cargada no interfiera en el estado tenso-deformacional del medio. Teniendo en cuenta esto se asume las siguiente siguientes recomendaciones que se muestran en la figura 6.

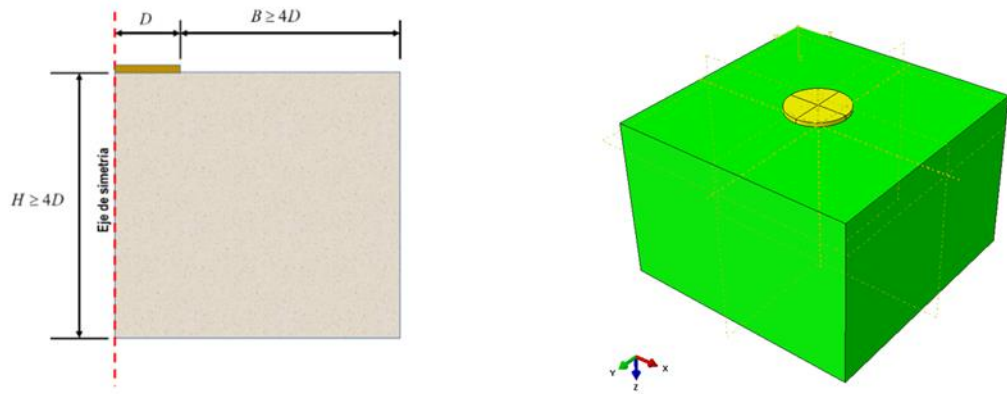


Figura 6: Esquema del modelo tridimensional del suelo

La geocelda fue modelada como un elemento Shell 3D. Tiene una geometría en forma de panal, para su elaboración se tomó como referencia todas las características extraídas de la ficha técnica proporcionada por el principal proveedor de esta tecnología en el Ecuador *GEOMATRIX® CONFICELL LS*. La siguiente figura muestra la configuración geométrica de la geocelda donde se reflejan todos los parámetros requeridos para su elaboración en el programa (figura 7).

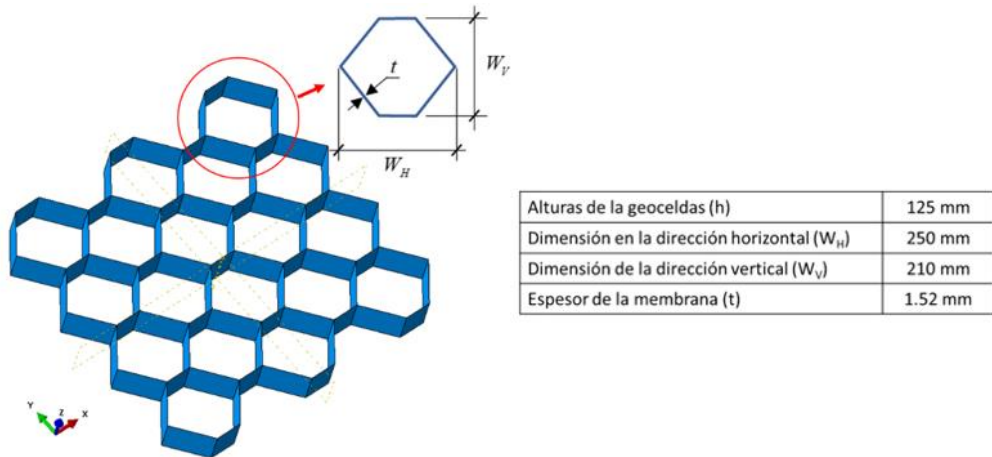


Figura 7: Morfología y dimensiones de la geocelda.

4. 2. Modelo De Material

Partiendo de que los principales mecanismos de deterioro en pavimentos no son ocasionados por problemas de capacidad de carga, los diversos autores adoptan modelos constitutivos lineales-elásticos para evaluar el comportamiento de los suelos para pavimentos [16], es por eso que se usan parámetros como el módulo resiliente y el módulo de balasto. Los parámetros empleado en el modelo del suelo fueron el módulo resiliente del suelo (M_r) y el coeficiente de Poisson (ν), ambos fueron estimados en función de la clasificación de los suelos de subrasante a partir de trabajos realizados por Papagiannakis & Masad [17]. En la validación del modelo estas propiedades se estimaron a partir de la clasificación de los suelos del tramo experimental. Los resultados se muestran en la tabla 1.

Tabla 1: Propiedades elásticas de los suelos estimadas para los suelos de los experimentos numéricos.

Clasificación del suelo según AASHTO	Capa	Módulo de Elasticidad (MPa)		Coeficiente de Poisson (ν)	
		Intervalo	Valor medio	Intervalo	Valor medio
A-7-6	Subrasante	20-90	55	0.3-0.4	0.35

GEOMATRIX® CONFICELL LS es una geocelda conformada por polímero de alta densidad (nano fibras de poliéster/poliamidas dispersadas en una matriz de polietileno), con un módulo de elasticidad de 275 MPa, coeficiente de Poisson de 0.45 y una densidad de 950 kg/m³. La tensión máxima de la membrana a tracción es mayor que 20 kN/m para una deformación de 2%. En el caso del análisis en la investigación como no se trata de una prueba de capacidad de carga, los esfuerzos no se llevan al límite en los materiales por tanto solo se considerarán los parámetros elásticos de los materiales empleados.

4.3. Condiciones De Contorno E Interacciones

Para la simulación del ensayo de placa todo el medio se modeló como un espacio semi infinito en tres dimensiones, para lograr este efecto, las condiciones de contorno en el exterior del dominio se le restringió los grados de libertad en X y Y, solo permitiendo desplazamientos en la vertical. En el fondo se colocaron condiciones de empotramiento (6gl). Finalmente se colocó una condición de desplazamiento vertical en la placa rígida introduciendo un desplazamiento de 0,005 m (5 mm, valor aproximado al último desplazamiento del ensayo). Ver figura 8.

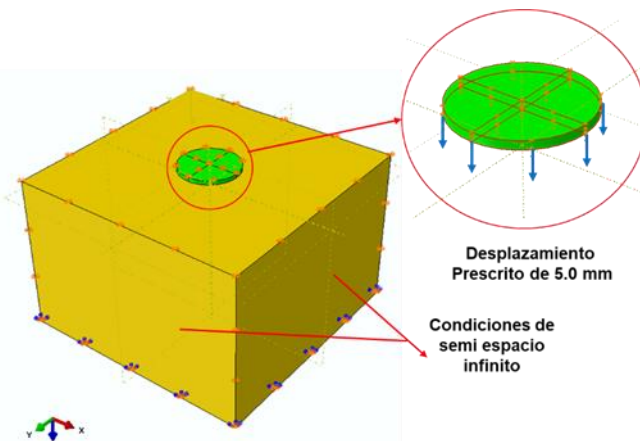


Figura 8: Condiciones de contorno de ambos modelos numéricos

Las relaciones de interacción que existen en los modelos son dos, en el primer modelo está la interacción Placa-Suelo, en el segundo modelo tendremos, interacción Placa-Suelo y la geocelda dentro del suelo.

Placa suelo: Se parte de la condición de que en el ensayo se realiza en una dirección (no existe descarga), por tanto, se define la interacción a partir de una restricción del tipo "Tie" (*vinculada*). Geocelda-Suelo: La geocelda es modelada como un elemento embebido dentro del suelo (*Embedded Element*).

La carga en el ensayo se aplicó sobre una placa rígida, lo que nos aleja de la posibilidad de simular el proceso como una carga distribuida en la superficie, ya que la distribución de presiones en una placa rígida es no uniforme y tiende al infinito cuando nos acercamos al borde, tal como demuestra Ullidtz [18] a partir de la siguiente expresión registrada en el libro de Huang y graficada en la figura 9 [19].

$$q(r) = \frac{qa}{2(a^2 - r^2)^{0.5}} \quad \text{si } r = 0 \therefore q = \frac{q}{2} \quad \text{si } r = a \therefore q \rightarrow \infty \quad (1)$$

Donde:

a: radio de la placa.

q: valor medio de la presión.

r: posición del punto en la función.

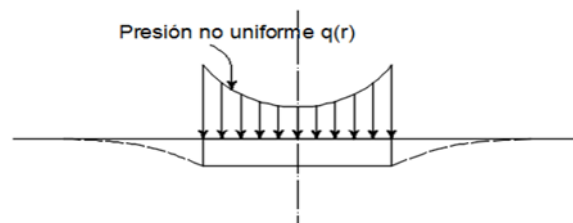


Figura 9: Representación del modelo de una placa rígida en el pavimento

Para la modelación del efecto antes mencionado en el paquete informático se definió una restricción del tipo "coupling" sobre una referencia. Se construyó la placa como un elemento conocido como rígido discreto, el cual es una parte que será cubierta pero su rigidez es infinita. En vez de colocar el valor de la carga se impuso un desplazamiento como se mencionó anteriormente, la evolución del desplazamiento se controla en el paso del cálculo en forma de rampa con incrementos del 10% del total a aplicar hasta llegar al 100% (0.005 m), en este punto se determina cual es presión en el suelo y se calcula la fuerza de reacción en el centro de la placa. Esta metodología ha sido descrita en trabajos previos [20-22].

4.4. Análisis De Dominio

Luego de haber tomado las consideraciones explicadas en la figura 6 e introducido la geocelda en el modelo, se pudo constatar que, a pesar de ser un modelo lineal elástico, los costos computacionales que generados eran extremadamente altos ya que el número de elementos finitos crecería considerablemente aun incluso antes de hacer el análisis de la sensibilidad de la malla. Por tanto, se decide analizar el tamaño del dominio con el fin de reducir el número y elementos finitos. Se partió de considerar que la cercanía de las condiciones de borde en el modelo no generase distorsiones en los resultados, es por ello que se analizó en la dirección horizontal hasta dónde llega el efecto de la deflexión provocada por la placa (U3), tal como se observa en la figura 10, mientras que en la dirección vertical se evaluó hasta que profundidad se propagan las tensiones (S33). Ambos estudios fueron realizados en el mismo modelo del experimento representando gráficamente los resultados en cada caso.

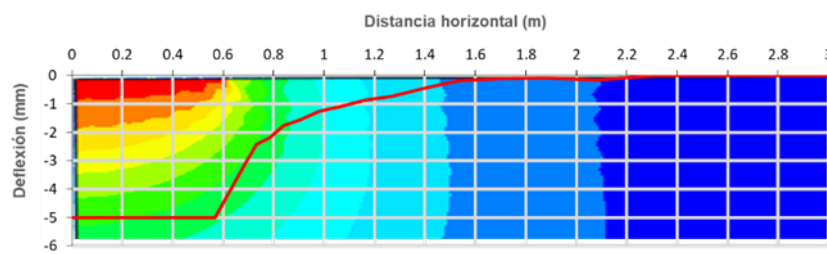


Figura 10: Análisis de las deflexiones en la dirección horizontal

Como se visualiza en la figura 10 a medida la distancia aumenta desde el punto de aplicación de la carga el cuenco de deflexiones se va cerrando hasta un punto donde sus valores son prácticamente despreciables, lo que evidencia que a la distancia aproximadamente de 1.5 m ya las deflexiones pueden despreciarse y por tanto pudiera hacerse una reducción del dominio en ese sentido de 3 m que tenía con anterioridad a la mitad (1.5 m). Por tanto, al ser simétrico puede decirse que el dominio en las direcciones de "X" y "Y" queda reducido a un bloque de 3.0x3.0 m. Por su parte, la figura 11 muestra el análisis de las tensiones en la vertical.

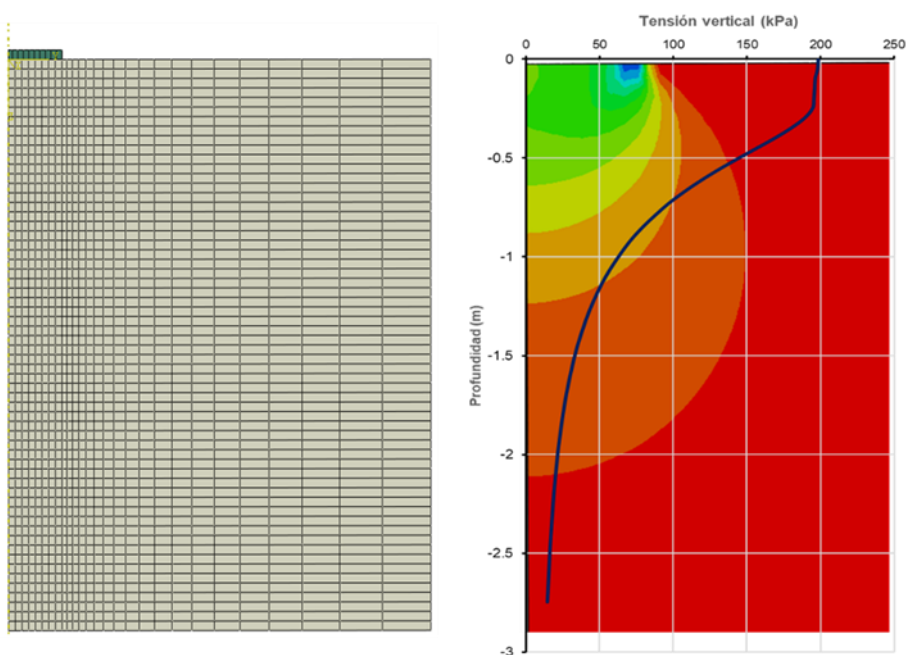


Figura 11: Análisis de las tensiones en la vertical

En el caso del análisis vertical se puede observar cómo se van disipando las tensiones en la profundidad encontrándose en la superficie los mayores valores. Sobre la profundidad aproximadamente de 2 m los valores de tensiones son muy pequeño, no son cercanos a cero, pero considerando que uno de los efectos principales de las geomallas es la reducción de los esfuerzos verticales, se puede considerar una reducción del dominio hasta esa profundidad. Finalmente, el modelo geométrico del suelo queda reducido a un macizo de 3 x 3 x 2 m permitiendo así que se reduzcan un número considerable de elementos finitos tanto en el suelo como en la geocelda.

