

Revista Ciencia y Construcción

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

31

*Material De Préstamo
Estabilizado Con Enzimas
Orgánicas Como Alternativa
Para Mejorar Su Capacidad
Portante*

*Diseño De Pilas Y Estribos De
Un Puente Aplicando La
Norma AASHTO Para Las
Condiciones De Ecuador*

48

Consejo Editorial

Director/Editor Técnico

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

Editor Ejecutivo

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

Editores Asociados

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

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

Dr. Rafael Larrúa Quevedo, Universidad de Camagüey, Cuba

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

Comité Científico

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

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

Dr. Francisco Lamas Fernández, Universidad de Granada, Spain

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

Dr. Geert Lombaert, KU Leuven University, Belgium

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

Sumario

Consejo Editorial 02

Sumario 03-04

Sección 1: Artículos de Investigación 05

Tensiones De Combado En Las Losas De Pavimentos Rígidos En Las Condiciones Ambientales De Portoviejo 06-15

Rodrigo Adolfo Loor Cedeño ,
 Melany Andrea Urdánigo Cedeño
 Eduardo Tejeda Piusseaut

Procedimiento Para La Evaluación Del Diseño Geométrico De Carreteras De Montaña, Con Un Enfoque Hacia La Seguridad 16-30

Gabriel Oswaldo Galarza Morocho
 Cristhian Mauricio Gaona Román
 Elsi América Romero Valdiviezo
 Carlos Eugenio Sánchez Mendieta

Material De Préstamo Estabilizado Con Enzimas Orgánicas Como Alternativa Para Mejorar Su Capacidad Portante 31-38

José Eudoro Bazurto Cevallos
 Eduardo Ortiz Hernández

Modelo Para La Gestión De La Conservación Vial Del Paso Lateral “Manabí Guillem Vélez” En La Ciudad De Portoviejo, Manabí, Ecuador 39-47

Ramón Gonzalo Álava
 Francisco Roberto Vélez Pico

Diseño De Pilas Y Estribos De Un 48-61
Puente Aplicando La Norma
AASHTO Para Las Condiciones De
Ecuador

Luis Tinerfe Hernández Rodríguez
Ángel Gómez Ashqui
Sandra Suntasig Catota
Martha María Molina Padrón

Idoneidad De Los Ladrillos De 62-69
Barro Cocido Producidos En
Santiago De Cuba Para
Mampostería Confinada

Daynis Maciel Romero Lara
Liliana González Díaz
Yadira Franco Rojas
Luis Alfredo Silva González
Sabrina Matos Pérez

Análisis De Causas Y Posibles 70-82
Soluciones Con LEAN
CONSTRUCTION De Rubros De
Abastecimiento De Agua Potable.

Paúl André Añazco Campoverde
Sara Ivonne Camacho Samaniego
Gilbert Adrián Añazco Campoverde
Fresia Luisana Campuzano

Influencia De La Componente 83-94
Fluctuante De La Fuerza De Viento
En La Respuesta Dinámica De
Torres Atirantadas

Roberto Llerena Tanquero
Patricia Martín Rodríguez

Sumario

Artículos de Investigación

Tensiones De Combado En Las Losas De Pavimentos Rígidos En Las Condiciones Ambientales De Portoviejo

Belling Stress In Rigid Pavement Slabs In The Environmental Conditions Of Portoviejo

Autores

Rodrigo Adolfo Loor Cedeño ¹, Melany Andrea Urdánigo Cedeño ², Eduardo Tejeda Piusseaut³

¹Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí. email: rloor0098@utm.edu.ec

²Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí. email: murdanigo9239@utm.edu.ec

³PhD. Profesor de la Universidad Técnica de Manabí. email: eduardo.tejeda@utm.edu.ec.

RESUMEN

Los cambios de temperatura durante el día provocan gradientes térmicos entre las partes superior e inferior de las losas de hormigón, generando tensiones por alabeo. Basado en una investigación previa, realizada en Portoviejo, Ecuador, en la que se instrumentó una losa de hormigón simple con junta, en este trabajo se obtiene un modelo matemático que relaciona la temperatura ambiente con la temperatura de la losa a diferentes profundidades, en las condiciones climáticas de esta ciudad. Mediante este modelo se determinaron los gradientes de temperatura en la losa en cada mes del año, para estimar, por consiguiente, las tensiones de alabeo, utilizando el software EverFE de Elementos Finitos. Se presenta un gradiente máximo esperado en el mes de abril, igual a 11.8°C, con valores máximos de tracción para el interior y bordes de la losa, de 1.52MPa y 1.34MPa, respectivamente. Se ha comprobado que los esfuerzos de combado en las losas de hormigón simple, para longitudes de losa de hasta 4.50 metros, no representan un efecto significativo para el consumo de fatiga del hormigón, porque la relación de esfuerzos entre el valor máximo de tracción en los bordes y el Módulo de Rotura del hormigón, no supera el 30%, además de que son de muy baja probabilidad de ocurrencia.

Palabras claves: pavimentos rígidos, tensiones de combado, gradiente de temperatura en losas de hormigón

ABSTRACT

Temperature changes during the day cause thermal gradients between the upper and lower parts of the concrete slabs, generating warping stresses. Based on a previous investigation, carried out in Portoviejo, Ecuador, in which a simple concrete slab with a joint was instrumented, in this work a mathematical model is obtained that relates the ambient temperature with the temperature of the slab at different depths, in the climatic conditions of this city. Using this model, the temperature gradients in the slab were determined in each month of the year, to consequently estimate the warping stresses, using the EverFE Finite Element software. A maximum expected gradient is presented in the month of April, equal to 11.8°C, with maximum traction values for the interior and edges of the slab, of 1.52MPa and 1.34MPa, respectively. It has been proven that the warping stresses in simple concrete slabs, for slab lengths of up to 4.50 meters, do not represent a significant effect for the fatigue consumption of the concrete, because the stress ratio between the maximum tensile value in the edges and the Modulus of Rupture of the concrete does not exceed 30%, in addition to having a very low probability of occurrence.

Keywords: rigid pavements, warping stresses, temperature gradient in concrete slabs

Nota Editorial: Recibido: Febrero 2024 Aceptado: Abril 2024

1. INTRODUCCIÓN

El desempeño óptimo de un pavimento rígido dependerá de sus dimensiones, principalmente de su espesor [1], sin embargo, los deterioros más comunes en las losas de hormigón se ven influenciados por las tensiones que provocan las variaciones de temperatura. Los cambios de temperaturas producen expansión o contracción en las dimensiones de las losas, originando tensiones de fricción entre la losa y el cimiento, así como los gradientes térmicos a través de su espesor durante el día, causan las llamadas tensiones de combado, al calentarse en el día y al enfriarse por las noches, originadas cuando el peso propio de la losa restringe el movimiento [2].

Las losas de pavimento rígido afectadas por altas temperaturas, al calentarse en su parte superior, provocan un alargamiento en dicha zona, en forma de curvatura convexa, llamado gradiente térmico positivo, dejando un vacío debajo del centro de la losa, mientras que al disminuir las temperaturas se crea un efecto de curvatura cóncava, generando un acortamiento de la zona central superior y elevando las esquinas de la losa, conocido como gradiente térmico negativo [3].

En los estudios de las variaciones de temperaturas en los pavimentos rígidos se emplean diversas técnicas de instrumentación, las cuales permiten cuantificar la respuesta de la estructura ante varias solicitaciones (temperatura y carga), estos estudios constituyen una herramienta eficiente para evaluar el desempeño de la estructura in situ, estos propicia el desarrollo de modelos de comportamiento que permiten mejorar y optimizar los métodos de diseño, desde un enfoque empírico-mecanista [4].

Con la finalidad de analizar el comportamiento de las losas de pavimentos rígidos se han establecidos modelos teóricos para obtener las tensiones, desplazamientos y deformaciones en una losa, que se clasifican como probabilísticos, de regresión y mecanicistas, Kraemer & Val [5]. Los modelos mecanicistas están basados en la modelación mecánica de la estructura, las cargas y el establecimiento subsiguiente de los correspondientes algoritmos de cálculo [6].

Los métodos de mas actualidad en el diseño de pavimentos, denominados “empírico mecanicistas (M-E)”, combinan elementos de modelación mecánica con los resultados del estudio del comportamiento de la estructura y materiales en determinadas condiciones. La parte empírica radica en el uso de modelos que permiten predecir el comportamiento del sistema a lo largo de su vida útil [16,13].

El modelo clásico para el análisis de los pavimentos rígidos fue propuesto por Westergaard [7], quien desarrolló las ecuaciones para el cálculo de tensiones debido a las variaciones de temperaturas y cargas, considerando la losa como un sólido homogéneo, elástico e isótropo en equilibrio, así como la reacción de la subrasante solo en sentido vertical y proporcional a la deflexión de la losa, lo que representa el suelo como un sistema infinito de resortes elásticos, conocido como medio de Winkler medido con el módulo de reacción de la subrasante (k). En el modelo de Westergaard se consideran tres posiciones críticas para la carga en la losa, el interior, la esquina y el borde, definiendo además el término denominado relación de rigidez relativa, que representa la rigidez de la losa con respecto a la rigidez del cimiento [6].

Con el desarrollo de la tecnología y la aparición de herramientas numérico-computacionales, aparece el Método de Elementos Finitos (*MEF*), el cual analiza el desempeño de elementos en tres dimensiones (*3D*) y posibilita evaluar el comportamiento en distintas posiciones de la losa cuando esta entra en carga, estos resultado permiten evaluar cuanto que realmente aporta la estructura en cada caso y puede brindar elementos que permiten un diseño racional. El empleo de este método pese a presentar ventajas con respecto a la solución teórica de Westergaard, aparecen problemas de sensibilidad que deben ser resueltos para obtener resultados confiables, no obstante, se puede solucionar con una serie de ajustes que permitirán una mejor aproximación al problema en cuestión [8].

En una investigación desarrollada en la Facultad de Ciencias, Matemáticas, Físicas y Químicas de la Universidad Técnica de Manabí, se construyó un tramo de prueba, que fue instrumentado para medir las temperaturas a diferentes profundidades en la losa de hormigón, además de las deformaciones producidos por la carga de un camión cargado. Basado en aquel estudio se ha desarrollado la presente investigación, donde se obtuvo un modelo matemático que relaciona la temperatura ambiente con la temperatura en la losa a diferentes profundidades, en las condiciones climática de esta ciudad.

El modelo creado ha permitido obtener los gradientes de temperatura producidos en la losa de hormigón durante los meses del año. El presente artículo tiene la finalidad de exponer los resultados sobre el estudio de las tensiones de combado generadas durante el año en la ciudad de Portoviejo, en Ecuador. Utilizando el modelo matemático creado, se han estimado los gradientes térmicos, producidos entre la superficie y el fondo de la losa, en los diferentes meses del año, con el propósito de determinar, en base a ello, las tensiones de combado, utilizando el software EverFE de elementos finitos, para modelar la estructura de pavimento rígido.

2. TENSIONES DE COMBADO EN LA LOSA DE HORMIGÓN SIMPLE

Se conoce que los gradientes térmicos producen ciertas sollicitaciones en la losa, llamadas tensiones de combado, que, unido a las sollicitaciones producidas por el tráfico, determinan los esfuerzos que pueden provocar los fallos por fatiga en el pavimento. La forma de reducir las tensiones en las losas debido al combado es utilizando tamaños de losa que no provoquen grandes esfuerzos en este sentido [13].

Westergaard propuso ecuaciones que describen el comportamiento termo-mecánico en pavimentos de hormigón, específicamente el cálculo de tensiones y deflexiones, considerando que los esfuerzos máximos de tracción se presentan en el interior y borde de la losa, mientras que las máximas deflexiones se presentan en las esquinas, no obstante, debe tenerse en cuenta que estas ecuaciones se aplican solo en casos de carga simple en pavimentos rígidos, por lo que estas limitaciones conllevaron a que otros investigadores perfeccionasen dicha teoría [9-10-11].

Las llamadas tensiones de combado se producen en las losas de hormigón debido a los gradientes de temperatura que adopta la losa por las diferencias registradas entre la parte superior e inferior de las losas, cuyos valores varían en cada momento del día.

En 1940, Bradbury [12] modificó las ecuaciones de Westergaard considerando la losa de hormigón como un elemento finito en ambas direcciones horizontales, con la finalidad de calcular las tensiones de combado producidas por las variaciones de temperatura. Para resolver las ecuaciones es necesario calcular el radio de rigidez relativa (l) que depende del módulo de elasticidad del hormigón (E), del espesor de la losa (h), del módulo de Poisson para el hormigón (μ) y del módulo de reacción de la subrasante (k) [7]. La ecuación del radio de rigidez relativa se expresa por la ecuación 1:

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)k}} \quad (1)$$

En el procedimiento de cálculo se determina el coeficiente de tensión diferencial por temperatura (C), que se obtiene mediante un ábaco para determinar en cada dirección, los valores de C_x y C_y , en función de las dimensiones de la losa y del radio de rigidez relativa [7]. Las siguientes ecuaciones (2, 3) permiten obtener las tensiones por temperatura en el interior y borde de las losas, así como en las dos direcciones (x , y).

$$\sigma_{interior} = \frac{E\varepsilon_t\Delta T}{2} \left(\frac{C_1 + \mu C_2}{1 - \mu^2} \right) \quad (2)$$

$$\sigma_{borde} = \frac{C_x E \varepsilon_t \Delta T}{2} \quad (3)$$

Donde:

- E : Módulo de elasticidad del hormigón (kg/cm^2)
- ΔT : Gradiente térmico. Diferencia de temperatura entre la superficie y el fondo de la losa.
- ε_t : Coeficiente de dilatación térmica del hormigón.
- C : Coeficiente de tensión diferencial por temperatura

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón es una medida de cuánto se expande o contrae el material por cada grado de cambio de temperatura, cuyo valor varía entre 0,7 y $1,2 \times 10^{-5}$ por cada grado centígrado

3. ESTUDIO EXPERIMENTAL

El tramo experimental de pavimento de hormigón creado en la Universidad Técnica de Manabí, estuvo compuesto por cuatro losas de hormigón hidráulico, de un espesor de 20 cm y divididas en dos secciones, la primera apoyada sobre la subrasante preparada a partir de suelos del propio sitio de construcción y la segunda sobre un material de subbase clase III (MTOP) de 25 cm de espesor. Las losas son de 4,50m de longitud y 3,50m de ancho [13].

En la instrumentación se emplearon dos tipos de instrumentos: medidores de deformación y de temperatura en las losas. Los medidores de temperatura empleados son termo-resistencias del tipo PT-100, que son un tipo específico de detector de temperatura RTD (Detector de Temperatura por Resistencia), los que se colocaron a diferentes profundidades en la losa (2 cm, 6 cm, 10 cm, 14 cm y 18 cm) medidos desde la superficie.

En la presente investigación se han utilizado aquellas mediciones de temperatura en la losa donde fueron ubicados los medidores de temperatura y que fue apoyada sobre la subrasante natural. La caracterización del suelo de subrasante en el laboratorio arrojó como resultado un Límite Líquido de 44,1%, Índice de Plasticidad de 16,9%, humedad óptima de 28,8% y CBR = 3,9%. El Módulo de reacción (k), obtenido mediante un ensayo de Placa, dio como resultado un valor de 27 MPa/m. En la figura 1 se muestra una imagen del tramo de prueba construido [13].

El hormigón utilizado en la construcción de la losa alcanzó una resistencia a compresión de 35 MPa a los 28 días de curado, mientras que la resistencia a tracción fue de $5,08 \pm 0,173 \text{ MPa}$.



Figura 1: Tramo experimental construido en la Universidad técnica de Manabí, Ecuador [13].

En la figura 2 se muestran los resultados de las temperaturas medidas durante las 24 horas del día en el tramo experimental en la losa apoyada directamente sobre el terreno natural, además de la temperatura ambiente. Como se puede apreciar, la variación registrada en la temperatura ambiente, en el día, ocasiona variaciones en la losa, dependiendo de la profundidad, formándose un gradiente diferente en cada momento del día, como diferencia de temperatura entre la parte superior e inferior de la losa.

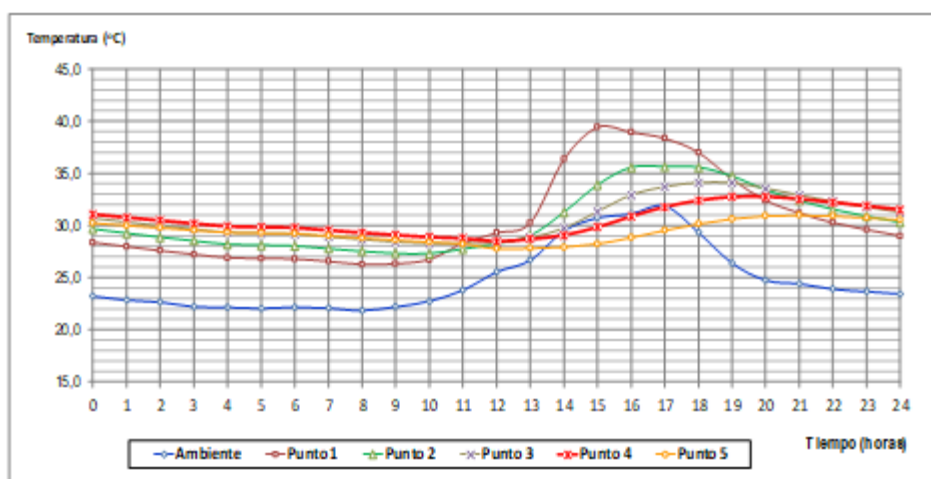


Figura 2: Temperatura de la losa de hormigón durante las horas del día, a diferentes profundidades en un día típico entre los meses de mayo a junio [13].

4. MODELO MATEMÁTICO DE LA TEMPERATURA AMBIENTE Y DE LA LOSA DE HORMIGÓN PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES EN LOSA.

Las temperaturas en la losa a diferentes profundidades, junto con la temperatura ambiente registradas en la investigación desarrollada en [13], se utilizan como datos observados para determinar un modelo matemático que permita obtener la temperatura a cualquier profundidad en la losa, a partir de conocer la temperatura ambiente considerando parámetros estadísticos relevantes como número de iteraciones máximas, tolerancia e índice de confiabilidad (IC). Se parte de establecer un polinomio de 2do grado para correlacionar la variable dependiente temperatura del pavimento (T_h), con las variables independientes, temperatura ambiente (T_a) y profundidad en la losa (h). El modelo de regresión planteado (ecuación 4) responde, por tanto, a la siguiente ecuación polinómica:

$$T_h = b_1 * T_a + b_2 * h + b_3 * T_a * h + b_4 * T_a^2 + b_5 * h^2 + b_6 \quad (4)$$

Donde:

T_h : Temperatura en la losa de hormigón a diferentes profundidades (h)

b_i : Coeficientes de la ecuación.

h : Profundidad en la losa desde la superficie (cm)

T_a : Temperatura ambiente (Grados centígrados)

Para el desarrollo del modelo de regresión se seleccionaron los valores de temperaturas observadas a las profundidades de 0.02 m, 0.10 m y 0.18 m, en diferentes horas del día, así como las temperaturas ambientes correspondientes en cada momento.

Utilizando la herramienta informática MiniTab, se determinaron los coeficientes b_i de la ecuación mediante un análisis de regresión no lineal, aplicando el método de Gauss-Newton, con un número máximo de 200 iteraciones y una tolerancia de 0,00001 [14]. El Coeficiente de Regresión ajustado obtenido, teniendo en cuenta dos variables independientes, es de 0,72.

El modelo matemático obtenido permite relacionar la temperatura ambiente con la temperatura en la losa a diferentes profundidades y responde a la siguiente ecuación:

$$T_h = -1.73221 * T_a + 1.99007 * h - 0.0845542 * T_a * h + 0.0528636 * T_a^2 + 0.00307564 * h^2 + 41.7968 \quad (5)$$

Donde T_h es la temperatura en la losa, h la profundidad en la losa y T_a es la temperatura ambiente. En la tabla 1 se muestran los valores calculados de los parámetros del modelo de regresión no lineal, con el Intervalo de Confianza, para el 95% de confiabilidad.

Tabla 1. Cálculos de los parámetros del modelo de regresión no lineal

Parámetro	Estimar	EE de estimación	IC de 95%
b1	-1,7322	1,1518	(-3,9988; 0,5344)
b2	1,9901	0,2073	(1,5820; 2,3981)
b3	-0,0846	0,0068	(-0,0979; -0,0712)
b4	0,0529	0,0205	(0,0125; 0,0932)
b5	0,0031	0,0040	(-0,0047; 0,0109)
b6	41,7968	16,1076	(10,1002; 73,4934)

La figura 3 es la representación gráfica del modelo de regresión, en la que se aprecia la influencia de la temperatura ambiente en la temperatura de la losa y su variación con la profundidad.

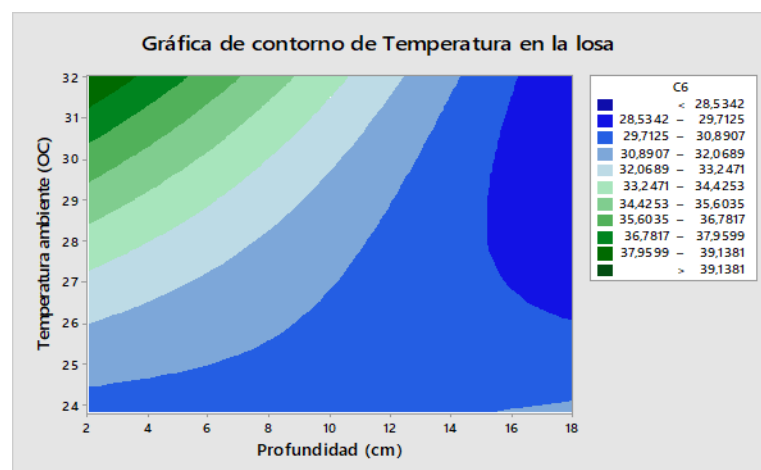


Figura 3: Contorno de la temperatura de losa en relación a su profundidad

En la figura se puede observar que, para una temperatura ambiente determinada, las temperaturas más altas en la losa se encuentran en la superficie y las menores se encuentran en el fondo, debido a la menor influencia ejercida por el ambiente y por la mayor dependencia de la temperatura de la losa de las condiciones de humedad imperantes en el suelo de cimentación.

5. GRADIENTES DE TEMPERATURA EN LA LOSA DE HORMIGÓN DURANTE EL AÑO EN LA CIUDAD DE PORTOVIEJO

Mediante la utilización del modelo de regresión y considerando las temperaturas ambientes típicas mensuales de la ciudad de Portoviejo, en base al periodo de enero a diciembre del año 2022, se estimaron los gradientes térmicos a los que se ve sometida la losa durante todo el año, calculados como las diferencias entre la temperatura en la superficie y en el fondo. En la figura 4 se muestran los gradientes térmicos máximos en la losa de hormigón calculados bajo las condiciones ambientales de esta ciudad.

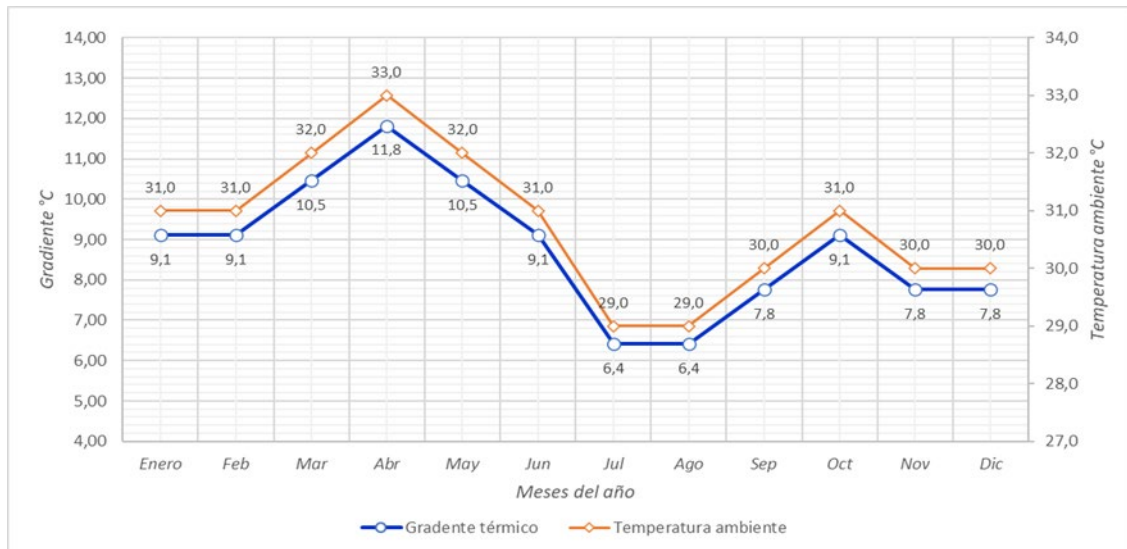


Figura 4: Gradiente térmico para el año de estudio, en su relación con la temperatura ambiente

Es evidente que entre los meses de abril y junio se presentan los mayores gradientes de temperatura durante el año, siendo $11,8^{\circ}\text{C}$ el valor máximo que se puede registrar en el año, coincidente con el mes de abril, mientras que los meses de julio y agosto suelen ser los de menor gradiente, disminuyendo hasta $6,4^{\circ}\text{C}$.

El cálculo de las tensiones de combado en la losa se realizó mediante la modelación de la estructura con el software EverFe (versión actual 2.24), herramienta de análisis de elementos finitos en 3D, para simular la respuesta de sistemas de pavimento de hormigón, ante las solicitaciones de cargas y los efectos ambientales. Facilita la modelación de geometrías complejas, en el análisis de pavimentos rígidos, proporcionando tensiones, desplazamientos y deflexiones como algunas de las respuestas.

El modelo geométrico, como parte de la modelación, fue establecido con las dimensiones de la losa en el tramo experimental, como se aprecia en la figura 5, considerando que la losa se encuentra apoyada sobre la subrasante natural, cuyo Módulo de reacción es de $k = 0,03 \text{ MPa/mm}$, obtenido mediante un Ensayo de Placa en el sitio. Además, es necesario considerar las características del hormigón, que compone la losa. En la tabla 2 se muestra un resumen de dichas propiedades.

Tabla 2: Caracterización de la subrasante y el hormigón [13].

Características		Hormigón
Módulo de elasticidad (E)		27800 MPa
Módulo de Poison (μ)		0,17
Coeficiente de dilatación térmica (ϵ)		$1,1\text{e-}005^{\circ}\text{C}$
Densidad (γ)		$2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Resistencia a los 28 días de curado	Compresión	35,79 MPa
	Módulo de rotura (MPa)	5,08 MPa

En el modelo solo se ha considerado como solicitaciones la influencia del gradiente térmico, estimado en cada mes del año a partir del modelo de regresión. Se realizaron varias iteraciones para determinar el tamaño de malla con el cual los resultados se acercan más a las ecuaciones de Westergaard, concluyendo que el tamaño más conveniente es una malla de 100 mm , dividiendo el largo de la losa en 45 partes y el ancho en 35 partes, así como el espesor de losa en dos partes.

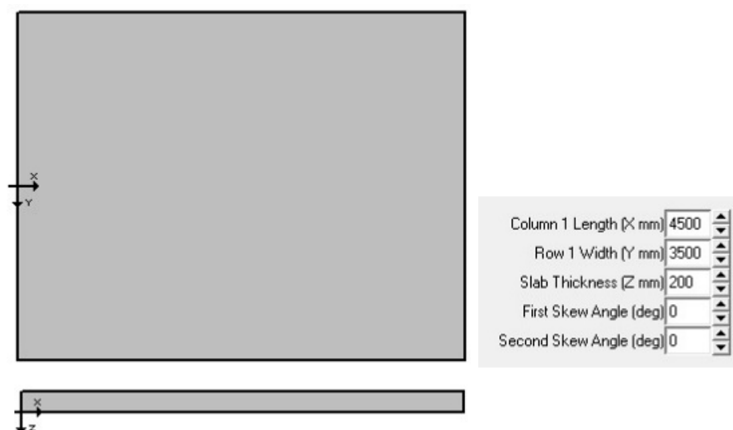


Figura 5: Gráfico que representa el modelo geométrico de la estructura en el software EverFe

6. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Los cálculos de las tensiones de combado en el interior y bordes de la losa de hormigón simple, para los gradientes máximos esperados en todo el año, se muestran en la figura 6. Se aprecia que, en los meses de menor gradiente térmico, igual a $6,41^{\circ}\text{C}$, que corresponden con julio y agosto, se producen los menores esfuerzos en el interior y borde de la losa, iguales a $0,82\text{MPa}$ y $0,73\text{MPa}$, respectivamente. Mientras que, en el mes de abril, se espera el gradiente máximo del año, igual a $11,82^{\circ}\text{C}$, por lo que, los valores máximos de tracción son respectivamente, para el interior y bordes de la losa, de $1,52\text{MPa}$ y $1,34\text{MPa}$.

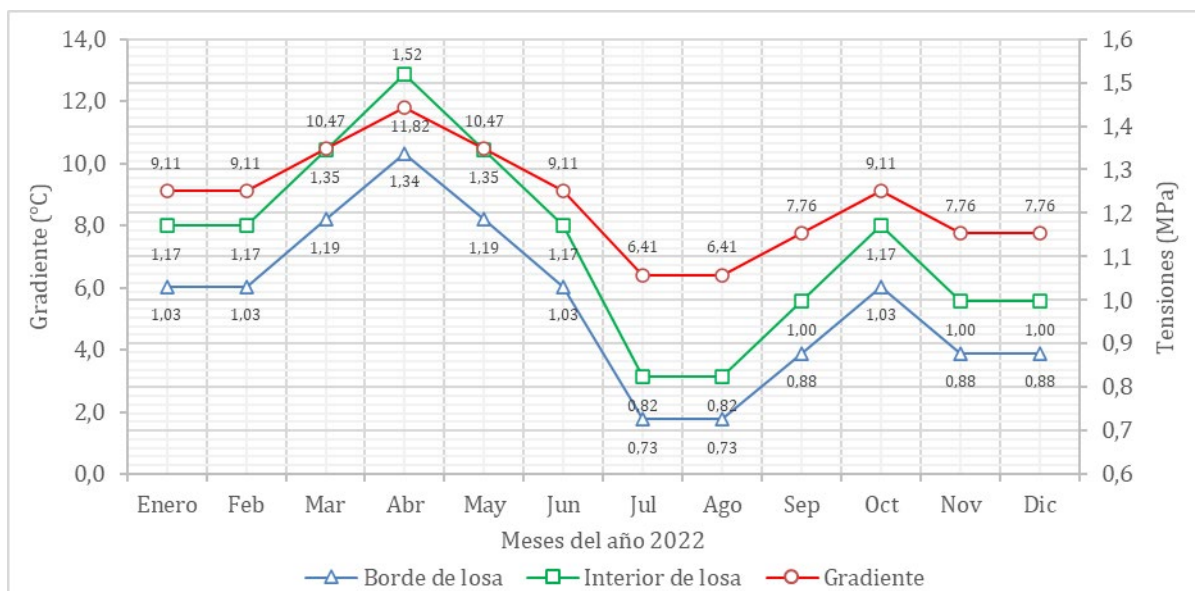


Figura 6. Tensiones de combado en el fondo e interior de la losa, relación con lo gradientes máximos mensuales.