4.5 Calibración Y Validación De Los Resultados Experimentales

A partir de estudios realizados con anterioridad en estos modelos solo se varió la densidad de malla sin cambiar el tipo de elemento o esquema de integración [1, 5, 23]. Se probaron 9 densidades en la zona de interés, partiendo de una malla gruesa (100 mm) hasta una muy densa (20 mm). Como el experimento se basa un modelo con control por desplazamiento, lo que se evaluó como variable de respuesta fue la fuerza de reacción que aparece en el centro de la carga cuando se alcanza el 100% de los incrementos. La figura 12 plantea un ejemplo de la progresión en el incremento de la densidad de malla.

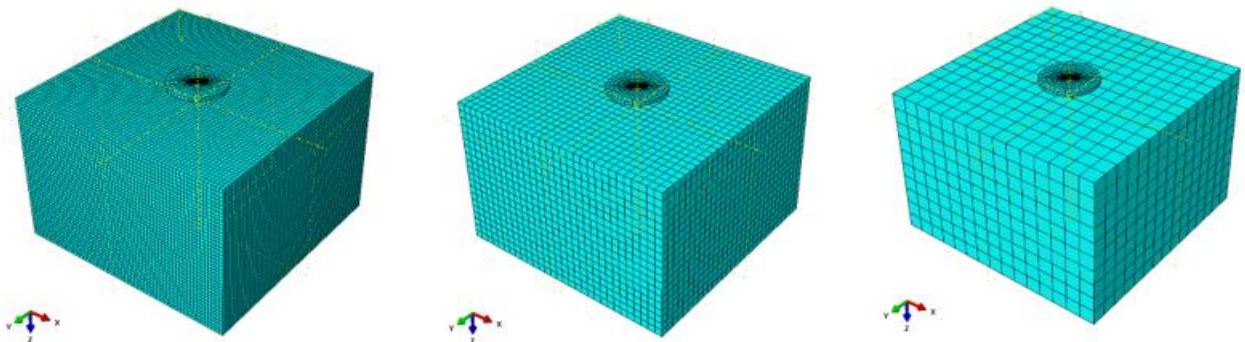


Figura 12: Ejemplo de la progresión que sigue el incremento de la densidad de malla en el suelo de subrasante

Las variantes se representaron en un gráfico para evaluar el comportamiento de la variable respuesta y definir cuando el modelo estabiliza la solución. El hardware empleado para la simulación fue un Procesador Core i7 con una memoria RAM de 16 Gb. Las características de hardware son muy importantes, puesto que el proceso de calibración está condicionado por la disponibilidad computacional. Los resultados se muestran en la figura 13

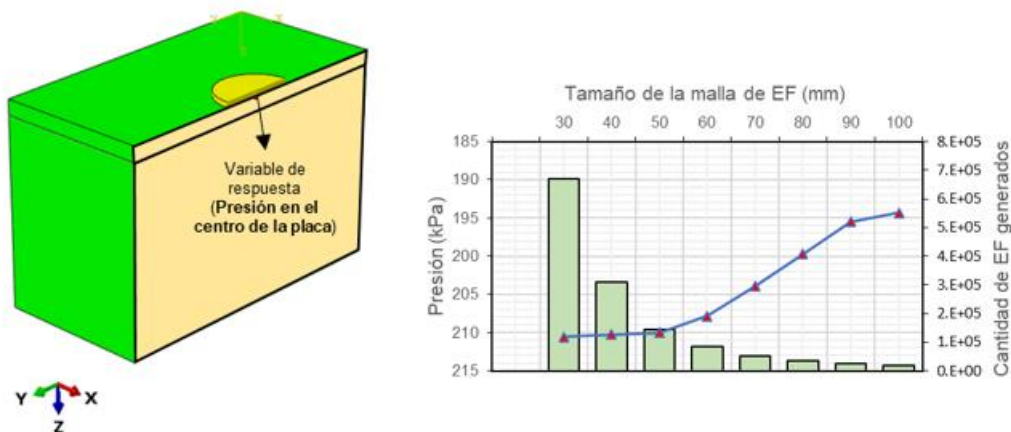


Figura 13: Evaluación de la densidad de malla en los modelos del suelo evaluados

La figura 13 muestra que a medida que aumenta la densidad de malla, el valor de las presiones debajo de la placa van aumentando hasta determinado punto (60 mm), donde se torna asintótico, esto significa que a partir de ahí no se obtendrán mejoras en la convergencia numérica del modelo, sin embargo, continuaría aumentando el costo de cómputo, tal es el caso que la última variante (20 mm) no aparece en el gráfico ya que el costo computacional del modelo superó la disponibilidad de hardware que se tenía para la investigación. Después de una valoración de los criterios antes tratados, se decidió adoptar la densidad de malla del modelo (50 mm), ya que este se encuentra dentro del rango estable de la solución y el costo computacional no es elevado.

4.6. Calibración Física Constitutiva Y Validación Del Modelo

Cuando se modelan fenómenos de la ingeniería relacionados con la mecánica del sólido usualmente se emplean propiedades específicas de los materiales útiles para el desarrollo de determinado modelo constitutivo, estas propiedades generalmente son el producto de múltiples ensayos, donde se extrae el valor medio como resultado.

El uso de estos valores medios para la modelación computacional al momento de validar la solución experimental trae ciertos errores, ya que las propiedades constitutivas del experimento en realidad no coinciden en la mayoría de los casos con los valores medios. Para ello es que se desarrolla lo que se conoce como calibración física donde se variarán las propiedades constitutivas del modelo numérico hasta obtener una respuesta similar a la del experimento, siempre siguiendo la aleatoriedad que persiguen dichas propiedades.

Se simuló el ensayo tomando el módulo de elasticidad de los extremos del intervalo y el valor típico (tabla 1) y en cada caso se extrajo en el mismo punto de control, la presión que es necesaria ejercer en suelo para lograr una deflexión de 5.0 mm en el suelo. Luego, se realizó un análisis inverso, donde a partir de la ecuación de regresión con las respuestas obtenidas y entrando con el valor resultante en el experimento (presión para obtener una deflexión de 5.0 mm) se estima el posible módulo de elasticidad del suelo en el campo. En la figura 14 se presentan dichos resultados.



Figura 14: Carga aplicada para obtener 5.0 mm de deflexión teniendo en cuenta el intervalo de confianza de las resistencias del suelo

En la figura 15 se puede validar los resultados comparando el modelo numérico sin calibrar (valor medio del módulo de la capa) y el modelo ya calibrado con el ensayo experimental.

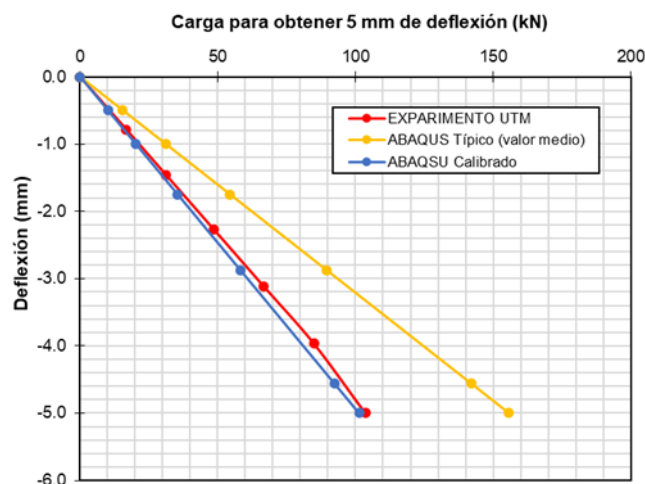


Figura 15: Comparación de los resultados del modelo numérico sin calibrar y el calibrado con el experimento

Como se observa en la figura 15, el modelo calibrado físicamente se comporta casi de igual forma que el ensayo desarrollado por Rodríguez et al [24]. Con ello es posible decir que la respuesta del modelo numérico se acerca bastante a la realidad. Es necesario aclarar que estas condiciones no son definitivas, pues los suelos para carreteras tienen un comportamiento extremadamente heterogéneo y muy difícil de caracterizar. Sin embargo, este estudio sirve como referencia para decir que el modelo numérico representa una aproximación fiable de un ensayo estático con placa de carga

A partir de los resultados obtenidos en el tramo experimental y en el modelo numérico se puede concluir que con un modelo empleado y una correcta calibración matemática y física fue posible la modelación confiable del ensayo con placa de carga, por lo que será posible también modelar el mismo ensayo con la colocación un sistema de confinamiento celular (Geoceldas).

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En concordancia con los resultados obtenidos en la calibración numérica del modelo y su respectiva validación con los resultados experimentales, aplicó el modelo para estimar el aporte resistente de las geoceldas en subrasantes de baja calidad. En primer lugar, se analiza el comportamiento de las geoceldas, y finalmente se analiza la profundidad de colocación del geomaterial.

5.1. Evaluación Del Comportamiento De Las Geoceldas En El Suelo

Para estudiar el comportamiento de las geoceldas en el suelo se desarrollaron dos modelos numéricos correspondiente a pruebas con placa de carga con geoceldas y sin geoceldas. Las variables internas y externas analizadas fueron: tensión vertical y tensión en celdas (internas), deflexión y módulo de superficie (externas).

Para analizar las variables mencionadas se utilizaron gráficos policromáticos y de comportamiento. A modo comparativo se estudió el efecto de las geoceldas en el modelo propuesto. En la figura 16 muestra los modelos empleados en la investigación.

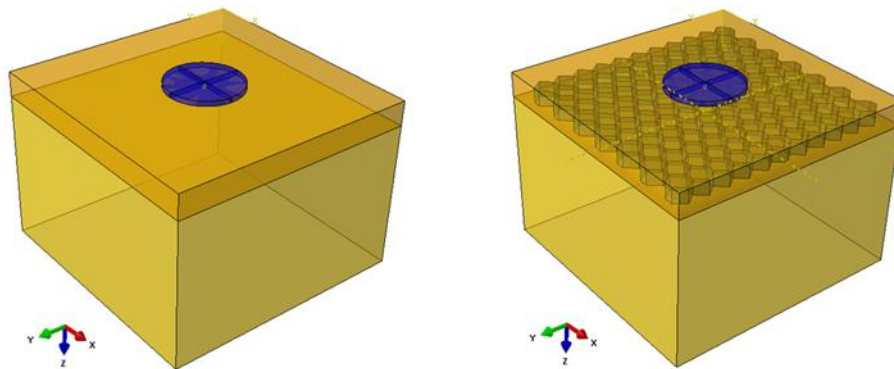


Figura 16: Modelos numéricos empleados para los estudios con y sin geoceldas.

Apoyándose en lo que plantea [20] sobre el llamado “efecto haz” se realizó la comprobación computacional del mismo, verificando el comportamiento de las tensiones en las paredes de la geoceldas y en el suelo. El estudio consistió en interpretar el comportamiento de las variables internas (tensiones y deformaciones) a partir de modelos policromáticos. A continuación, en la figura 17 se muestra imágenes de los resultados y posteriormente su interpretación.

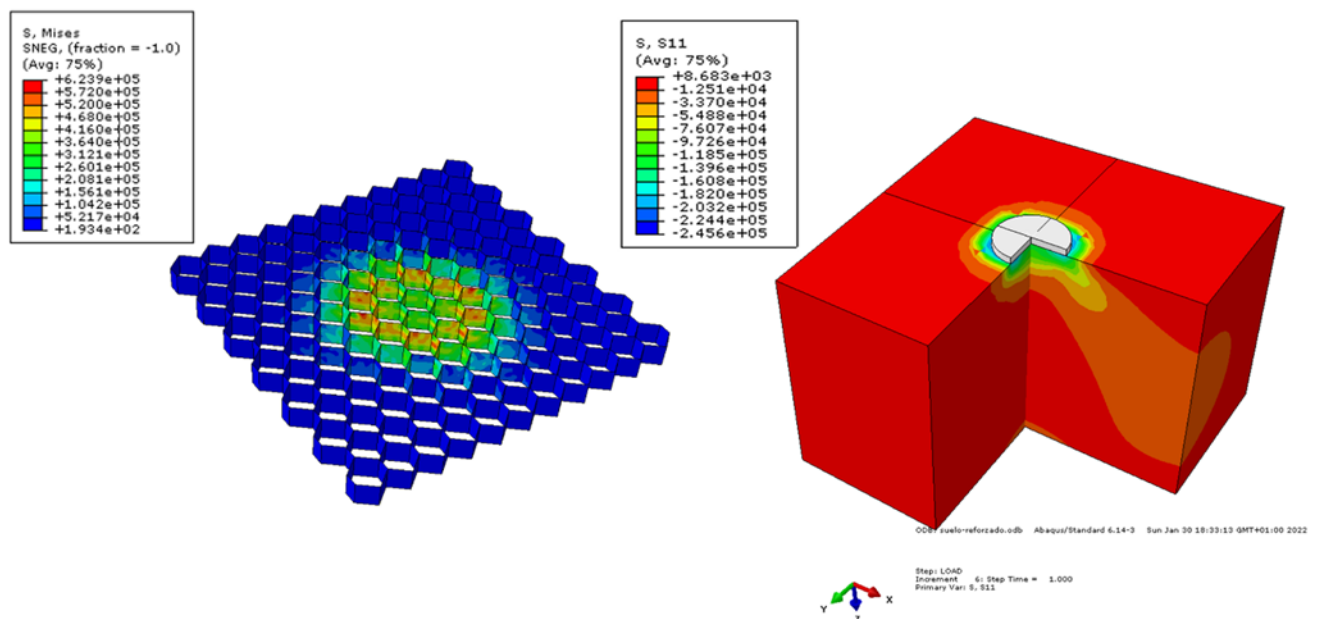


Figura 17: Comportamiento de las geoceldas en el suelo.

Como puede observarse en la figura 17, algunas celdas, sobre todo aquellas próximas a la zona cargada están traccionadas, mientras que otras se encuentran comprimidas. Por su parte, en el suelo se observa como toda la zona se encuentra comprimida (confinadas), elemento que es importante, pues el suelo eleva su capacidad de carga con el grado de confinamiento, por lo que evidentemente existe un incremento en la resistencia. Por tanto, se confirma lo planteado previamente, en donde se manifiesta que con los esfuerzos se origina una dilatación lateral del material de relleno, la cual es restringida por las fuerzas del anillo de tracción de la geocelda y por la resistencia pasiva de las celdas adyacentes, incrementando así el confinamiento en la zona.

Se evaluó el comportamiento de los desplazamientos y las tensiones verticales comparando los modelos de la figura 16. Para efectuar estas pruebas se trazaron dos líneas de muestreo, definiendo como referencia las coordenadas de los puntos cada 5 cm. El muestreo horizontal permitió analizar el cuenco de deflexiones, incluyendo una línea que recorre toda la superficie del dominio. Mientras que el muestreo vertical inicia en el área que está por debajo del centro de la placa y se desplaza hacia la profundidad (figura 18).

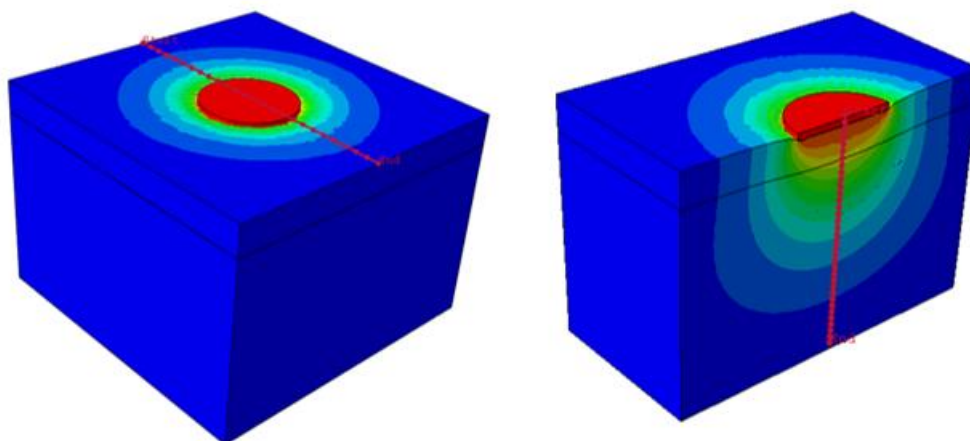


Figura 18: Muestreo de los puntos por coordenadas para el análisis del comportamiento de las variables estudiadas.

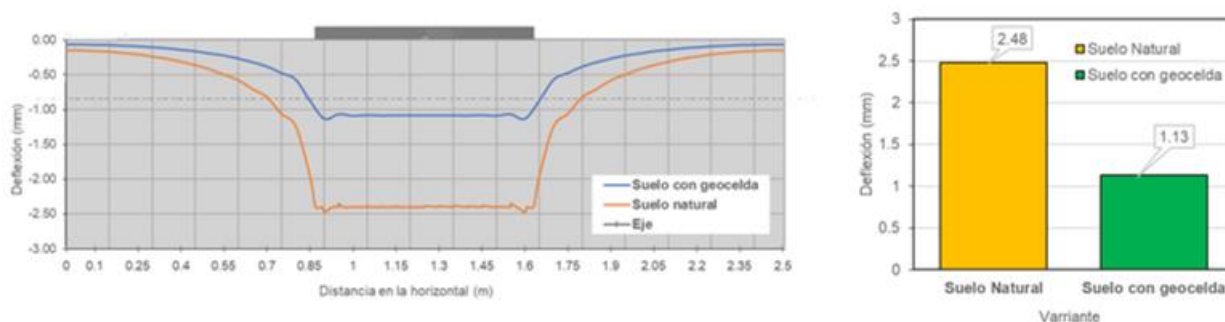


Figura 19: Comportamiento de las deflexiones superficiales.

Como se observa en la figura 19, existe una disminución importante de las deflexiones, lo que corrobora el impacto de las geoceldas sobre el suelo. La diferencia entre las soluciones estudiadas estriba en aproximadamente 5 veces. Esta reducción puede relacionarse con el aumento del módulo de superficie, lo que se comprueba con el uso de la ecuación obtenida de los planteamientos de Boussinesq [25]. La ecuación se plantea a continuación:

$$E = \frac{\pi(1 - \nu^2)qa}{2 \cdot w_0} \quad (2)$$

Donde:

- v: Coeficiente de Poisson del suelo.
- q: Presión ejercida sobre la placa de carga (MPa).
- a: Radio de la placa (mm).
- w₀: Deflexión máxima en el centro de la placa (mm).

En la ejecución del estudio se utilizó una presión de 0.22 MPa, la cual equivale a la fuerza de reacción de 10 toneladas. Además, la placa tiene un radio de 380 mm. La tabla 2 muestra los módulos de superficie para cada valor de deflexión.

Tabla 2: Resultados del módulo de superficie

Variante	Deflexión (mm)	Módulo de superficie (MPa)
Suelo natural	2.48	46.5
Suelo con geocelda	1.13	102.0

Esto evidencia que con el uso de las geoceldas se producen mejoras significativas en la resistencia del suelo. Según las características del suelo natural, este tiene relación con un suelo 5% de CBR, por lo que la subrasante es considerada de baja calidad. Sin embargo, la implementación de las geoceldas optimiza las características del suelo y le permite a la subrasante recibir tráfico pesados.

5. 2. Influencia De La Profundidad De Colocación

Uno de los aspectos más importantes en la aplicación de geomateriales es la profundidad a la que se colocan, de modo que algunos autores reportan que pueden implementarse a la altura de la superficie o en su defecto se agrega un determinado espesor a base del mismo material (geocelda) [20-26-27]. Por consiguiente, se desarrolló un análisis para analizar el efecto que puede generar la instalación de la geocelda en el recubrimiento del suelo. Para ello se elaboraron cinco modelos con una geocelda de 150 mm de espesor y se varió el recubrimiento desde cero hasta veinte centímetros (figura 19). La variable de control es el módulo de superficie, que va en dependencia de la deflexión.

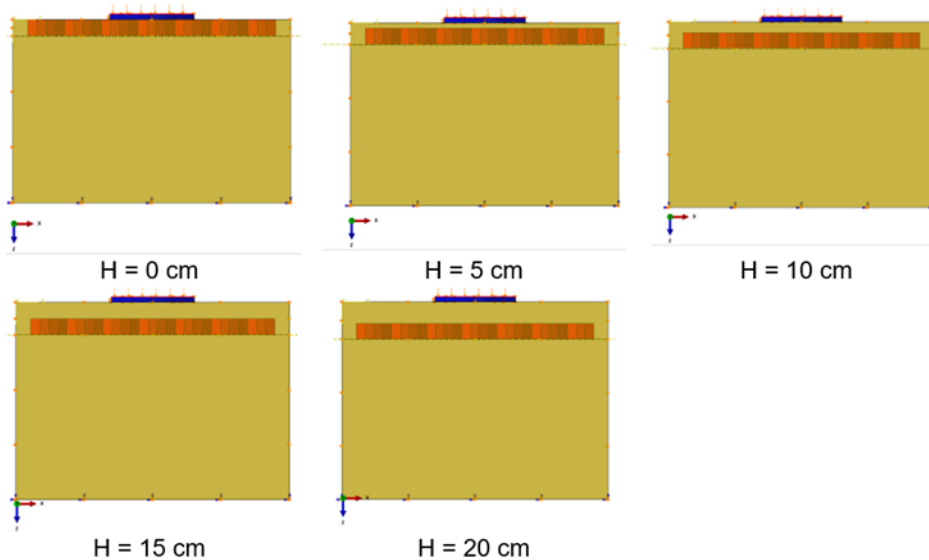


Figura 20: Profundidades evaluadas en la investigación.

Las deflexiones disminuyen en todos los casos contrastados con el suelo natural. La figura 21 evidencia que a medida que aumenta el recubrimiento las deflexiones disminuyen, ya que el suelo de aporte comienza a incrementar la rigidez de la capa. A partir de los resultados de las deflexiones, se puede observar cómo se comportan los módulos de superficie (tabla 3).

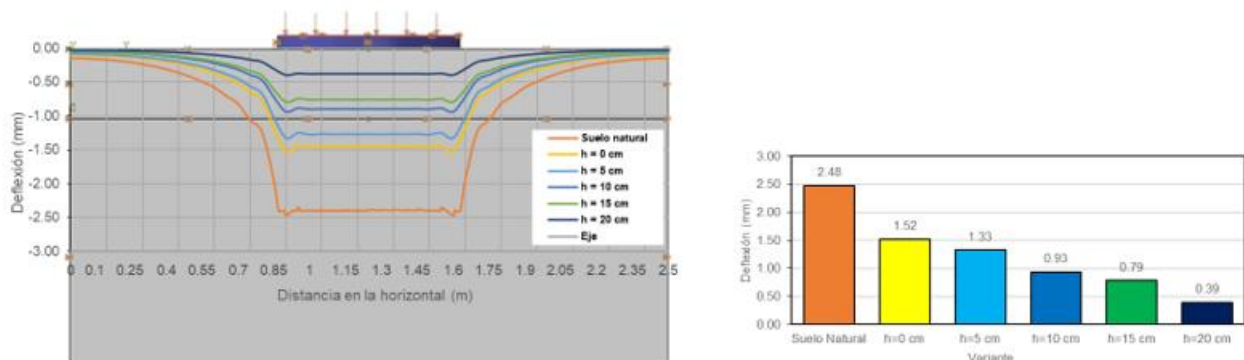


Figura 21: Cuenco de deflexiones para distintos espesores de recubrimientos.

Tabla 3: Resultados del módulo de superficie.

Variante	Deflexión (mm)	Módulo de superficie (MPa)
Suelo natural	2.48	46.55
h= 0 cm	1.52	75.64
h= 5 cm	1.33	86.84
h= 10 cm	0.93	123.41
h= 15 cm	0.79	146.55
h= 20 cm	0.39	293.10

A partir de la tabla 3 es posible determinar una relación entre el recubrimiento sobre las geoceldas y el incremento en el módulo de superficie, lo cual se confirma en los datos expuestos en la figura 22. Independientemente del notable aumento de la resistencia es preciso evaluar el criterio económico [20-28], por ejemplo, en la tabla 3 se puede ver que sin colocar recubrimiento ya se tiene una mejora notable en la resistencia, por tanto, conociendo las características del tráfico de proyecto se debe seleccionar el mínimo espesor que satisfaga las condiciones requeridas.

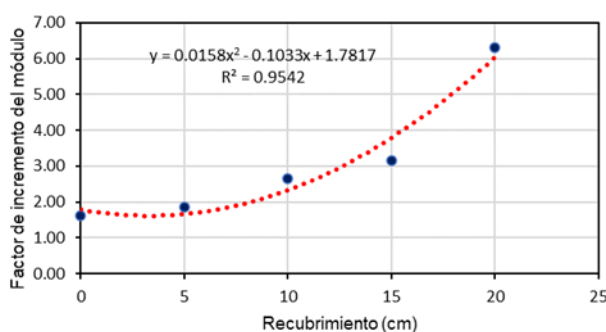


Figura 22: Incremento del módulo de superficie en función del recubrimiento.

6. CONCLUSIONES

Con el empleo de modelos computacionales se logró replicar el ensayo de placa para la realización de estudios relacionados con el reforzamiento de suelos con sistemas de confinamiento celular. Estos modelos fueron validados a través de datos experimentales y presentaron alta fiabilidad y un bajo requerimiento computacional.

Se pudo establecer una relación entre el recubrimiento y el incremento en la resistencia a partir de una ecuación de regresión parabólica que se ajustó a los experimentos realizados con aplicación de geoceldas.

El recubrimiento en las geoceldas aumenta la resistencia del conjunto estructural, pero encarece la solución, por tanto, debe existir un balance económico que garantice la sostenibilidad y factibilidad de este proyecto.

Finalmente, los resultados obtenidos en la presente investigación permiten concluir que las geoceldas son un material que puede emplearse como refuerzo para mejorar el rendimiento de la capa del pavimento, aportando mejoras en el diseño, construcción y mantenimiento de suelos expansivos, lo que a su vez brinda un soporte estable y uniforme y evita la formación de surcos y grietas en pavimentos.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la empresa GEOMATRIX con su producto Conficell LS y al equipo del Departamento de Estudios y Proyectos Técnicos del Gad Municipal del Cantón Portoviejo.