La figura 7 representa, a modo de muestra del resultado que arroja el programa Ever FE, para el gradiente máximo del año ($11,82^{\circ}\text{C}$) las tensiones de tracción en el interior y bordes, calculadas en el fondo de la losa. Considerando que el Módulo de Rotura del hormigón utilizado en la construcción de la losa, es de $5,08\text{MPa}$, se puede estimar que la relación de esfuerzos entre el valor máximo de tracción en los bordes ($1,43\text{MPa}$) respecto a la resistencia a tracción del hormigón, es solo del $28,1\%$. Es decir, las tensiones a flexión en el fondo y bordes de la losa se encuentran consumiendo menos del 30% de la resistencia disponible de la fatiga del hormigón. Además, estos esfuerzos se presentan solo en el mes de abril, y entre las 2 y 5 de la tarde, es decir el $12,5\%$ de las horas del día, por consiguiente, la probabilidad de ocurrencia es muy baja.

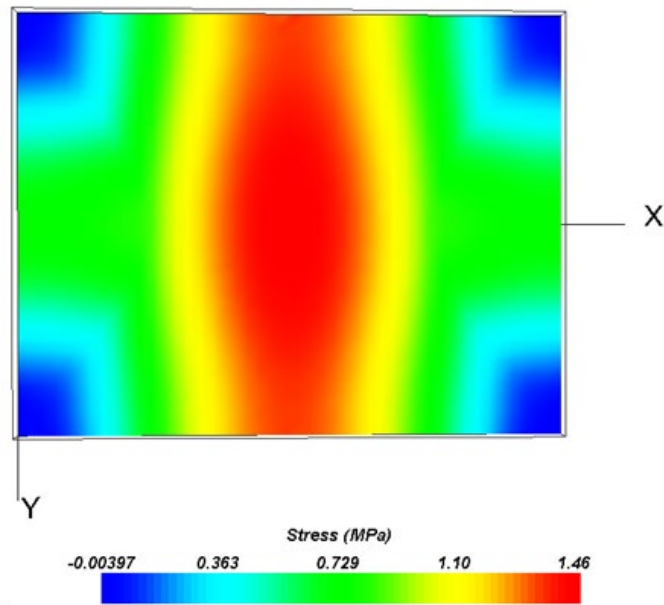


Figura 7. Tensiones de combado en el fondo de la losa y en el interior y bordes.

Como verificación de los cálculos de tensiones de combado en la losa se ha construido un gráfico donde se comparan los esfuerzos calculados para cada uno de los gradientes de temperaturas máximos en el año, calculados mediante el software EverFe y por las conocidas ecuaciones de Westergaard. En la figura 8 se muestra dicho gráfico, donde se demuestra la confiabilidad de los cálculos, tanto en las tensiones de bordes como en el interior de la losa, con valores del coeficiente de determinación (R^2) igual a 0,9801 para el interior de la losa y de 0,9792 para las tensiones en el borde.

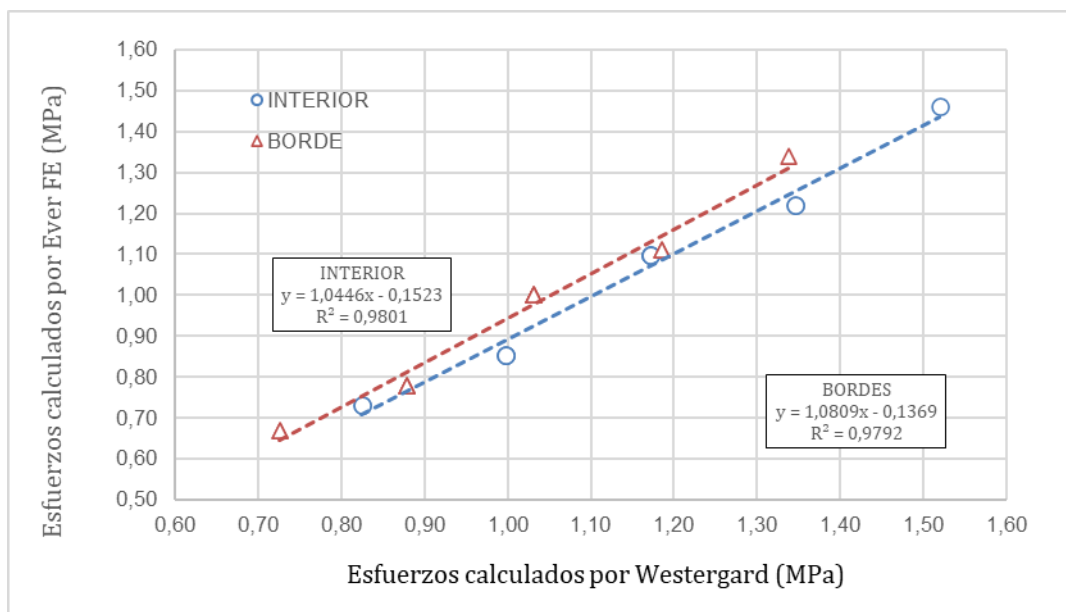


Figura 8: Relación entre las tensiones de alabeo teóricas (Westergaard) y numéricas (EverFE) en el borde e interior de la losa

7. CONCLUSIONES

La investigación realizada está basada en una instrumentación previa realizada como parte de un proyecto de investigación en el que se instrumentó un tramo de pavimento de hormigón simple, donde se midieron las temperaturas a varias profundidades en el espesor, además de la temperatura ambiente durante las 24 horas del día. Como continuación de aquel trabajo, estas observaciones se han utilizado para obtener un modelo de regresión no lineal que relaciona la temperatura ambiente con la temperatura de la losa de hormigón a cualquier profundidad (o espesor).

El modelo obtenido permite generalizar aquellas mediciones y estimar los gradientes térmicos que se producen entre la parte superior e inferior de las losas de hormigón durante todo el año, en las condiciones climáticas de la ciudad de Portoviejo, en Ecuador, por tanto, se pueden calcular los esfuerzos de alabeos provocados en los pavimentos rígidos de esta región, para lo cual se utilizó el software EverFE de Elementos Finitos, considerado solo las solicitaciones provocadas por la temperatura.

Se ha comprobado que los esfuerzos de alabeo en la losa experimental de hormigón simple, en la ciudad de Portoviejo, no representan por sí solo, un efecto significativo para el consumo de fatiga del hormigón, porque la relación de esfuerzos entre el valor máximo de tracción en los bordes (1,46MPa) y el Módulo de Rotura, no supera el 30%. Considerando además que estos valores de esfuerzos que ocurren solo en el mes de abril, y en tres horas en el día, son, por consiguiente, de muy baja probabilidad de ocurrencia.

Los esfuerzos calculados son válidos para las condiciones climáticas a las que se ven sometidas las losas de hormigón simple en esta región del país y para las dimensiones típicas que se utilizó en el trabajo experimental, sin embargo, para menores dimensiones en las losas, se espera una reducción en las tensiones de alabeo.

1. Marovic I, Androjić I, Jajac N, Hanák T. Urban Road Infrastructure maintenance planning with application of neural networks. Wiley. 2018 Mayo; 2018.
2. Rodríguez EA, Hernández López FM, Tejeda Piusseaut E. Instrumentación en pavimento de hormigón simple para estudios de tensiones originados por gradientes de temperaturas. Carreteras. 2020 Septiembre, Diciembre; 231(4).
3. AASHTO. Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Illinois, USA: National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) & Transportation Research Board (TRB); 2008.
4. Mc Call JT. Probability of fatigue failure of plain concrete. Journal of American Concrete Institute. 1958 Agosto 1; 55(8): p. 233-244.
5. Kraemer Heliperno C, Val Melús A. Firmes y pavimentos (2da Edición) Madrid, España: Colegios de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; 1996.
6. Hernández López FM. Procedimiento para el diseño por fatiga de pavimentos de hormigón simple para carreteras de Cuba La Habana, Cuba: Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE); 2016.
7. Westergaard M. Tensiones en pavimentos de hormigón calculadas mediante análisis teórico. Vía Pública. 1926; 7: p. 25-35.
8. Hernández López FM, Tejeda Piusseaut E. Modelación computacional en 3D de un pavimento de hormigón con carga aplicada en el borde. Carreteras. 2015 Enero, Febrero;(199): p. 79-86.
9. Guerra Rojas A. Análisis del comportamiento de tensiones máximas inducidas en pavimentos rígidos debido al reemplazo parcial de losas. Revista ITECKNE. 2020 Diciembre; 17(2): p. 98-109.
10. Pallares Muñoz MR, Pulecio Díaz A. Aplicabilidad del método de los elementos finitos en el análisis y dimensionamiento de losas JCPC para carreteras de dos carriles. Revista ITECKNE. 2017 Diciembre; 14(2): p. 148-155.
11. Faria AW. Análisis probabilístico de un piso de concreto sujeto a un gradiente térmico en régimen permanente. Revista de ingeniería y tecnología. 2021 Junio; 13(2): p. 23-34.
12. Westergaard M, Bradbury D, Holl L, Spangler G, Sutherland E. Stresses in concrete runways of airports. Transportation research board. 1940; 19.
13. Rodríguez Véliz EA, Tejeda Piusseaut E, Hernández López FM. Procedimiento para diseño de pavimentos de hormigón simple empleando técnicas de modelación computacional en las condiciones del cantón Portoviejo La Habana, Cuba: Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría (CUJAE); 2021.
14. Novales A. Estimación de modelos no lineales Madrid, España: Universidad Complutense; 2013.
15. INAMHI. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología. [Online].; 2024. Available from: <https://www.inamhi.gob.ec/>.
16. Timm D, Birgisson B, Newcomb D. Development of mechanistic-empirical pavement design in Minnesota. Transportation Research Record. 1998;(1626(National Research Council)): p. 181-188.

Procedimiento Para La Evaluación Del Diseño Geométrico De Carreteras De Montaña, Con Un Enfoque Hacia La Seguridad

Procedure For The Evaluation Of The Geometric Design Of Mountain Roads, With A Focus On Safety

Autores

Gabriel Oswaldo Galarza Morocho¹, Cristhian Mauricio Gaona Román², Elsi América Romero Valdiviezo³, Carlos Eugenio Sánchez Mendieta⁴

¹Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, El Guabo, ggalarza2@utmachala.edu.ec

²Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Santa Rosa, cgaona5@utmachala.edu.ec

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

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

RESUMEN

Un diseño deficiente en curvas de carreteras de montaña, incrementa el riesgo de accidentes y lesiones. Por ende, el propósito de este trabajo se centra en proponer una alternativa a través de los problemas detectados mediante la evaluación de la curva de estudio. La evaluación se fundamenta en el análisis de la clasificación de la vía y el diseño geométrico, utilizando indicadores como velocidad, radio de curva, ancho de carril, ancho de berma, pendiente y peralte. El proceso inicia con un aforo para medir el flujo vial. Posteriormente, se lleva a cabo un segundo aforo de velocidades para obtener la gráfica de ojiva e identificar la velocidad de operación. Seguidamente, se realiza un levantamiento topográfico de la curva mediante el uso de Dron y tecnología RTK. Con los datos obtenidos, se utiliza el software AutoCAD Civil 3D para obtener información sobre el diseño actual de la curva. Los resultados se analizan, indicando un diseño de curva deficiente. Finalmente, se presenta un nuevo diseño para la curva de estudio, abordando los problemas identificados durante la evaluación. En conclusión, la integración y análisis de todos los parámetros evaluados permitió conocer los criterios para garantizar la seguridad y eficiencia del tránsito vehicular en terrenos montañosos.

Palabras claves: Diseño geométrico de curvas, carretera de montaña, clasificación de la vía, seguridad vial.

ABSTRACT

A poor design in mountain road curves increases the risk of accidents and injuries. Therefore, the purpose of this work focuses on proposing an alternative through the problems detected by evaluating the curve under study. The evaluation is based on the analysis of road capacity and geometric design, using indicators such as speed, curve radius, lane width, shoulder width, slope, and superelevation. The process begins with a traffic count to measure traffic flow. Subsequently, a second speed count is carried out to obtain the cumulative frequency curve and identify the operating speed. Next, a topographic survey of the curve is carried out using a drone and RTK technology. With the data obtained, autocad civil 3D software is used to obtain information about the current design of the curve. The results are analyzed, indicating a poor curve design. Finally, a new design for the study curve is presented, addressing the problems identified during the evaluation. In conclusion, the integration and analysis of all evaluated parameters allowed us to understand the criteria to ensure the safety and efficiency of vehicular traffic in mountainous terrain.

Keywords: geometric design of curves, mountain road, road classification, road safety.

1. INTRODUCTION

Las carreteras de montaña desempeñan un rol significativo al proporcionar oportunidades para facilitar el transporte de productos y mejorar la conectividad hacia el empleo, la educación, la atención médica y al comercio, particularmente en las áreas rurales [1]. En ciertos casos, cuando la sección transversal estándar de una carretera no se adapta adecuadamente a su finalidad, puede suponer una amenaza para la seguridad de peatones y conductores [2], [3]. El auge poblacional reciente ha intensificado la demanda de movilidad, agravando los problemas de seguridad vial y subrayando la necesidad de una infraestructura vial más segura y estratégica que promueva el desarrollo social, económico y ambiental [4], [5]. Las carreteras en terrenos montañosos, en particular, requieren un diseño geométrico meticuloso para garantizar la seguridad de los conductores y pasajeros.

El estado de las carreteras de montaña en el Ecuador ha sido siempre problemático, con frecuentes interrupciones y derrumbes, causados por las condiciones climáticas muy variadas que tiene nuestro país. Los Gobiernos han enfrentado estas situaciones de forma urgente, siendo así que sean costosas para el país. La importancia de identificar las mejores prácticas y estándares aplicables para mejorar la calidad y seguridad de las carreteras, particularmente en tramos de descenso pronunciado, es crucial debido a factores que influyen en la seguridad vial en estas condiciones específicas [6]. Sin embargo, no existen estándares internacionales específicos para este tipo de carreteras [7].

La configuración de carreteras que integra curvas tanto horizontales como verticales influye en las variaciones de velocidad de los conductores. De esta manera, curvas combinadas con un diseño deficiente pueden incrementar los peligros asociados a la conducción. Por lo tanto, es esencial comprender las velocidades a las que los conductores abordan dichas curvas [8], [9]. Más del 60 % al 70 % de los conductores ocupan el carril opuesto al girar a la derecha y a la izquierda en una curva cerrada, lo que provoca un entrelazamiento de las vías en los dos sentidos de marcha y la existencia de posibles choques entre dos o más vehículos [6], [10].

Diversos estudios indican que el comportamiento del conductor está sujeto a diversos factores, como el tamaño del vehículo, lo cual puede influir en la manera en que el conductor maniobra y responde a las situaciones en la carretera. Asimismo, las pendientes longitudinales, que denotan la inclinación de la carretera en dirección al recorrido, pueden incidir en la velocidad y el control del vehículo, aumentando el riesgo de vuelcos. Por último, la presencia de curvas en la carretera puede modificar el comportamiento del conductor, ya que demanda una reducción de la velocidad y cambios en la dirección del vehículo [6], [11]. En el diseño de carreteras de montaña, las curvas horizontales son cruciales para establecer límites de velocidad adecuados. La velocidad en estas curvas está inversamente relacionada con la velocidad de aproximación. En una investigación sugieren límites de velocidad para curvas de los diferentes radios establecidos en la normativa [12],[13]. Estas sugerencias sujetas a la normativa establecen velocidades de diseño con respecto al tipo de vía y al terreno de análisis, donde se detallan los diferentes parámetros para el diseño de estas vías, de ahí la importancia de realizar una buena observación y estudio de las zonas en cuestión.

En materia de seguridad vial, es fundamental tener en cuenta que los vehículos que atraviesan una curva ocupan un espacio mayor en comparación con la circulación en línea recta. Esto se debe a que el radio de giro varía en la curva y no es equivalente al que tendrían en un tramo recto. Además, este espacio aumenta proporcionalmente a la disminución del radio de la curva y al aumento de la distancia entre ejes del vehículo. Por ende, resulta crucial anticipar y detectar con precisión posibles puntos ciegos y defectos en el diseño geométrico de la carretera [14].

En este tipo de vías se vuelve esencial la importancia en la planificación del diseño tanto de curvas horizontales como verticales, por parte de los profesionales en el área [15]. Las curvas cerradas son un componente importante de las carreteras de montaña de dos carriles. Sin embargo, los patrones de conducción en curvas cerradas siguen siendo ambiguos [10]. Estas curvas, por lo general, presentan una inclinación acentuada y son estrechas, lo que puede aumentar la dificultad de frenado, generando mayor velocidad durante el descenso y requiriendo una distancia de frenado mayor, lo que aumenta el riesgo de perder el control sin una técnica de frenado adecuada, lo que da como consecuencia, que los conductores se encuentran con desafíos específicos al transitar por ellas [16]. La relevancia de entender y tratar de manera apropiada las técnicas de manejo en curvas cerradas está basada en diversos elementos cruciales, entre ellos la seguridad en las carreteras, deficiencias en la evaluación de distancias, la fluidez del tráfico y la comodidad del conductor [17]. En este contexto, es crucial priorizar la seguridad vial y asegurar el estricto cumplimiento normativo para prevenir accidentes y mitigar posibles conflictos legales durante la fase de construcción de estas carreteras.

Para mejorar la seguridad, se deben considerar medidas como ensanchar la curva, ajustar la pendiente horizontal y optimizar la línea de tránsito central. Además, los parámetros de diseño de la curva, como el radio mínimo y la longitud máxima de la pendiente, deben determinarse con base en la velocidad de conducción, gradiente de carretera, peralte y coeficiente de fricción transversal [18]. Radios de curvatura más grandes y mayores velocidades pueden reducir la probabilidad de riesgo de accidentes. Por lo tanto, el diseño de seguridad en curvas de radio pequeño de carreteras de montaña debe considerar factores como la información de visibilidad [19], la geometría de la curva, la velocidad de conducción y la posición del paisaje.

Se han llevado a cabo diversas investigaciones sobre este tema a nivel internacional. Un estudio realizado en Turquía empleó un software de Sistemas de Información Geográfica (SIG) para identificar curvas horizontales peligrosas que no cumplieran con las normativas del país [20]. Asimismo, en Italia, se destacó la utilidad de herramientas de Modelado de Información para la Construcción (BIM), como Civil 3D, que facilitan la representación detallada de las características de una carretera. Combinadas con la extensión Vehicle Tracking, estas herramientas posibilitan la simulación del diseño, permitiendo evaluar su idoneidad para brindar comodidad y seguridad a conductores y pasajeros [21]. Por otra parte, en Ecuador, se desarrolló una metodología específica para el diseño geométrico sostenible de ejes viales, con el objetivo de mejorar la seguridad vial en carreteras inter-cantoniales [5].

Tanto en Argentina como en Ecuador, se destaca que la normativa establece velocidades de diseño específicas para distintos tipos de terreno y la importancia de la vía. A partir de estas velocidades directrices, se calculan los valores de parámetros mínimos y máximos que orientan el diseño de carreteras. La normativa establecida permite evaluar la eficiencia de la vía y proponer alternativas para mejorar las deficiencias en el diseño geométrico vial [22],[23]. En el caso de carreteras de montaña, las curvas a menudo presentan inclinaciones pronunciadas, lo que ocasiona que los vehículos de carga pesada circulen a velocidades reducidas, generando congestión en la zona. Los vehículos más pequeños buscan sobrepasar, dando lugar a situaciones que, en muchos casos, desencadenan accidentes.

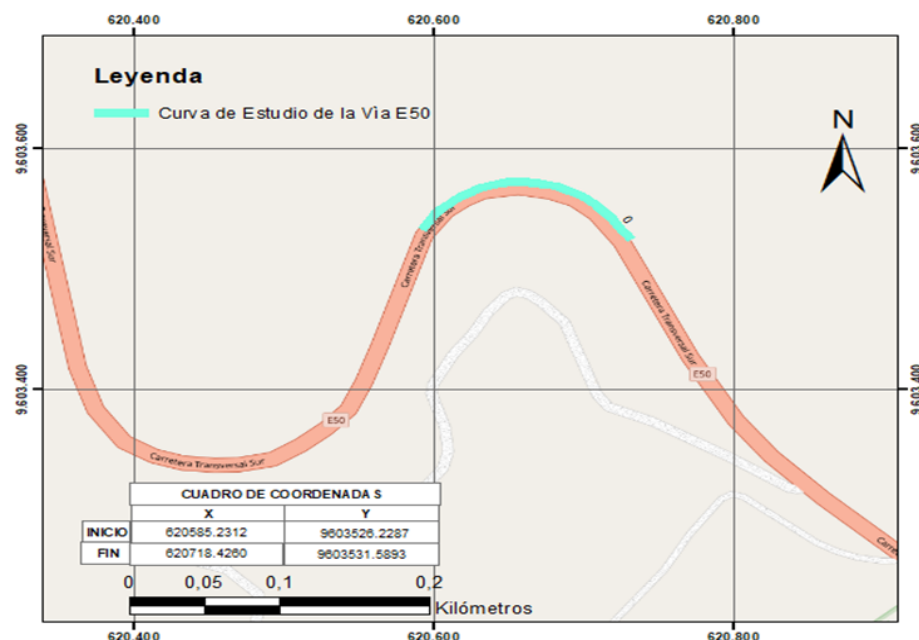
1.1 Alcance Y Objetivos

El alcance de esta investigación se centro en el uso de dos aforos, uno de conteo vehicular y otro de velocidad de operación; un levantamiento topográfico por dron y RTK; los métodos utilizados para el análisis con los datos obtenidos fueron 3: el volumen horario vehicular, grafica de ojiva de velocidades de operación y la representación de los datos obtenidos en campo mediante el uso del software AutoCAD Civil 3D. El tramo de curva de carretera de montaña analizada cuenta con una extensión de aproximadamente 164.1648m0.1642km

El objetivo de este procedimiento se centra en proponer un diseño geométrico para curvas en carreteras de montaña que cumpla con los parámetros establecidos por la normativa ecuatoriana a través de un análisis exhaustivo de los criterios de la clasificación de la vía y diseño geométrico. A partir de los resultados obtenidos durante la evaluación de los indicadores, se presentará un nuevo diseño, cuya validación se llevará a cabo mediante una simulación en el software AutoCAD Civil 3D.

2. METODOLOGÍA

Aproximadamente cada año, más de un millón de vidas se pierden a nivel global debido a los accidentes de tráfico, y se estima que, entre 20 y 50 millones de personas a nivel de todo el mundo, padecen heridas que no resultan fatales [3]. En el Ecuador, la tasa de mortalidad es de 20 decesos por cada 100.000 habitantes y esto nos ubica como el quinto país con un margen de mortalidad más alta en incidentes viales de América del Sur [24]. La mayor parte de estos accidentes se atribuye al mal estado de las carreteras de montaña, zonas que históricamente han presentado desafíos significativos, con interrupciones y deslizamientos frecuentes, ocasionados por las variadas condiciones climáticas que caracterizan nuestro país.



En el caso de la vía E50, que abarca 224.14 km y cruza las provincias de El Oro, Loja y Zamora Chinchipe, se seleccionó un tramo específico de 6 km en el cantón Santa Rosa, desde Limón Playa hasta Torata, que comprende 19 curvas. En este tramo se aplicó el método de observación directa, para identificar la curva más peligrosa, representada en la Figura 1. Esta curva se convirtió en el punto focal del estudio, sirviendo como base para realizar el análisis.

Figura 1: Curva de estudio de la vía E50

La elaboración de la investigación se basa en la documentación bibliográfica de artículos científicos que detallan los componentes necesarios para el diseño y el análisis de una curva de montaña. A continuación, se describen los pasos llevados a cabo en el proceso.

2.1. Aforo Vehicular

Los análisis de flujos de tráfico se llevan a cabo con la finalidad de adquirir información veraz acerca de la circulación de vehículos. La realización de un aforo vehicular implica contabilizar la cantidad de vehículos que transitan por un punto específico en ambas direcciones durante un intervalo de tiempo predefinido. La meta principal de esta actividad es cuantificar el número de vehículos en la ubicación objeto de estudio [25].

En este estudio se realizó un aforo manual de 12 horas, de siete de la mañana a siete de la noche durante 3 días consecutivos, se estima que este periodo abarca aproximadamente el 70% del volumen horario. Utilizando la información obtenida, se procedió a calcular el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) y el Tráfico Futuro [26].

2.2. Estudio De Velocidad

La velocidad de diseño se define como la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular de manera segura en una sección específica de la carretera [8]. En esta investigación, se busca determinar la velocidad necesaria para el diseño de una curva en una carretera de montaña, ya que este dato es fundamental para derivar diversos elementos geométricos necesarios en el proceso de diseño de la curva.

Para evaluar las velocidades de punto de los vehículos, se empleó un método manual. Inicialmente, se trazaron dos líneas transversales en la superficie de la carretera, ubicadas a una distancia de 50 metros antes de la entrada a la curva. Utilizando un cronómetro, se registraron los tiempos que los vehículos tardaron en recorrer dicha distancia. El observador se posicionó estratégicamente entre las marcas, iniciando el cronómetro cuando las ruedas delanteras alcanzaron la primera línea y deteniéndolo cuando el mismo vehículo cruzó la segunda línea con las ruedas delanteras. La velocidad se calcula dividiendo la distancia predefinida en metros entre el tiempo requerido para su recorrido [25].

Este aforo de velocidades se llevó a cabo en la entrada de la curva de estudio, tanto en la dirección de Santa Rosa a Torata, durante dos horas desde las ocho de la mañana hasta las diez de la mañana, como en la dirección opuesta, de Torata a Santa Rosa, desde las once de la mañana hasta la una de la tarde. Durante este proceso, se documentaron las velocidades en ambas direcciones y con esta información se construye la gráfica de ojivas para identificar las velocidades correspondientes de los percentiles 15, 50, 85 y 98.

2.3. Levantamiento Topográfico

La realización de un levantamiento topográfico preciso de la curva de estudio es esencial, ya que sirve como base para la selección de los criterios adicionales necesarios para el diseño final. Este levantamiento se ejecutó utilizando la avanzada tecnología de Dron en combinación con la tecnología RTK (Real Time Kinematic), asegurando una obtención de datos altamente exacta y detallada para un adecuado diseño.

Para el levantamiento de la curva se utilizó el Dron Mavic Air 2s y el equipo de RTK TOP106-GPS y GNSS. Esta metodología avanzada combina la movilidad del dron con la precisión en tiempo real proporcionada por el sistema RTK [27].

Los pasos realizados para el levantamiento se detallan a continuación:

Primero, se configuraron los equipos RTK y se colocaron en modo rover, este modo permite realizar correcciones. Para obtener una precisión aún mayor, se optó por correcciones NTRIP, que son correcciones en tiempo real. Se utilizaron credenciales del Instituto Geográfico Militar (IGM) para obtener correcciones de las coordenadas en tiempo real.

A continuación, se procedió a configurar el equipo RTK ingresando los datos del IGM y la altura instrumental. Con el equipo configurado, se inició el levantamiento de los puntos en el terreno natural para establecer cotas, tomando medidas cada 25 metros en tramos rectos y cada 15 metros en las curvas. Estos puntos se ubicaron en el eje de la vía, en la cuneta y en el centro de la calzada. Por otro lado, los puntos de control fueron marcados en zonas despejadas para evitar obstáculos durante la captura de imágenes con el dron.

Posteriormente, se utilizó la aplicación Litchi para planificar el vuelo del dron, automatizando la altura de vuelo y la ruta. Durante el vuelo, el dron siguió la ruta predefinida, capturando imágenes aéreas de la curva.

Finalmente, mediante un software especializado, se corrigieron los errores señalados por el dron utilizando los puntos marcados por el RTK, contribuyendo así a mejorar aún más la precisión de los datos obtenidos.

Los datos recopilados en el levantamiento se utilizan para analizar la topografía de la curva, incluyendo factores como radio de la curva, ancho de carril, longitud, peralte, pendiente, entre otros.

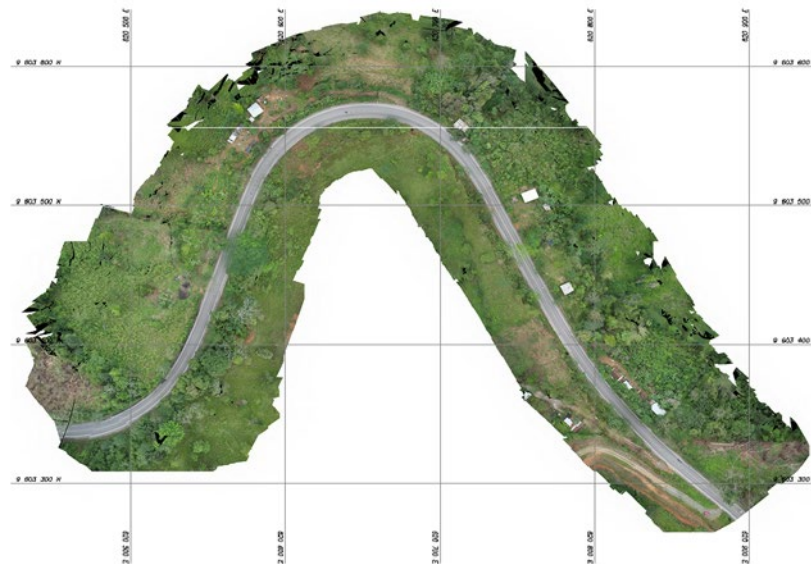


Figura 2: Ortofoto de curva de estudio, escala 1:1500 y precisión 0.02m

2.4. Diseño geométrico de la curva mediante el software AutoCAD Civil 3D

Primero se procesan los datos recopilados con el dron utilizando el software PIX4D, para generar un modelo digital de elevación (MDE) y curvas de nivel en formato de polilínea en 3D. Posteriormente, se procedió a la creación y edición del polígono de superficie para establecer la base topográfica. Luego, se creó el alineamiento horizontal a partir del objeto existente, definiendo la geometría precisa de la curva. Seguidamente, se generaron perfiles longitudinales incorporando el porcentaje de pendiente de la rasante y se crearon secciones transversales típicas de carreteras o ensamblaje, especificando anchos de carril, arcén y talud. Seguidamente, se creó el corredor vial integrando el ensamblaje. Finalmente, se generó una nueva superficie para realizar el corte del terreno, permitiendo visualizar el corredor vial en relación con el entorno topográfico y completando así el proceso integral en el Civil 3D.