1. A. Emersleben and N. Meyer, "The use of geocells in road constructions over soft soil: vertical stress and falling weight deflectometer measurements," in *Proceedings of 4th European Geosynthetics Conference, Edinburgh, UK*, 2008, pp. 2-7. <https://www.prs-med.com/wp-content/uploads/2016/11/BearingCapacity3.pdf>
2. M. Al Qurishee, "Application of geosynthetics in pavement design," *Int Res J Eng Technol*, vol. 4, no. 7, pp. 1-7, 2017. https://scholar.googleusercontent.com/scholar?q=cache:0pRU_wlrHUJ:scholar.google.com/&hl=es&as_sdt=0,5
3. H. Alimohammadi, J. Zheng, V. R. Schaefer, J. Siekmeier, and R. Velasquez, "Evaluation of geogrid reinforcement of flexible pavement performance: A review of large-scale laboratory studies," *Transportation Geotechnics*, vol. 27, p. 100471, 2021. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2214391220303597>
4. G. P. Macharia, "Geosynthetics in road pavement design and construction in Kenya", University of Nairobi, 2019. http://erepository.uonbi.ac.ke/bitstream/handle/11295/106850/Macharia_Geosynthetics%20in%20Road%20Pavement%20Design%20and%20Construction%20in%20Kenya.pdf?sequence=1&isAllowed=y
5. M. Vibhoosha, A. Bhasi, and S. Nayak, "A review on the design, applications and numerical modeling of geocell reinforced soil," *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 39, pp. 4035-4057, 2021. <https://www.scinapse.io/papers/3155440370>
6. R. Gedela and R. Karpurapu, "Laboratory and numerical studies on the performance of geocell reinforced base layer overlying soft subgrade," *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, vol. 7, pp. 1-18, 2021. <https://link.springer.com/article/10.1007/s40891-020-00249-4>
7. S. G. Babu and P. Kumar, "An approach for evaluation of use of geocells in flexible pavements," in *Journal of the Indian Roads Congress*, 2012: Indian Geotechnical Society, pp. 159-168. <http://eprints.iisc.ac.in/49273/>
8. K. Mamatha and S. Dinesh, "Performance evaluation of geocell-reinforced pavements," *International Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 13, no. 3, pp. 277-286, 2019. <https://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/19386362.2017.1343988>
9. *Especificaciones generales especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes*, MOP-001-F2002, Quito, Ecuador, 2002. https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2021/01/MPR_Chimborazo_Cumanda_Especificaciones-Tecnicas-MOP-001-F-2002.pdf
10. *Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Tests of Soils and Flexible Pavement Components for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements*, ASTM-D1196, Estados Unidos, 2012. <https://www.astm.org/d1196-93r04.html>
11. D. M. Burmister, L. Palmer, E. Barber, and T. Middlebrooks, "The theory of stress and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways," in *Highway Research Board Proceedings*, 1944, vol. 23. <https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrbproceedings/23/23-016.pdf>
12. L. O. M. Ibañez, "Análisis del comportamiento geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes sometidas a carga axial mediante modelación matemática.," Tesis de Doctorado, Facultad de Construcciones, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Central "Marta Abreu" de las Villas, Santa Clara, Cuba, 2001.
13. W. Cobelo, "Contribución al análisis estructural y al diseño geotécnico de cimentaciones tronco cónicas bajo carga axial simétrica en estructuras tipo torre.," Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería Civil, Departamento de Geotécnica, ISPJAE, La Habana, Cuba, 2004.
14. J. L. L. Broche, "Conceptualización del comportamiento estructural de las cimentaciones superficiales asiladas aplicando técnicas de modelación numérica.," Tesis de Doctorado, Facultad de Construcciones, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Santa Clara, Cuba, 2005.
15. I. L. G. Pérez, "Evaluación de pistas aéreas de pavimentos flexibles basándose en el método de ACN-PCN con la combinación de técnicas de modelación e instrumentación," Tesis de Doctorado, Facultad de construcciones, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Santa Clara, Cuba, 2008.
16. R. V. Siddharthan, N. Krishnamenon, M. El-Mously, and P. E. Sebaaly, "Validation of a pavement response model using full-scale field tests," *International Journal of Pavement Engineering*, vol. 3, no. 2, pp. 85-93, 2002. <https://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/10298430290030595>

17. A. T. Papagiannakis and E. A. Masad, *Pavement design and materials*. John Wiley & Sons, 2008. https://books.google.com.ec/books?hl=es&lr=&id=wipJ0qBvv40C&oi=fnd&pg=PA1&dq=%5B17%5D%09A.+T.+Papagiannakis+and+E.+A.+Masad,+Pavement+design+and+materials.+John+Wiley+%26+Sons,+2008.&ots=AoEWjM93KH&sig=0H6o_8X1n2zpDVwk8iEekZLuavQ&redir_esc=y#v=onepage&q=%5B17%5D%09A.%20T.%20Papagiannakis%20and%20E.%20A.%20Masad%2C%20Pavement%20design%20and%20materials.%20John%20Wiley%20%26%20Sons%2C%202008.&f=false
18. P. Ullidtz, "Pavement analysis. Developments in civil engineering," *Elsevier, Amsterdam*, vol. 3, no. 5556, p. 034, 1987. <https://trid.trb.org/view/279429>
19. Y. H. Huang, *Pavement analysis and design*, Second Edition ed. University of Kentucky: Pearson Prentice Hall, 2004, p. 785. <https://vdocuments.mx/pavement-analysis-and-design-yang-h-huang-2nd-edition.html>
20. L. M. P. Baque and F. M. H. López, "Modelo computacional para analizar el comportamiento de geomallas biaxiales aplicadas en el reforzamiento de suelos para pavimentos," *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 3, no. 2, pp. 68-83, 2022. <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/112>
21. H. Ge, J.C. Quezada, V. Le Houerou, and C. Chazallon, "Multiscale analysis of tire and asphalt pavement interaction via coupling FEM–DEM simulation", *Engineering Structures*, vol. 256, pp. 113925, 2022. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029622000827>
22. N.D. Beskou, and E.V. Muho, "Microstructural effects on dynamic response of rigid and flexible pavements to moving load under plane strain", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 163, pp. 107544, 2022. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S026772612200389X>
23. I. R. Sheikh, P. Mandhaniya, and M. Shah, "A parametric study on pavement with geocell reinforced rock quarry waste base on dredged soil subgrade", *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, vol. 7, pp. 1-11, 2021. <https://link.springer.com/article/10.1007/s40891-021-00275-w>
24. E. A. Rodríguez, F. M. H. López, E. T. Piusseaut, and C. A. R. Morfa, "Instrumentación en pavimento de hormigón simple para estudios de tensiones originados por gradientes de temperatura", *Revista Española "Carreteras"*, no. No. 231, pp. pp. 79-87, 2020. https://www.researchgate.net/profile/Felix-Hernandez-Lopez/publication/366136738_Instrumentacion_en_pavimento_de_hormigon_simple_para_estudios_de_tensiones_originados_por_gradientes_de_temperatura/links/6392ae9c484e65005bf65538/Instrumentacion-en-pavimento-de-hormigon-simple-para-estudios-de-tensiones-originados-por-gradientes-de-temperatura.pdf
25. Y. H. Huang, *Pavement analysis and design*. Pearson Prentice Hall Upper Saddle River, NJ, 2004. https://testbank4textbook.com/pdf_samples/Solutions_Manual_for_Pavement_Analysis_and_Design_2nd_Edition_by_Huang_sample_chapter.pdf
26. L.L.R. Zipoli, and J.A. Neto, "Evaluation of back-calculated elastic moduli of unreinforced and geocell-reinforced unbound granular material from full-scale field tests", *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 50, pp. 910-921, 2022. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0266114422000619>.
27. V. Hasthi, M.N.A. Raja, A. Hegde, and S.K. Shukla, "Experimental and intelligent modelling for predicting the amplitude of footing resting on geocell-reinforced soil bed under vibratory load", *Transportation Geotechnics*, vol. 35, pp. 100783, 2022. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2214391222000678>.
28. M.P. Vibhoosha, A. Bhasi, and S. Nayak, "A review on the design, applications and numerical modeling of geocell reinforced soil". *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 39, pp. 4035-4057, 2021. <https://link.springer.com/article/10.1007/s10706-021-01774-3>.

Estabilización De Suelos Arcillosos Con Enzima Orgánica Para Subrasante De Carreteras

Stabilization Of Clay Soils With Organic Enzyme For Road Subgrade

Autores

César Andrés Cedeño Tuárez¹, Eduardo Tejada Plusseaut²

¹ Ingeniero Civil, Estudiante de Posgrado, Maestría Profesional en Ingeniería Civil, Mención Vialidad. Universidad Técnica de Manabí, Av. José María Urbina y Che Guevara Portoviejo, Manabí, Ecuador, ccedeno8291@utm.edu.ec

² Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias, Docente en Universidad Técnica de Manabí, Av. José María Urbina y Che Guevara Portoviejo, Manabí, Ecuador, eduardo.tejada@utm.edu.ec

RESUMEN

La subrasante es el cimiento de la estructura de un pavimento, la cual influye directamente en el dimensionamiento de cada una de las capas que la comprenden. La estabilización persigue mejorar su capacidad portante, y con ello reducir costos y espesores del pavimento. En la investigación se aborda la estabilización de un suelo limo-arcilloso mediante una enzima orgánica, la cual se le adicionan 3ml del aditivo en un volumen de 5 galones de material, para evaluar el efecto del tiempo de curado y de la densidad alcanzada mediante la variación de la energía de compactación aplicada. Como verificación de los resultados se incrementa la cantidad de aditivo hasta 9ml para el mismo volumen de suelo. Se comprobó que la variación del tiempo de curado no tuvo influencia significativa en el CBR del suelo estabilizado, mientras que la energía aplicada tuvo cierta influencia. El aditivo produjo incremento en la resistencia tras inmersión respecto al suelo no estabilizado, aunque este aumento no fue suficiente para una subrasante de carretera. El hinchamiento del suelo estabilizado por efecto de la inmersión si disminuyó apreciablemente con los días de curado.

Palabras claves: estabilización de suelos, subrasante de carretera, subrasante estabilizada con enzima orgánica.

ABSTRACT

The subgrade is the foundation of the pavement structure, which directly influences the dimensioning of each of the layers that comprise it. The stabilization seeks to improve its bearing capacity, and thereby reduce costs and thickness of the pavement. The research addresses the stabilization of a silt-clay soil by means of an organic enzyme, which is added 3ml of the additive in a volume of 5 gallons of material, to evaluate the effect of curing time and the density achieved by variation of the applied compaction energy. As a verification of the results, the amount of additive is increased up to 9 ml for the same volume of soil. It was verified that the variation of the curing time did not have a significant influence on the CBR of the stabilized soil, while the applied energy had some influence. The additive produced an increase in the resistance after immersion with respect to the unstabilized soil, although this increase was not sufficient for a road subgrade. The swelling of the soil stabilized by the effect of immersion did decrease appreciably with the days of curing.

Keywords: soil stabilization, highway subgrade, organic enzyme stabilized subgrade.

Nota Editorial: Recibido: Enero 2023 Aceptado: Mayo 2023

1. INTRODUCCIÓN

La subrasante es el suelo natural que sirve como cimiento a la estructura del pavimento, por consiguiente, los espesores de sus capas van estrechamente relacionadas a su capacidad de soporte.

Los suelos con baja capacidad de soporte y mala calidad generalmente no cumplen con los requerimientos necesarios para ser empleados en la construcción de pavimentos, por lo que al realizar un proyecto vial se opta, en el mayor de los casos, cambiar el suelo natural por otro de préstamo en las cercanías del proyecto [1].

Una solución más económica es la estabilización de suelos, en la que se modifican las propiedades físicas del material a través de procedimientos mecánicos o mediante la incorporación de productos químicos, naturales o sintéticos [2]. Las mejoras más comunes logradas a través de la estabilización de suelos incluyen una mejor granulometría, la reducción del índice de plasticidad o del potencial de hinchamiento, así como el aumento de la durabilidad y la resistencia [3].

Los métodos de estabilización de suelos pueden clasificarse en: a) mecánicas, que consisten en compactar el suelo de manera estática o dinámica, para obtener un aumento en su densidad y resistencia, disminuyendo la porosidad y permeabilidad o mediante el mezclado con otro material, para mejorar la granulometría y reducir la plasticidad; b) físicas, que consisten en modificar las propiedades de los suelos mediante geosintéticos tales como geotextiles, geomallas, geomembranas, geocompuesto o geoceldas; c) químicas, donde se le añaden al suelo productos químicos o aditivos que modifican sus propiedades, tales como cemento portland, cal, cenizas volantes, escorias siderúrgicas de alto horno, sales, emulsiones asfálticas, polímeros, etc.; d) biológicas, mediante la utilización de enzimas orgánicas que actúan aumentando el grado de aglutinamiento y compactación de las partículas del suelo [4].

La estabilización de suelos limosos o arcillosos con enzimas orgánicas consiste en la aplicación de un compuesto orgánico líquido diluido en agua que actúa sobre el suelo para reducir los vacíos entre las partículas, minimizando el agua absorbida para una compactación máxima. Las enzimas reaccionan con la materia orgánica del suelo para formar un material cementoso. Esto disminuye la capacidad de hinchamiento de las partículas del suelo y reduce la permeabilidad [5].

En la literatura sobre el tema se mencionan diferentes productos orgánicos [5-6], dentro de los cuales se encuentra el Eco-Zyme, que es un material atóxico fabricado mediante un proceso de fermentación natural utilizando azúcar y verduras. También se mezcla con un surfactante biodegradable que disminuye la tensión superficial, acercando las enzimas a las partículas del suelo y acelera las reacciones enzimáticas. Cuando se mezcla con agua y se aplica durante la compactación, Eco-Zyme actúa sobre los finos orgánicos del suelo a través de un proceso de unión catalítica actuando como un agente cementante [6].

El aditivo de enzima orgánica a utilizar, es un líquido natural de color marrón y de olor agradable, que no es tóxico, corrosivo e inflamable, perfectamente soluble en agua. Al ser un líquido seguro, no se necesitan equipos o dispositivos especiales para su manipulación.

En este estudio, se analiza la resistencia de un suelo arcilloso que no presenta condiciones aceptables como subrasante, procedente de un sector de Portoviejo, provincia de Manabí-Ecuador, al cual se le aplica un producto orgánico como estabilizante, con el objetivo de evaluar su efectividad en la reducción del hinchamiento por inmersión en agua de las probetas y en el aumento de su resistencia.

2. DESARROLLO

Para el presente trabajo experimental se toma en consideración las normas técnicas de Ecuador (MOP-001-F 2002) [7] y experiencias en la bibliografía sobre la estabilización de suelo con la aplicación de enzimas orgánicas, donde se recomienda la utilización de este material como aditivo en suelos de granulometría fina (limos o arcillas). Con estos lineamientos, se procedió a obtener la muestra de suelo natural en un sector por medio de una calicata, donde por experiencia existe gran presencia de suelos arcillosos.

2.1. Caracterización Del Suelo En Su Estado Natural

Para la caracterización del suelo en su estado natural se prepararon muestras para realizar los siguientes ensayos:

- Ensayos de Granulometría por lavado, ASSHTO T.88_ASTM D-422.
- Límites de Atterberg, AASHTO T.89_ASTM D-4318.
- Proctor Modificado, AASHTO T-180_ASTM D -1557.
- California Bearing Ratio (CBR), AASHTO T-193_ASTM D-1883.

Los resultados de los Límites de Consistencia y clasificación del suelo natural se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Caracterización del suelo natural

CARACTERÍSTICAS	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	PROMEDIO
LÍMITE LÍQUIDO (%)	52,88	56,01	59,43	56,1
LÍMITE PLÁSTICO (%)	33,85	32,89	-	33,4
ÍNDICE PLÁSTICO (%)	22,7			
CLASIFICACIÓN	ASTM	MH (Limo de alta plasticidad)		
	AASHTO	A-7-5		

De acuerdo a los resultados de ensayos, el suelo tiene un porcentaje pasado por el tamiz 200 de 87,3% y su Índice Plástico es de 22,70%, por tanto, es un suelo fino, limo-arcilloso. Mediante el método SUCS se clasifica como *MH* (Limo de alta plasticidad) y según método AASHTO es un suelo A-7-5. Según la bibliografía consultada [6], las enzimas orgánicas actúan directamente sobre las partículas finas como limos o arcillas, recomendándose un Índice Plástico mayor de 10%.

Para la determinación de la densidad máxima seca del suelo natural, se empleó el ensayo de Proctor Modificado, AASHTO T-180_ASTM D -1557, cuyos resultados se muestran en la tabla 2.

Tabla 2: Densidad máxima seca y porcentaje de humedad del suelo natural

DENSIDAD MÁXIMA SECA	1531 kg/m ³
% DE HUMEDAD ÓPTIMA	23,50 %

Para la determinación de la resistencia de diseño, se ejecutó el ensayo *California Bearing Ratio* (CBR), AASHTO T-193_ASTM D-1883, preparando tres muestras con el porcentaje de humedad óptima del suelo (23,50%), y compactadas con tres energías diferentes (56, 25 y 11 golpes), para ser ensayadas a CBR después de la inmersión por 4 días, cuyos resultados se muestran en la Figura 1.

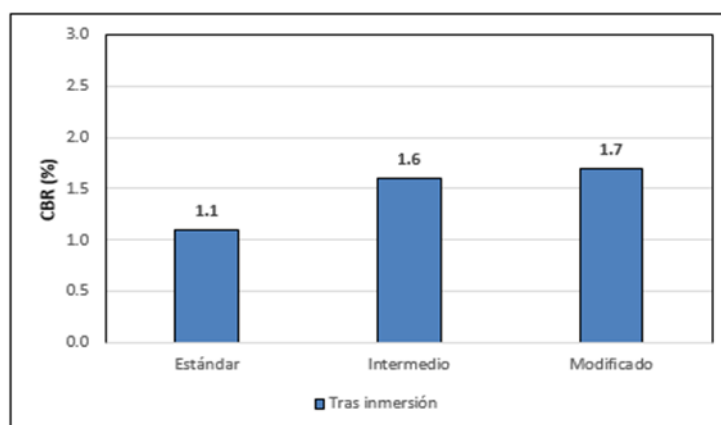


Figura 1: CBR del suelo natural, tras inmersión

La figura 1 muestra la variación con la energía aplicada en el CBR después de la inmersión por 4 días. En general, se observa muy poca influencia de la energía aplicada en el valor de CBR, como consecuencia de la poca variación observada en la densidad del suelo. Entre la densidad obtenida con la energía Estándar y la Intermedia, el incremento es solo de 0,5%, pero en la medida en que se incrementa aún más la densidad por efecto de la energía aplicada, esta variación resulta menor, incluso produciéndose un incremento similar de densidad entre la energía Intermedia y la del Modificado, de manera que no existe una variación significativa en el incremento de resistencia, porque estas variaciones son menores que la propia dispersión que se produce en el ensayo de CBR. Se puede establecer en este caso un valor de CBR de 1,7.

Según el SATCC (Draft Code of Practice for the Design of Road Pavements Prepared by the Division of Roads and Transport Technology) [9], las subrasantes se clasifican en base al CBR en S1, S2, S3, S4, S5 y S6, siendo S la denominación de subrasante y el número su nivel (ver tabla 3). Este código indica que las subrasantes más pobres son las que tienen valores de CBR menores del 5%, los cuales deben ser mejorados. El suelo en estudio se clasifica como S1, según dicho código, por tanto, debe ser estabilizado para su empleo como subrasante de carreteras.

Tabla 3: Clasificación de la subrasante, SATCC. Draft Code of Practice for the Design of Road Pavements Prepared by the Division of Roads and Transport Technology

Designación de clase de subrasante						
Grado de CBR en Subrasante (%)	S1	S2	S3	S4	S5	S6
		2	3 - 4	5 - 7	8 - 14	15 - 29

Como resultado de la prueba de CBR se determinó también el porcentaje de hinchamiento de cada muestra, por cada día de inmersión (4 días). La tabla 4 contiene los resultados del hinchamiento del suelo en la medida en que aumenta el tiempo en inmersión y para cada energía de compactación aplicada y en la figura 2 se pueden apreciar los cambios producidos en el hinchamiento. Nótese la influencia del incremento de humedad hasta la saturación y como la densidad de las muestras obtenidas mediante la energía aplicada también genera reducción del hinchamiento por la disminución de los vacíos. Aun con la energía del Modificado, el hinchamiento después de 4 días en inmersión es excesivo (7%), muy superior al 2% especificado para las subrasantes viales, según PG-3 [8].

Tabla 4: Porcentaje de hinchamiento para suelo natural con días de inmersión (4 días) para diferentes energías de compactación

LECTURA DEL HINCHAMIENTO (%)			
Días de inmersión	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
	(11 golpes)	(25 golpes)	(56 golpes)
1	0	0	0
2	7,23	5,25	4,36
3	8,02	6,53	6,44
4	8,14	7,50	6,93

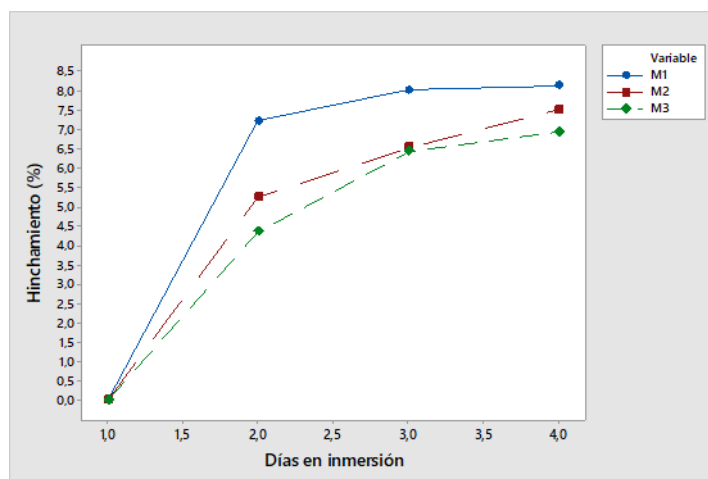


Figura 2: Variación del porcentaje de hinchamiento por cada día de inmersión (4 días) para diferentes energías de compactación para suelo natural. M1 (energía Estándar); M2 (energía Intermedia); M3 (energía Modificado).

2. 2. Suelo Estabilizado Con La Enzima Orgánica

Para el trabajo experimental se concibieron dos dosificaciones del aditivo estabilizante para un volumen de suelo determinado, que se añadieron al suelo natural, además de los ensayos al suelo natural para comprobar el efecto de la aplicación del aditivo.

La cantidad de la enzima orgánica fue añadida en porciones de 3 y 9 ml por cada 5 galones de suelo seco, teniendo en cuenta que el aditivo es utilizado en cantidades muy pequeñas en relación al volumen de suelo a estabilizar. El suelo, luego de secado se pesó para determinar la cantidad de agua que debe añadirse respecto a la humedad óptima, considerando el 1% menos. Se añade la cantidad de aditivo al volumen de agua correspondiente a la óptima, mezclando hasta su correcta homogenización.

Se coloca la mezcla de suelo más el agua con el aditivo en el molde y se realiza la compactación especificada en el ensayo de CBR, utilizando 3 moldes para el ensayo en seco y 3 moldes para el ensayo tras inmersión.

Luego de preparadas las muestras con 3ml del aditivo, para el ensayo a CBR, se esperó que el aditivo actuara por varios días (7, 14 y 21 días), dejando secar las muestras a temperatura ambiente del laboratorio para su curado, para luego ensayar de forma inmediata las tres muestras en seco y sumergir en agua las otras tres muestras por cuatro días, ensayadas posteriormente tras inmersión. También se consideró para el suelo estabilizado con 3ml de enzima orgánica, la influencia de la energía de compactación, ensayando las muestras con 3 energías diferentes (56, 25 y 11 golpes por capa). En las cantidades de aditivo de 9ml se optó solo por un curado de 14 días, aplicando también energías diferentes.

Los resultados del ensayo de CBR de cada una de las muestras se representan en las figuras 3, 4 y 5, donde se relaciona en cada caso la densidad seca con el valor de Índice Soporte de California, CBR por sus siglas en inglés (AASHTO T-193_ASTM D-1883), en seco y tras inmersión. Las figuras 3 y 4 muestran los resultados del CBR con tiempos de curado para la mezcla de 7 y 14 días respectivamente, utilizando en ambos casos 3 ml de la enzima orgánica.

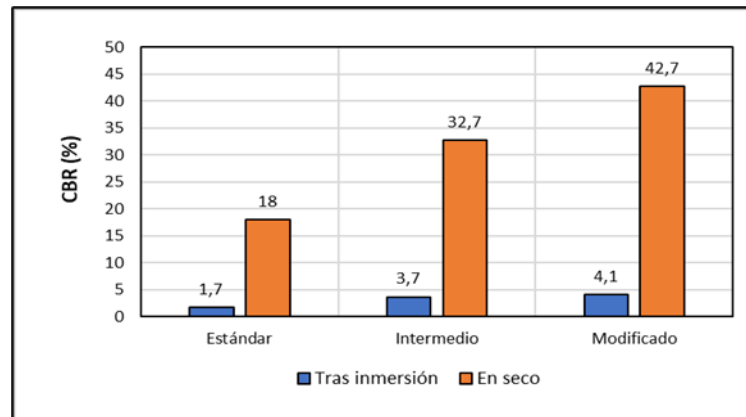


Figura 3: Resultados del CBR del suelo estabilizado con 3ml de aditivo y 7 días de curado, para diferentes energías aplicadas, ensayados en seco y tras inmersión.

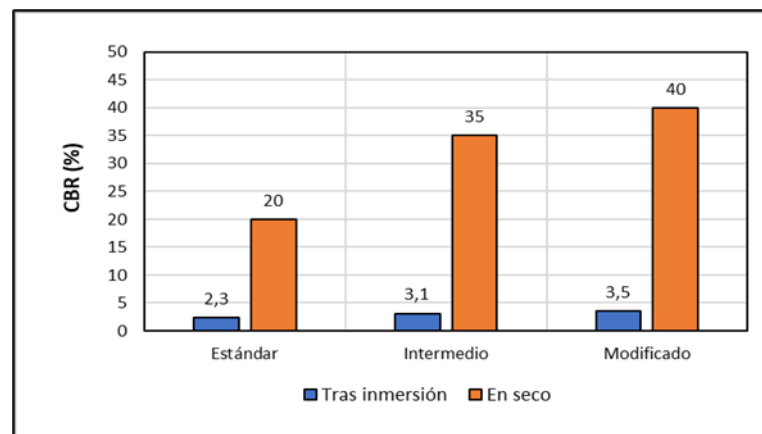


Figura 4: Resultados del CBR del suelo estabilizado con 3ml de aditivo y 14 días de curado, para diferentes energías aplicadas, ensayados en seco y tras inmersión.

Los resultados demostraron que, en el ensayo en seco, tanto para 7 como para 14 días de curado los valores de CBR alcanzados fueron elevados. En las figuras 3 y 4 se observa que el CBR en seco aumenta con la energía aplicada, como consecuencia del incremento de la densidad de la mezcla. En ambas figuras, se observa disminución en la variación del CBR seco entre las energías Intermedia y Modificado, respecto a la variación producida entre las energías Estándar e Intermedia, lo que se debe a que el suelo experimenta cada vez menor reducción de vacíos con el incremento de energía.

Tras inmersión se observan valores muy reducidos, para cualquier valor de densidad alcanzada, no obstante, el suelo ha experimentado un incremento en su resistencia producto de la aplicación del aditivo, de manera que el CBR se incrementó desde un valor de 1,7% en su estado natural, a la mayor densidad, hasta un CBR entre 3,5 - 4,1% una vez estabilizado, lo que demuestra que el aditivo tuvo alguna influencia, aunque la calidad de la subrasante solo ha pasado desde un tipo S1 a S2 (Tabla 3).

La resistencia conservada se determina como la relación expresada en porcentaje, entre la resistencia tras inmersión y la resistencia en seco; representa cuanto se reduce la resistencia de la mezcla por efecto de la saturación, como una forma de evaluar la efectividad del aditivo aplicado. En todas las pruebas la resistencia conservada se encuentra en valores muy bajos, solo entre el 9 y 12%. Al respecto es importante señalar que las condiciones a las cuales se someten las pruebas para el diseño, en la que las muestras son mantenidas por cuatro días en inmersión, provocan con ello la saturación del suelo, sin embargo, las subrasantes de carreteras se deben mantener en condiciones de semisaturación, con el correcto funcionamiento del sistema de drenaje superficial y subterráneo.

Aplicando a las muestras un curado por 14 días no experimentó un incremento significativo respecto a los 7 días, por lo que se decide, para corroborar dicho resultado, probar con el curado hasta 21 días, pero utilizando solo la condición tras inmersión, en vista de que es la más desfavorable, cuyo resultado se representa en la figura 5. En resumen, se comprobó que la variable tiempo de curado no tuvo influencia en los valores de CBR en seco, para 7 y 14 días y en el CBR tras inmersión, incluso con 21 días, no se observaron diferencias significativas, por consiguiente, con este aditivo a los 7 días de curado ya se ha alcanzado la resistencia final en la mezcla.