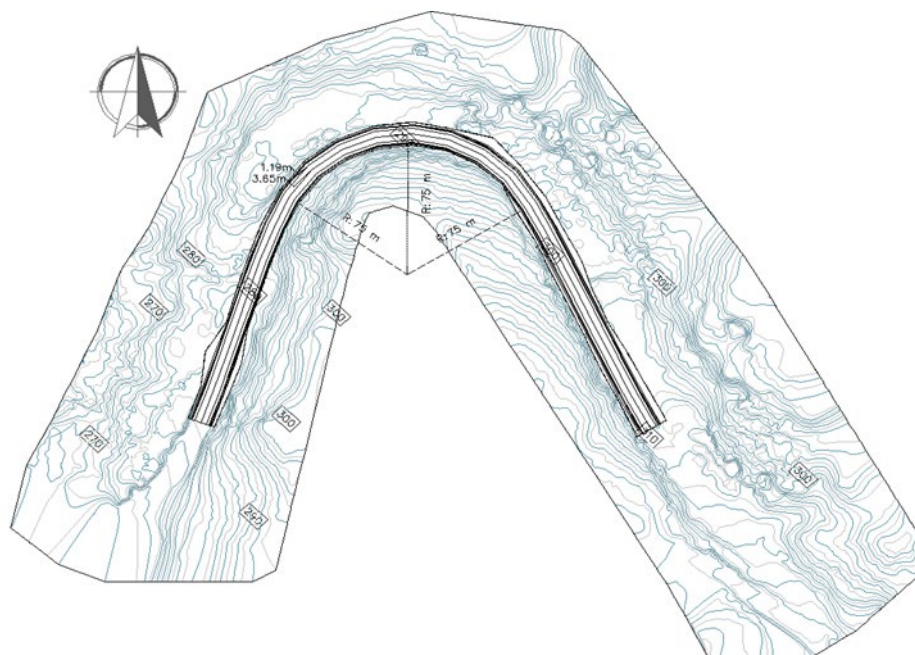


Figura 3: Diseño de curva en Civil 3D

Una vez finalizado el diseño de la curva, la implementación de la extensión de Vehicle Tracking de Civil 3D permitirá simular con precisión el comportamiento del tráfico. Este análisis nos brindará información crucial para evaluar la idoneidad del diseño, asegurando que cumpla con los estándares de seguridad.

2.5. Proceso De Jerarquía Analítica

Para la evaluación del diseño geométrico de curvas en carreteras de montaña se realizó un proceso de jerarquía analítica (AHP) con la finalidad de determinar la importancia de cada criterio y ponderar con precisión diversos parámetros de evaluación. Se consideró el diseño geométrico como el criterio principal, dentro de los cuales, se analizaron seis indicadores como la velocidad, radio de curva, ancho de carril, ancho de berma, peralte y pendiente. En la Tabla 1 se muestran las ponderaciones obtenidas mediante el método multicriterio, donde varios ingenieros civiles ponderaron cada indicador. Para el diseño geométrico la ponderación final es de 1.

2.5.1. Velocidad

El primer indicador se centra en la velocidad de operación, la cual se analiza mediante un análisis comparativo entre la velocidad de operación obtenida a partir del gráfico de ojiva de velocidades y la establecida por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP), según lo dicho por los ingenieros expertos en el tema los valores a asignarse estarán clasificados en función a su importancia, en este criterio los rangos van de 0.15 a 0.20, debido a que la velocidad está estrechamente ligada al diseño de radio de curva.

2.5.2. Radio De Curva

El segundo indicador es el radio de curva y se analiza mediante un análisis comparativo entre el radio medido en el software AutoCAD y el radio mínimo establecido por la MTOP. El rango de ponderación de este criterio, es igual al mencionado anteriormente ya que ambos son esenciales en el diseño geométrico en una curva.

2.5.3. Ancho De Carril

El tercer indicador es el ancho de carril y se evaluará mediante la comparación entre el ancho actual de la carretera y el establecido según la norma MTOP. El rango de ponderación de este criterio es menor a los dos indicadores anteriores, pero no menos importante, siendo este de 0.10 a 0.15, debido a que este se centra a la comodidad del conductor y sus pasajeros, con respecto a factores tales como la visibilidad y espacio de maniobra.

2.5.4. Ancho De Berma

El cuarto indicador se enfoca en el ancho de la berma y se evalúa a través de un análisis comparativo entre el espacio lateral actual y el especificado en la normativa. Su ponderación se encuentra entre 0.10 a 0.15, ya que al igual que el ancho de carril se centra en la comodidad de los conductores y pasajeros, pero adicionalmente aborda un tema importante en el diseño de una curva de carretera, tales como el drenaje y la estabilidad de la misma.

2.5.5. Peralte

El quinto indicador se enfoca en el peralte y evalúa la inclinación lateral actual de la superficie de la calzada en la curva, comparándola con lo establecido por la normativa. Su ponderación se encuentra entre 0.12 a 0.15, debido a que su valor se obtiene de un criterio sumamente importante que es la velocidad de diseño y que este genera estabilidad lateral a los vehículos al atravesar una curva.

2.5.6. Pendiente

Por último, el sexto indicador a evaluar es la pendiente, para lo cual se realizará una comparación entre la inclinación de la carretera medida en AutoCAD y el valor de diseño recomendado por las normas. En este caso su ponderación se encuentra entre 0.10 a 0.15, por motivo que este criterio que es la pendiente dictamina la velocidad de operación de los vehículos.

En el caso de que no se cumpla algún criterio de diseño geométrico, se asignará una puntuación de 0.

Tabla 1: Descripción de los indicadores de evaluación

Proceso	Indicador	Definición	Instrumento	Método	Evaluación	Ponderación
Diseño Geométrico	Velocidad	Velocidad con la que el conductor ingresa a la curva	- Fichas de observación - Software Excel	Observación de campo y Análisis de contenido	Cumple con la velocidad de diseño	0,20
	Radio de curva	Distancia desde el centro de la curva hasta un punto específico en la trayectoria de dicha curva	- Levantamiento topográfico con Dron y RTK - Software AutoCAD Civil 3D	Análisis comparativo con la normativa	Cumple con lo establecido en la normativa MTOP	0,20
	Ancho de carril	Distancia entre los límites de un carril	- Levantamiento topográfico con Dron y RTK - Software AutoCAD Civil 3D	Análisis comparativo con la normativa	Cumple con el ancho establecido en las normas MTOP.	0,15
	Ancho de berma	Espacio lateral adicional entre la calzada y el borde de la carretera	- Levantamiento topográfico con Dron y RTK - Software AutoCAD Civil 3D	Análisis comparativo con la normativa	Cumple con lo establecido en la normativa MTOP	0,15
	Peralte	Inclinación lateral de la superficie de la calzada en la curva	- Levantamiento topográfico con Dron y RTK - Software AutoCAD Civil 3D	Análisis comparativo con la normativa	Cumple con lo establecido en la normativa MTOP	0,15
	Pendiente	Inclinación de la carretera	- Levantamiento topográfico con Dron y RTK - Software AutoCAD Civil 3D	Análisis comparativo con la normativa	Cumple con lo establecido en la norma NEVI-12	0,15
TOTAL						1

La determinación de la ponderación final en la evaluación se logra al sumar el valor atribuido a cada indicador. En la Tabla 2, se presentan tres rangos establecidos por los especialistas que participaron en el análisis jerárquico. Esta tabla facilita una evaluación precisa del diseño geométrico de la curva de estudio.

Tabla 2: Evaluación del diseño geométrico de la curva

Ponderación	Descripción
0.75 – 1	Diseño geométrico óptimo
0.51 – 0.75	Diseño geométrico aceptable
0 – 0.5	Diseño geométrico deficiente

3. RESULTADOS

3.1. Clasificación de la vía

Con la información recolectada durante los tres días de aforo se calculó el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) de la vía E50. En la dirección Santa Rosa - Torata, se registró un TPDA de 2957 Veh/hora. Para proyectar el tráfico futuro, se empleó el tráfico asignado derivado del TPDA, una tasa de crecimiento específica según el tipo de vehículo y un periodo de proyección de 20 años. Estos cálculos arrojaron un tráfico esperado de 7522 Veh/hora, clasificando la vía como una Carretera de dos carriles Tipo C1 según la clasificación funcional del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO). En cambio, en la dirección opuesta Torata – Santa Rosa se determinó un TPDA de 3200 Veh/hora. La proyección para el tráfico futuro estima un total de 7845 Veh/hora, clasificando la vía como una Carretera de dos carriles Tipo C1.

La clasificación obtenida no concuerda con el diseño geométrico actual. Además, durante la observación directa, se identificaron irregularidades en su diseño y la presencia de vehículos pesados provoca congestión vehicular y, por consiguiente, un mayor riesgo de accidentes. Se observó que algunos conductores son muy imprudentes y a menudo rebasan sin percibir el peligro de colisión con los vehículos que se dirigen en sentido contrario. Por este motivo este indicador obtendrá una calificación de 0.

Según las normas NEVI-12 para una carretera tipo C1, una de las mejores y únicas soluciones a este problema es el diseño y construcción de un carril de ascenso. Este carril adicional ayudaría a disminuir la congestión vehicular, permitiendo a los vehículos más lentos moverse a un carril separado, liberando así el flujo de tráfico. Sin embargo, es importante tener en cuenta que esta vía está en un terreno montañoso, lo que implica consideraciones de diseño adicionales para garantizar la seguridad y comodidad de los conductores, pasajeros y habitantes de la zona.

3.2. Diseño Geométrico

Los parámetros que se utilizaron para la determinación del diseño geométrico son: velocidad, radio de curva, ancho de carril, ancho de berma, peralte y pendiente. Estos parámetros fueron evaluados considerando la proyección de la curva de la carretera.

3.2.1. Velocidad

La velocidad de operación correspondiente al percentil 85% de Santa Rosa a Torata es de 68 km/h y en la dirección opuesta de Torata a Santa Rosa es de 78 km/h. Se calculó un promedio de las velocidades en ambas direcciones, obteniendo como resultado una velocidad de 73 km/h. Al comparar esta velocidad con la establecida en la normativa del MTO, la cual es de 60 km/h para carreteras de dos carriles Tipo C1 en terrenos montañosos, se observa que no cumple con la velocidad de diseño máxima establecida. Por lo tanto, se asignará un valor de 0 en este criterio.

Para solucionar la problemática de velocidades altas en este tipo de carreteras, se sugiere incrementar la presencia de señales de tráfico y marcas viales de desaceleración en determinadas secciones de la curva.

3.2.2. Radio De Curva

Según la normativa MTO para una Carretera de dos carriles Tipo C1 el radio mínimo permitido para curvas horizontales en terrenos montañosos es de 110 m. Para evaluar si la curva de estudio cumple con lo establecido en la normativa se utilizó la ortofoto previamente obtenida mediante el levantamiento topográfico por Dron. Posteriormente, se midió el radio de la curva utilizando el software AutoCAD Civil 3D. Con un resultado de 75 m para el radio de la curva, se evidencia que no cumple con el mínimo establecido por las normas, lo que lleva a asignarle una calificación de 0 en este parámetro.

3.2.3. Ancho De Carril

De acuerdo con la normativa del MTO, el ancho mínimo establecido para este tipo de vías es de 3.65 m. Se recopilamos diez datos a lo largo de toda la curva y, al calcular el promedio, se obtuvo un ancho de carril actual de 3.65 m. Esto demuestra que la vía cumple con lo estipulado por la normativa, por lo que se le asigna un valor de 0.15.

3.2.3. Ancho De Berma

El ancho mínimo de la berma establecido por la normativa MTOP es de 1.5 m. Mediante el software AutoCAD Civil 3D, se midieron diez anchos a lo largo de la curva, y el resultado indicó un ancho de berma actual en ambas direcciones de 1.19 m. Dado que esta medida no cumple con lo especificado en la norma, se le otorga una calificación de 0.



Figura 4: Ancho de carril y berma medido en AutoCAD Civil 3D

3.2.4. Peralte

Según la normativa del MTOP, el peralte máximo permitido es del 10%. Utilizando Civil 3D y las curvas de nivel, se calcularon diez datos de peralte a lo largo de toda la curva para obtener un promedio y así tener un valor más preciso del peralte de la curva. El resultado obtenido fue del 8,3%. Por lo tanto, este parámetro cumple con lo establecido en la normativa y se le asignará un valor de 0.15.

3.2.5. Pendiente

Conforme a la Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12, en el caso de una velocidad de diseño de 60 km/h y una topografía montañosa, la pendiente máxima permitida es del 8%. Utilizando AutoCAD Civil 3D, se determinó la pendiente longitudinal de la vía, la cual resultó ser del 7,78%. Este valor demuestra que dicho criterio cumple con la normativa establecida, por lo que se le asigna un valor de 0,15.

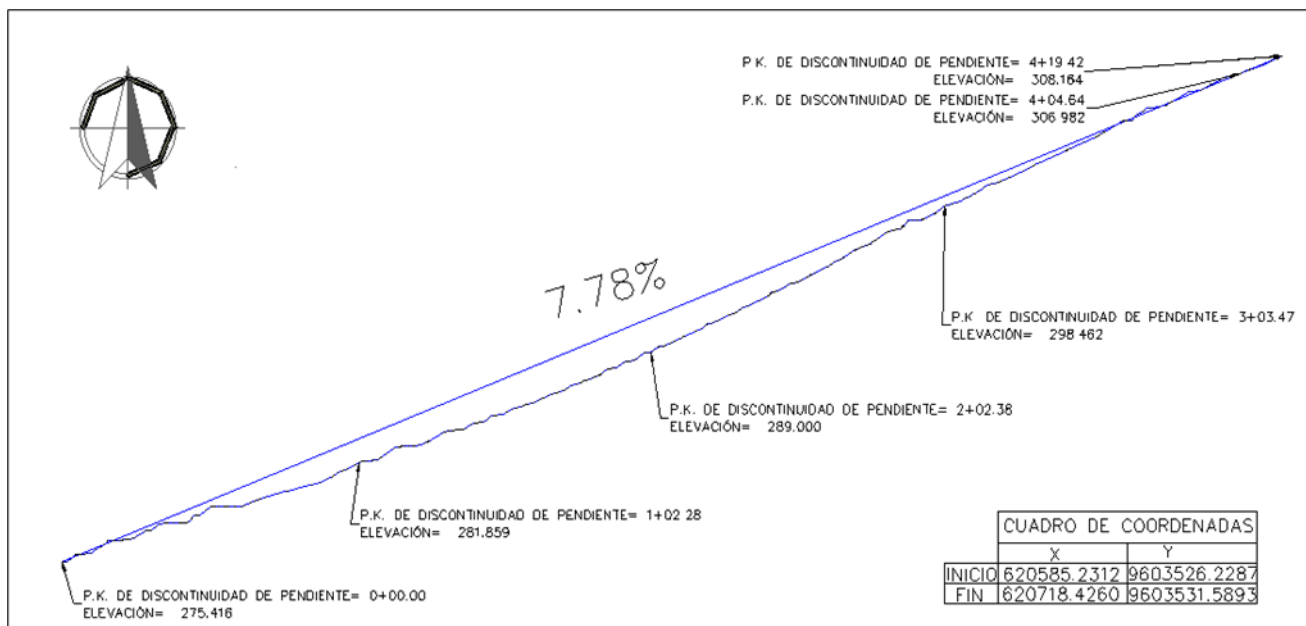


Figura 5: Pendiente longitudinal de la vía

3.3. Evaluación Del Diseño Geométrico De Curvas En Carreteras De Montaña

En la Tabla 3 se presentan los resultados de los siete indicadores evaluados, cada uno acompañado de su respectiva ponderación.

Tabla 3: Resultados de la evaluación

Proceso	Indicador	Definición	Cumple	Ponderación
Diseño geométrico	Velocidad	Velocidad con la que el conductor ingresa a la curva	No	0
	Radio de curva	Distancia desde el centro de la curva hasta un punto específico en la trayectoria de dicha curva	No	0
	Ancho de carril	Distancia entre los límites de un carril	Si	0,15
	Ancho de berma	Espacio lateral adicional entre la calzada y el borde de la carretera	No	0
	Peralte	Inclinación lateral de la superficie de la calzada en la curva	Si	0,15
	Pendiente	Inclinación de la carretera	Si	0,15
TOTAL				0,45

De acuerdo con la metodología propuesta, se alcanzó una ponderación final de 0.45, señalando así que el diseño geométrico de la curva se encuentra en un estado deficiente.

Tabla 4: Resultado del Estado del diseño geométrico

Ponderación	Descripción
0 – 0.5	Diseño geométrico deficiente

Adicionalmente a la evaluación a través de los indicadores, se simuló la curva existente mediante la extensión de Vehicle Tracking de Civil 3D. Para esta simulación, se seleccionó un semirremolque con una longitud total de 20.88 m y un ancho de 2.59 m, ya que se asemejaba al vehículo más grande registrado durante el conteo vehicular, un tractocamión de tres ejes y semirremolque de tres ejes (3S3) con una longitud de 20.50 m y un ancho de 2.60 m según la norma NEVI. Durante la emulación en la dirección Santa Rosa - Torata, se observó que el remolque se salía del carril hacia el lado derecho, invadiendo la cuneta; en la dirección opuesta, invadía el otro carril. La distancia entre los vehículos de ambos carriles era apenas de 0.80 m. La emulación, junto con la evaluación previa, confirmó de manera concluyente que el diseño actual es deficiente.

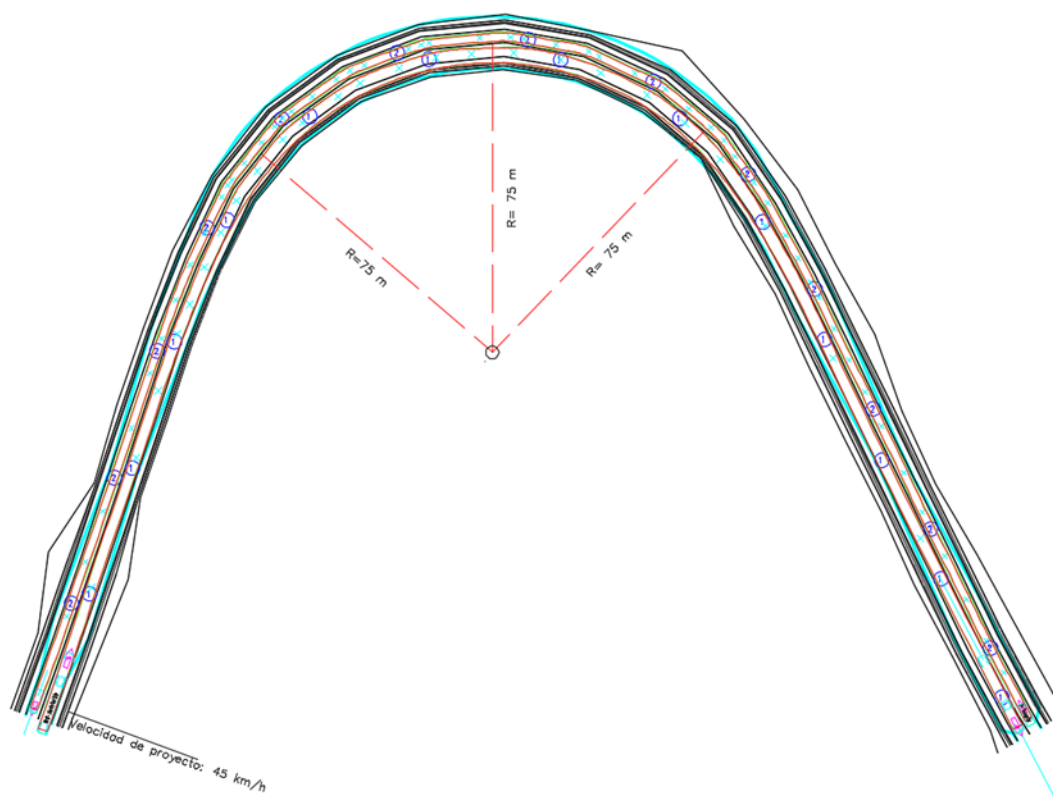


Figura 6: Diseño geométrico de la curva actual - Radio 75 m

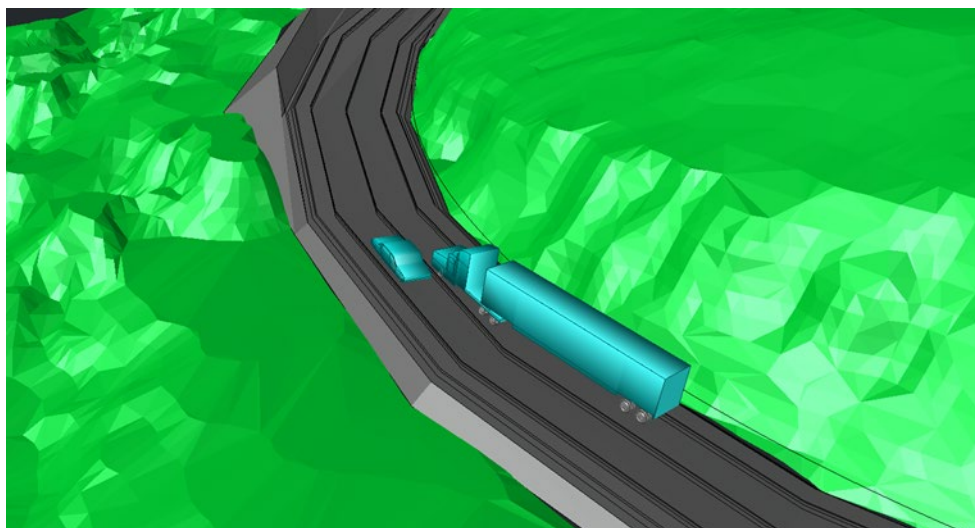


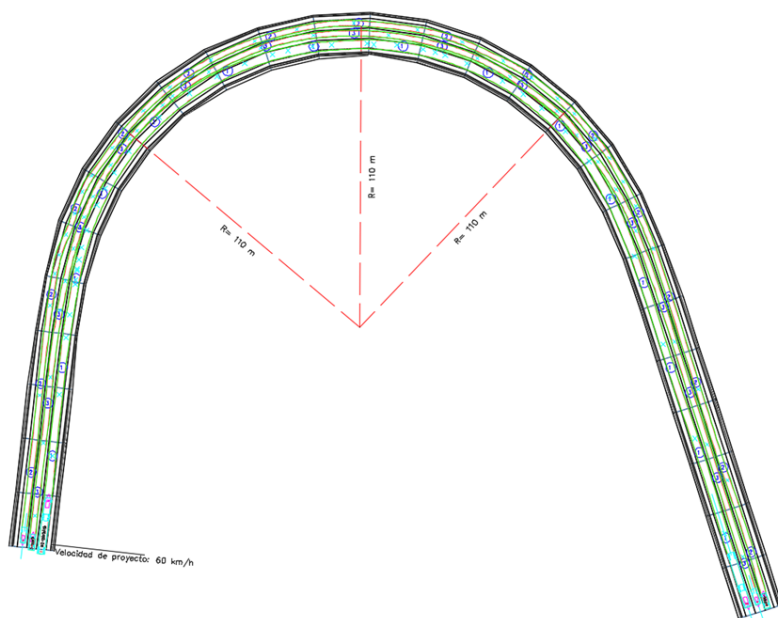
Figura 7: Simulación de la curva actual

3.4. Propuesta De Diseño Geométrico De La Curva Seleccionada En La Vía E50

Se propone una alternativa de diseño geométrico para la curva analizada, la cual no solo cumple con lo establecido por las normativas ecuatorianas vigentes, sino que también aborda de manera eficiente el problema de congestión vehicular. En la propuesta se incorpora un carril adicional de ascenso, brindando a los vehículos más lentos la posibilidad de moverse por un carril separado. Esta medida está diseñada para mejorar la fluidez del tráfico y reducir la congestión en tramos inclinados. En la tabla 5 se presenta una comparación detallada entre las características de la curva existente y la nueva propuesta de diseño.

Tabla 5: Comparación de las características de la curva de estudio

Parámetros	Curva actual	Propuesta de diseño
Clasificación de la vía	Carretera de dos carriles Tipo C2	Carretera de dos carriles Tipo C1
N° de carriles	2	3
Velocidad	45 km/h	60 km/h
Radio de curva	75 m	110 m
Ancho de carril	3,65 m	3,65 m
Ancho de berma	1,19 m	1,5 m
Peralte	8,3 %	10 %
Pendiente	7,78 %	7,12 %



Teniendo en cuenta todos estos parámetros, se llevó a cabo una simulación de la curva propuesta, y se observó que, al utilizar el mismo vehículo, este ya no se salía hacia la cuneta ni invadía el otro carril. Además, la distancia entre los vehículos de ambos carriles aumentó a 1,4 metros. Esta alternativa de diseño cumple con las normas y aborda los problemas identificados durante la evaluación. Esta mejora contribuye a minimizar los riesgos de accidentes y a mejorar la experiencia de conducción en curvas de carreteras de montaña.

Figura 8: Propuesta de diseño geométrico de la curva - Radio 110 m

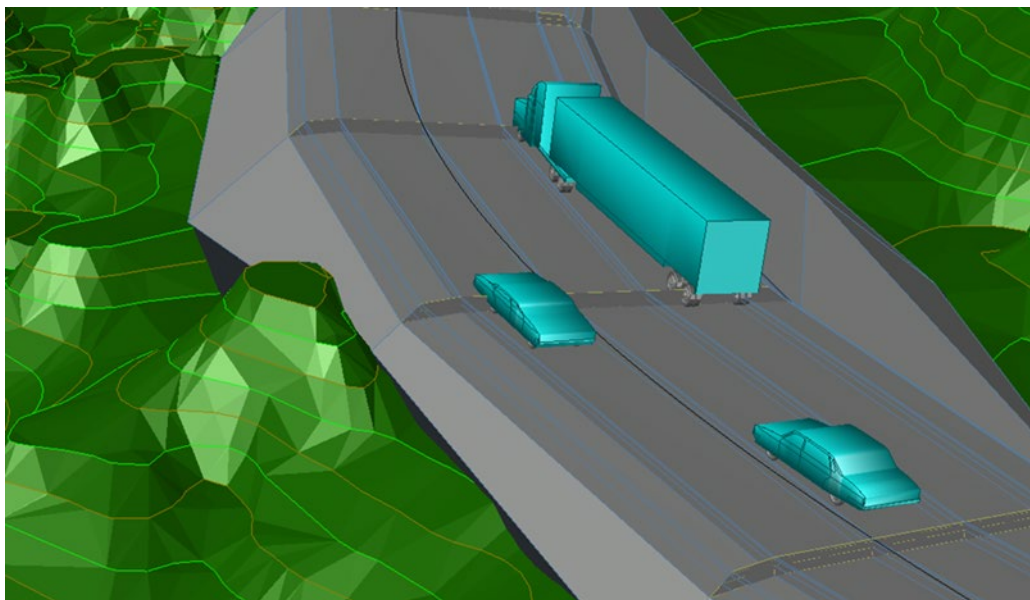


Figura 9: Simulación del diseño propuesto

4. CONCLUSIONES

El estudio se fundamentó en la revisión bibliográfica de varios artículos, los cuales abordaron parámetros esenciales del diseño geométrico de curvas en carreteras de montaña. A través del análisis de indicadores clave, como la clasificación de la vía y el diseño geométrico, que evaluaron elementos cruciales como la velocidad, radio de curva, ancho de carril, ancho de berma, pendiente y peralte, en conjunto con el uso del software AutoCAD Civil 3D, se logró identificar las deficiencias en la configuración geométrica de esta curva. Este enfoque permitirá mejorar el diseño de las curvas, reduciendo significativamente su nivel de peligro y contribuyendo a la seguridad y eficiencia del tránsito vehicular en terrenos montañosos.

Se identificaron los elementos determinantes en el diseño de curvas, y con ello se evaluó la curva de estudio mediante seis indicadores, de los cuales tres cumplieron con las normativas ecuatorianas vigentes, mientras que tres no las cumplieron. Se detectaron problemas en cuanto a la clasificación de la vía, ya que no concuerda con el modelo actual. Por otro lado, en el análisis del diseño geométrico se evidenció que los vehículos superaban la velocidad de diseño, lo que ocasionaba complicaciones para conductores de vehículos pesados y livianos. A esto se suma que tanto el radio de curva como el ancho de la berma eran demasiado pequeños, dificultando el ingreso de vehículos pesados y propiciando invasiones en la cuneta. En consecuencia, la ponderación final de 0.45 indica que el diseño geométrico actual es deficiente.

Con base en los problemas identificados durante la evaluación, se presenta una propuesta de diseño geométrico para la curva de la carretera analizada. Los ajustes realizados incluyen aspectos como la velocidad, el radio de curva y el ancho de berma, todos adaptados a la nueva clasificación obtenida. Estos cambios se implementaron con el objetivo de cumplir con los estándares establecidos por las normativas vigentes en Ecuador. Además, como medida para mejorar la fluidez del tráfico y reducir la congestión vehicular, se implementó un carril de ascenso destinado a vehículos pesados. La validación de esta propuesta se llevó a cabo mediante la simulación realizada a través de la extensión de Vehicle Tracking de Civil 3D, evidenciando que el nuevo diseño es aceptable y resuelve las deficiencias identificadas, mejorando tanto la capacidad vial como la del diseño geométrico. Esta alternativa brinda un servicio de seguridad vial óptimo.

5. RECOMENDACIONES

Se recomienda llevar a cabo un análisis exhaustivo de la peligrosidad en las curvas mediante una observación detallada en campo, con el fin de determinar con precisión aquellas curvas que representan un mayor riesgo para los conductores y pasajeros. Para ello, es crucial realizar un meticuloso mapeo de la zona utilizando equipos topográficos como estaciones totales. Además, se sugiere considerar el empleo de herramientas más especializadas como levantamientos por dron o sistemas RTK, en función de la precisión requerida para la obtención de datos. La elección entre estas opciones dependerá del criterio de cada investigador y de los objetivos específicos del estudio.