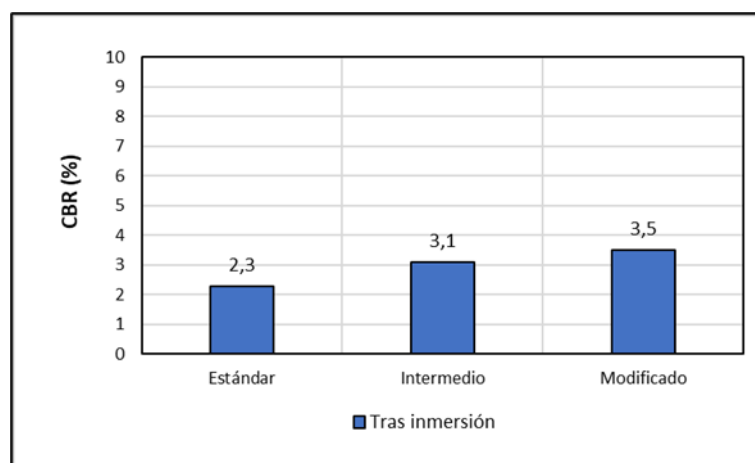


Figura 5: CBR del suelo estabilizado tras inmersión, con 3 ml de enzimas orgánicas y 21 días de curado

Se comprobó la influencia de la energía aplicada en el incremento del CBR, lo que se debe al aumento de la densidad. Se apreció también un efecto combinado de tiempo de curado con la densidad máxima alcanzada producto de dicha energía, es decir, a los 7 días de curado con la energía del modificado se alcanza una resistencia semejante a la que se logra con la energía estándar con 21 días de curado.

Los resultados del ensayo de hinchamiento medidos en el ensayo de CBR, se representan en la tabla 5, para el suelo estabilizado con 3 mililitros de la enzima orgánica, donde se puede observar la influencia de la energía aplicada y el tiempo de curado.

Tabla 5: Resumen de los resultados del hinchamiento del suelo estabilizado con 3 mililitros de enzimas orgánicas en sus diferentes tiempos de curado.

DÍAS DE CURADO	NÚMERO DE GOLPES POR CAPA		
	11	25	56
3	3,98 %	3,52 %	2,77 %
7	2,77 %	2,61 %	2,08 %
14	2,22 %	1,76 %	1,11 %
21	1,49 %	1,03 %	0,50 %

La figura 6 permite apreciar la variación que experimenta el hinchamiento del suelo estabilizado con los días de curado y las diferentes energías aplicadas en las muestras (número de golpes). Se puede observar que el hinchamiento disminuye para cada energía aplicada y según aumenten los días de curado de las mezclas, teniendo mayor influencia los días de curado que la energía aplicada. En la figura se ha incluido el hinchamiento del suelo natural, representado con el valor de 0 días de curado. Se observa que el hinchamiento del suelo por inmersión, aplicando la mayor energía, se ha reducido de 7% en el suelo natural hasta 2,8% a los 3 días de curado, y hasta el 0,5% con 21 días de curado. Igual variación se experimentó con las energías Estándar e Intermedia.

Para comprobar si aumentando más la cantidad de aditivo se mejora la resistencia, se realizó el ensayo de CBR en seco y tras inmersión, incrementando la cantidad hasta 9ml, utilizando en este caso, un tiempo de curado de 14 días. En la tabla 6 se muestra una comparación entre los resultados de ambas cantidades de aditivo. Estos resultados demostraron que el incremento de la cantidad de aditivo aplicado, hasta tres veces su contenido inicial, no representó un aumento significativo en la resistencia tras inmersión, por lo cual la causa del bajo incremento de la resistencia no radica en la cantidad de aditivo.

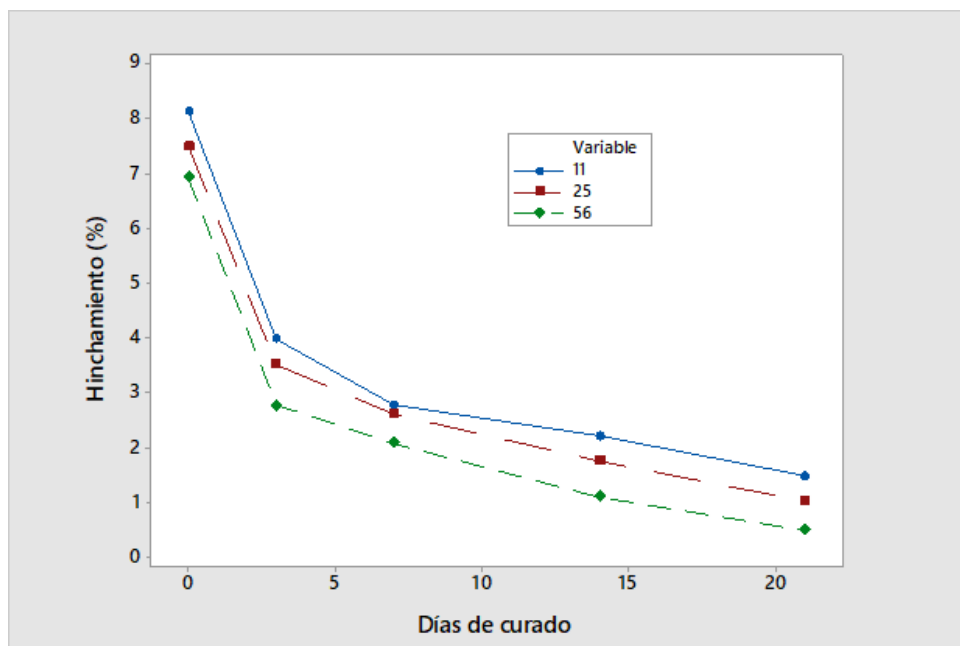


Figura 6: Variación del hinchamiento con los días de curado en el suelo estabilizado, para diferentes energías aplicadas en las muestras (número de golpes).

Tabla 6: Resumen de los resultados de CBR del suelo estabilizado con 3 y 9 mililitros de la enzima orgánica, con 14 días de curado.

CANTIDAD DE ADITIVO	CBR EN ESTADO SECO	CBR TRAS INMERSIÓN	HINCHAMIENTO (%)
3 mililitros	39,0 %	3,5 %	1,11
9 mililitros	40,0 %	3,3 %	2,02

3. CONCLUSIONES

En el trabajo se experimentó con una enzima orgánica aplicada sobre un suelo limo-arcilloso, que clasifica como A-7-5, con un valor de CBR de 1,7% y un hinchamiento del 7% después de cuatro días en inmersión, por lo cual se clasifica como una subrasante S1 de baja calidad. En las pruebas se hizo variar el tiempo de curado y la energía aplicada, así como se utilizaron dos cantidades de aditivo.

Los resultados demostraron que, aplicando la enzima orgánica, en el ensayo en seco, los valores de CBR alcanzados fueron elevados, sin embargo, se produce una reducción importante en la resistencia con el suelo saturado producto de la inmersión por cuatro días, obteniéndose una resistencia conservada con porcentajes entre el 9 y 12%.

La variable tiempo de curado, con 3ml de aditivo, no tuvo influencia en los valores de CBR en seco, para 7 y 14 días y en las pruebas tras inmersión, aún con 21 días, no se observaron diferencias significativas, por lo cual con este aditivo 7 días de curado en la mezcla parece suficiente para alcanzar su resistencia final. Se logró una reducción significativa en el hinchamiento de la mezcla producto de la inmersión, hasta porcentajes por debajo del 2%.

Los resultados demostraron que el aditivo produjo cierto incremento en la resistencia a CBR, lo que se comprobó con el aumento de la resistencia tras inmersión respecto al suelo no estabilizado, aunque con este aumento de resistencia la subrasante se clasifica como S2, para un CBR entre 3-4%.

Se pudo comprobar que el hinchamiento del suelo estabilizado producido en el ensayo de CBR disminuye para cada energía aplicada (Estándar, Intermedio y Modificado) y según aumenten los días de curado de las mezclas, teniendo mayor influencia los días de curado que la energía aplicada. El hinchamiento por inmersión del suelo, con la mayor energía, se redujo de 7% en el suelo natural hasta 2,8% a los 3 días de curado, y hasta el 0,5% a los 21 días de curado, variación que se experimentó también con otras energías aplicadas.

4. RECOMENDACIONES

Los resultados de la investigación evidencian el poco incremento de la resistencia a CBR de la enzima orgánica en el suelo ensayado. A partir de estos resultados se recomienda probar con otros suelos para evaluar la influencia del aditivo con suelos que presenten menos plasticidad, para determinar en qué tipos de suelos resulta más efectivo este tipo de estabilización. Puede verificarse también si las cantidades de aditivo que recomienda la bibliografía consultada se puede incrementar en función del tipo de suelo, así como los límites económicos de este tipo de estabilización.

1. O. Goñas Labajos, & J. Saldaña Núñez, "Estabilización de suelos con cenizas de carbón para uso como subrasante mejorada", *Revista Científica UNTRM: Ciencias Naturales e Ingeniería*, vol. 3, no. 1, pp. 30-35, 2020.
2. R. Linares Chavez, M. Aguilar Rojas, & E. Rojas De La Puente, "Estabilización de suelos arcillosos a nivel de subrasante con adición de bolsas de polietileno fundido", *Revista de Investigación Científica UNTRM: Ciencias Naturales e Ingeniería*, vol. 3, no. 2, pp. 33-40, 2020.
3. R. Gallardo Amaya, C. Martínez Ovallos, & A. Muñoz Quintero, "Caracterización de un suelo plástico para estabilización con cementantes", *Respuestas*, vol. 25, no. S2, pp. 6-13, 2020.
4. J. Rivera, A. Aguirre, R. Mejía de Gutiérrez, & A. Orobio, "Estabilización química de suelos-Materiales convencionales y activados alcalinamente (revisión)" *Informador Técnico*, vol. 84, no. 2, pp. 202-226, 2020.
5. P. Agarwal, & S. Kaur, "Effect of bio-enzyme stabilization on unconfined compressive strength of expansive soil", *International Journal of Research in Engineering and Technology*, vol. 3 (5), pp. 30-33, 2014.
6. S. Janaki Raman, P. D. Arumairaj, R. Tikson Sebastian, J. Jerushan, D. Jebaraj Samuel Dorai, & Nathaniel Joseph Thomos, "Analysis on the strength charecteristics of clayey soil with geopolymer enzyme (biochemical enzyme)". *Rasayan J. Chem.*, vol. 11, no. 4, pp. 1729-1733, 2018.
7. MOP-001-F 2002 Especificaciones técnicas. Capítulo 400 Estructuras del pavimento-sección 402-9. Estabilización de sub-rasante con Enzimas Orgánicas, 2002.
8. PG-3, Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes. España, 5ta edición, 2007.
9. SATCC. Draft Code of Practice for the Design of Road Pavements Prepared by the Division of Roads and Transport Technology, CSIR, 2001.

Artículos de Estudio de Casos

Ampliación Y Diseño Geométrico De La Vía Alternativa S/N, Que Comprende Desde El Sitio El Corral Viejo Hasta La Parroquia El Retiro

Expansion And Geometric Design Of The Vía Alternativa S/N, Which Runs From The Site El Corral Viejo To The Parroquia El Retiro

Autores

Bryan Vinicio Rogel Ochoa¹, Erwin Javier Oyola Estrada², Leyden Oswaldo Carrión Romero³, Elsi América Romero Valdiviezo⁴

¹ Ingeniero Civil. Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, Ecuador
email: brogel_est@utmachala.edu.ec

² Ingeniero Civil. Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, Ecuador
email: eyolat@utmachala.edu.ec

³ Ingeniero Civil. Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, Ecuador
email: locarrion@utmachala.edu.ec

⁴ Ingeniero Civil. Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, Ecuador
email: eromero@utmachala.edu.ec

RESUMEN

El presente proyecto presenta una propuesta del diseño y trazado geométrico de la vía alternativa ubicada en el cantón Machala, que comprende desde el sitio El Corral Viejo hasta la parroquia El Retiro, debido a que es una arteria importante que permite el ingreso a los cantones Machala, El Guabo y Pasaje. Esta vía actualmente se encuentra en pésimas condiciones, es vía de tierra -guardarraya-, y por su geometría irregular es susceptible a daños temporales en época de invierno. Lo que provoca malestar constante para los residentes que a diario tienen que movilizarse por este sector.

Para el desarrollo de la propuesta se ha realizado un levantamiento de información a través de equipos topográficos. Posteriormente se realizó un estudio de aforo vehicular para determinar el tipo de vía que en este caso corresponde a una de cuarto orden. Así mismo se realizó el estudio y ensayo de laboratorio y el procesamiento de datos obtenidos en los softwares especializados. Con estos resultados el diseño de la vía está basado en la normativa vial vigente en nuestro medio y el paquete estructural del diseño es de pavimento flexible; con la ayuda del software Microsoft Project se ha definido cada rubro y determinado un periodo de 128 días para la ejecución de la obra.

De esta manera, con esta propuesta se resuelve una problemática de transporte y movilidad existente que afecta a toda una comunidad y limita el desarrollo económico y productivo de la zona.

Palabras claves: *pavimento flexible, aforo vehicular, trazado geométrico, levantamiento topográfico.*

ABSTRACT

This project presents a proposal for the design and geometric layout of the alternate road located in the Machala canton, which ranges from the El Corral Viejo site to the El Retiro parish, because it is an important artery that allows entry to the Machala cantons. , El Guabo and Passage. This road is currently in terrible condition, it is a dirt road -guardarraya-, and due to its irregular geometry it is susceptible to temporary damage in winter. This causes constant discomfort for residents who have to move around this sector on a daily basis.

For the development of the proposal, a survey of information has been carried out through topographic equipment. Subsequently, a study of vehicle capacity was carried out to determine the type of road, which in this case corresponds to a fourth order. Likewise, the study and laboratory test and the processing of data obtained in specialized software were carried out. With these results, the design of the road is based on the current road regulations in our environment and the structural package of the design is flexible pavement; With the help of Microsoft Project software, each item has been defined and a period of 128 days has been determined for the execution of the work.

In this way, with this proposal an existing transport and mobility problem that affects an entire community and limits the economic and productive development of the area is resolved.

Keywords: *flexible pavement, vehicle capacity*

Nota Editorial: Recibido: Noviembre 2022 Aceptado: Marzo 2023

1. INTRODUCCIÓN

La infraestructura vial de un país promueve el desarrollo productivo, económico y social del mismo mejorando así la calidad de vida sus habitantes. Por esta razón es importante que estas infraestructuras se encuentren en óptimas condiciones para satisfacer las necesidades de los beneficiarios.

El diseño geométrico de una carretera es la parte primordial del enfoque de los proyectos viales, debido a que en esta parte se establece la distribución geométrica de la vía teniendo como objetivo la eficiencia, seguridad, comodidad, visibilidad económica, incluyendo la sostenibilidad y sustentabilidad de la misma.

Dentro de Ecuador la infraestructura vial, mantiene un historial de afectaciones constantes generadas por factores climáticos, estas afectaciones pueden ser: colapso de puentes y caminos, asentamientos, deslizamientos, etc. Estas afectaciones inciden directamente en el desarrollo socioeconómico del país generando pobres condiciones de vida y limitando el acceso a bienes, productos y servicios viales garantizados por la constitución [1].

Esta problemática es la que se vive en la vía alterna s/n que abarca desde el sitio corral viejo hasta la parroquia el retiro. Que pese a ser una vía alterna solo de tierra (guardarraya), es una arteria importante que permite el ingreso a los cantones machala, el guabo y pasaje, además que es utilizada para el transporte de banano de exportación y demás productos agrícolas que promueven la economía del sector.

Esta vía está actualmente diseñada para el paso de un solo vehículo, es decir, un solo carril lo que provoca malestar cuando se encuentran dos vehículos en sentido contrario, obligando a uno de estos a orillarse para permitir el paso del otro automotor. Además, que al ser de tierra en época de invierno se ve gravemente afectada y muchas de las veces los moradores tienen que disponer de sus recursos para dar soluciones momentáneas como la contratación de maquinarias para nivelar y expandir material pétreo que permita la normal circulación.

Con estos antecedentes, este proyecto técnico tiene como finalidad proponer la “ampliación y diseño geométrico de la vía alterna s/n que comprende desde el sitio el corral viejo hasta la parroquia el retiro”. De modo que se logre un impacto positivo en las actividades económicas y sociales del sector que al contar con ampliación dos carriles y asfaltado de vía van a mejorar visiblemente su calidad de vida.

Disminuyendo los efectos provocados por las infraestructuras viales que se presenta de manera directa: su nivel de servicio, funcionalidad, accesibilidad y conectividad. Mediante la presentación y análisis de un proyecto vial [2].

Este proyecto cuenta con tres capítulos descritos de la siguiente manera:

Capítulo 1: problemática, justificación del proyecto, objetivo general y específicos, y demás criterios de diseño de la vía

Capítulo 2: se detalla el levantamiento de información, estudios de ingeniería, ensayos de laboratorio y análisis de las posibles soluciones, teniendo en cuenta las normas técnicas viales del país.

Capítulo 3: esta última sección contiene la memoria técnica y procedimientos necesarios para completar el diseño del proyecto con su respectiva elaboración de planos.

El proyecto presentado está ubicado en la ciudad de machala en la vía alterna s/n que comprende desde el sitio el corral viejo hasta la parroquia el retiro en la provincia de el oro (abscisa 0+00 – 3+000) y para su desarrollo se han realizado diferentes actividades que van desde el levantamiento de información hasta el diseño definitivo de la propuesta. Las mismas que se detallan en la figura 1.

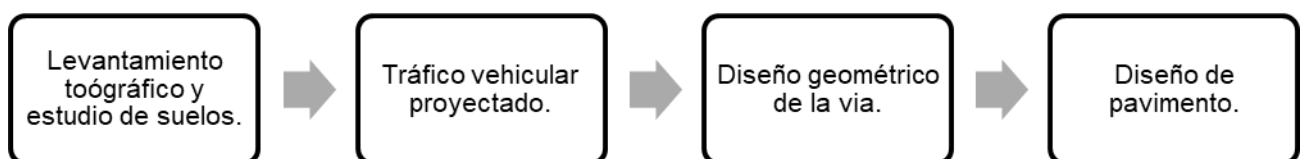


Fig. 1: Desarrollo del proyecto

2. DESARROLLO

- *Levantamiento topográfico*

La topografía es la ciencia y el arte de realizar las mediciones necesarias para determinar la posición relativa de puntos sobre, en, o debajo de la superficie terrestre, así como para situar puntos en una posición concreta [3].

Previo al levantamiento topográfico se realizó un reconocimiento del sitio donde se va a intervenir, ciudad de Machala, parroquia El Retiro, que comprende el tramo inicial de la vía que lindera los límites de ingreso al puente metálico del cantón Santa Rosa, en el sector Corral Viejo partiendo de la abscisa 0+000 hasta el sitio El Porvenir 1 y 2 llegando a la abscisa 3+00. Tal y como se muestra en las figuras 2 y 3 del siguiente apartado..



Fig. 2: Ubicación del sitio de intervención por medio de Google Earth

El levantamiento topográfico de este proyecto se realizó mediante de una estación total SOKKIA CX-105 y los puntos fueron ingresados en el software especializado Civil 3D, esta actividad fue de suma importancia para determinar los criterios específicos para el diseño final de la vía de intervención.

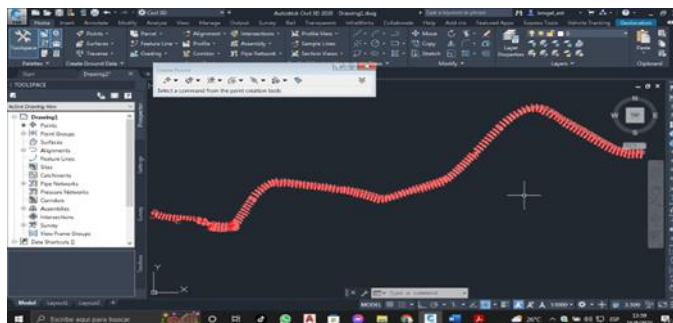


Fig. 3: Puntos del levantamiento ingresados al software Civil 3D

Una vez realizado el levantamiento topográfico se procedió a la extracción de muestras de 6 calicatas de 0,50 m, 1,00 m y 1,50 m de profundidad para obtener los resultados de las propiedades físico mecánicas del suelo estudiado de la subrasante. Las calicatas se extrajeron a un costado de la vía ya que no se las pudo realizar en su eje debido a la circulación de vehículos en dicha vía. En la figura 4 se detallan los puntos de extracción de calicatas en la vía de intervención y la figura 6 evidencia las muestras extraídas.



Fig. 4: Puntos de ubicación de la extracción de calicatas



Fig. 6: Memoria fotográfica de la extracción de calicatas

Posteriormente se realizaron las pruebas y ensayos correspondientes a cada muestra obtenida de cada uno de los estratos. De esta manera se realizaron las pruebas de laboratorio indicadas y luego estas muestras fueron clasificadas según la norma AASTHO. En los ensayos de laboratorio se utilizaron las normas INEM y ASTM.

Estudio de suelos

Los ensayos de laboratorio realizados fueron con Proctor modificado de acuerdo a lo especificado por la norma AASHTO T-180 – MÉTODO C, el CBR se realizó a 1.5 m de profundidad en cada calicata extraída. Con el análisis de las muestras de las calicatas extraídas se identificó el material que conforma la subrasante, con lo que se determinó que el paquete estructural del diseño de pavimento debe ser tipo flexible para la vía de intervención. A continuación, en la tabla 1 se muestra una tabla de resumen de los resultados de los ensayos realizados en el laboratorio con su respectivo CBR al 100%, su densidad seca máxima y humedad óptima.

Tabla 1: Resumen de los ensayos realizados a la subrasante

CALICAT A	HUMEDA D ÓPTIMA (%)	DENSIDA D SECA MAX.	CBR AL 100%
1	13,05	1,81	3,88
2	11,53	1,85	8,45
3	13,21	1,86	8,93
4	11,43	1,84	4,89
5	11,41	1,82	5,93
6	13,16	1,81	5,62

Luego de realizar los ensayos se pudo determinar las características de cada calicata para poder determinar el CBR de diseño para el pavimento flexible. Al momento de extraer las calicatas se pudo notar que, en campo a lo largo de la vía era el mismo material por ende se pudo haber extraído menos calicatas para hacer el sondeo. Sin embargo, para tener una mayor precisión con la interpretación de los datos para el diseño de pavimento flexible, se tomaron muestras cada 500 m como se indica en la norma, para poder realizar el estudio de suelo correctamente.

Tráfico vehicular proyectado

En el Ecuador, el método más utilizado para medir el volumen de tránsito es el tráfico promedio diario anual (TPDA), sin embargo, para obtener datos más precisos, es necesario una estación de conteo permanente, que permita conocer todas las variaciones que se presentaron durante el año. Esta cantidad se puede calibrar y ajustar de acuerdo con los datos obtenidos de las estaciones permanentes, o de acuerdo con varios factores, como el consumo de gasolina y otros factores que están en constante cambio.

Cálculo del tráfico promedio diario anual (TPDA)

$$TPDA = Tp + TD + Td + TG \text{ [Ec.1]}$$

Donde:

$$TD = \text{Tráfico desarrollado} = \text{Tráfico proyectado} = \text{Tráfico desviado} = \text{Tráfico generado}$$

El estudio de aforo vehicular durante un período semanal, de lunes a domingo, 12 horas diarias desde las 6 am a 18 pm, este aforo se lo realizó en el trayecto de la primera semana de julio del presente año en curso, los valores obtenidos del cálculo total para el vehículo de diseño se presenta en la tabla 2 y 3.

Tabla 3: Cálculo del total de vehículos de diseño

CALCULO TOTAL DE VEHÍCULOS DE DISEÑO				
Tipo de vehículo		Tráfico total	Factor de conversión	Vehículo de diseño
Pesados	Buses	0	1	0
	Camiones	55	1,5	82,5
	Tráiler	8	2,5	20
Livianos		142	0,5	71
				173,5

Resultado del conteo:

$$TA = \frac{173,5}{7}$$
$$TA = 24,79 \frac{\text{vehículos}}{\text{día}}$$

Tráfico proyectado TP:

$$Tp = TA * (1 + i)^n \quad [\text{Ec.2}]$$

Donde:

$$i = \text{tasa de crecimiento}$$
$$n = \text{período expresado en años}$$

La determinación del valor de la tasa de crecimiento, el MTOP ha llevado realizando estudios partir del año 1963, lo que ha concluido que para nuestro país la tasa varía entre un 5 y 7%. En el diseño de este proyecto se opta por el 5% de la tasa de crecimiento y una predicción de tráfico de 20 años.

$$i = 5\% \approx 0,05$$

$$n = 20 \text{ años}$$

$$Tp = 24,79 * (1 + 0,05)^{20}$$

$$Tp = 65,78 \text{ vehículos}$$

Tráfico de desarrollo TD:

$$TD = TA * (1 + i)^{n-3} \quad [\text{Ec.3}]$$

$$TD = 24,79 * (1 + 0,05)^{20-3}$$

$$TD = 56,82 \text{ vehículos}$$

Tráfico desviado TD:

$$Td = 0,20 * (Tp + TD) \quad [\text{Ec.4}]$$

$$Td = 0,20 * (65,78 + 56,82)$$

$$Td = 24,52 \text{ vehículos}$$

Tráfico generado TG:

$$TG = 0,25 * (Tp + TD) \quad [Ec.5]$$

$$TG = 0,25 * (65,78 + 56,82)$$

$$TG = 30,65 \text{ veh\acute{u}culos}$$

Tráfico promedio diario anual TPDA:

$$TPDA = Tp + TD + Td + TG \quad [Ec.6]$$

$$TPDA = 65,78 + 56,82 + 24,52 + 30,65$$

$$TPDA = 177,77 \text{ veh\acute{u}culos}$$

$$TPDA = 178 \text{ veh\acute{u}culos}$$

Con el aforo realizado se identificó en que categoría se encuentra la vía, esta pertenece a una vía de “Cuarto Orden”, indicando su tráfico proyectado de 100 a 300 vehículos que se proyecta anualmente basado en la formula del TPDA.

Diseño geométrico de la vía

El desarrollo y construcción de la vía alterna de ingreso a la parroquia El Retiro, beneficiará a los productores agrícolas de la zona y familias que habitan en los sectores aledaños, podrán desplazarse continuamente y transportar con seguridad sus productos agrícolas. El diseño geométrico de la vía realizó en el software especializado Civil 3D y AutoCAD en el que se importaron los puntos del levantamiento topográfico utilizando una escala de 1:1500, posterior a esto se generó el modelo digital del terreno y finalmente se diseñó el prototipo como se puede apreciar en la figura 7.