Para determinar las ponderaciones de cada criterio, es fundamental considerar la opinión de expertos, reconociendo que la subjetividad inherente a cada individuo está inevitablemente ligada a su perspectiva. Dado que cada experto puede tener una percepción diferente sobre la importancia relativa de los criterios analizados, es crucial recabar la opinión de profesionales con experiencia en el tema en cuestión. En el contexto de nuestro análisis jerárquico, se asignaron valores cuantitativos que reflejan la importancia de cada indicador, permitiendo así una evaluación objetiva y fundamentada en criterios específicos.

Se recomienda, en el uso del software AutoCAD Civil 3D, georreferenciar el trabajo para garantizar la coherencia en la representación de los datos obtenidos, asegurando así una alineación precisa con la ubicación real. Además, es crucial ingresar de manera precisa los parámetros de diseño correspondientes a la carretera en estudio o a diseñar para evitar errores al utilizar la extensión "Vehicle Tracking" de AutoCAD Civil 3D. Esta extensión proporciona una amplia biblioteca de vehículos de transporte, por lo que es fundamental seleccionar el vehículo que cumpla con las normativas específicas de cada país. Es importante destacar que la elección del vehículo debe basarse en el tipo de vehículo más representativo que transite por la zona de estudio, y se recomienda tener en cuenta la clasificación proporcionada por el ministerio de transporte de cada país para una correcta selección.

1. F. J. Wilches, J. L. A. Burbano, and E. E. C. Sierra, "Vehicle operating speeds in southwestern Colombia: An important database for the future implementation of optimization models for geometric design of roads in mountain topography," *Data Brief*, vol. 32, 2020, doi: 10.1016/j.dib.2020.106210.
2. S. Fric, F. Trpčevski, D. Gavran, V. Ilić, S. Vranjevac, and M. Lukić, "Road safety inspection – Incompatibility between the function of the road and the typical cross section – Belgrade's Northern Arterian Tangent," 2nd Macedonian road congress, 2022, Accessed: Feb. 07, 2024. [Online]. Available: <https://grafar.grf.bg.ac.rs/handle/123456789/2784>
3. M. Moomen, M. Rezapour, M. N. Raja, and K. Ksaibati, "Evaluating the safety effectiveness of downgrade warning signs on vehicle crashes on Wyoming mountain passes," *Cogent Engineering*, vol. 6, no. 1, 2019. doi: 10.1080/23311916.2019.1580405.
4. I. E. Zepeda Ortega, G. Ángeles-Castro, and D. G. Carrillo-Murillo, "Infraestructura carretera y crecimiento económico en México," *Problemas del Desarrollo. Revista Latinoamericana de Economía*, vol. 50, no. 198, 2019, doi: 10.22201/iiiec.20078951e.2019.198.66383.
5. J.-L. B. B.-S.-M. C.-M. S. Y. González Silva, "METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO SOSTENIBLE DE EJES VIALES EN VÍAS INTER-CANTONALES," *Revista ciencia y construcción*, pp. 0–15, 2023, Accessed: Feb. 07, 2024. [Online]. Available: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/198>
6. L. Yue and H. Wang, "An Optimization Design Method of Combination of Steep Slope and Sharp Curve Sections for Mountain Highways," *Math Probl Eng*, vol. 2019, 2019, doi: doi.org/10.1155/2019/2416342.
7. D. Ciampa and S. Olita, "Mountain Roads' Geometric Design: Methodological Proposal for Hairpin Bend Design/Retrofitting," *Infrastructures (Basel)*, vol. 7, no. 9, 2022, doi: 10.3390/infrastructures7090112.
8. X. Wang and X. Wang, "Speed change behavior on combined horizontal and vertical curves: driving simulator-based analysis," *Accid Anal Prev*, vol. 119, 2018, doi: 10.1016/j.aap.2018.07.019.
9. N. R. M. JULIÁN DAVID MARIN AGUILAR, "PROPUESTA DE UN DISEÑO GEOMÉTRICO DE UNA AUTOPISTA A DOBLE NIVEL PARA LA CALLE 13 ENTRE LA AVENIDA BOYACÁ HASTA LA INTERSECCIÓN CON LA PROPUESTA DEL ANILLO VIAL PARA BOGOTÁ," *UNIVERSIDAD DISTRITAL FRANCISCO JOSÉ DE CALDAS*, pp. 1–140, 2015, Accessed: Feb. 07, 2024. [Online]. Available: <https://repository.udistrital.edu.co/handle/11349/3692>
10. Z. Yu, Y. Chen, X. Zhang, and J. Xu, "Track Behavior and Crash Risk Analysis of Passenger Cars on Hairpin Curves of Two-Lane Mountain Roads," *J Adv Transp*, vol. 2021, 2021, doi: 10.1155/2021/4906360.
11. L. Yue, H. Wang, and Z. Xu, "Optimized geometric design of mountain highways based on a vehicle-road coordination model," in *ICTIS 2019 – 5th International Conference on Transportation Information and Safety*, 2019. Doi: <https://doi.org/10.1109/ICTIS.2019.8883819>.
12. S. Barendswaard et al., "Effect of velocity and curve radius on driver steering behaviour before curve entry," in *Conference Proceedings – IEEE International Conference on Systems, Man and Cybernetics*, 2019. Doi: 10.1109/SMC.2019.8914263.
13. Y. Liu et al., "Determination of curve speed zones for mountainous freeways," *Math Probl Eng*, vol. 2020, 2020, doi: 10.1155/2020/8844004.
14. H. Zhang, M. Zhang, C. Zhang, and L. Hou, "Formulating a GIS-based geometric design quality assessment model for Mountain highways," *Accid Anal Prev*, vol. 157, 2021, doi: 10.1016/j.aap.2021.106172.
15. P. M. Chaudhari, J. Goyani, S. Arkatkar, G. Joshi, and S. M. Easa, "Design Consistency Evaluation of Two-Lane Rural Highways in Hilly Terrains," in *Transportation Research Procedia*, 2022. Doi: 10.1016/j.trpro.2022.02.010.
16. B. Wang, S. Hallmark, P. Savolainen, and J. Dong, "Examining vehicle operating speeds on rural two-lane curves using naturalistic driving data," *Accid Anal Prev*, vol. 118, pp. 236–243, Sep. 2018, doi: 10.1016/j.aap.2018.03.017.
17. Y. Ali, M. M. Haque, Z. Zheng, S. Washington, and M. Yildirimoglu, "A hazard-based duration model to quantify the impact of connected driving environment on safety during mandatory lane-changing," *Transp Res Part C Emerg Technol*, vol. 106, 2019, doi: 10.1016/j.trc.2019.07.015.

18. Y. Du, L. Yue, and S. Liu, "Optimization of combined horizontal and vertical curves design of mountain road based on vehicle-road coordination model," in *ICTIS 2019 – 5th International Conference on Transportation Information and Safety*, 2019. Doi: 10.1109/ICTIS.2019.8883680.
19. Y. Tang, X. Peng, S. Xu, M. Bai, L. Lin, and H. Sun, "Study on Driver Gaze Characteristics in Sight Distance Limited Section of Mountain Highway Based on Visual Information," *Journal of Mathematics*, vol. 2022, 2022, doi: 10.1155/2022/9482875.
20. S. Gülcü, H. H. Acar, A. E. Akay, and N. Gülcü, "Evaluation of Automatic Prediction of Small Horizontal Curve Attributes of Mountain Roads in GIS Environments," *ISPRS Int J Geoinf*, vol. 11, no. 11, 2022, doi: 10.3390/ijgi11110560.
21. V. Vignali, E. M. Acerra, C. Lantieri, F. Di Vincenzo, G. Piacentini, and S. Pancaldi, "Building information Modelling (BIM) application for an existing road infrastructure," *Autom Constr*, vol. 128, 2021, doi: 10.1016/j.autcon.2021.103752.
22. A. L. Altamira, "Diseño Geométrico de Caminos de Montaña: particularidades y desafíos," *Avances Investigación en Ingeniería*, vol. 17, no. 2, 2020, doi: 10.18041/1794-4953/avances.2.7003.
23. Y. D. García-Ramírez and D. Aguilar-Cárdenas, "Passengers' comfort in horizontal curves on mountain roads: a field study using lateral accelerations," *Revista Facultad de Ingeniería Universidad de Antioquia*, May 2020, doi: 10.17533/udea.redin.20200578.
24. R. C. Mestanza Rosero, "Estudio de la mejora de la seguridad vial en la carretera E35/E50, tramo Loja-Catamayo de la provincia de Loja, Ecuador," *RiuNet*, pp. 1–152, 2019, Accessed: Feb. 07, 2024. [Online]. Available: <https://riunet.upv.es:443/handle/10251/122019>
25. R. A. G. D. L. E. G. H. Yusneivis Rodríguez Gutierrez, "Procedure to determine the average travel speed on two lane rural highways, Cuba," *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. 11, pp. 1–12, 2023, Accessed: Feb. 07, 2024. [Online]. Available: <https://www.redalyc.org/journal/1939/193974540002/html/>
26. S. S. Pulugurtha and S. Mathew, "Modeling AADT on local functionally classified roads using land use, road density, and nearest nonlocal road data," *J Transp Geogr*, vol. 93, 2021, doi: 10.1016/j.jtrangeo.2021.103071.
27. J. E. C. T. L. M. P. P. B. G. Baque Solis, "Comparative topographic analysis on altimetric surveys with RTK GNSS, Total Station and Drone in Manta," *Polo del Conocimiento Revista científico - profesional*, pp. 1–17, 2022, Accessed: Feb. 18, 2024. [Online]. Available: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=9227632>

Material De Préstamo Estabilizado Con Enzimas Orgánicas Como Alternativa Para Mejorar Su Capacidad Portante

Organic Enzyme-Stabilized Borrow Material As An Alternative To Improve Its Load-Bearing Capacity

Autores

José Eudoro Bazurto Cevallos¹, Eduardo Ortiz Hernández²

¹Maestría en Ingeniería Civil, Mención Vialidad, Facultad de Posgrado, Universidad Técnica de Manabí, Avenida José María Urbina, Portoviejo EC130105, Manabí, Ecuador. ORCID ID: <https://orcid.org/0009-0003-8287-4675>. Correo: jbazurto_c@hotmail.com

²Departamento de Construcciones Civiles y Arquitectura, Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador. ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-1885-6005>. Correo: eduardo.ortiz@utm.edu.ec

RESUMEN

Existe una problemática de los suelos con propiedades físicas y mecánicas inadecuadas existentes en Ecuador y se resaltan los beneficios de la utilización de enzimas orgánicas como agente estabilizador. Este tipo de suelos son comunes en varias regiones del país y por ende son de gran interés para el campo de la ingeniería, ya que se utilizan comúnmente como subrasantes para estructuras de pavimento. Se realizó una comparación de dos tipos de suelos con distintos porcentajes de plasticidad aplicando un mismo porcentaje de enzimas orgánicas, evaluando los parámetros del suelo como su capacidad soportante con el ensayo CBR (California Bearing ratio), porcentaje de finos que pasan del tamiz N°200, las muestras de los dos tipos de suelo fueron procesados en el laboratorio de mecánica de suelos del Gobierno Provincial de Manabí, donde se procedió a estudiar las propiedades físicas – mecánicas de cada muestra. Una vez que se analizan los resultados se concluyó que las enzimas tienen una misma influencia en lo que respecta a la capacidad portante de suelos con índice de plasticidad de 3 al 9%, reflejando una mejora en su capacidad portante con la adición de enzimas de un 3% promedio.

Palabras claves: suelos, enzimas orgánicas, plasticidad, ensayo CBR. Estabilizado con enzimas orgánicas

ABSTRACT

There is a problem of soils with inadequate physical and mechanical properties existing in Ecuador and the benefits of using organic enzymes as a stabilizing agent are highlighted. These types of soils are common in several regions of the country and are therefore of great interest to the field of engineering, since they are commonly used as subgrades for pavement structures. A comparison of two types of soils with different percentages of plasticity was carried out by applying the same percentage of organic enzymes, evaluating the soil parameters such as its supporting capacity with the CBR (California Bearing ratio) test, percentage of fines that pass the sieve No. 200, the samples of the two types of soil were processed in the soil mechanics laboratory of the Provincial Government of Manabí, where the physical-mechanical properties of each sample were studied. Once the results were analyzed, it was concluded that enzymes have the same influence with regard to the bearing capacity of soils with a plasticity index of 3 to 9%, reflecting an improvement in their bearing capacity with the addition of enzymes of a 3% average.

Keywords: soils; organic enzymes, plasticity, CBR test. Stabilized with organic enzymes

En el mundo entero los caminos rurales suelen construirse con materiales granulares o suelos naturales, que son menos estables en comparación con el hormigón rígido o los pavimentos asfálticos flexibles. La razón principal de esto es que estas carreteras están compuestas de partículas sueltas de diferentes tamaños, lo que les permite rodar o desplazarse entre sí. Según Cuitiño et al., [1] estos materiales tradicionales utilizados en la construcción de caminos rurales tienen una resistencia al corte relativamente baja, lo que resulta en fallas frecuentes cuando se someten a cargas pesadas.

Las enzimas orgánicas son compuestos orgánicos líquidos, inodoro, no tóxico y ecológicos, que influyen en las partículas más finas del suelo, produciendo una reducción de vacíos de aire y agua a través de un proceso catalítico y generando un efecto de cementación y compactación, provocando un aumento en la densidad del suelo, así como una mayor capacidad de carga [2].

La cuestión abordada por Kumar y Soni [3] se centra en las rutas y la sostenibilidad necesarias para el avance económico de una nación, indicando que, lograr un equilibrio entre el costo, el valor y la efectividad de las carreteras se ha convertido en una tarea formidable para las entidades públicas y privadas, particularmente en lo que respecta al cumplimiento de las regulaciones ambientales. Mientras tanto, Li et al., [2] destacan los crecientes gastos asociados con los estabilizadores de suelos convencionales. El agotamiento y el aumento de los costos de la grava y la arena, que se utilizan para modificar las características del suelo, se han convertido en una preocupación creciente.

Como sugieren Gul y Ahmed [4] la mejora y la rentabilidad de las carreteras se logra mediante la identificación e implementación de nuevos materiales. Al respecto, Armas et al., [5] explica que, para mejorar la estabilidad de suelos, se han sometido a pruebas una variedad de estabilizadores, incluidas opciones tanto inorgánicas como orgánicas, tanto en laboratorio como en campo. Según Sani et al., [6] la estabilización orgánica del suelo ha demostrado ser una técnica muy eficaz y económica para mejorar la calidad del suelo. Este método, introducido hace varios años, tiene como objetivo transformar suelos débiles en suelos que cumplan con requisitos específicos de proyectos de ingeniería. Las pruebas de laboratorio demuestran que un suelo en su estado natural puede presentar varios comportamientos como expansivo de alto a muy alto, provocando cambios volumétricos afectando la superficie de una estructura con presencia de deformaciones [6].

La utilización de enzimas como método para la estabilización orgánica, como lo sugiere Sani et al., [6], ha ganado popularidad en los últimos años debido a su rentabilidad y versatilidad en comparación con los estabilizadores tradicionales. Hallazgos prometedores de experimentos de laboratorio, como el estudio realizado por Karami et al., [7], respaldan aún más la eficacia de las enzimas como estabilizadores. De manera similar, Rauch et al., [8] observaron alteraciones consistentes y significativas en las propiedades de los suelos tratados.

Abou et al., [9], el desarrollo de métodos de bioestabilización con enzimas ha demostrado ser sostenible, ecológico y eficaz en el tratamiento del suelo, lo que lleva a la mejora del rendimiento geotécnico de los suelos. En una línea similar, Błońska et al. [10] se demostró una fuerte correlación entre la actividad enzimática y la cantidad de carbono orgánico disuelto (DOC) liberado por la basura en descomposición.

Con base en los fundamentos antes mencionados, la utilización de enzimas para la estabilización de suelos se propone como una solución rentable y respetuosa con el medio ambiente. Este enfoque mejora la estructura de los caminos sin pavimentar a través de reacciones químicas entre el agente estabilizador y los materiales del suelo [11], lo que resulta en una mejor capacidad de carga y densidad del suelo.

En la provincia de Manabí, Ecuador, faltan estudios de laboratorio que demuestren las ventajas del uso de enzimas orgánicas para la estabilización de suelos, a pesar del creciente reconocimiento de su potencial. En vista de esto, el propósito de esta investigación es evaluar cómo la adición de enzimas orgánicas afecta la capacidad de carga del material de préstamo. Se realizaron ensayos utilizando dos tipos de suelos arcillosos y arenosos, ambos individualmente y en proporciones variables (60-40 y 40-60) para manipular su plasticidad y observar la influencia de la plasticidad cuando se añadió un porcentaje fijo de enzimas orgánicas a todas las muestras, con el fin de determinar que cambios significativos se produjeron en la resistencia.

En la presente investigación se tomó muestras del sitio El Algodón (Junín -Manabí) y de un sitio donde por pericia se observa que existe mayor cantidad de suelos arcillosos, respetando las normativas desde la exploración de muestras del terreno, así como los ensayos de laboratorio, teniendo en cuenta las normas técnicas del Ministerio de Transporte y Obras Públicas [12].

El Eco-Zyme es un material atóxico fabricado mediante un proceso de fermentación natural utilizando azúcar y verduras. 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

Además, el aditivo que se utilizó es una enzima orgánica, caracterizada por su agradable aroma y tonalidad marrón. Creado mediante un proceso de fermentación natural que utiliza azúcar y vegetales, Eco-Zyme es una sustancia respetuosa con el medio ambiente. Cuando se combina con agua y se utiliza durante la compactación, Eco-Zyme funciona como agente cementante al unirse catalíticamente con los finos orgánicos del suelo. Debido a su seguridad, no se requieren equipos ni herramientas especializadas para su correcto manejo.

Una vez las muestras se encontraban en el laboratorio se realizó una caracterización del suelo utilizando el ensayo de Granulometrías finas según los establecido en la norma AASHTO T88 [13], ASTM - D422-63 [14]. Para identificar las propiedades del suelo se realizó el ensayo de Limite Líquido, Limite Plástico e Índice de plasticidad, de acuerdo a las normas ASTM D423-66 [15], AASHTO T89 [16], AASHTO T90 [17] y ASTM D4318-10 [18]. Por último, para determinar la densidad máxima seca y su porcentaje de humedad óptima de las muestras de suelo se utilizó el ensayo Proctor Modificado según las normas AASHTO T 180 [19] y ASTM D 1557 [20].

Se procedió a determinar la capacidad soportante del suelo CBR (California Bearing Ratio) de acuerdo a las normas AASHTO T 193-99 [21] y ASTM D 1883-21 [22], de cada una de las cuatro muestras con sus respectivas humedades óptimas, aplicando tres diferentes energías a cada molde con 11, 25 y 56 golpes, para posteriormente dejar los 12 moldes en inmersión durante 4 días.

La Tabla 1 representa los resultados obtenidos de cada muestra sin aditivos y de las muestras con las respectivas combinaciones de mezclas. Primero, se observa la muestra (A), un material granular proveniente del sitio El Algodón, la muestra (B) que corresponde a un material de subrasante procedente de la ciudad de Portoviejo, el material (C) que corresponde a la mezcla que contiene 60% de material (A) y 40% de material (B) y el material (D) que contiene 40% de material (A) y 60% de material (B). Luego, los cuatro materiales se clasificaron en SM (arena limosa), ML (limo inorgánico, limo arenoso), SM (arena limosa) y CL (arcilla inorgánica de plasticidad baja o media) según las tablas de plasticidad y métodos SUCS presentadas respectivamente; los suelos se clasifican en A-2-4 a A-4 según el método AASTHO. Además, en la Figura 1 se detallan las distribuciones granulométricas de los 4 materiales.

Tabla 1. Resultados de la caracterización geotécnica de los suelos y sus combinaciones

Parámetros		Material (A) Algodón	Material (B)	Material (C) Mezcla (A60%)/(B40%)	Material (D) Mezcla (A40%)/(B 60%)
Límite líquido (%)		24,77	39,14	25,27	28,57
Límite plástico (%)		21,98	29,98	21,55	22,75
Índice de plasticidad (%)		2,79	9,16	3,73	5,82
Porcentaje de finos (%)		31,56	87,07	39,04	53,8
Clasificación granulométrica	SUCS	SM	ML	SM	ML/CL
	AASTHO	A-2-4	A-4	A-4	A-4
Densidad máxima seca (Kg/m ³)		1888	1629	1803	1525

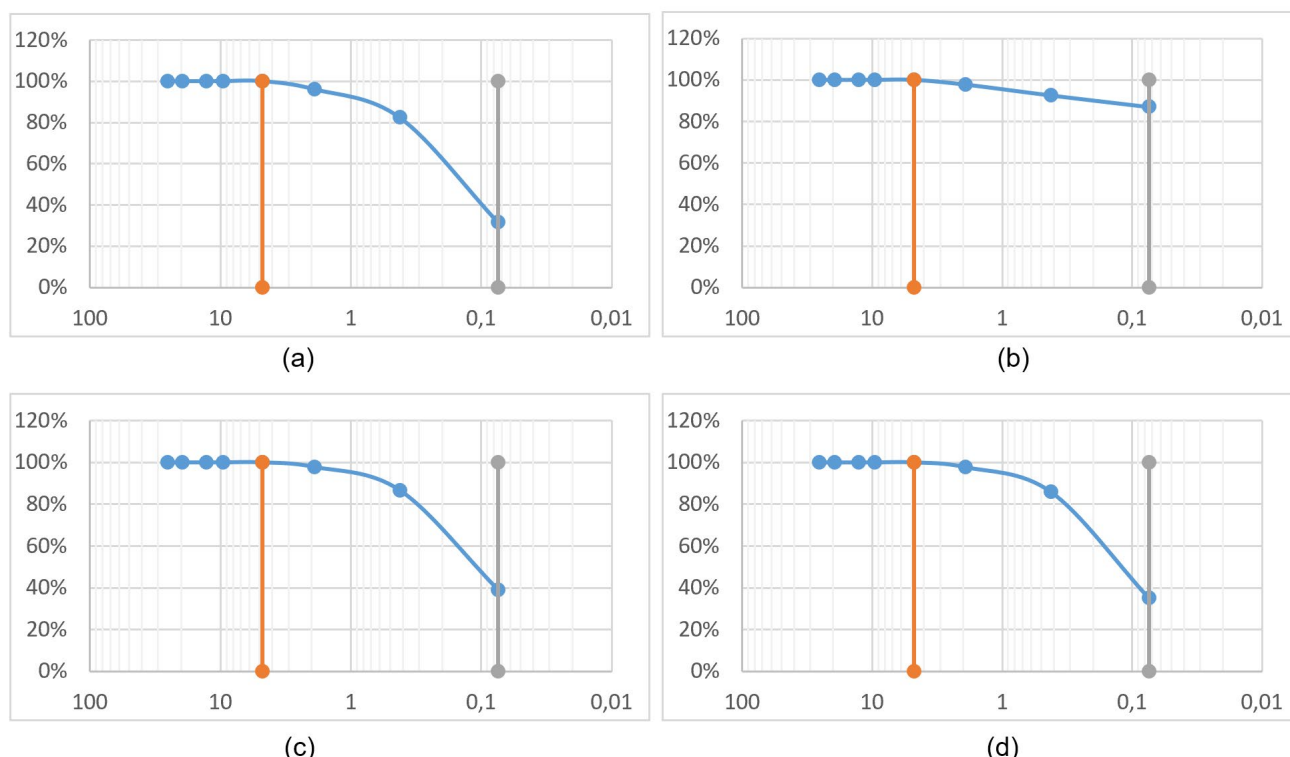


Figura 1. Curva granulométrica, (a) Material A, (b) Material B, (c) Material C y (d) Material D

3. RESULTADOS

Las mediciones del CBR de las 4 muestras en su estado natural se detalla en la Tabla 2.

Tabla 2: Resultado de % CBR de las 4 muestras sin aplicación de aditivo.

Resultados				
Parámetros	Material (A) Algodón	Material (B)	Material (C) Mezcla (A60%)/(B40%)	Material (D) Mezcla (A40%)/(B 60%)
CBR (%) SIN ENZIMA	35,81	4,18	8,66	6,46

Se puede observar que el material granular (A) cuyo índice de plasticidad es de 2.79 % aporta un CBR de 35.81%, el material de subrasante (B) cuya plasticidad tiene un 9.16% posee un CBR de 4.18% lo cual se lo considera como “pobre”, las mezclas de estos dos materiales en porcentajes de 60%-40% y 40%-60% dan como resultado un CBR de 8.66% y 6.46% respectivamente considerando estas mezclas según su clasificación como subrasante regular.

Al clasificar de acuerdo al valor del porciento de CBR de estas subrasantes, se adaptó la Norma Técnica de Perú [23], mismo que toma como valor para clasificación el CBR de S0 como muy pobre hasta S4 considerándola una subrasante muy buena, siendo la S su designación y los números su valor indicando.

3.1. Estabilización Con Enzimas

Para la experimentación con enzimas se tomó como referencia el trabajo de Tuárez [24], en la presente investigación se utilizó el 0,27% de enzima con relación a la humedad óptima del material para cada tipo de suelo con diferentes plasticidades como se muestra en la figura 2.

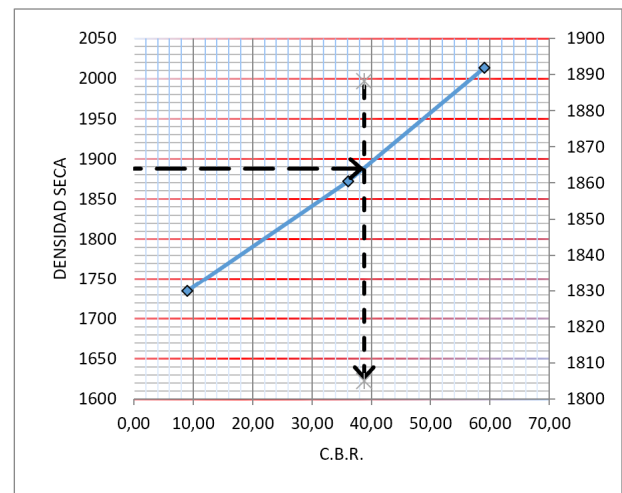
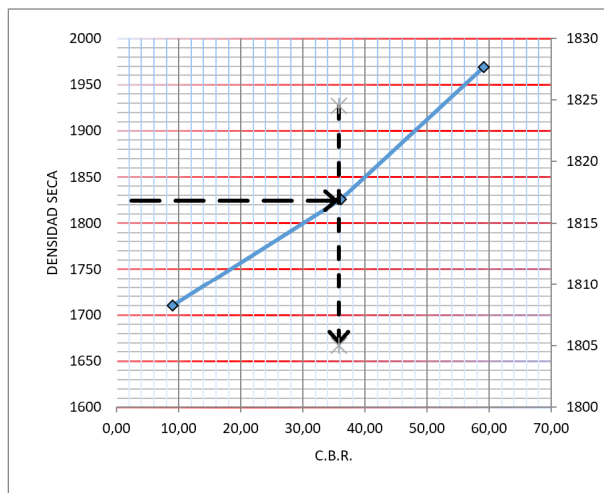


Figura 2. Mezcla de enzimas con el material granular y su respectivo ensayo de proctor.

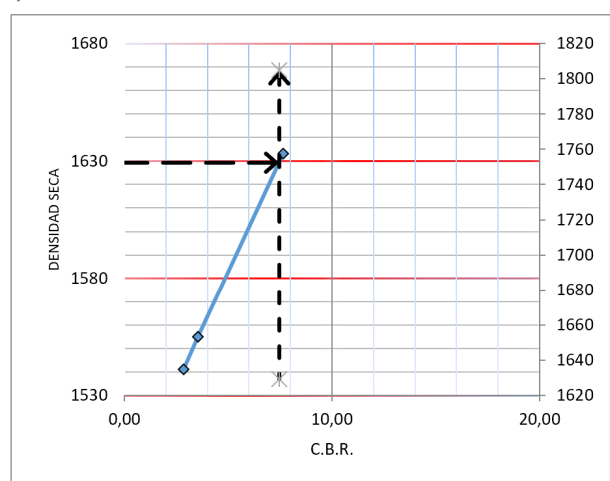
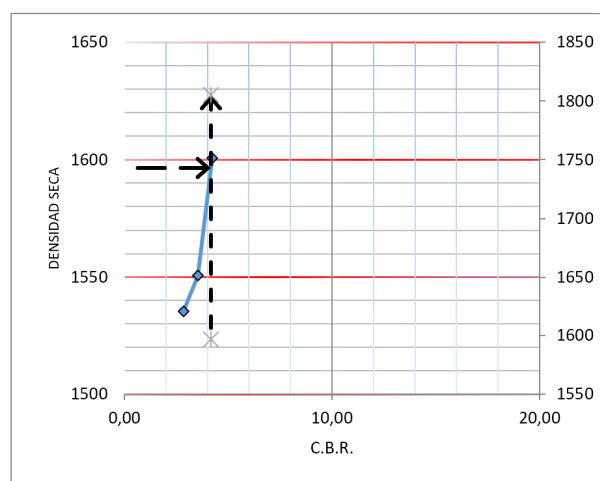
Los resultados de la Figura 3 y 4 demostraron que, en todas las muestras donde se aplicó el aditivo se obtuvieron valores superiores de CBR, siendo así que para el material (A) se visualizó un aumento de 2.98%, en el material (B) un 3.3% y en las mezclas de estos dos materiales en porcentajes de 60%-40% y 40%-60% se obtuvo un incremento de 1.82% y 1.91% respectivamente, lo cual se detalla de mejor manera en la Tabla 3.

Tabla 3: Resultados comparativos de capacidad portante con el incremento de aditivo (Enzima).

Resultados				
Parámetros	Material (A) Algodón	Material (B)	Material (C) Mezcla (A60%)/(B40%)	Material (D) Mezcla (A40%)/(B 60%)
CBR (%) SIN ENZIMA	35,81	4,18	8,66	6,46
CBR (%) CON ENZIMA	38,79	7,46	10,48	8,37
Incremento de CBR (%)	8,3	79,3	21,0	29,6



(a)



(b)

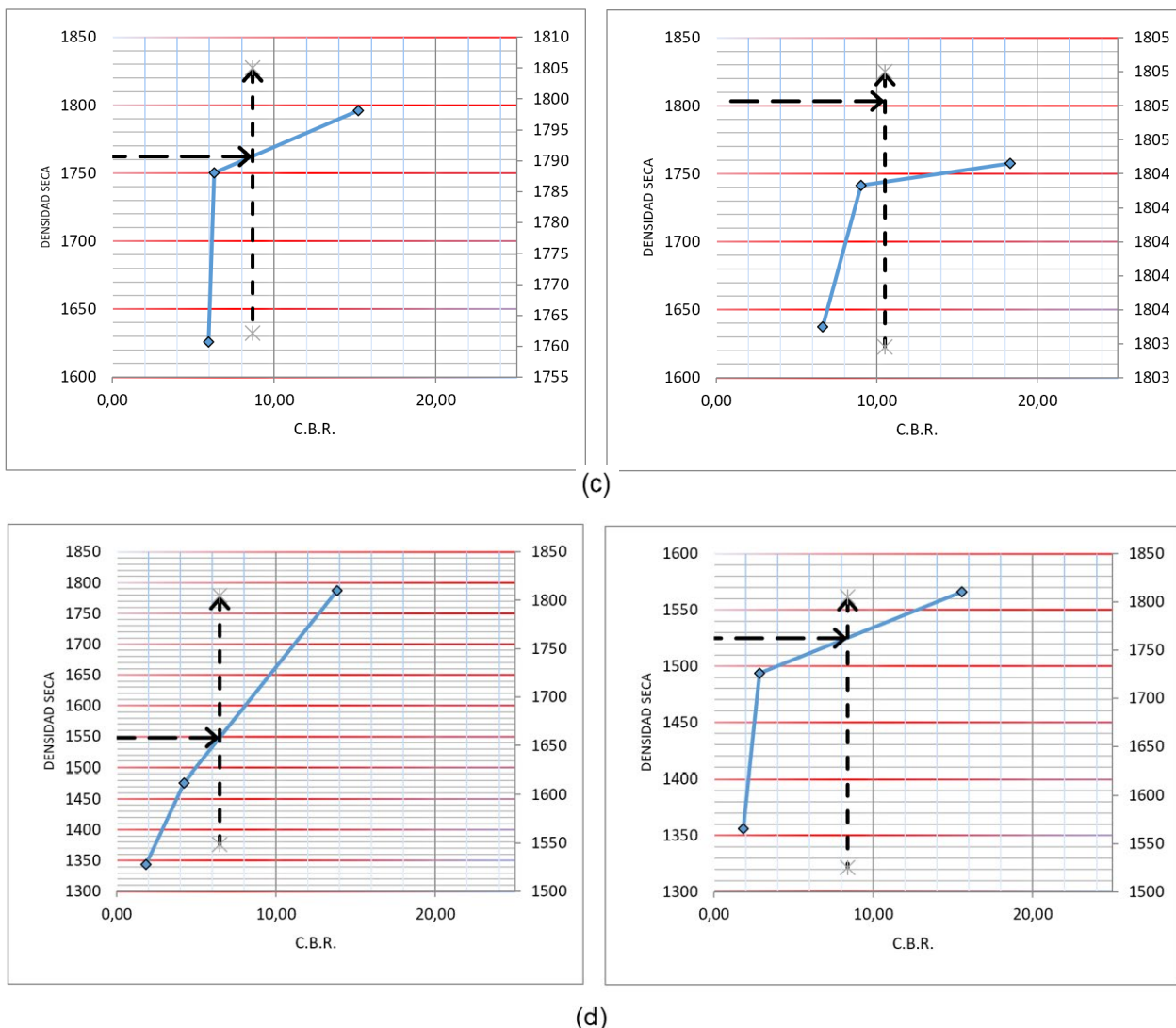


Figura 3. Curvas de CBR sin/con enzima, (a) Material A, (b) Material B, (c) Material C y (d) Material D

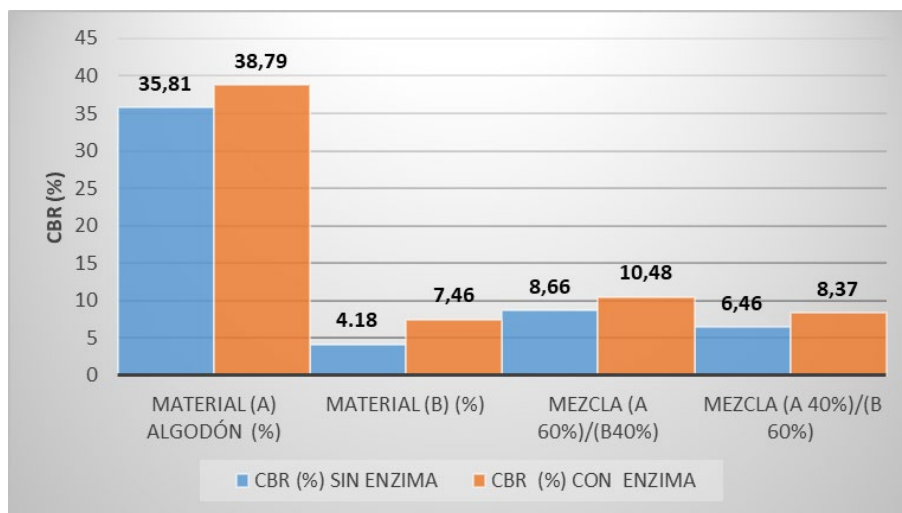


Figura 4. CBR sin/con enzima

Por otro lado, al examinar el Material (B), se observó que la resistencia aumentó después de la aplicación del aditivo, ya que el (CBR) pasó de 4,18% en su estado natural a 7,46% una vez estabilizado. Esto indica que el aditivo tuvo un impacto positivo, lo que resultó en una mejora de la calidad de la subrasante del tipo S1 (Pobre) a S2 (Regular) como se muestra en la (Tabla 3). Este es un resultado significativo, especialmente considerando que las subrasantes con valores de CBR inferiores al 5% se consideran las más pobres. Además, el Material D (mezcla 40%-B 60%) también mostró una mejora notable en el CBR, aumentando de 6,46% a 8,37% con el aditivo. Esto provocó que la calidad de la subrasante no varíe manteniéndose del tipo S2. Por último, aunque las dos muestras restantes mostraron un aumento en CBR debido al aditivo, la calidad de la subrasante se mantuvo sin cambios. El Material A mantuvo su clasificación tipo S4, mientras que el Material C (mezcla A 60%-B 40%) varió de tipo S2 (Regular) a S3 (Buena)

4. CONCLUSIONES

En la presente investigación se experimentó con una enzima orgánica aplicada sobre dos tipos de suelos arcillosos y arenosos del sitio El Algodón (Junín - Manabí) ambos individualmente y en proporciones variables, teniendo un total de 4 muestras que se denominaron Material (A), Material (B), Mezcla A60%-B40% y Mezcla A40%-B60%, los cuales con una plasticidad de 2.79, 9.16, 3.73 y 5.82 respectivamente, se clasificaron como tipo SM (Arenas limosas), ML (limos inorgánicos, limos arenosos), SM (Arenas limosas) y ML/CL (arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad) respectivamente.

Los resultados demostraron que el aditivo produjo cierto aumento general en la resistencia a %CBR, no obstante, las muestras con mejor resultados fueron la de suelos finos (Material B y Mezcla A40%-B60%) donde se obtuvo un incremento del 79% y 29% respectivamente, comparado con el valor del CBR a la muestra sin enzima.

Entre las recomendaciones sugeridas en este trabajo se establece que para determinar el porcentaje óptimo de enzimas orgánicas para mejorar las propiedades mecánicas de los suelos finos utilizados como subrasante en la construcción de infraestructura vial, es necesario realizar investigaciones adicionales con porcentajes de dosificación más altos a la presente. Esto mejorará significativamente las características de los suelos finos y proporcionará una base para la mejora del suelo en varios tipos de proyectos de construcción de carreteras.

Del mismo modo, es imperativo realizar una evaluación de las implicaciones económicas y ambientales asociadas con la utilización de enzimas orgánicas en comparación con las técnicas tradicionales de estabilización de suelos

1. M. Cuitiño, R. Rotondaro y A. Esteves, «Análisis comparativo de aspectos térmicos y resistencias mecánicas de los materiales y los elementos de la construcción con tierra,» *Revista de Arquitectura*, vol. 11, 2020.
2. Z. Li, S. Wu, Y. Liu, Q. Yi, A. Nguyen, Y. Ma, M. You, T. Hall, Y. Chan y L. Huang, «Plant biomass amendment regulates arbuscular mycorrhizal role in organic carbon and nitrogen sequestration in eco- engineered iron ore tailings,» *Geoderma*, vol. 428, nº 116178, pp. 78-105, 2022.
3. Kumar, A; Soni, D, «Effect of calcium and chloride based stabilizer on plastic properties of fine grained soil,» *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, vol. 12, nº 5, pp. 537-545, 2019.
4. N. Gul y M. Ahmed, «Influence of glass fiber and cement kiln dust on physicochemical and geomechanical properties of fine-grained soil,» *Innovative Infrastructure Solutions*, vol. 7, nº 344, pp. 1-18, 2022.
5. Y. Armas, J. Arroyo y S. Pérez, «Uso de estabilizadores de suelo: Una revisión del impacto al corte y asentamiento,» *Avances Investigación en Ingeniería*, vol. 19, nº 1, pp. 203-212, 2022.
6. W. Sani, M. Mohamed, N. Khalid, H. Nor, M. Hainin, G. Giwangkara y N. Mashros, «Improvement of CBR value in soil subgrade using garnet waste,» In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, vol. 527, nº 1, p. 012060, 2019.
7. H. Karami, J. Pooni, D. Robert, S. Costa, J. Li y S. Setunge, «Use of secondary additives in fly ash based soil stabilization for soft subgrades,» *Transportation Geotechnics*, vol. 29, nº 100585, pp. 213-220, 2021.
8. A. Rauch, J. Harmon, L. Katz y H. Liljestrand, «Measured Effects of Liquid Soil Stabilizers on Engineering Properties of Clay,» *Transportation Research Record*, vol. 1787, nº 1, pp. 33-41, 2002.
9. Almajed, M. Lateef, A. Moghal y K. Lemboye, «State-of-the-art review of the applicability and challenges of microbial-induced calcite precipitation (MICP) and enzyme-induced calcite precipitation (EICP) techniques for geotechnical and geoenvironmental applications,» *Crystals*, vol. 11, nº 4, 2021.
10. E. Błórska, W. Piaszczyk, K. Staszczel y J. Lasota, «Enzymatic activity of soils and soil organic matter stabilization as an effect of components released from the decomposition of litter,» *Applied Soil Ecology*, vol. 157, 2021.
11. W. Guthrie, D. Simmons y D. Eggett, «Enzyme stabilization of low-volume gravel roads,» *Transportation Research Record*, vol. 2511, nº 1, pp. 112-120, 2015.
12. MOP-001-F 2002, «Especificaciones técnicas. Capítulo 400 Estructuras del pavimento-sección 402-9. Estabilización de sub-brasante con Enzimas orgánicas,» 2002.
13. AASHTO T88, «Standard Method of Test for Particle Size Analysis of Soils,» 2010.
14. ASTM - D422-63, «Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils,» 2007.
15. ASTM D423-66, «Method of Test for Liquid Limit of Soils (Withdrawn 1982),» 1972.
16. AASHTO T89, «Standard Method of Test for Determining the Liquid Limit of,» 2010.
17. AASHTO T90, «Standard Method of Test for Determining the Plastic Limit and Rock Building, Book of Standards,» 2000.
18. ASTM D4318-10, «Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils,» 2010.
19. AASHTO T180-01, «Standard Method of Test for Moisture-Density Relations of Soils,» 2010.
20. ASTM D 1557, «Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil,» 2009.
21. AASHTO T 193 -99, «Standard Method of Test for The California Bearing Ratio,» 2003.
22. ASTM D1883-21, «Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory- Compacted Soils,» 2016.
23. Normas Técnicas de Perú, «Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito,» 2008.
24. Tuárez y E. Piusseaut, «Estabilización De Suelos Arcillosos Con Enzima,» *Revista ciencia y construcción*, vol. 4, nº 2, pp. 82-90, 2023.
25. Jácome-Macías, G. A., & Ortiz-Hernández, E. H., «Estabilización de un suelo de subrasante de carretera con el sistema Consolid,» *Revista Científica INGENIAR: Ingeniería, Tecnología e Investigación*, vol. 5, nº 10, pp. p. 2-13, 2022.
26. E. H. O. M. E. H. O. S. L. K. M. & d. C. R. P. Hernández, Behavior of clayey soil existing in the portoviejo canton and its neutralization characteristics, vol. 2454, *Journal of College and University*, 2017, p. 2261.

Modelo Para La Gestión De La Conservación Vial Del Paso Lateral “Manabí Guillem Vélez” En La Ciudad De Portoviejo , Manabí, Ecuador

Model For The Management Of Road Conservation Of The “Manabí Guillem Vélez” Side Pass In The City Of Portoviejo Manabí-Ecuador

Autores

Ramón Gonzalo Álava¹ ,Francisco Roberto Vélez Pico²

¹Ingeniero Civil. Universidad Técnica de Manabí (UTM). Estudiante de la Maestría en Ingeniería Civil, Mención Vialidad, e-mail: gonzo33.33@hotmail.com

²Ingeniero Civil. Universidad Técnica de Manabí (UTM). Magister en Construcciones Viales, e-mail: robertovelezpico1966@gmail.com

RESUMEN

Se presentan los resultados de la investigación realizada para planificar un sistema de gestión de pavimentos para el mantenimiento de la red vial del paso lateral “Manabí Guillem Vélez” de pavimento flexible de la ciudad de Portoviejo, provincia de Manabí, desde la abscisa 0+000 hasta la abscisa 7+400, utilizando el Método del PCI. El objetivo principal fue obtener información sobre la condición del pavimento flexible existente en esta sección de la carretera. El proceso de aplicación del método PCI consistió primero en recopilar información en la zona de estudio, identificando fallas, cantidades y sus respectivas severidades. Luego, se calculó el valor del PCI para las 3 unidades de muestra seleccionadas y para toda la sección de estudio, abarcando una longitud de 7.400 metros. El resultado obtenido fue un valor de PCI de 67, clasificando la condición operacional como Regular. Finalmente, se presentó una matriz de intervención propuesta para cada tipo de falla identificada en la zona de estudio, junto con los resultados del análisis e interpretación de datos.

Palabras clave: Evaluación, pavimento flexible, Método PCI, carretera, Evaluación de fallas.

ABSTRACT

The results of the research carried out to plan a pavement management system for the maintenance of the road network of the “Manabí Guillem Vélez” lateral pass of flexible pavement in the city of Portoviejo, province of Manabí, from the abscissa 0+000 to the abscissa 7+400, using the PCI Method. The main objective was to obtain information about the condition of the existing flexible pavement in this section of the road. The process of applying the PCI method consisted first of collecting information in the study area, identifying failures, quantities and their respective severities. Then, the PCI value was calculated for the 3 selected sample units and for the entire study section, covering a length of 7,400 meters. The result obtained was a PCI value of 49, classifying the operational condition as Regular. Finally, a proposed intervention matrix was presented for each type of failure identified in the study area, along with the results of the data analysis and interpretation.

Keywords: Evaluation, flexible pavement, PCI Method, highway, Failure evaluation.

Nota Editorial: Recibido: Abril 2024 Aceptado: Mayo 2024

1. INTRODUCTION

Preservar la adecuada condición de la infraestructura vial resulta crucial para prevenir costos adicionales en la operación del transporte de personas y mercancías. Un país que permita el deterioro de su red vial enfrentará costos adicionales en el funcionamiento de vehículos, los cuales podrían oscilar entre el 1% y el 3% de su producto interno bruto nacional [1, 2]. Las actividades requeridas para la rehabilitación de las estructuras de pavimento se hacen más complejas, en la medida que se deterioran a causa de los efectos ambientales y el tránsito [3]. La correcta rehabilitación de las vías permite promover un desarrollo social y económico de calidad para sus habitantes.

Con el paso del tiempo las vías de comunicación se van deteriorando, evidenciándose de forma visible en la superficie de rodadura, aunque, también se debilita el resto de la estructura [4]. Ante estas condiciones, la correcta planificación de un sistema de gestión para la realización del mantenimiento resulta imprescindible, si además se quiere realizar un proceso eficiente, económico y que alargue la vida útil de la infraestructura vial [5].

Un sistema para la gestión del mantenimiento consiste en evaluar la funcionalidad y la estructura de la vía y en dependencia de este diagnóstico planificar la secuencia de trabajo para intervenir en la vía o en la red vial, estableciendo diferentes niveles de severidad y prioridad para la ejecución de los trabajos. Esta programación tiene como objetivo principal: desarrollar criterios para la toma de decisiones para el mantenimiento de la vía, a partir de los costos aprobados para su ejecución.

El método utilizado en el Ecuador actualmente para el análisis de las vías es el método PCI (Índice de Condición del Pavimento), el cual constituye la metodología más completa partiendo del conocimiento de fallas, las mismas que van en función de su clase, severidad y cantidad o densidad. En el país, para hacer uso de este método, es necesario basarse en experimentaciones de Estados Unidos, lo cual no resulta ser lo adecuado desde la perspectiva de quien investiga, debido a las diferencias en aspecto ambiental y constructivo del país de origen de la metodología con el Ecuador. La metodología PCI posee un análisis de valores deducidos de cada falla, los cuales son muy estrictos, pues el índice de servicio del pavimento en Estados Unidos busca vías en condiciones óptimas y no con una realidad ecuatoriana en donde influyen factores económicos.

El propósito de este proyecto es instaurar un Sistema de Gestión de Pavimentos para la planificación de diversas intervenciones de mantenimiento en la red vial del paso lateral "Manabí Guillem Vélez" en la ciudad de Portoviejo. En este contexto, se busca evaluar la salud de la red vial mediante el diagnóstico de deterioros utilizando la metodología PCI para pavimentos flexibles. En conclusión, la implementación de este Sistema de Gestión de Pavimentos facilitará la toma de decisiones adecuadas para el mantenimiento de la red vial.

2. DESARROLLO

El PCI constituye la metodología más completa para la evaluación y calificación objetiva de pavimentos flexibles y rígidos dentro de los modelos de gestión vial disponibles en la actualidad. La metodología es de fácil implementación y no requiere de herramientas especializadas [6]. Con la información de campo obtenida durante la auscultación vial y siguiendo la metodología indicada para cada tipo de pavimento, se calcula un índice que cuantifica el estado en el que se encuentra, es decir, señala si el pavimento está fallado, si es malo, muy malo, regular, bueno, muy bueno o excelente.

Dentro de la metodología para la determinación del PCI se utilizan hojas de datos de campo, en las cuales se registra la información obtenida durante la inspección visual, como fecha, ubicación, tramo, sección, tamaño de la unidad de muestra, tipos de fallas, niveles de severidad, y cantidades. Existe un formato diferente para cada tipo de pavimento. [2] desarrollaron un formato para la evaluación del pavimento flexible y rígido los cuales fueron empleados en esta investigación. Para el pavimento articulado se desarrolló un formato de acuerdo con las necesidades de campo, entre otros, el área de la zona de inspección, tipo de deterioro, área de influencia de cada deterioro, etc. Se utiliza un odómetro manual para medir distancias en calles, carreteras, caminos; una regla o cordel para medir la deformación longitudinal y transversal del pavimento en estudio; conos de seguridad vial para aislar el área de calle en estudio, ya que el tráfico representa un peligro para el personal que realiza la inspección; y un plano donde se encuentra ubicada cada zona de inspección a ser evaluada.

Zona de estudio

La zona de estudio se encuentra dentro de la ciudad de Portoviejo (ver Fig. 1) y engloba vías de pavimento flexible que corresponden al paso lateral Manabí Guillem Vélez, es esencial considerar la ubicación geográfica, el clima y la intensidad del tráfico al planificar intervenciones en el pavimento. Factores como la climatología pueden influir en la durabilidad del pavimento, mientras que la intensidad del tráfico puede afectar la velocidad de deterioro de la carretera.

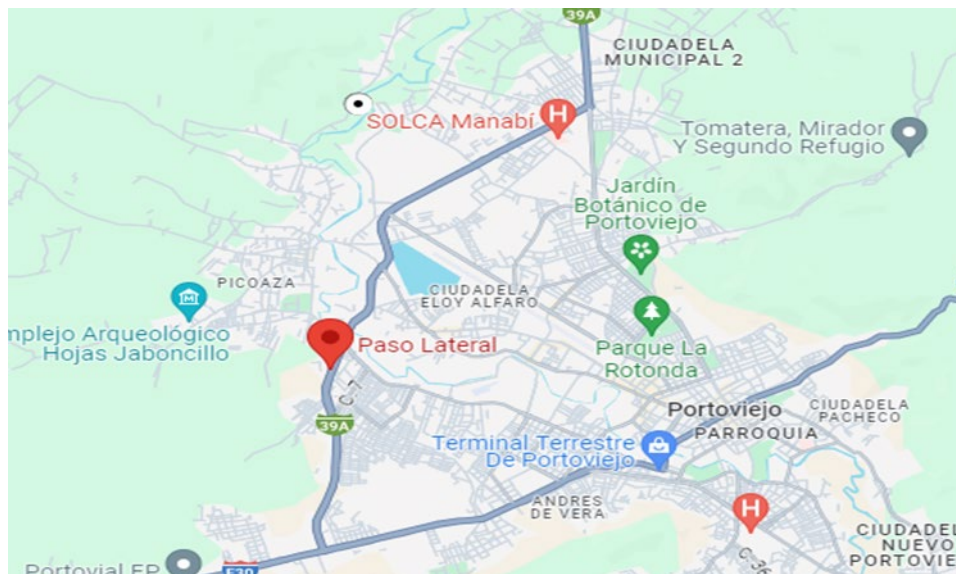


Figura 1. Mapa que representa la ubicación del paso lateral Manabí Guillem Vélez

El PCI se constituye en la metodología más completa para la evaluación y calificación objetiva de pavimentos flexibles y rígidos, dentro de los modelos de gestión vial disponibles en la actualidad. La metodología es de fácil implementación y no requiere de herramientas especializadas. Con la información de campo obtenida durante la auscultación vial y siguiendo la metodología indicada para cada tipo de pavimento, se calcula un índice que cuantifica el estado en el que se encuentra, es decir, señala si el pavimento está fallado, si es malo, muy malo, regular, bueno, muy bueno o excelente [6]. La investigación recorre cada tramo de vía permitiendo determinar el tipo de deterioro existente para cada clase de pavimento.

3. MATERIALES Y MÉTODOS

Existe un formato diferente para cada tipo de pavimento. [2] desarrollaron un formato para la evaluación del pavimento flexible y rígido los cuales fueron empleados en esta investigación. Según [7], para el pavimento articulado se desarrolló un formato de acuerdo con las necesidades de campo, entre otros, el área de la zona de inspección, tipo de deterioro, área de influencia de cada deterioro, etc. Se utiliza un odómetro manual para medir distancias en calles, carreteras, caminos; un regla o cordel para medir la deformación longitudinal y transversal del pavimento en estudio; conos de seguridad vial para aislar el área de calle en estudio, ya que el tráfico representa un peligro para el personal que realiza la inspección; y un plano donde se encuentra ubicada cada zona de inspección a ser evaluada.

Índice de condición del pavimento

El índice de condición del pavimento para los pavimentos flexible y rígido, PCI, es un índice numérico que varía desde cero (0) hasta cien (100) (ver Tabla 1), mientras que, para el pavimento articulado, el PCI es un número entero que varía en una escala de uno a cinco.

Tabla 1: Valores de calificación

ESCALA DE RANGO PCI	
100	EXCELENTE
85	MUY BUENO
70	BUENO
55	POBRE
40	MUY POBRE
25	SERIO
10	FALLIDO
0	

Cálculo del PCI para pavimentos flexible -Cálculo de valores deducidos

El valor deducido para cada tipo de daño se obtiene a través de las curvas de “Valor Deducido de Daño”, desarrollado por el Centro de Ingeniería de la Fuerza Aérea de los EE. UU, donde la densidad de daño es obtenida de la división de cada daño para el área total de muestreo.

Cálculo del número máximo admisible de valores deducidos.

Para valores deducidos mayores a dos se usará el valor deducido total (suma de valores deducidos); caso contrario, se determina el número máximo de valores deducidos mediante la ecuación 1.

$$mi=1.00+995*(100-HDVi) \quad (1)$$

Donde *mi* es el número máximo de valores deducidos para la unidad de muestra y *HDVi* el valor deducido individual para las unidades de muestreo.

El máximo valor deducido corregido es el mayor de los valores obtenidos en este proceso de iteración.

Cálculo del máximo valor deducido corregido

Los valores deducidos mayores a dos y el valor deducido total permiten obtener el valor deducido corregido, este proceso se repite hasta que los valores sean iguales a 1. El máximo valor deducido corregido es el mayor de los valores obtenidos en este proceso de iteración.

4. RESULTADOS Y DISCUSIONES

La evaluación detallada de los niveles de servicio de las vías es crucial para garantizar la seguridad y eficiencia del transporte, así como para planificar intervenciones y mejoras en la infraestructura vial. En la Tabla 2, se proporciona una visión general de los niveles de servicio de los tramos de inspección de la carretera "Manabí Guillem Vélez", considerando tanto el costado derecho como el costado izquierdo de la vía. Estos datos son fundamentales para comprender el estado actual de la carretera y orientar las decisiones relacionadas con su mantenimiento y mejora.

La carretera "Manabí Guillem Vélez" es de pavimento flexible y fue dividida en 3 tramos de inspección. Al analizar las diferentes fallas observadas en la figura 2, como fallas longitudinales, piel de cocodrilo, ahuellamiento y abultamiento, se obtiene una comprensión más detallada de la condición del pavimento flexible. Cada tipo de falla puede tener implicaciones específicas en términos de seguridad vial y durabilidad de la carretera. Este análisis detallado permite identificar áreas específicas que requieren atención y posibilita la aplicación de tratamientos específicos para abordar cada tipo de defecto.



Figura 2. Fallas detectadas durante la inspección visual en el pavimento flexible del paso lateral Manabí
Guillem Vélez

Las fisuras o grietas longitudinales y la piel de cocodrilo indican fallos en la capa superficial del pavimento, mientras; mientras que el ahuellamiento y abultamiento sugieren que existen problemas estructurales de deformación en el pavimento. Al comprender estas fallas, se puede diseñar un plan de gestión adecuado que incluya tratamientos específicos para mejorar la vida útil del pavimento y garantizar un nivel de servicio óptimo.

En el primer tramo, que abarca desde la Abcisa 0+000 hasta el 3+250, se observa una diferencia en los valores de PCI entre el costado derecho e izquierdo. El costado derecho presenta una condición de pavimento calificada como "Bueno" con un PCI de 68, mientras que el costado izquierdo exhibe un estado de pavimento clasificado como "Muy Bueno" con un PCI más alto de 82. Esta disparidad sugiere variaciones en la calidad del pavimento entre ambos lados, lo que podría deberse a factores como la intensidad del tráfico o la exposición a condiciones climáticas específicas.

En el segundo tramo, que abarca desde el 3+250 hasta el 4+400, se destaca un rendimiento sobresaliente en el costado derecho, con un PCI de "Excelente" y un valor de condición del pavimento de 94. Por otro lado, el costado izquierdo muestra un PCI de "Muy Bueno" con un valor de condición de 85. Aunque ambos lados presentan condiciones aceptables, es evidente que el costado derecho experimenta una calidad superior en comparación con el izquierdo.

Finalmente, en el último tramo, que se extiende desde la abscisa 4+400 hasta el 7+400, ambos costados exhiben un rendimiento excelente. Tanto el costado derecho como el izquierdo presentan valores de PCI clasificados como "Excelente", con 89 y 92 respectivamente. Estos resultados indican una calidad uniformemente alta del pavimento en este tramo, lo que sugiere un buen mantenimiento o una construcción inicial sólida.

El nivel de servicio promedio registrado fue de 67/100, proporcionando una medida cuantitativa de la calidad y eficiencia del pavimento en estos tramos específicos. Este indicador, calculado a partir de diversos parámetros, refleja la capacidad de la carretera para satisfacer las demandas del tráfico, la comodidad del usuario y otros criterios de desempeño establecidos.

Tabla 2: Valores de PCI para tramos de vías seleccionada

Sección	Daño y Severidad	PCI	Condición funcional
0+000	10 L	88	MUY BUENO
0+700	15 M		
0+700	13 H	47	POBRE
	1H		
1+400	15 H		
1+400	17 L	62	REGULAR
	10 L		
	15 M		
	1M		
	4 H		
	17 M		
	15 L		
2+100	1H		
2+100	1M	83	MUY BUENO
2+800	15 M		
2+800	10 L	82	MUY BUENO
	4M		
3+500	1 M		
3+500		100	EXCELENTE
4+200			
4+200	15 M	82	EXCELENTE
4+900	1 M		
4+900	13 H	62	POBRE
5+600	17 M		
5+600	13 M	84	MUY BUENO
6+300	10 M		
6+300	10 M	86	MUY BUENO
7+000			
7+000	4 M	82	MUY BUENO
7+400	10 L		

Para una gestión efectiva del mantenimiento vial, es fundamental considerar los valores de PCI por tramos y el promedio, junto con el análisis de las fallas observadas en la carretera, como fisuras longitudinales, piel de cocodrilo, ahuellamiento y abultamiento. Al integrar esta información, se pueden desarrollar estrategias específicas para abordar las áreas con PCI más bajo y atender las fallas identificadas, contribuyendo así a la prolongación de la vida útil del pavimento y garantizando un nivel de servicio óptimo para los usuarios de la vía.

La asignación de tratamientos específicos a la vía "Manabí Guillem Vélez" es un componente crucial del proceso de gestión de pavimentos, ya que cada tratamiento no solo tiene implicaciones directas en la calidad del pavimento, sino que también está asociado con costos que impactan el presupuesto general. La determinación de los tratamientos se ha llevado a cabo meticulosamente, considerando tanto los costos locales del Cantón Portoviejo como la experiencia y criterios de expertos en la gestión de pavimentos.

En función del Índice de Condición del Pavimento (PCI) obtenido durante el levantamiento de campo, se han establecido clasificaciones para orientar la selección de tratamientos. Cuando el PCI indica una condición funcional "Muy Bueno", se recomienda la implementación de tratamientos preventivos. Estos tratamientos tienen como objetivo conservar la calidad del pavimento y prevenir la aparición de fallas significativas. La ejecución de tratamientos preventivos en este escenario específico busca mantener el buen estado del pavimento, maximizando así su vida útil y reduciendo los costos a largo plazo.

En contraste, cuando la condición funcional se clasifica como "Pobre", la intervención necesaria es la rehabilitación. Este tipo de tratamiento implica acciones más extensivas, destinadas a corregir y restaurar el pavimento en áreas donde se ha deteriorado significativamente. La rehabilitación es esencial para devolver la funcionalidad y seguridad a tramos de la vía que presentan un estado preocupante.

Para aquellos tramos con una condición funcional calificada como "Regular", se sugiere la aplicación de tratamientos de recapeo. Estos tratamientos implican la colocación de una nueva capa de asfalto sobre la superficie existente, mejorando la rugosidad y la apariencia del pavimento. El recapeo es una estrategia efectiva para abordar desgastes moderados y proporcionar una capa de protección adicional.