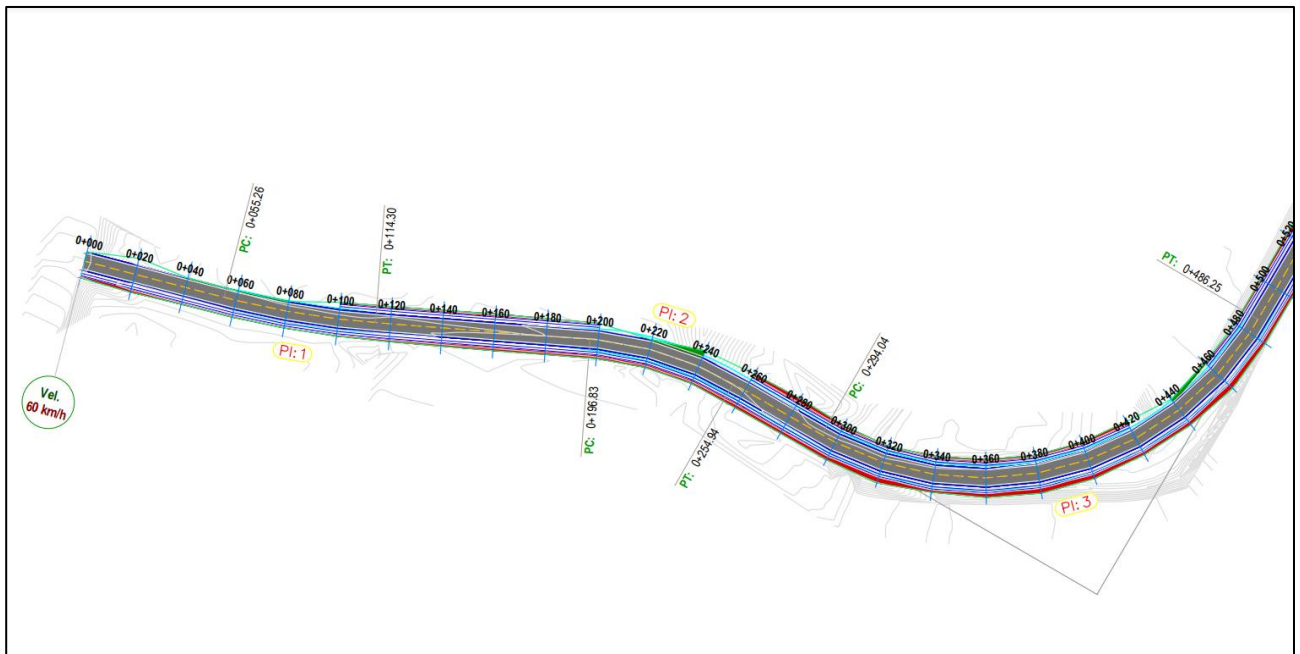


Fig.7: Diseño final de la vía

Por otro lado, para el diseño de las curvas se utilizó una escala 1:2000 respetando los perfiles y valores máximos de velocidad previstos, en total son 8 curvas las del tramo se ha diseñado y los valores de cada elemento están descritos en la tabla de elementos de curva que se puede apreciar en la figura 8 a continuación:

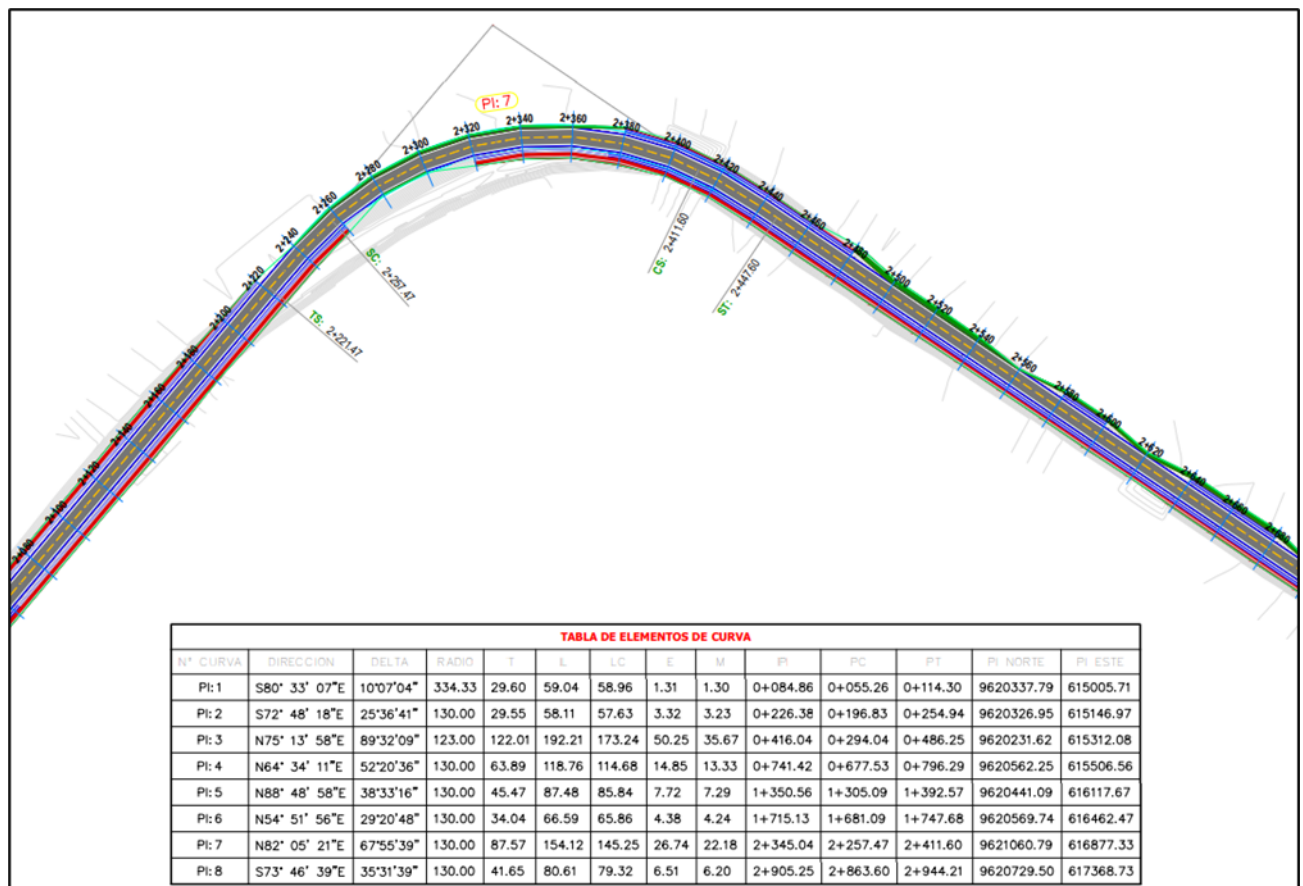


Fig. 8: Diseño de curvas

Diseño de pavimento

Para definir las estructuras del pavimento se toma las siguientes consideraciones que son funcional y estructural, el primero es la parte fundamental de proyecto acorde a la velocidad que se está diseñando, los costos de mantenimiento y la seguridad vial, para determinar la seguridad de las carreteras de doble calzada podemos hacerlo mediante un análisis de consistencia de diseño [4].

Así mismo, para determinar el dimensionamiento de la estructura del pavimento flexible, se diseña en base a la normativa AASTHO y se comprueban los espesores de la misma mediante un análisis matemático y con la interpretación de ábacos. Los CBR estudiados de la vía son variables (ver tabla 1) y procedemos a sacar nuestro CBR al 80% y nuestro respectivo MR, los resultados de este se presentan a continuación en la tabla 4.

Tabla 4: CBR de diseño 80%

CBR DE DISEÑO 80%	MR 1500(CBR)
5,9	8850 psi

Clasificación de subrasante de acuerdo al CBR: luego de haber identificado el CBR de la subrasante, se puede identificar en la tabla 5 que es una subrasante mala, por lo tanto, se procede analizar el material de mejoramiento en laboratorio con los respectivos ensayos para determinar las características que se van a colocar en la vía.

Tabla 5: Clasificación de Sub-Rasante

CBR	CLASIFICACIÓN
0-5	SUB-RASANTE MUY MALA
5-10	SUB-RASANTE MALA
10-20	SUB-RASANTE REGULAR A BUENA
20-30	SUB-RASANTE MUY BUENA
30-50	SUB-BASE BUENA
50-80	BASE BUENA
80-100	BASE MUY BUENA

Con este antecedente en la tabla 6 se presenta un resumen de los ensayos de laboratorio realizados al material de mejoramiento de la cantera Beltrán, ubicado en la parroquia La Avanzada de la provincia del El Oro del Cantón Santa Rosa.

Tabla 6: Resumen de los datos obtenidos en laboratorio de la cantera de Beltrán.

MATERIAL	CLASIFICACIÓN N AASHTO	CH (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	DENSIDAD AD MAXIMA A SECA DEL SUELO	CBR%
BASE	A-2-4	8,69	18,6	15,73	2,87	2210	81,6
SUB-BASE	A-2-4	7,25	23,7	19,21	4,49	2131	67,58

Luego de haber obtenido estos datos se procedió a determinar los coeficientes estructurales para el diseño del pavimento flexible con su respectivo Mr. El coeficiente estructural y su módulo resiliente del material de subbase con su respectivo CBR de 67,85%.

El coeficiente estructural a2 se analiza el CBR de base=81,60%

Obtenemos un a2=0,132 y Mr=28500.

Ecuación para espesores de capa estructural es:

$$SN = a1 * D1 + a2 * m2 * D2 + a3 * m3 * D3$$

Donde:

- a1, a2, a3, son los coeficientes estructurales o los espesores de capa en pulgadas
- m2, m3, son los coeficientes de drenaje de base y subbase respectivamente.
- D1, D2, D3, son los espesores de capas en pulgadas.

Una vez conocidos los resultados de caracterización de la subrasante y el espesor del material de mejoramiento de la cantera Beltrán se procedió a realizar los cálculos para determinar los valores del paquete estructural, los mismos que se detallan en las tablas de resumen 7 y 8 respectivamente.

Tabla 7: Resumen de resultados para determinar el paquete estructural

	CBR	Mr	SN
SUB-RASANTE	5,90	8850	2,80
SUB-BASE CLASE 3	67,85	18500	1,80
BASE CLASE 4	81,60	28500	0,90

Tabla 8: Resumen de resultados para determinar el paquete estructural

	a	m	
a1	0,43		CAPA DE RODADURA
a3	0,13	1,01	SUB-BASE CLASE 3
a2	0,132	1,22	BASE CLASE 4

Se realizó la ecuación de comprobación para asegurar la validez de los datos que se obtuvo y posteriormente quedó determinado el valor de los espesores del paquete estructural con el que se va a construir el proyecto vial. Estos valores se muestran en la tabla 9 y están representados gráficamente en la figura 7 que se muestra a continuación:

Comprobación del número estructural

$$SN_1 + SN_2 + SN_3 = SN = 2,85$$

$$NE = a_1 * D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3 = 2,85$$

D1:	$D_1 \geq SN_1 / a_1$ $D_1 \geq 2,09$ $D_1 = 2,09 = 2 \text{ pulg}$ $SN_1 = D_1 * a_1$ $SN_1 = 0,9$
D2	$D_2 \geq (SN_2 - SN_1) / (a_2 * m_2)$ $D_2 \geq 5,59$ $D_2 = 5,59 = 6 \text{ pulg}$ $SN_2 = D_2 * (a_2 * m_2)$ $SN_2 = 0,90$
D3	$D_3 \geq SN_3 - (SN_2 + SN_1) / (a_3 * m_3)$ $D_3 \geq 7,62$ $D_3 \geq 8 = 8 \text{ pulg}$ $SN_3 = D_3 * (a_3 * m_3)$ $SN_3 = 1,05$

Tabla 9: Resumen de espesores del paquete estructural.

Capa de Rodadura	2	pulg	5	cm
Base	6	pulg	15	cm
Sub - base	8	pulg	20	cm
Mejoramiento	10	pulg	25	cm
Total, paquete estructural	16	pulg	40	cm

Diseño de espesores:

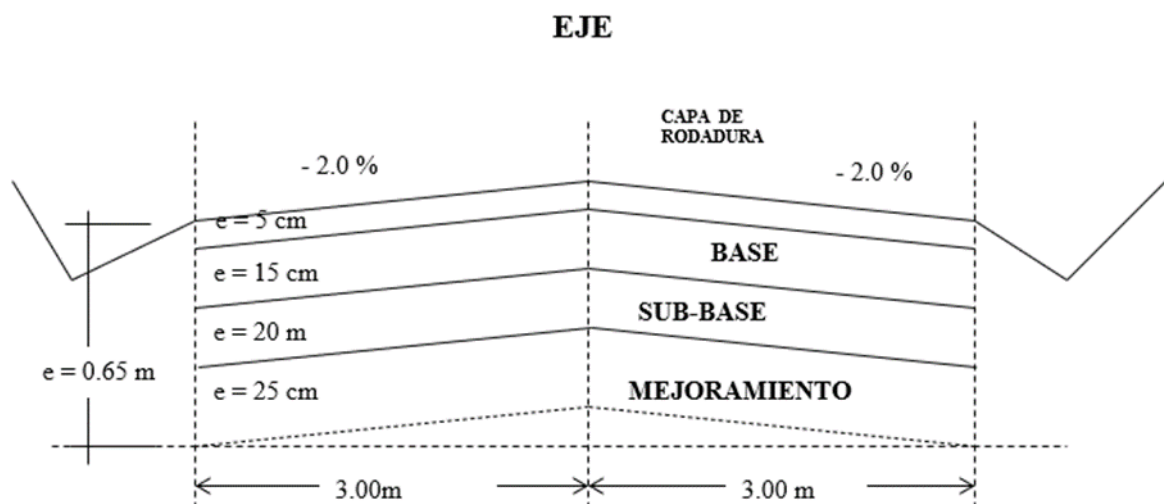


Figura 7: Diseño de espesores

2. CONCLUSIONES

Para la presentación de la propuesta de este proyecto se realizaron actividades como el levantamiento de información, toma de muestras de 6 calicatas, para conocer el estado y necesidades físicas del terreno, los ensayos de laboratorio determinaron que las características del suelo no cumplen con los requerimientos de la normativa vigente por lo que se realizó un estudio del material de mejoramiento de la cantera Beltrán para colocarlo en la vía en las diferentes capas estructurales de rodadura. Así mismo, con el aforo vehicular se determinó que la vía se encuentra en una categoría de “cuarto orden” y se propone la ampliación para dos carriles con un paquete estructural de pavimento flexible. La propuesta de ampliación y diseño vial ayudará a potenciar el desarrollo agrícola de sector, aumentando la seguridad, movilidad, economía y calidad de vida de sus habitantes.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. A. Proaño, S. Quiñonez, J. Molina y G. Mejía, «Desarrollo económico local en Ecuador relación entre producto interno bruto y sectores económicos,» Revista de ciencias sociales, vol. 25, nº 1, pp. 82-98, 2019.
2. B. Patiño, «Proyectos de infraestructura Vial e integración territorial. Las vías 4G en las subregiones escenarios del post-conflicto en antioquia,» Revista Bitácora Urbano Territorial , vol. 26, nº 2, pp. 79-86, 2018.
3. O. Del Rio Santana, F. Gómez, N. López, J. Saenz y A. Espinoza, «Análisis comparativo de levantamiento topográfico tradicional y tecnología de drones,» Revista de arquitectura e ingeniería, vol. 14, nº 2, pp. 1-10, 2020.
4. Y. Ramírez, B. Zárate, S. Segarra y J. González, «Variación Diaria y Horaria de la Velocidad de Operación en Carreteras Rurales de Dos Carriles en el Cantón Loja,» Revista Politécnica, vol. 40, nº 1, pp. 45-51, 2017.