Tabla 4: Recomendaciones de tipo de tratamiento por secciones

SECCIÓN	TRATAMIENTOS	RECOMENDACIONES
0+000 a 0+700	Mantenimiento preventivo	En esta sección se tiene un valor de PCI de 98, con una condición excelente, se recomienda realizar un mantenimiento preventivo, para de esta manera prolongar la vida útil del pavimento, en caso de fisura longitudinal realizar un sello de grietas y para el ahuellamiento con severidad (M), un recapeo.
0+700 a 1+400	Rehabilitación	La recomendación para la sección según los tipos de fallas en el pavimento nos da un rango PCI 47 , según el tipo de condición funcional (Pobre),se recomendaría realizar un tipo de mantenimiento de Rehabilitación (Rehabilitation), al tener una falla de ahuellamiento, baches y piel de cocodrilo de severidad (H) (alta),aquí se puede ocasionar daño en el pavimento y en algunos casos en la estructura, se recomienda realizar técnicas de tratamientos como perfilado en frío y un recapeo con mezcla en caliente.
1+400 a 2+100	Recapeo	Para esta sección con un valor de PCI de 62, tendremos una condición funcional de tipo Pobre, lo que se recomienda realizar un bacheo o recapeo según el tipo de falla fisura de deslizamiento y baches con severidad M, ya que se tiene un nivel considerado de daño en la carpeta asfáltica, dependiendo el tipo de severidad presente se debe hacer un recapeo o bacheo (mezcla en frío o en caliente)
2+100 a 2+800	Mantenimiento correctivo	Para la sección, se tiene un valor de PCI de 83 con una condición funcional de MUY BUENO, en esta sección se tiene una falla tipo ahuellamiento y piel de cocodrilo de severidad (M), con lo que se considera realizar un mantenimiento correctivo para ser reparado a tiempo y evitar sobrecostos de mantenimiento.
2+800 a 3+500	Mantenimiento correctivo	Para la sección, se tiene un valor de PCI de 82 con una condición funcional de MUY BUENO, en esta sección se tiene una falla piel de cocodrilo de severidad (M), con lo que se considera realizar un mantenimiento correctivo para ser reparado a tiempo y evitar sobrecostos de mantenimiento y para la falla de piel de cocodrilo realizar un sello de grietas.
3+500 a 4+200	Mantenimiento correctivo	Esta sección al momento de la inspección y levantamiento de información en campo se tiene que el pavimento se encuentra en perfecto estado y no se encontró fallas en el pavimento, pero de igual manera se recomienda la realización de trabajos de mantenimiento preventivo para lograr una mejor vida al pavimento y de esta manera retrasar el daño progresivo del mismo, se puede realizar trabajos de mantenimiento rutinario, como trabajos elementales como limpieza de cunetas y alcantarillas, corte de ramas entre otros
4+200 a 4+900	Mantenimiento correctivo	Para la sección, se tiene un valor de PCI de 82 con una condición funcional de MUY BUENO, en esta sección se tiene una falla tipo ahuellamiento Y piel de cocodrilo de severidad (M), con lo que se considera realizar un mantenimiento correctivo para ser reparado a tiempo y evitar sobrecostos de mantenimiento.
4+900 a 5+600	Recapeo	Para esta sección con un valor de PCI de 62, tendremos una condición funcional de tipo Pobre, lo que se recomienda realizar un bacheo o recapeo según el tipo de falla fisura de deslizamiento y baches con severidad (M), ya que se tiene un nivel considerado de daño en la carpeta asfáltica, dependiendo el tipo de severidad presente se debe hacer un recapeo o bacheo (mezcla en frío o en caliente)
5+600 a 6+300	Mantenimiento correctivo	Se tiene un valor de PCI de 84 con una condición funcional de Muy Bueno, en esta sección se tiene una falla tipo bache y fisura longitudinal con severidad (M), con lo que se considera realizar un mantenimiento correctivo para ser reparado a tiempo y evitar sobrecostos de mantenimiento.
6+300 a 7+000	Mantenimiento correctivo	Esta sección al momento de la inspección y levantamiento de información en campo se tiene que el pavimento tiene una falla de fisura longitudinal con severidad (M) pero de igual manera se recomienda la realización de trabajos de mantenimiento correctivo para lograr una mejor vida al pavimento y de esta manera retrasar el daño progresivo de la calzada.
7+000 a 7+400	Mantenimiento Correctivo	Esta sección al momento de la inspección y levantamiento de información en campo se tiene que el pavimento tiene una falla de fisura longitudinal con severidad L, pero de igual manera se recomienda la realización de trabajos de mantenimiento correctivo como sello de grietas para lograr una mejor vida al pavimento y de esta manera retrasar el daño progresivo del mismo.

La tabla 4, proporciona los tipos de tratamientos recomendados para cada tramo del pavimento flexible en el paso lateral "Manabí Guillem Vélez" de acuerdo al valor de PCI calculado. Esta información es esencial para comprender y abordar los diferentes deterioros presentes en cada segmento de la vía, permitiendo una gestión efectiva del pavimento con el objetivo de conservar su vida funcional.

5. CONCLUSIONES

Mediante la aplicación del método de PCI se logró determinar que la carretera del paso lateral Manabí Guillem Vélez tiene un PCI de 67 lo que significa que tiene una condición regular, los niveles de servicio de la zona de estudio reflejan que, en promedio, el estado de los diferentes tipos de pavimentos es bueno, y se sugiere que los mantenimientos a ejecutar sean el preventivo y el recurrente. Sin embargo, haciendo un análisis exhaustivo se puede verificar que existen tramos aislados donde su nivel de servicio es malo o regular y la única opción de mantenimiento es la reconstrucción.

La gestión efectiva del pavimento es fundamental para prolongar su vida útil y garantizar un óptimo estado funcional. Al implementar los tratamientos recomendados de manera oportuna y precisa, se pueden abordar los problemas específicos de cada tramo, contribuyendo a la prolongación de la durabilidad y la seguridad de la vía.

La recomendación de tratamientos específicos basada en los deterioros presentes, ofrece una estrategia personalizada para cada sección del paso lateral. Este enfoque permite a las entidades encargadas del mantenimiento vial tomar decisiones informadas y optimizar la asignación de recursos, ya que se abordan de manera efectiva las necesidades individuales de cada tramo.

Se ha presentado en este trabajo la determinación del PCI con el fin de obtener un nivel de servicio que permita tomar la mejor decisión sobre el tipo de mantenimiento a ejecutar, de tal forma que se pueda mejorar o mantener el nivel de servicio actual el paso lateral Manabí Guillem Vélez, las cuales se han tomado como muestra para la aplicación de esta investigación.

Una adecuada gestión del pavimento no solo impacta positivamente en la durabilidad del pavimento flexible, sino que también beneficia a las entidades encargadas del estado de las vías. Una infraestructura vial bien mantenida no solo mejora la experiencia del usuario y la seguridad vial, sino que también reduce los costos a largo plazo asociados con reparaciones mayores o reconstrucciones.

1. L. Macea, "Un sistema de gestión de pavimentos basado en nuevas tecnologías para países en vía de desarrollo," 2016.
2. Calle y Peñaloza, "Sistema de gestión sostenible del pavimento flexible," 2017.
3. Silva y Guadron, "Gestión de pavimentos flexibles basado en sistema de información geográfica para la red vial de Boyacá," Colombia, 2023.
4. K. Montalvo, "Modelo de gestión de conservación vial, para reducir costos de mantenimiento vial y operación vehicular en la carretera departamental ruta SM – 104, tramo: Lamas - Emp. PE-5N (puente Bolivia); km 00+000 al km 14+180," Departamento San Martín, 2017.
5. W. Baltodano, "Modelo de gestión de conservación vial basado en criterios de sostenibilidad para reducir los costos de mantenimiento vial en la carretera desvío Salaverry - Santa," 2017.
6. G. y. Mogrovejo, "Gestión sostenible del pavimento flexible, rígido y articulado del centro urbano del Cantón Girón," 2017.
7. Bayron y B. Solis, "Evaluación del estado del pavimento flexible mediante el método del PCI de la carretera puerto-aeropuerto (Tramo II), Manta. Provincia de Manabí," 2019.

Diseño De Pilas Y Estribos De Un Puente Aplicando La Norma AASHTO Para Las Condiciones De Ecuador

Design Of Piers And Abutments Of A Bridge Applying The AASHTO Standard For The Conditions Of Ecuador

Autores

Luis Tinerfe Hernández Rodríguez¹, Ángel Gómez Ashqui², Sandra Suntasig Catota³, Martha María Molina Padrón⁴

^{1,2,3} Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador

⁴ Investigadora en Puebla, México

¹e-mail: luis.hernandezr@epn.edu.ec, ²e-mail: edu.0893@hotmail.com, ³e-mail: sandrita_sjsc@hotmail.com,

⁴e-mail: marthammolinap@gmail.com

RESUMEN

El presente estudio plantea una propuesta de diseño de subestructuras de puentes especificados en la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) aplicados a las condiciones de Ecuador, tomando como referencia especificaciones de la normativa ecuatoriana y además, normas de países vecinos como Perú y Colombia y documentos con información relevante del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador asociada al tema de estudio, de donde se extrajo todo lo necesario referente a las cargas en general y particularizando en sismo, viento e influencia de ríos, estableciéndose criterios de diseño para la adaptación de ciertos parámetros como el sismo y el viento, que se utilizaron para generar una guía con el procedimiento de diseño para pilas y estribos de hormigón armado propuesto para el Ecuador. Posteriormente se pasó a la realización de un ejemplo de aplicación de un intercambiador de hormigón armado, donde acoplados con la guía de diseño realizada, se establecieron las consideraciones en cuanto a cargas, combinaciones de carga y los estados límite aplicables, realizándose el chequeo al deslizamiento y volcamiento del estribo y el diseño de la pantalla del mismo, así como el diseño del cabezal y cuerpo de pila, concluyéndose que la AASHTO puede adaptarse a las condiciones de Ecuador con las modificaciones planteadas en este trabajo y que el valor de la carga de viento usando la metodología de cálculo da resultados inferiores en comparación con la carga de sismo, siendo el sismo determinante en el diseño de las subestructuras.

Palabras claves: estribos, pilas, puente, subestructura.

ABSTRACT

The present study proposes a design proposal for bridge substructures specified in the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) applied to the conditions of Ecuador, taking as reference specifications from Ecuadorian regulations and also, regulations from neighboring countries such as Peru. and Colombia and documents with relevant information from the Ministry of Transportation and Public Works of Ecuador associated with the subject of study, from which everything necessary was extracted regarding loads in general and particularizing in earthquake, wind and influence of rivers, establishing design criteria. for the adaptation of certain parameters such as earthquake and wind, which were used to generate a guide with the design procedure for reinforced concrete piers and abutments proposed for Ecuador. Subsequently, an example of the application of a reinforced concrete exchanger was carried out, where coupled with the design guide made, the considerations regarding loads, load combinations and the applicable limit states were established, performing the slip check. and overturning of the abutment and the design of its screen, as well as the design of the head and body of the pile, concluding that the AASHTO can adapt to the conditions of Ecuador with the modifications proposed in this work and that the value of the load of wind using the calculation methodology gives inferior results compared to the earthquake load, the earthquake being decisive in the design of the substructures.

Keywords: *abutments, piers, bridge, substructure.*

En la última década ha aumentado la construcción y rehabilitación de las carreteras en el Ecuador y por ende la construcción de puentes, los cuáles han sido diseñados bajo normas internacionales como la AASHTO [1] y tomando algunos parámetros definidos en las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC) [2], [3] y de Vialidad, (NEVI) [4], pero estas últimas no son suficientes debido a que son especificaciones técnicas para la construcción de edificaciones, mas no para el diseño de puentes.

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas –MTO del Ecuador, es el ente rector del Sistema Nacional del Transporte Multimodal, teniendo dentro de sus actividades la de llevar adelante la planificación, el diseño, construcción y mantenimiento vial de la red estatal [5].

Un puente es una obra indispensable y necesaria para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía, por esta causa la destrucción de un puente es grave, ya que puede dejar pueblos incomunicados afectándose la funcionalidad y la economía de los mismos [6]. Un grupo de profesores de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional visitó a Pedernales, Bahía de Caráquez y Manta después del sismo del 2016, observándose en el recorrido que en los puentes que colapsaron, los elementos que fallaron fueron las pilas y no se observó mayor daño en la superestructura, por lo que el presente trabajo busca proponer un diseño racional, económico y sobre todo sismo resistente de las subestructuras de puentes de hormigón armado.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción [2] en el capítulo de peligro sísmico indica que, para diseño sismo resistente de puentes se adoptará la norma AASHTO. El inconveniente está en que esta última está hecha para las condiciones específicas de Estados Unidos, las cuales no todas son similares a las de Ecuador.

Si bien los diseños con la norma AASHTO son utilizables para el país, no consideran las condiciones específicas del Ecuador, por lo que en algunos casos se puede dar un subdimensionamiento o sobredimensionamiento de las estructuras, afectando el servicio o costo de las mismas.

Existen parámetros incluidos en la metodología de diseño que varían según la zona, es notable que países de Sudamérica tienen una afectación diferente a Estados Unidos en cuanto a sismos, viento y otros parámetros [7]. Estos pasarán a ser analizados y comparados con los descritos en la norma AASHTO para establecer criterios propios del uso de los mismos.

En los puentes las pilas y los estribos son elementos que deben resistir, además de las cargas verticales, fuerzas horizontales debido a sismo y viento [8]. Para el análisis sísmico se sigue un comportamiento sísmico no lineal de las estructuras de hormigón armado [9].

La construcción de un puente sobre un río requiere el análisis de parámetros hidrológicos e hidráulicos del curso de agua en el lugar de emplazamiento del puente [8]. Dentro del estudio hidrológico se abordarán de manera teórica los temas de caudales y calados máximos de crecida, así también la velocidad media del flujo en ríos [6]. Para el estudio de la parte hidráulica se abordará los temas de socavación local en pilas y estribos y la determinación de las fuerzas hidrodinámicas ejercidas por el flujo sobre las subestructuras de los puentes [10], [11].

En Colombia y Perú, países con fronteras con Ecuador, ya existe una adaptación de la AASHTO a las condiciones específicas de los mismos para el diseño de puentes [12], [13], por lo que en Ecuador nace el interés de realizar trabajos investigativos donde se puedan considerar los parámetros y condiciones propias del país en el diseño de puentes.

Existe como antecedentes estudios desarrollados en la Escuela Politécnica Nacional en Ecuador enfocados a la superestructura de puentes como el de Benavides et al. [14] y Mediavilla et al. [15]. Con este trabajo se busca dar continuación a los anteriores con el cálculo de subestructuras de puentes, que comprende pilas y estribos de hormigón armado excluyendo la cimentación, enfocándose en el diseño sismo resistente de estos elementos y utilizando la AASHTO, pero teniendo en cuenta las condiciones específicas y normativas del país, así como los criterios presentados por Gombosuren et al. [16], Wei et al. [17] y Arroyo et al. [18].

El objetivo de la presente investigación es desarrollar una propuesta de diseño de subestructuras de puentes en Ecuador mediante la interrelación de las normas AASHTO [1] con la NEC [2], [3] y la NEVI [4] para la adaptación de criterios de diseño a las condiciones de la zona.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2. 1 Análisis Sísmico

En la NEC-SE-DS [2], relacionado a las curvas de peligro sísmico indica que, para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño. En el presente estudio se utilizan las curvas de peligro sísmico para la construcción del espectro de aceleraciones de respuesta. Para una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años el período de retorno es de 1000 años con el 5% de amortiguamiento requerido por la AASHTO [1].

Las curvas de peligro sísmico se definen en base a un suelo tipo roca, los factores de amplificación del suelo presentados en la NEC-SE-DS [2] presentan un valor de 1 para suelos tipo B por lo que este tipo de suelo es el que se considera tipo roca de rigidez media para obras de ingeniería civil. Para el caso de los otros tipos de suelo se debe realizar un estudio de factores de amplificación de suelo correspondientes a un período de retorno dado, esto con el fin de adaptar el espectro de respuesta a un tipo de suelo requerido. Para la revisión de la socavación interviene el tipo de suelo, pero en el ejemplo de cálculo desarrollado es este trabajo es un intercambiador y no se considera el diseño del cimiento, por lo que esto no se analiza.

La AASHTO [1] presenta una clasificación según la importancia de los puentes, pero cabe recalcar que en los comentarios se resalta que es un proceso que se deja a criterio del propietario o las personas que tengan la jurisdicción en el proyecto, es decir, que no es una clasificación a seguir, más bien es un criterio adoptado para categorizar los puentes.

Según la categoría operacional se clasifican en:

Puentes críticos: son aquellos que deben permanecer abiertos a todo el tráfico después del terremoto de diseño y ser utilizables por vehículos de emergencia y para fines de seguridad / defensa inmediatamente después de un gran terremoto.

Puentes esenciales: son aquellos que, como mínimo, deben estar abiertos a vehículos de emergencia y para fines de seguridad / defensa inmediatamente después del terremoto de diseño.

Otros: todos aquellos que no entren en las dos categorías anteriores.

Una vez establecido la categoría operacional se procede a definir la zona sísmica según la AASHTO en función del parámetro SD1. Este se calcula por la ecuación (1), donde: S_1 es la aceleración para un periodo $T = 1$ s y se obtiene de las curvas de peligro sísmico para capital de provincia y F_v es el factor de sitio para intervalos de períodos de vibración largos.

$$SD1 = F_v \cdot S_1 \quad (1)$$

Para la selección del método de análisis sísmico, que, depende de la zona sísmica, la regularidad y la clasificación operacional de los puentes se utiliza la tabla 1 tomada de la AASHTO [1]. La regularidad está en función del número de tramos y además la distribución de peso y rigidez, los puentes regulares son aquellos que tienen hasta siete tramos sin cambios abruptos de geometría, peso o rigidez.

Tabla 1: Requisitos mínimos de análisis por efectos sísmicos [1]

Zona sísmica	Puentes de un tramo	Puentes de varios tramos					
		Otros		Esenciales		Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No requieren análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Donde:

UL: método elástico de carga uniforme.

SM: método elástico unimodal.

MM: método elástico multimodal.

TH: método tiempo-historia.

Para el método de carga uniforme, método unimodal y método multimodal la determinación de la fuerza sísmica está en función del coeficiente C_{sm} , el valor de S_a que es la aceleración al periodo T calculado y obtenido del espectro de respuesta determinado para Ecuador.

Las solicitaciones sísmicas de diseño para las subestructuras se determinarán dividiendo las solicitaciones obtenidas mediante un análisis elástico por el correspondiente factor de modificación de respuesta R , valores dados por la tabla 2 tomada de la AASHTO [1], estos factores toman en cuenta la ductilidad y desempeño que debe tener un puente y en la norma ecuatoriana no existe una categoría para puentes que estudie este factor.

Tabla 2: Valores del factor de reducción, R

Subestructura	Categoría según la importancia		
	Crítica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro-mayor dimensión	1.5	1.5	2.0
Caballetes de pilotes de hormigón armado			
- Solo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
- Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas simples	1.5	2.0	3.0
Caballote de pilotes de acero o pilotes			
- Solo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
- Con pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Caballetes multicolumna	1.5	3.5	5.0

2.2. Análisis De Cargas De Viento

Los capítulos 26, 27, 28, 29, 30 y 31 de la norma ASCE7-22 [19] contienen los métodos para el cálculo de las fuerzas de viento para edificios y otras estructuras, las cuales deberán diseñarse y construirse para resistir las cargas de viento determinadas de acuerdo con estos. Esta, en la sección C26.1.2 dice que los métodos propuestos para edificios y otras estructuras tiene sus limitaciones y en el inciso 4 se describe que no aplica para puentes, ya que para este caso se necesita otras normas aprobadas o estudios especiales utilizando literatura reconocida de efectos del viento en puentes.

Los parámetros utilizados en los procedimientos de la ASCE/SEI 7-22 [19] son el resultado de estudios específicos para edificios y otras estructuras donde el viento toma gran importancia y no tienen relación con los parámetros dados por la norma AASHTO [1] en el cálculo de las cargas por viento. Por lo anterior se concluye que la norma no es válida para puentes en el cálculo de las fuerzas de viento, debido a que no tiene un estudio específico para este tipo de estructuras y además la misma norma nos alerta que en sus limitaciones se encuentran los puentes.

La NEC-SE-CG [3] tiene un estudio más simple para el cálculo de las fuerzas de viento, los coeficientes que usa en su metodología están deducidos de un estudio solo para edificios. Por lo que esta también es inadecuada para puentes en el caso del cálculo de las fuerzas de viento ya que no tiene un estudio específico para este tipo de estructuras.

Para el cálculo de las cargas de viento, en las normas para diseño de puentes de Perú [13] y Colombia [12], se describe una metodología más propia para la región, la cual difiere un poco de la AASHTO [1] y por esta razón serán las utilizadas.

2.3. Influencia De Ríos

Para el diseño de puentes sobre un río es importante la determinación de todas las cargas hidráulicas actuantes, y el análisis de socavación tanto en pilas como estribos. Para ello es indispensable un estudio hidrológico e hidráulico en el lugar de emplazamiento del puente. Los parámetros hidrológicos para tener en cuenta son los caudales máximos asociados a un período de retorno, calados correspondientes a dicho caudal y la velocidad media del flujo [10].

El cálculo de los caudales máximos es importante para proyectos de aprovechamiento, control de crecidas, diseño de sistemas de alcantarillados y saneamiento, diseño de puentes, entre otras. Están relacionados a un período de retorno. Para vías de poca importancia se justifica períodos de retorno de 25 a 50 años, en vías de importancia media 100 años y en vías de gran importancia de 100 a 200 años. Para la estimación del caudal máximo se puede aplicar el método estadístico probabilístico o el método racional [10].

Se requiere conocer la velocidad media del agua que choca con las pilas y estribos para con ella estimar las fuerzas hidrodinámicas sobre las mismas. En esta sección se presentan métodos para la estimación de la velocidad media del flujo. Para el cálculo se puede aplicar la ecuación de continuidad o la ecuación de Manning.

El cálculo de la socavación es un parámetro indispensable para analizar en el diseño de puentes sobre ríos, se debe considerar tanto la socavación local como la socavación general, el alcance de este estudio abarca el análisis de la socavación local en pilas y estribos, según Rodríguez Díaz [11], para así determinar la profundidad de cimentación de estos.

2.4. Estados Límite Y Combinación De Cargas

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) requiere satisfacer la ecuación (2). Para el caso donde se requiere valor máximo de factor de carga se utiliza la ecuación (3) y donde se requiere valor mínimo de γ_i la ecuación (4).

$$\sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q \leq \phi \cdot R_n = R_r \quad (2)$$

$$\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0.95 \quad (3)$$

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad (4)$$

Donde:

γ_i : factor de carga.

Q: solicitación actuante.

ϕ : factor de resistencia.

R_n : resistencia nominal.

R_r : resistencia de diseño.

η_i : factor modificador de cargas.

η_D : factor modificador por ductilidad.

η_R : factor modificador por redundancia.

η_I : factor modificador por importancia operativa.

Existen 13 estados límites descritos en la AASHTO [1] pero no todos son aplicables para el diseño de subestructuras. Para el caso de estribos y pilas de hormigón armado se aplicarán los siguientes estados límites de acuerdo con la descripción que se presenta a continuación:

Resistencia I: Combinación de cargas básica, relacionada con el uso vehicular normal del puente sin tomar en consideración la carga de viento.

Resistencia III: Combinación de carga que considera vientos mayores a 24,6 m/s.

Resistencia V: Combinación de carga relacionada con el uso vehicular normal del puente que toma en consideración un viento de 24,6 m/s.

Extremo I: Combinación de carga que toma en consideración el sismo.

Extremo II: Combinación de carga que toma en cuenta colisión de embarcaciones, colisión de vehículos y eventos hidráulicos.

Servicio I: Combinación de carga relacionada con el uso vehicular normal del puente que toma en consideración un viento de 24.6 m/s y con todas las cargas con sus valores nominales.

2.5. Diseño De Pilas

La AASHTO [1] no da recomendaciones para el **Pre-dimensionamiento** de las pilas, por lo que se pueden presentar dificultades a la hora de realizarlo. Bellido de Luna [20] da recomendaciones generales para esto de acuerdo con las experiencias pasadas para un sitio en particular, planteando para pilas circulares macizas en voladizo que el diámetro esté entre los valores de la ecuación (5):

$$(H \cdot L)^{0.05} \leq D \leq (HL)^{0.1} \quad (5)$$

Donde:

H: altura de la pila [m].

L: longitud mayor del tablero adyacente [m].

Las cargas verticales a considerar son: Peso propio de la pila y peso de la superestructura DC; Peso del asfalto DW y Carga viva en la superestructura más impacto LL+IM.

Las cargas horizontales a considerar son: Fuerza de frenado BR; Fuerzas de viento sobre la estructura WS y sobre la carga viva, que son los vehículos sobre el puente WL; Fuerzas de sismo EQ que considera la fuerza sísmica proveniente de la inercia de la pila, fuerza sísmica proveniente de la superestructura y carga hidrodinámica en presencia de sismo; Cargas de deformaciones superpuestas las que considera deformaciones por fluencia lenta del hormigón CR, contracción diferencial BH y temperatura uniforme TU; Colisión de vehículos CT y Cargas hidráulicas WA.

Para el diseño de la viga cabzal de la pila se debe realizar:

- a) Diseño a flexión, el cual considera:
 - Capacidad a flexión.
 - Verificación del acero máximo.
 - Verificación del acero mínimo.
 - Acero positivo.
 - Acero por contracción y temperatura.
 - Limitación de fisuración por distribución de armadura.
 - Limitación de la fisuración del alma.
- b) Diseño a corte, el cual considera:
 - Peralte de corte efectivo.
 - Cortante nominal resistente del concreto.
 - Cortante nominal resistente del acero.
 - Cortante resistente total.
 - Refuerzo transversal mínimo.

Para el diseño del cuerpo de la pila se debe realizar:

- a) Diseño a flexo compresión, el cual considera:
 - Refuerzo mínimo y máximo a flexo compresión en zonas sísmicas.
 - Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez.
 - Mayoración de los momentos por efectos de esbeltez.
 - Solicitaciones últimas.
 - Capacidad de la sección mediante curva de interacción carga – momento.
- b) Diseño a corte, el cual considera:
 - Determinación de cortante último.
 - Cortante nominal resistente del concreto.
 - Cortante nominal resistente del acero.
 - Cortante resistente total.
 - Refuerzo transversal mínimo.
 - Refuerzo transversal para confinamiento en rótulas plásticas.

2.6. Diseños De Estribos

En el caso del estribo existen dimensiones especificadas por varios autores debido a la experiencia en el diseño de muros que permiten su Pre-dimensionamiento, y de estos se seleccionan los criterios de Rodríguez Serquén [6]. La altura del estribo H está en función de los gálibos verticales requeridos. El gálibo vertical es la altura requerida para el paso del tráfico vehicular, que no debe ser menor que 5.50 m. En el caso de puentes sobre ríos no será menor de 1.50m sobre el nivel máximo de agua o de ser vías navegables las alturas correspondientes de gálibos verticales serán las que permitan el paso de las embarcaciones [1]. Además, para definir el valor de H se debe considerar la superestructura y la profundidad de cimentación.

Las cargas verticales a considerar son: peso de la superestructura DCs; peso del asfalto DW; peso propio del estribo DCE; peso de la losa de transición o aproche DCI; presión vertical de peso del relleno EV; carga viva en la superestructura más impacto LL+IM y sobrecarga por carga viva en el suelo LS1.

Las cargas horizontales a considerar son: presión lateral activa E_a ; presión lateral activa considerando efectos sísmicos ΔE ; empuje de tierra por losa de aproximación EHI; sobrecarga de carga viva LS2; fuerza inercial del estribo PIR; fuerzas de sismo EQ; fuerzas de viento WS, WL; fuerza de frenado BR; cargas CR, BH, TU; colisión de vehículos CT y cargas hidráulicas WA.

Revisión de estabilidad al volcamiento: La resultante de las fuerzas debe tener cierta excentricidad (e) permitida con referencia al punto de la base donde se realiza el chequeo al vuelco, que se corresponde con la punta del estribo. Para el estado límite de resistencia debe estar dentro de los dos tercios de la mitad de la base, de ser suelo rocoso debe estar dentro de nueve décimos de la mitad de la base. Para el estado límite de evento extremo I si se utiliza un $\gamma_{EQ} = 0$ debe estar dentro de los dos tercios de la mitad de la base, y si se utiliza un $\gamma_{EQ} = 1,0$ debe estar dentro de ocho décimos de la mitad de la base, para valores de $0 \leq \gamma_{EQ} \leq 1,0$ se debe interpolar. Es el factor de carga para carga viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas.

Revisión de estabilidad al deslizamiento: La resistencia al deslizamiento se calcula con la ecuación (6), y debe ser igual o mayor a la carga aplicada horizontal total.

$$R_R = \varphi_\tau \cdot R_\tau + \varphi_{Ep} \cdot R_{Ep}$$

(6)

Donde:

φ_τ : factor de resistencia al corte suelo-cimiento.

R_τ : resistencia nominal al deslizamiento suelo-cimiento, [kN].

φ_{Ep} : factor de resistencia para la presión pasiva

R_{Ep} : resistencia nominal pasiva del suelo, [kN].

γ_{EQ} : factor de carga para carga viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas.

Para el diseño de la pantalla se debe realizar:

a) Diseño a flexión, el cual considera:

Capacidad a flexión.

Verificación del acero máximo.

Verificación del acero mínimo.

Acero por contracción y temperatura.

Limitación de fisuración por distribución de armadura

b) Diseño a corte, el cual considera:

Peralte de corte efectivo.

Cortante nominal resistente del concreto.

Cortante nominal resistente del acero.

Cortante resistente total.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para ilustrar la metodología anteriormente expuesta se desarrolla de forma general un ejemplo de cálculo donde se diseña la subestructura de un puente viga losa de hormigón armado para un intercambiador de 36 m, en Ambato, con las siguientes características.

- Con vientos iguales o menores a 24,6km/h.
- Peso específico del concreto 24 kN/m³, resistencia a la compresión 30 MPa, módulo de elasticidad $2,85 \cdot 10^4$ MPa.
- Esfuerzo de fluencia del acero 420 MPa, módulo de elasticidad del acero $2,0 \cdot 10^5$ MPa.
- El intercambiador está ubicado en una zona con suelo tipo B, con perfil de roca de rigidez media, por lo que este será el utilizado en el diseño sismo resistente,
- Para el relleno detrás del estribo se usará un suelo no cohesivo, con peso específico del suelo 16,67 kN/m³, ángulo de fricción interna $\theta=30^\circ$, ángulo entre el estribo y el suelo de relleno $\delta=25^\circ$.
- El puente está clasificado en la categoría "otros" y es de dos vanos con una pila intermedia como se muestra en la Figura 1, por lo tanto, se aplica el método elástico unimodal para el cálculo de las fuerzas sísmicas provenientes de la superestructura. El factor de reducción de fuerza sísmica, R, es: R=2 para muros y R=3 para pilas tipo columnas.
- El diseño y detalle del puente es convencional y es un puente típico con niveles convencionales de redundancia, por lo tanto: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$.
- Para cada vano en su tablero hay tres diafragmas de 0,25x0,95x4,8 m.
- Peso de la barrera tipo New Jersey 4,61 kN/m. Con un área de su sección transversal de 0,191 m².

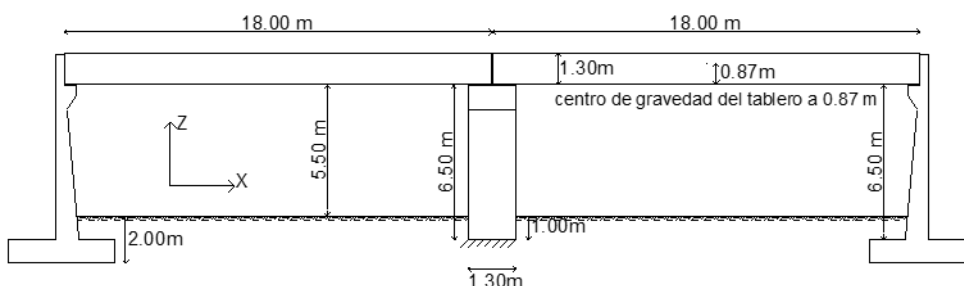


Figura 1: Vista longitudinal del puente, plano X-Z

El pre-dimensionamiento de la pila se realiza como se describe en la sección 2.5 y para el estribo como se describe en la sección 2.6 de este documento. En la figura 2 se muestra el Pre-dimensionamiento.

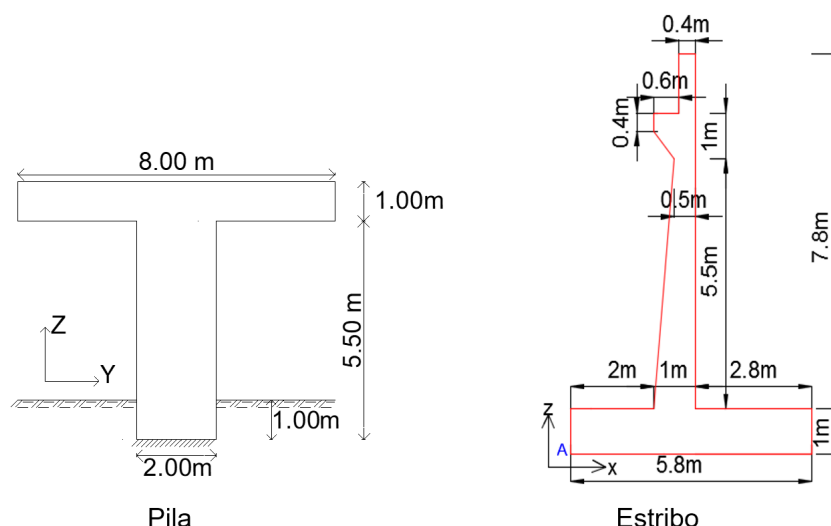


Figura 2: Pre-dimensionamiento de pila y estribos

Para el diseño de la pila se calcula todas las cargas horizontales y verticales actuantes sobre la pila, en las tablas 3 y 4 se resumen las cargas con sus respectivos factores de cargas.

Tabla 3: Resumen de cargas horizontales sobre la pila

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES PLANO Y-Z						RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES PLANO X-Z					
TIPO	CARGA (kN)	FACTOR DE CARGA γ				TIPO	CARGA (kN)	FACTOR DE CARGA γ			
		RESISTENCIA I	RESISTENCIA V	EXTREMO I	SERVICIO I			RESISTENCIA I	RESISTENCIA V	EXTREMO I	SERVICIO I
WL	26,48	0	1	0	1	BR	220,65	1,75	1,35	0,5	1
WS	91,30	0	0,4	0	0,3	WL	10,59	0	1	0	1
WS	21,08	0	0,4	0	0,3	WS	13,73	0	0,4	0	0,3
EQ	729,91	0	0	1	0	WS	32,56	0	0,4	0	0,3
EQ	231,54	0	0	1	0	EQ	722,55	0	0	1	0
						EQ	231,54	0	0	1	0

Tabla 4: Resumen de cargas verticales sobre la pila

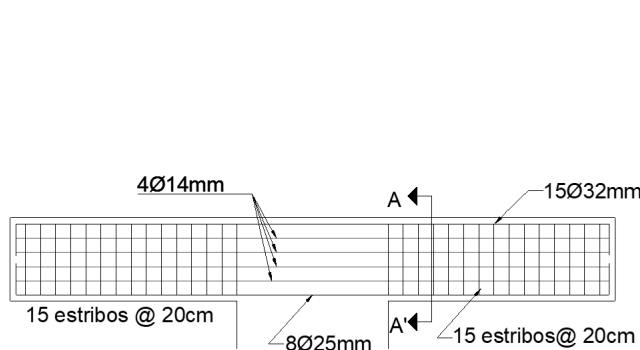
RESUMEN DE CARGAS					
TIPO	CARGA (kN/m)	FACTOR DE CARGA γ			
		RESISTENCIA I	RESISTENCIA V	EXTREMO I	SERVICIO I
DC	271,25	1,25	1,25	1,25	1
DW	19,91	1,5	1,5	1,5	1
LL+IM	238,50	1,75	1,35	0,5	1

Para el Diseño de la viga cabezal las cargas que intervienen son únicamente las cargas verticales. El diseño a flexión se realiza en la sección de la cara de la columna y el diseño a corte se hace en la sección ubicada a una distancia igual al peralte efectivo por corte (d_v), medido desde la cara del apoyo que se corresponde con la pila. Para el diseño a flexión se resume en la tabla 5 a la izquierda los momentos últimos según los estados límites de resistencia, se observa que el caso crítico es el estado límite de resistencia I con un momento igual a 3 538,34 kN m y es el momento para el cual se diseña el acero longitudinal del cabezal.

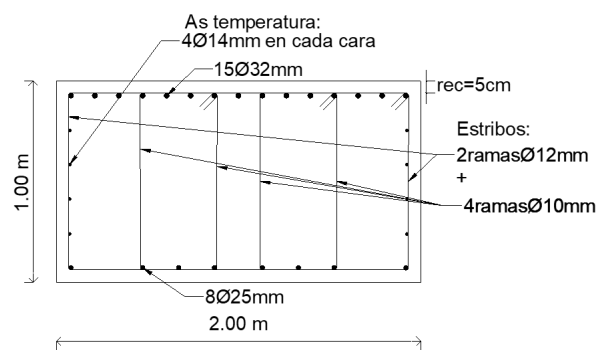
La sección crítica para el diseño a corte estará a 87,32 cm de la cara de la pila y a 212,68 cm del extremo del cabezal. En la tabla 5 a la derecha se resumen los cortantes últimos según los estados límites de resistencia, se observa que el caso crítico es el límite de resistencia I con un cortante igual a 1672,30 kN y es cortante para el cual se diseña el acero transversal a corte. Se presenta en la figura 3 la viga cabezal armada:

Tabla 5: Momentos y cortes últimos para el diseño de la viga cabezal

MOMENTOS ULTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES							CORTES ULTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES						
ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA EQUIV. (kN)	Y	Y (m)	Mu (kN m)	ΣMu (kN m)	ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA (kN/m)	V SECCIÓN CRÍTICA	Y	Vu (kN)	ΣVu (kN)
RESISTENCIA I	DC	813,76	1,25	1,5	1525,79	3538,34	RESISTENCIA I	DC	271,25	576,90	1,25	721,12	1672,30
	DW	59,72	1,5	1,5	134,38			DW	19,91	42,34	1,5	63,51	
	LL+IM	715,49	1,75	1,5	1878,17			LL+IM	238,50	507,24	1,75	887,66	
RESISTENCIA V	DC	813,76	1,25	1,5	1525,79	3109,04	RESISTENCIA V	DC	271,25	576,90	1,25	721,12	1469,40
	DW	59,72	1,5	1,5	134,38			DW	19,91	42,34	1,5	63,51	
	LL+IM	715,49	1,35	1,5	1448,87			LL+IM	238,50	507,24	1,35	684,77	
EXTREMO I	DC	813,76	1,25	1,5	1525,79	2196,79	EXTREMO I	DC	271,25	576,90	1,25	721,12	1038,25
	DW	59,72	1,5	1,5	134,38			DW	19,91	42,34	1,5	63,51	
	LL+IM	715,49	0,5	1,5	536,62			LL+IM	238,50	507,24	0,5	253,62	
SERVICIO I	DC	813,76	1	1,5	1220,63	2383,46	SERVICIO I	DC	271,25	576,90	1	576,90	1126,47
	DW	59,72	1	1,5	89,58			DW	19,91	42,34	1	42,34	
	LL+IM	715,49	1	1,5	1073,24			LL+IM	238,50	507,24	1	507,24	



Elevación del armado del cabezal de la pila A



Sección transversal armada del cabezal de la pila A

Figura 3: Sección final diseñada de la viga cabezal de la pila

Para el diseño a flexo compresión de la pila se resume en la tabla 6 las cargas axiales últimas y en la tabla 7 los momentos últimos en la base de la pila.

Tabla 6: Carga axial última sobre la pila

CARGA AXIAL ÚLTIMA SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES					
ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA (kN)	Y	Pu (kN)	ΣPu (kN)
RESISTENCIA I	DC	798,56	1,25	998,19	6291,14
	DC	1786,38	1,25	2232,97	
	DW	158,87	1,25	198,58	
	LL+IM	1907,59	1,5	2861,38	
RESISTENCIA V	DC	798,56	1,25	998,19	6707,43
	DC	1786,38	1,75	3126,16	
	DW	158,87	1,25	198,58	
	LL+IM	1907,59	1,25	2384,49	
EXTREMO I	DC	798,56	1,25	998,19	6276,72
	DC	1786,38	1,5	2679,57	
	DW	158,87	1,35	214,47	
	LL+IM	1907,59	1,25	2384,49	
SERVICIO I	DC	798,56	1	798,56	4223,63
	DC	1786,38	1,25	2232,97	
	DW	158,87	1,5	238,30	
	LL+IM	1907,59	0,5	953,79	

Tabla 7: Momentos últimos según los estados límites sobre la pila

MOMENTOS ÚLTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES EN EL PLANO Y-Z							MOMENTOS ÚLTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES EN EL PLANO X-Z						
ESTADOS LÍMITES	TIP O	CARGA (kN)	Y	Z (m)	M u (kN m)	Σ M u (kN m)	ESTADOS LÍMITES	TIP O	CARGA (kN)	Y	Z (m)	M u (kN m)	Σ M u (kN m)
RESISTENCIA I	WL	26,48	0	9,6	0,00	0,00	RESISTENCIA I	BR	220,65	1,75	9,6	3706,91	3706,91
	WS	91,30	0	7,56	0,00			WL	10,59	0	9,6	0,00	
	WS	21,08	0	3,75	0,00			WS	13,73	0	7,15	0,00	
	EQ	729,91	0	7,37	0,00			WS	32,56	0	4,54	0,00	
	EQ	231,54	0	4,31	0,00			EQ	722,55	0	7,37	0,00	
RESISTENCIA V	WL	26,48	1	9,6	254,19	561,91	RESISTENCIA V	EQ	231,54	0	4,31	0,00	3059,69
	WS	91,30	0,4	7,56	276,09			BR	220,65	1,35	9,6	2859,62	
	WS	21,08	0,4	3,75	31,63			WL	10,59	1	9,6	101,68	
	EQ	729,91	0	7,37	0,00			WS	13,73	0,4	7,15	39,27	
	EQ	231,54	0	4,31	0,00			WS	32,56	0,4	4,54	59,13	
EXTREMO I	WL	26,48	0	9,6	0,00	6377,34	EXTREMO I	EQ	722,55	0	7,37	0,00	7382,26
	WS	91,30	0	7,56	0,00			EQ	231,54	0	4,31	0,00	
	WS	21,08	0	3,75	0,00			BR	220,65	0,5	9,6	1059,12	
	EQ	729,91	1	7,37	5379,43			WL	10,59	0	9,6	0,00	
	EQ	231,54	1	4,31	997,92			WS	13,73	0	7,15	0,00	
SERVICIO I	WL	26,48	1	9,6	254,19	484,98	SERVICIO I	WS	32,56	0	4,54	0,00	2293,71
	WS	91,30	0,3	7,56	207,07			EQ	722,55	1	7,37	5325,22	
	WS	21,08	0,3	3,75	23,72			EQ	231,54	1	4,31	997,92	
	EQ	729,91	0	7,37	0,00			BR	220,65	1	9,6	2118,24	
	EQ	231,54	0	4,31	0,00			WL	10,59	1	9,6	101,68	

Para el diseño a cortante, el corte último se calcula en base a la capacidad de la sección y en este caso corresponde a un corte último igual a 3 620,91 kN. A continuación, se presenta en la figura 4 el cuerpo de la pila armado.

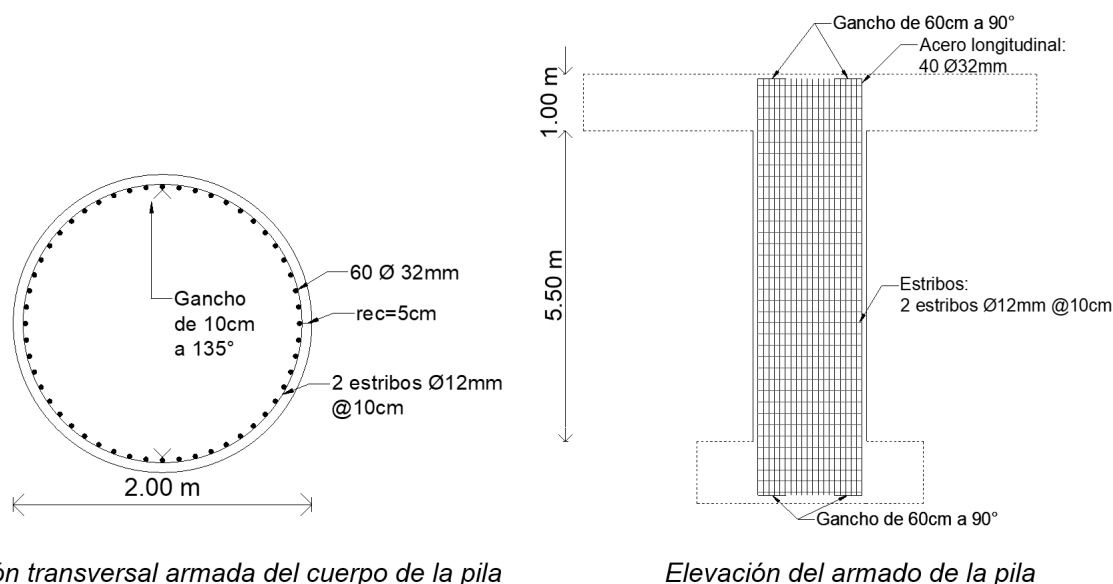


Figura 4: Armado del cuerpo de la pila

Para el Diseño de los estribos, los valores de las cargas verticales y horizontales, para un metro lineal de longitud, se muestran en la tabla 8. Para las cargas horizontales el efecto más desfavorable se corresponde a la carga del sismo actuando junto con el empuje del suelo.

Tabla 8: Valores de cargas verticales y horizontales actuantes en el estribo

FUERZAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		
CARGA	TIPO	(kN/m)	CARGA	TIPO	(kN/m)
DCs	DC	110,03	Eax	EH	165,34
DW	DW	9,90	ΔEx	EQ	154,16
DCe	DC	271,06	EHlx	EH	11,08
DCI	DC	13,44	LS2x	LS	23,05
EV	EV	389,13	0.5PIR	EQ	95,71
LL+IM	LL+IM	217,61	EQ	EQ	122,29
LS1	LS	28,05	WSs	WS	0,88
Eaz	EH	77,08	WSe	WS	-10,49
ΔEz	EQ	71,88	WL	WL	0,66
EHlz	EH	5,20	BR	BR	27,56
LS2z	LS	10,79			

Para realizar las combinaciones de carga y obtener las condiciones críticas se establecen dos casos:

Caso (a): Para el chequeo a vuelco y deslizamiento se toman los factores de carga de las tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 de la AASHTO (2020). De esta forma, para el estado límite de Evento Extremo I, que fue el valor crítico, se utilizan los valores de coeficiente de carga igual a 1 para todas, excepto para la carga viva que se usa 0.5. Para el estado límite de Resistencia I se usa para el empuje horizontal EH un coeficiente de carga igual a 1 y para las demás cargas los factores máximos para las desestabilizadoras y los mínimos para las estabilizadoras, generando la condición más crítica en este estado límite.

Caso (b): Para el diseño se considera valores máximos de los factores de carga para todas las cargas actuantes en el elemento.

El chequeo al vuelco se muestra en la tabla 9 (a) y se realiza en base a la punta del estribo, el que se corresponde con el punto A de la figura 2. Para cumplir se debe asegurar que la excentricidad de la resultante debe estar dentro de la excentricidad máxima permitida. Dado que no se cumple la condición en el estado de **Evento Extremo Ia y Evento Extremo Ib** se procede a añadir un diente de 1 mx1 m, luego se procede al cálculo de la carga pasiva solo en el diente, y así cumplir la condición de que la carga resistente sea mayor que la carga actuante.

Se realiza el chequeo al deslizamiento de la base del estribo, se debe cumplir que la fuerza actuante debe ser menor a la fuerza resistente. En la tabla 9 (b) se muestra el chequeo del deslizamiento. Dado que no se cumple la condición en el estado de **Evento Extremo Ia y Evento Extremo Ib** se procede a añadir un diente de 1 m x 1 m, luego se procede al cálculo de la carga pasiva solo en el diente, y así cumplir la condición de que la carga resistente sea mayor que la carga actuante.

Tabla 9: Chequeo al volcamiento y deslizamiento del estribo

(a) chequeo del volcamiento								(b) chequeo del deslizamiento				
Estado límite	V (kN/m)	Mv (kNm/m)	Mh (kNm/m)	$x_o = \frac{M_v - M_h}{V}$ (m)	A		A ≤ B	Estado límite	V (kN/m)	Resistente R _R (kN/m)	Actuante H(kN/m)	Actuante < Resistente
					$e = \frac{B}{2} - x_o$ (m)	$e_{máx}$ (m)						
Resistencia Ia	1224,38	3979,37	1467,03	2,05	0,85	1,93	OK	Resistencia Ia	1224,38	575,46	353,19	OK
Resistencia Ib	1556,45	5214,57	1467,03	2,41	0,49	1,93	OK	Resistencia Ib	1556,45	731,53	353,19	OK
Resistencia Va	1133,02	3754,15	1300,51	2,17	0,73	1,93	OK	Resistencia Va	1133,02	532,52	333,96	OK
Resistencia Vb	1465,09	4989,34	1300,51	2,52	0,38	1,93	OK	Resistencia Va	1465,09	688,59	333,96	OK
Extremo Ia	1124,97	3973,99	3209,44	0,68	2,22	2,32	OK	Extremo Ia	1124,97	528,73	687,40	NO CUMPLE
Extremo Ib	1457,03	5209,19	3209,44	1,37	1,53	2,32	OK	Extremo Ib	1457,03	684,80	687,40	NO CUMPLE

Para el diseño de la armadura de la pantalla se establecen las fuerzas actuantes en la pantalla con sus respectivos brazos de palanca, además los factores de carga para el caso b para cada estado límite aplicable. Esto se refleja en la tabla 10.

Tabla 10: Fuerzas y factores de carga para el diseño de la pantalla

CARGA	TIPO	(kN/m)	Z _p (m)	M _p (kN m/m)	Factores de carga			
					Resist. Ib	Resist. Vb	Extremo Ib	Servicio Ib
Eax	EH	129,15	2,53	327,19	1,50	1,50	1,50	1,00
ΔEx	EQ	120,43	3,80	457,62	0,00	0,00	1,00	0,00
EHlx	EH	9,81	3,80	37,27	1,50	1,50	1,50	1,00
LS2x	LS	20,40	3,80	77,51	1,75	1,35	1,00	1,00
0.5PIR	EQ	19,12	3,45	65,97	0,00	0,00	1,00	0,00
EQ	EQ	122,29	7,37	901,27	0,00	0,00	1,00	0,00
WSs	WS	0,88	7,15	6,31	0,00	0,40	0,00	0,30
WSe	WS	-10,49	3,75	-39,35	0,00	0,40	0,00	0,30
WL	WL	0,66	9,60	6,35	0,00	1,00	0,00	1,00
BR	BR	27,56	9,60	264,54	1,75	1,35	1,00	1,00

Se obtienen los momentos para cada estado límite aplicable. El Evento Extremo Ib tiene el mayor momento, se diseña a flexión para resistir dicho momento de 2 313,60 kN m/m. Esto se refleja en la tabla 11 (a).

Se determinan los valores del cortante para cada estado límite aplicable. Entonces el mayor cortante se presenta en el estado límite **Evento Extremo Ib** igual a 518,23 kN/m. Esto se refleja en la tabla 11 (b).

Tabla 11: Momentos y cortantes en la pantalla del estribo

(a) Momentos en la pantalla del estribo

CARGA	TIPO	Mu (kN m/m)				
		(kN m/m)	Resist. Ib	Resist. Vb	Extremo Ib	Servicio Ib
Eax	EH	327,19	490,78	490,78	490,78	327,19
ΔEx	EQ	457,62	0,00	0,00	457,62	0,00
EHlx	EH	37,27	55,90	55,90	55,90	37,27
LS2x	LS	77,51	135,65	104,64	77,51	77,51
0.5PIR	EQ	65,97	0,00	0,00	65,97	0,00
EQ	EQ	901,27	0,00	0,00	901,27	0,00
WSs	WS	6,31	0,00	2,52	0,00	1,89
WSe	WS	-39,35	0,00	-15,74	0,00	-11,80
WL	WL	6,35	0,00	6,35	0,00	6,35
BR	BR	264,54	462,95	357,13	264,54	264,54
			1145,28	1001,60	2313,60	702,95

(b) Cortantes en la pantalla del estribo

CARGA	TIPO	Vu (kN/m)				
		(kN/m)	Resist. Ib	Resist. Vb	Extremo Ib	Servicio Ib
Eax	EH	129,15	193,73	193,73	193,73	129,15
ΔEx	EQ	120,43	0,00	0,00	120,43	0,00
EHlx	EH	9,81	14,71	14,71	14,71	9,81
LS2x	LS	20,40	35,70	27,54	20,40	20,40
0.5PIR	EQ	19,12	0,00	0,00	19,12	0,00
EQ	EQ	122,29	0,00	0,00	122,29	0,00
WSs	WS	0,88	0,00	0,35	0,00	0,26
WSe	WS	-10,49	0,00	-4,20	0,00	-3,15
WL	WL	0,66	0,00	0,66	0,00	0,66
BR	BR	27,56	48,22	37,20	27,56	27,56
			292,36	270,00	518,23	184,69

Finalmente se presenta en la figura 6 el estribo armado.

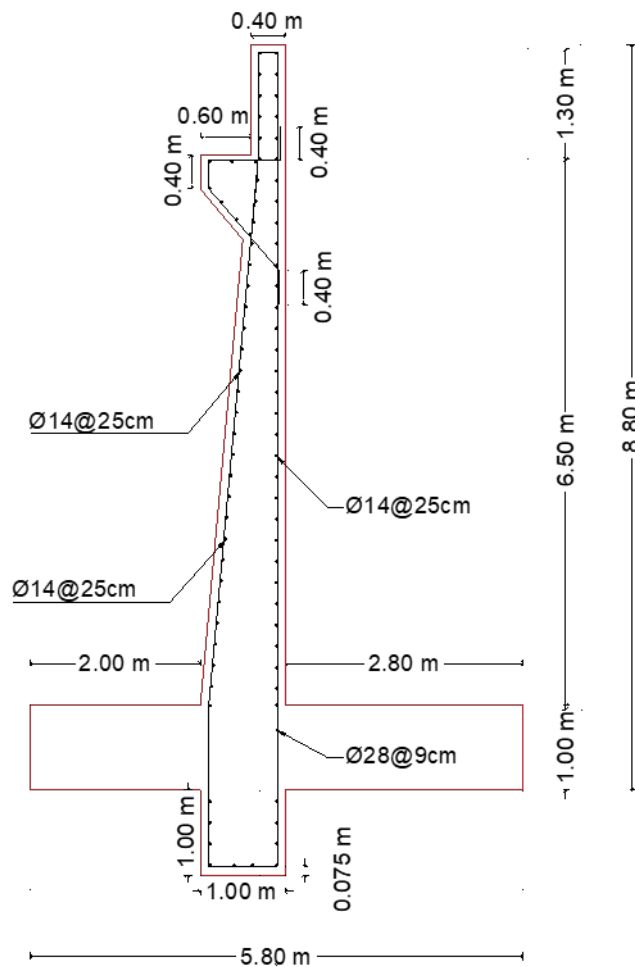


Figura 6: Estribo armado

4. CONCLUSIONES

En la actualidad los puentes son de gran importancia debido a que el automóvil ha creado la necesidad de construirlos como nunca se habían visto. El gran número de accidentes que se producen en los cruces y pasos a nivel estimuló y justificó la construcción de pasos elevados a través de puentes, hoy en día en todas las autopistas modernas los cruces y pasos a nivel son solucionados con este procedimiento.

El Ecuador se caracteriza por poseer vientos moderados y generalmente bajos y no tiene problemas debido al viento que afecten a las estructuras a diferencia de países como Estados Unidos, donde se han producido huracanes desbastadores a lo largo de la historia.

El valor de la carga de viento usando la metodología de cálculo da resultados inferiores en comparación con la carga de sismo. Por lo que para los ejemplos realizados en este artículo se podría desprestigiar la carga de viento, debido a que las dos cargas no están presentes en una misma combinación. En los ejemplos realizados se evidencia que las cargas de viento se encuentran únicamente en el estado límite de Resistencia V mientras que las cargas de sismo se encuentran en el estado límite de Evento Extremo I.

Para Ecuador el espectro de respuesta elástico de aceleraciones se realiza en base al factor de zona sísmica Z , al tipo de suelo donde se va a construir la estructura y a los factores de amplificación del suelo F_a , F_d y F_s . El espectro de respuesta que se describe está realizado para un período de retorno de 475 años por lo que no aplica para puentes dado que según la AASHTO para este tipo de estructuras el período de retorno es 1000 años. En el análisis sísmico se evidencia que Ecuador no posee un mapa de isoyetas con los PGA, S_s y S_1 de cada zona para un período de retorno de 1000 años, por estas razones, se recurre a las curvas de peligro sísmico dadas por la NEC y así generar los espectros de respuestas en aceleración con un período de retorno o una probabilidad de ocurrencia en un cierto período de tiempo como se define en la AASHTO.

Las curvas de peligro sísmico se definen en base a un suelo tipo roca, los factores de amplificación del suelo presentan un valor de 1 para suelos tipo B por lo que este tipo de suelo es el que se considera tipo roca para obras de ingeniería civil. Para el caso de los otros tipos de suelo se debe realizar un estudio de factores de amplificación de suelo correspondientes a un período de retorno dado, esto con el fin de adaptar el espectro de respuesta a un tipo de suelo requerido.

Para el análisis sísmico no se toma en cuenta el amortiguamiento dentro de los sistemas, más bien este parámetro se considera en los espectros de respuesta elaborados en base a las curvas de peligro para las capitales de las provincias del Ecuador. El amortiguamiento introducido dentro de los espectros de respuesta debe ser del 5% para cualquier estructura de puente.

Al comparar los valores de fuerza sísmica transversales obtenidos con los métodos unimodal y multimodal para el caso del puente, se observa que las fuerzas son similares, esto sucede debido a que el puente en el ejemplo es uniforme en geometría, masa y rigidez. Sin embargo, para puentes que estén dentro de la categoría esencial, el análisis sísmico mínimo se debe hacer por el método multimodal.

Para puentes sobre ríos, los caudales de diseño deben determinarse en función del período de retorno. Para vías de poca importancia se justifica períodos de retorno de 25 a 50 años, en vías de importancia media 100 años y en vías de gran importancia de 100 a 200 años.

El trabajo realizado presenta criterios actualizados de diseño de pilas y estribos de hormigón armado adaptados a las condiciones de Ecuador, resultado de la interrelación de la norma AASHTO [1] y tomando algunos parámetros definidos en las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC) [2], [3] y de Vialidad, (NEVI) [4], como carga de viento, cargas sísmicas, consideraciones para el diseño sismo resistente y camión de diseño.

1. AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications," American Association of State Highway and Transportation Officials, 9th Edition, Washington DC, USA, 2020.
2. NEC-SE-DS, "Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente," Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, MIDUVI, Ecuador, 2015.
3. NEC-SE-CG, "Cargas Generales," Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, MIDUVI, Ecuador, 2024.
4. NEVI, "Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes," Norma Ecuatoriana Vial, Vol. 3, Ecuador, 2013.
5. Ministerio de transporte y obras públicas del Ecuador, "Construcción de cuatro puentes: Quebrada honda, Palanda, Agua dulce y Palanumá del tramo 1 de la vía Vilcabamba - Bellavista, de la provincia de Zamora Chinchipe," Consultora Andina COA CIA. LTDA, marzo 2018. Available from: https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2019/03/LOTAIP_3_proyecto-4-puentes.pdf&ved=2ahUKEwiEk63z_NGFAxVagYQIHTEaCWEQFnoECBQQAQ&usg=AOvVaw3E2v8U_w4hYKtfbd_SDdoJ
6. Rodriguez Serquén, Puentes con AASHTO LRFD, 8va Edición, Perú, 2020.
7. R. Vallecilla, Manual de puentes en concreto reforzado, . 2da edición Editorial Bauen. Bogota, Colombia, 2012.
8. H. M. Somenson, Estudio y proyecto de puentes de hormigón armado. 1ra edición, Ediciones Diaz de Santos, La Plata, 2015.
9. M.A. Cando, "Efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios estructurados con muros de hormigón armado," PhD Thesis, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2020. Available from: <https://doi.org/10.7764/tesisUC/ING/57974>
10. J. P. Martín Vide. Ingeniería de ríos, Ediciones UPC, Universitat Politècnica de Catalunya, España, 2003.
11. H. A. Rodríguez Díaz, Hidráulica fluvial. Fundamentos y aplicaciones. Socavación, 1ra edición, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2010
12. ACIS, "Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14," Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Colombia, 2014.
13. Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú, "Manual de Puentes," Lima, Perú, 2018.
14. J. Benavides, M. Díaz, L. Hernández, and E. Mora, "Evaluación estructural de un puente en la ruta Spondylus del Ecuador," Revista Ciencia y Construcción, vol. 3, No. 3, pp. 6-18, 2022
15. J. C. Mediavilla, L. Hernández, and M. Molina, "Reforzamiento de la superestructura de un puente tipo viga losa de hormigón armado," Revista Ciencia y Construcción, Vol.4 No.4, pp. 23-34, 2023
16. D. Gombosuren, and T. Maki, "Effect of Joint Flexibility on Seismic Performance of a Reinforced Concrete Ductile Moment-Resisting Frame," Advances in Materials Science and Engineering, Article ID 6858283, 2022, <https://doi.org/10.1155/2022/6858283>.
17. F. Wei, H. Chen, and Y. Xie, "Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete shear walls with low shear span ratio. Journal of Building Engineering," Article ID 103602, vol. 45, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103602>
18. O. Arroyo, D. Feliciano, J. Carrillo, and M. Hube, "Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh," Engineering Structures, vol. 241, Article ID 112455, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112455>
19. ASCE/SEI 7-22, "Minimum Desing Loads and Associate Criteria for Buildings and Other Estructures," American Society of Civil Engineers, Virginia, USA, 2022.
20. J. Bellido de Luna, Curso de diseño estructural de puentes, Universidad Central de Chile, Santiago de Chile, 2002.

Idoneidad De Los Ladrillos De Barro Cocido Producidos En Santiago De Cuba Para Mampostería Confinada

Suitability Of Cooked Clay Bricks Produced In Santiago De Cuba For Confined Masonry

Autores

Daynis Maciel Romero Lara¹, Liliana González Díaz³, Yadila Franco Rojas⁴, Luis Alfredo Silva González⁵, Sabrina Matos Pérez⁶

¹Estudiante de Ingeniería Civil. Universidad de Oriente, Santiago de Cuba, daynis.masi@gmail.com

²Ingeniera Civil Dr.C, Universidad de Oriente, Santiago de Cuba, liliana@uo.edu.cu

³Ingeniera Civil M. Sc., Empresa Servicios Técnicos Arquitecto de la Comunidad. Cuba, yadila.franco@nauta.cu

⁴Estudiante de Ingeniería Civil. Universidad de Oriente, Santiago de Cuba, luisalfredosilvagonzalez1@gmail.com

⁵Estudiante de Ingeniería Civil. Universidad de Oriente, Santiago de Cuba, matossabrina331@gmail.com

RESUMEN

El grave problema habitacional de la provincia Santiago de Cuba, demanda soluciones de viviendas sismorresistentes que contribuyan a disminuir el consumo de cemento y acero, materiales muy escasos actualmente. La Empresa de Servicios Técnicos Arquitecto de la Comunidad y la Universidad de Oriente, evalúan el uso del sistema estructural de muros portantes de mampostería confinada con ladrillos de barro cocido. Existen incertidumbres respecto a la idoneidad de los ladrillos producidos en el territorio, para este fin; por lo cual la investigación se encamina a evaluar sus potencialidades para uso estructural. Para ello, se valora la incidencia en la calidad de los ladrillos, de la composición química, granulometría, índice de plasticidad, contracción y absorción de las arcillas disponibles en los depósitos Vega Honda, Maceira Vaquería y El Sitio, concesionados en el territorio. Se analiza la calidad de las producciones de los principales tejares del territorio evidenciándose que aunque el 76 % de los lotes de ladrillos ensayados cumplen con lo especificado por la norma NMX-C-404-ONNCCE, que establece una resistencia media a compresión de 11 MPa para ladrillos de tipo macizo, esto se debe a una disminución de las dimensiones especificadas (el 89,5 % exceden las tolerancias normadas). El 89,5 % de los ladrillos cumplen con la absorción establecida por dicha norma. Los tejares no poseen las condiciones tecnológicas idóneas, lo que incide en la calidad de los ladrillos.

Palabras claves: ladrillos de barro cocido, mampostería confinada, propiedades de los ladrillos

ABSTRACT:

The serious housing problem in the province of Santiago de Cuba demands earthquake-resistant housing solutions that contribute to reducing the consumption of cement and steel, materials that are currently very scarce. The Community Architect Technical Services Company and the University of Oriente evaluate the use of the structural system of load-bearing masonry walls confined with terracotta bricks. There are uncertainties regarding the suitability of the bricks produced in the territory for this purpose; Therefore, the research is aimed at evaluating its potential for structural use. To do this, the impact on the quality of the bricks, the chemical composition, granulometry, plasticity index, contraction and absorption of the clays available in the Vega Honda, Maceira Vaquería and El Sitio deposits, concessioned in the territory, is assessed. The quality of the production of the main tiles in the territory is analyzed, showing that although 76% of the batches of bricks tested comply with what is specified by the NMX-C-404-ONNCCE standard, which establishes an average compression resistance of 11 MPa for solid type bricks, this is due to a decrease in the specified dimensions (89.5% exceed the standardized tolerances). 89.5% of the bricks comply with the absorption established by said standard. The tiles do not have the ideal technological conditions, which affects the quality of the bricks.

Keywords: fired clay bricks, confined masonry, brick properties

Nota Editorial: Recibido: Mayo 2024 Aceptado: Junio 2024

1. INTRODUCCIÓN

La insuficiencia de viviendas adecuadas y la vulnerabilidad del hábitat, son reflejo de la difícil situación económica y social que vive la población mundial. En Cuba, al finalizar 2020 el fondo habitacional era de 3 946,747 viviendas y un déficit de 863 000 inmuebles, con mayor incidencia en provincias de gran densidad poblacional como La Habana, Holguín y Santiago de Cuba. En el año 2023, solo 16 065 viviendas, el 65 % del plan, fueron terminadas, mientras que el déficit habitacional sobrepasa las 856 500 casas, trascendió en el balance anual del Ministerio de la Construcción [1]. El fondo habitacional de la provincia Santiago de Cuba con un déficit de 159 872, se ha visto afectado por la falta de mantenimiento, uso inadecuado y limitado proceso inversionista. En el municipio Santiago de Cuba, el déficit asciende a 30 014 viviendas y se planifican construir 13 395 hasta 2032. Por otra parte, debido a la escasez de cemento y acero que existe en el país, las autoridades demandan de soluciones que optimicen el uso de estos materiales [2].

En respuesta, la Oficina del Arquitecto de la Comunidad y la Universidad de Oriente estudian alternativas de sistemas estructurales, que garanticen su sostenibilidad. Entre ellos se encuentra el sistema estructural de muros portantes de mampostería confinada. La mampostería confinada es un sistema estructural por muros de mampostería rodeados de columnas y vigas de hormigón armado, con la particularidad de que estos elementos se construyen una vez que el panel ha sido terminado, con el objeto de lograr un buen contacto y adherencia entre el hormigón y la mampostería [3]. Todos los elementos aportan un comportamiento monolítico al conjunto estructural en caso de recibir tracción por un sismo, el viento, u otras causas. En este trabajo se profundiza en el ladrillo de arcilla, por ser un material asequible a la población y más económico.

Sin embargo, la introducción de la mampostería confinada de ladrillos de arcilla en Santiago de Cuba, atraviesa por una serie de obstáculos que evidencian la problemática de la investigación, entre los que se encuentran la baja disponibilidad de ladrillos. Por ejemplo, en el Tejar San Juan, el mayor del territorio, solo se producen 20 000 mensuales, además de presentar una gran variabilidad en la calidad de las piezas. Las arcillas con las que se fabrican los ladrillos presentan elementos contaminantes y elevada plasticidad, lo que afecta su calidad. Todo ello crea incertidumbres en la idoneidad de los ladrillos de barro cocido para uso estructural, lo cual motivó esta investigación, que tiene como objetivo: evaluar las potencialidades de los ladrillos de barro cocido producidos en Santiago de Cuba, para uso en estructuras de muros portantes de mampostería confinada.

2. DESARROLLO

Se diseña un programa experimental (Figura 1) en dos etapas: Caracterización de la materia prima y Caracterización de los ladrillos de barro cocido.

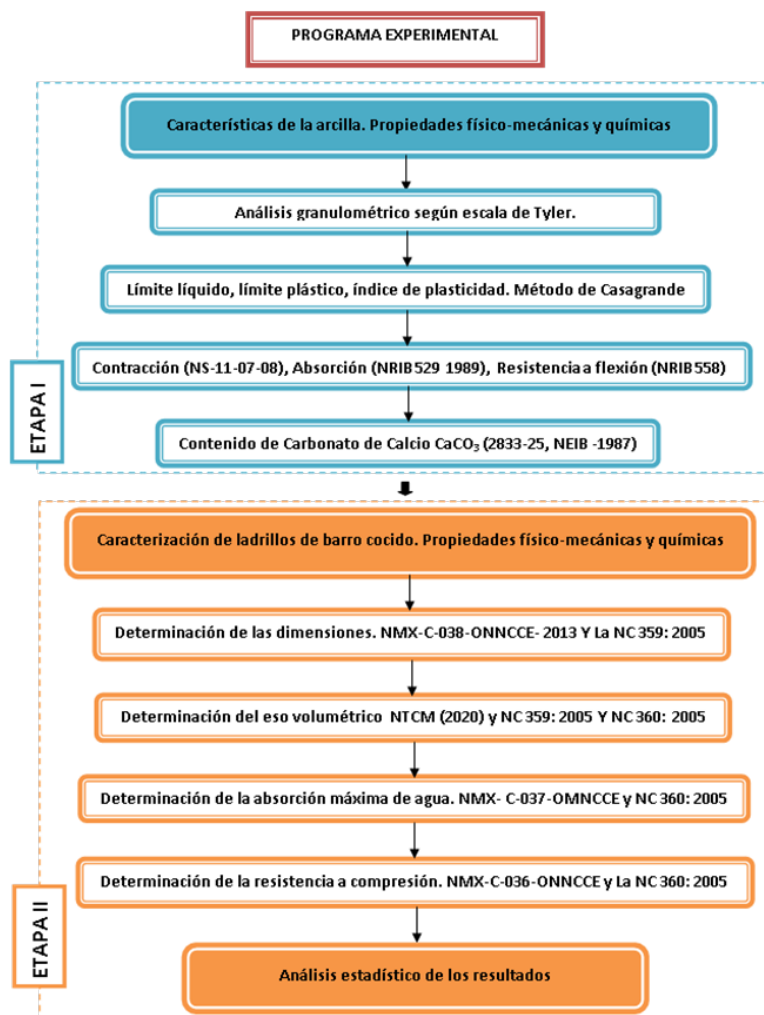


Figura 1: Programa experimental para la caracterización de la arcilla y los ladrillos de barro cocido.

En la provincia Santiago de Cuba existen 68 depósitos de arcilla apropiada para elementos de cerámica roja. De ellos, sólo nueve están concesionados, siete por la Empresa de Materiales de la Construcción (II Frente, Municipio II Frente; Maceira Vaquería, Municipio Songo-La Maya; Piñalito Los Guaos I y El Sitio, Municipio Santiago de Cuba) y dos por la Empresa de Materiales de la Construcción del Poder Popular (Nima – Nima y El Papayo, Municipio Guamá) [4]. Se realizó un análisis de la incidencia de las propiedades químicas y físicas de las arcillas disponibles en los depósitos Vega Honda, Maceira Vaquería y El Sitio, concesionados en el territorio santiaguero, a partir del análisis de su composición química y mineralógica, así como de la granulometría, aportados por la Geominera Oriente [4], para lo cual desarrollaron los siguiente ensayos:

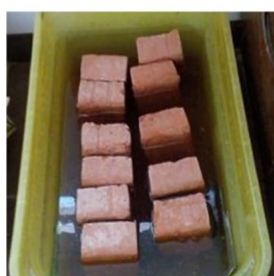
- Agua plástica, límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad por el método de Casagrande.
- Análisis granulométrico vía húmeda con tamices de abertura de malla a 5.0, 2.0, 1.0, 0.50, 0.063 y < 0.063 mm según escala de Tyler.
- Determinación de la absorción, mediante la norma NRIB 529 1989 Absorción de agua de los cuerpos horneados.
- Determinación de la contracción mediante la norma NS-11-07-08 Contracción al secado y al horneado.
- Determinación de la resistencia mediante la norma NRIB 558 1986 Resistencia a la Presión por Flexión.
- Determinación del contenido de impurezas mediante la norma 2833-25, NEIB (1987). Procesamiento previo de los análisis químicos para carbonato de calcio CaCO_3 .

Se evaluó la calidad de ladrillos producidos por entidades estatales y productores particulares a través de ensayos realizados en la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas ENIA de Santiago de Cuba. Se determinaron las dimensiones, el peso volumétrico, la absorción máxima de agua y la resistencia a compresión. Se midieron las dimensiones geométricas de cada pieza según establecen la norma mexicana NMX-C-038-ONNCCE-2013 [5], y la norma cubana NC 359: 2005 [6]. Estos datos se procesaron estadísticamente para obtener el largo, ancho y espesor promedio (Figura 2a). Para obtener el peso volumétrico de cada pieza fue necesario previamente caracterizar la geometría de cada una de ellas como establecen las normas cubanas NC 359: 2005 [6] y NC 360: 2005 [7]. Se obtuvo el peso de cada ladrillo y se calculó el peso volumétrico en estado seco.

La determinación de la absorción de agua se realizó de acuerdo a lo establecido en la norma cubana NC 360: 2005 [7] y la norma mexicana NMX-C-037-ONNCCE [8], que establece que el valor medio de absorción deberá estar entre 8 % y 18 % (Figura 2b). Para determinar la resistencia a compresión se empleó el método de prueba establecido en la norma mexicana NMX-C-036-ONNCCE [9] y la norma cubana NC 360: 2005 [7], que establece que el valor característico no será inferior a 10,0 MPa para los ladrillos macizos. Se registró la cantidad de carga que soporta cada pieza en el momento de la aparición de la primera grieta, se continuó con la aplicación de la carga hasta su fractura total y se calculó la resistencia a compresión referida al área bruta, en ambos casos (Figura 2c).



a) Determinación de dimensiones



b) Absorción de agua



c) Resistencia a compresión

Figura 2: Ensayos para caracterización de los ladrillos de barro cocido.

Con el propósito de valorar la incidencia del proceso productivo en la calidad de los ladrillos, se analizaron las condiciones tecnológicas de dos de los principales tejares de la provincia Santiago de Cuba: San Juan y Mar Verde. El tejar San Juan, pertenece a la Empresa de Producción de Materiales de Construcción de Santiago de Cuba (EMPROMAC) y el tejar Mar Verde es un emprendimiento particular.

3. RESULTADOS

La tabla 1, muestra la composición química de las muestras de arcilla tomadas en tres depósitos: El Sitio, perteneciente al municipio Santiago de Cuba, Maceira Vaquería al municipio Songo-La Maya y Vega Honda al Municipio Palma Soriano.

Tabla 1: Composición química de muestras de arcilla. Fuente: [4].

Depósitos	Al ₂ O ₃	SiO ₃	MgO	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	PPI
	%								
El Sitio	12,44	37,40	1,75	6,28	0,58	18,01	5,80	0,41	21,06
Maceira Vaquería	16,59	51,92	3,18	9,14	0,88	2,71	2,29	0,79	11,55
Vega Honda	15,12	60,78	2,73	8,13	0,82	1,74	2,34	0,38	6,90

La composición química y mineralógica de las arcillas influye directamente en las propiedades mecánicas y físicas de los productos cerámicos. Ninguno de los yacimientos cumplen con los porcentajes de Al₂O₃ (Óxido de Aluminio), que se requieren para los ladrillos, que deben estar entre un 20 - 30%. La cantidad de alúmina es la fase cristalina que le confiere resistencia mecánica y durabilidad a las piezas [10].

Los yacimientos Vega Honda y Maceira Vaquería están en el rango apropiado del contenido de sílice (SiO₃) (50 y 60 %) [10], no así el yacimiento El Sitio por lo que se presentan dificultades en la calidad de sus piezas como grietas, deformidades, alabeos. En todos los yacimientos la presencia de óxido de magnesio supera al 1%, lo que debe producir deterioro por expansión de la superficie del ladrillo. Todos los yacimientos sobrepasan el contenido idóneo de hierro (FeO₃) de un 5% [10]. El Sitio es el que posee un contenido cercano al apropiado (6,28 %).

La contracción de la pasta; también se ve afectada por la magnitud y la forma de las partículas. La distribución granulométrica es un parámetro esencial, encaminado a controlar la porosidad, permeabilidad y resistencia mecánica del ladrillo. Las tablas 2-2a muestran los resultados del análisis granulométrico, el límite líquido; el límite plástico e índice de plasticidad, contracción, absorción, resistencia a flexión y el contenido de carbonato de calcio CaCO₃, de 4 depósitos de arcilla.

Tabla 2: Análisis granulométrico, límites de Atterberg de las arcillas. Fuente: [4].

Depósitos	Tamiz						LL	LP	IP	AP
	5,00	2,00	1,00	0,50	0,063	<0,063				
	%									
El Sitio	0,05	0,20	0,47	0,83	11,33	87,12	42,90	23,70	19,20	42,70
Maceira Vaquería	0,56	1,99	3,17	3,44	15,35	75,49	41,60	24,64	17,00	36,50
Vega Honda	0,00	0,00	0,00	0,30	11,40	88,20	37,50	20,72	16,80	41,60
Nima -Nima	2,60	2,10	6,60	26,90	18,60	43,20	22,01	8,28	13,70	22,10

Tabla 2a: Contracción, resistencia, absorción e impurezas de las arcillas, Fuente: [4]

Depósitos	Cont. Seco	Cont. Horneado	Cont. Total	Rest. Seca	Abs. Horneado	Rest. Flexión	CaCO ₃
	%					kN/cm ²	%
El Sitio	10,00	19,05	16,00	594,30	12,00	0,05	32,13
Maceira Vaquería	19,64	27,27	21,40	291,70	16,60	0,61	2,91
Vega Honda	15,89	20,17	16,80	Roto	18,90	0,28	1,57
Nima -Nima	18,75	23,08	18,80	386,90	15,30	0,24	1,22

La superficie específica del ladrillo depende de la distribución granulométrica, cuanto mayor sea el empaquetamiento de las partículas, menor es la sección de poros, aumenta el contacto entre las partículas de arcilla y tendrá mejores propiedades físico-mecánicas [12]. En general, las mejores arcillas para fabricar ladrillo son las impuras (alrededor de 33 % de arena y limo), que reducen las contracciones y agrietamiento en el momento del secado y la quema [11] [12]. Los depósitos Maceira Vaquería, Vega Honda y El Sitio tienen entre un 75 y 80 % de granos finos (limos y arcilla) y alrededor de un 20 % de arena. Nima-Nima, posee menos del 50 % de finos, pero superior al 35 % mínimo para ladrillos de barro cocido [11].

El índice plasticidad (IP) es el rango del porcentaje de humedad en el cual el suelo presenta comportamiento plástico. Los depósitos Maceira Vaquería, El Sitio y Vega Honda son suelos altamente plásticos (IP > 15 %) y Nima - Nima es medianamente plástico (7 ≥ IP ≤ 15) [15]. Cuando el suelo es menos arcilloso es más susceptible a cambios de consistencia al variar la humedad. Materiales con IP > 8 %, como los depósitos Maceira Vaquería, El Sitio, Vega Honda y Nima - Nima, requieren ser mezclados con materiales desengrasantes; pues al tener un mayor índice de absorción, disminuye gradualmente la porosidad, genera mayor contracción lineal y eleva la temperatura de cocción. Todos los depósitos se pueden clasificar como arcillas inorgánicas de baja compresibilidad (CL), con suelos finos con LL < 50 % e IP > 7 %.

El Sitio, Vega Honda y Nima-Nima, presentan una contracción < 20 % (E-070), no así Maceira Vaquería. La contracción excesiva, puede causar grietas y deformaciones en el ladrillo. Por su parte, la presión de extrusión incide en la contracción por secado y que las diferencias de contracción son las que dan lugar a la rotura de la pieza. En una misma arcilla, la contracción aumenta con una mayor humedad de moldeo y un menor tamaño de las partículas [14].

La absorción de los depósitos El Sitio (12 %); Maceira Vaquería (16,6 %), Vega Honda (18,9 %) y Nima-Nima (15,3 %) cumple con los límites establecidos por la norma mexicana NMX-C-036-ONNCCE (2013) [8]; sin embargo, en el depósito Vega Honda este valor es excedido. Mientras más fino es el grano de arcilla, menos poroso será también el ladrillo [13]. Esto se evidencia en la baja absorción del depósito El Sitio, respecto a los demás, siendo el que tiene un mayor porcentaje de finos en su composición. Aunque también incide la forma de moldeo y la extrusión de la pieza.

La presencia excesiva de carbonato cálcico como ocurre en El Sitio, con un 32,17 % hace que el ladrillo se agriete y pierda cohesión, además influye en el alabeo. La arcilla con un 20 a 25 % de carbonato de calcio, puede ser utilizada para la fabricación de ladrillos siempre que estén íntimamente mezclados [11].

En la tabla 3 se muestran los resultados de la evaluación de la calidad de los ladrillos con respecto a ensayos realizados en cuanto a dimensiones, peso volumétrico, absorción máxima de agua y la resistencia a compresión.

Tabla 3: Resultados de los ensayos a ladrillos producidos en Santiago de Cuba (Promedio para 10 muestras en cada caso). Fuente: ENIA 2021 y 2022

Tipos de ladrillos	Absorción (%)	Dimensiones (mm)	Resistencia media a compresión (MPa)	Fecha de ensayo
Tejar San Juan				
Estándar	18,0 Conforme	239x123x57 No conforme	13,3 Conforme	28/06/2021
Estándar	19,1 No conforme	247x125x56 No conforme	9,5 No conforme	19/10/2021
Estándar	14,5 Conforme	237x120x55 No conforme	8,2 No conforme	20/11/2021
Estándar	14,4 Conforme	231x118x57 No conforme	9,2 No conforme	15/12/2021
Estándar	17 Conforme	235x124x54 No conforme	16,3 Conforme	18/02/2022
Estándar	15,4 Conforme	246x123x61 Conforme	11,0 Conforme	04/05/2022
Estándar	12,2 Conforme	241x121x61 No conforme	14,6 Conforme	19/05/2022
Macizo	15,0 Conforme	263x123x62 No conforme	11,9 Conforme	18/6/2022
Tejar La Caridad				
Estándar	18,8 No conforme	244x124x58 No conforme	13,5 Conforme	29/06/2021
Tejar La Joya				
Estándar	17,5 Conforme	245x125x54 No conforme	9,9 No conforme	19/10/2021
Estándar	17,7 Conforme	245x125x 55 No conforme	14,8 Conforme	18/02/2022
Estándar	17,5 Conforme	245x125x 54 No conforme	9,9 No conforme	04/05/2022
Estándar	17,1 Conforme	248x 123x 64 Conforme	10,3 Conforme	04/05/2022
Tejar Framboyán				
Estándar	17,5 Conforme	237x133x57 No conforme	13,4 Conforme	28/06/2021
Estándar	15,5 Conforme	242x123x57 No conforme	11,2 Conforme	28/06/2021
Tejar II Frente				
Estándar	15,6 Conforme	228x105x 67 No conforme	17,0 Conforme	21/06/2021
Estándar	14,0 Conforme	242x105x 65 No conforme	7,0 No conforme	17/10/2021
Tejar Songo-La Maya				
Estándar	16,0 Conforme	226x 93x 57 No conforme	29,7 Conforme	03/02/2022
Tejar Vega Honda				
Estándar	16,57 Conforme	243x126x 61 No conforme	14,02 Conforme	18/07/2022

Según se puede apreciar en la tabla 3, existe gran dispersión en los resultados. En el caso de los ladrillos ensayados, el 89,5% de los valores promedio cumplen con los requisitos de absorción de agua en 24 horas establecidos por la norma mexicana NMX-C-404-ONNCCE (2012), que para ladrillos macizos establece como máximo el 19 % para arcilla extruida o prensada [9].

En cuanto a las dimensiones, el 89,5 % de los valores promedio resultan no conformes debido a que exceden las tolerancias establecidas por la norma mexicana NMX-C-404-ONNCCE (2012) [9], que las establecen en ± 3 mm en la altura y ± 2 mm en el largo y el ancho. Aunque el 76% de los lotes de ladrillos ensayados cumplen con la resistencia especificada por dicha norma (11 MPa), es a costa de una disminución de las dimensiones de los ladrillos, por lo que tampoco son conformes. Se evidencia gran dispersión de los resultados de la resistencia a compresión a lotes de un mismo depósito (Ejemplo: el Tejar San Juan presenta un Coeficiente de variación del 40%, en el caso del tejar La Joya el Coeficiente de variación es del 37%).

Otro de los aspectos fundamentales a valorar es la disponibilidad tecnológica de la producción de ladrillos. Existen más de 11 establecimientos registrados, sin embargo presentan dificultades tecnológicas y de calidad de las producciones. Se analizaron los tejares de mayor capacidad en Santiago de Cuba se encuentran San Juan, perteneciente a la Empresa Productora de Materiales de Construcción (EMPROMAC) y Mar Verde (Particular). La figura 3 muestra los resultados del análisis.



Tejar San Juan: Problemas tecnológicos (grietas en viga y muros de un horno, extrusora rota). De dos hornos, solo trabaja uno. Capacidad máxima de producción mensual: 20 000 (u) 4-5 viviendas con área útil de 75m². El yacimiento que explota es El Sitio, con impurezas que varían desde 32,13 a 37,95 % de Carbonato de Calcio CaCO₃. Combustión con leña, dependiendo de la disponibilidad de cooperativas.



Tejar Mar Verde: Problemas tecnológicos (grietas en muros), elaboración artesanal y secado a la intemperie. 50 hornos con capacidad promedio de 4 500 (u) mensuales. Se elaboran generalmente piezas en forma de tabicón. El yacimiento que explotan es cercano a la Presa Parada, presenta entre 2,93 a 4,14 % de Carbonato de Calcio CaCO₃. Combustión con leña, dependiendo de la disponibilidad de cooperativas.

Figura 3: Caracterización de los tejares San Juan y Mar Verde de Santiago de Cuba.

4. CONCLUSIONES

Los depósitos Vega Honda, Maceira Vaquería y El Sitio, no cumplen con los porcentajes de alúmina (Al_2O_3) que se requieren para los ladrillos (20 - 30%). Los depósitos Vega Honda y Maceira Vaquería poseen un contenido de sílice (SiO_2) apropiado (50 - 60%), no así El Sitio por lo que presenta dificultades en la calidad de sus piezas como grietas, deformidades, alabeos, entre otras. Los depósitos Maceira Vaquería, Vega Honda y El Sitio poseen gran contenido de finos, siendo mayor en este último, lo que se corrobora con los deficientes resultados de contracción y absorción. Nima-Nima, posee mejor granulometría y en consecuencia los ladrillos tendrán mejores propiedades físico-mecánicas. Los depósitos Maceira Vaquería y El sitio, con índice de plasticidad mayor que ocho requieren ser mezclados con arenas; pues al tener un mayor índice de absorción de agua, disminuye gradualmente la porosidad, genera mayor contracción lineal y eleva la temperatura de cocción. Aunque el 76 % de los ladrillos cumplen lo especificado por la norma NMX-C-404-ONNCCE que establece como resistencia media a la compresión mínima 11 MPa, se debe a una disminución de las dimensiones, el 89,5 % exceden las tolerancias normadas. El 89,5% de los ladrillos cumplen con la absorción establecida por dicha norma mexicana. Los tejares no poseen las condiciones tecnológicas idóneas, lo que incide en la calidad de los ladrillos. Se recomienda realizar un estudio tecnológico para mejorar los procesos de extrusión y horneado, y de esta forma elevar la eficiencia de los tejares y poder alcanzar la calidad necesaria para el empleo de los ladrillos en muros portantes de mampostería confinada.

5. AGRADECIMIENTOS

Se agradece a las Empresas Geominera Oriente y Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas de Santiago de Cuba por facilitar la información necesaria para la realización de la investigación.

Esta investigación ha sido realizada con los fondos del Programa Nacional "Desarrollo local en Cuba" como parte de un resultado del proyecto "Desarrollo de nuevos materiales y tecnologías sismorresistentes para la construcción de viviendas y otras obras, con recursos locales".

1. C. Suarez, "El Programa de la Vivienda necesita otras alternativas", Periódico Granma, La Habana, 9 de Mayo de 2024, Órgano Oficial Del Comité Central del Partido Comunista de Cuba. <https://www.granma.cu/cuba/2024-02-27/el-programa-de-la-vivienda-necesita-otras-alternativas-27-02-2024-00-02-53>.
2. Y. Franco, L. González, C. Milanés, N. Saint Feliz, y F. Calderin, "Mampostería confinada vs pórticos de hormigón: Selección de alternativas para viviendas por esfuerzos propios en Cuba", Módulo Arquitectura - CUC, 30, 99–126, 2023. <https://doi.org/10.17981/mod.arq.cuc.30.1.2023.04>.
3. F. Crisafulli, C. Genatios, y M. Lafuente, "Vivienda de interés social en américa latina. Una guía para sistemas constructivos sismorresistentes", CAF, Banco Interamericano, 2020. https://www.researchgate.net/profile/Carlos-Genatios/publication/340439331_VIVIENDA_DE_INTERES_SOCIAL_EN_AMERICA_LATINA_UNA_GUIA_PARA_SISTEMAS_CONSTRUCTIVOS_SISMORRESISTENTES/link/s/5ea8e77a299bf18b95844fed/VIVIENDA-DE-INTERES-SOCIAL-EN-AMERICA-LATINA-UNA-GUIA-PARA-SISTEMAS-CONSTRUCTIVOS-SISMORRESISTENTES.pdf
4. Núñez, C. Rondón, J. Rodríguez, y Y. Rodríguez, "Diagnóstico y evaluación de minerales para la producción local de materiales de construcción en la provincia de Santiago de Cuba", Empresa Geominera Oriente, Santiago de Cuba, Cuba, 2020.
5. NMX-C-038-ONNCCE-2004, Determinación de las dimensiones de ladrillos, tabiques, bloques y tabicones para la construcción, México, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación. S.C, 2004.
6. NC 359:2005, Ladrillos y bloques cerámicos de arcilla cocida. Métodos de ensayos. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba, 2005.
7. NC 360: 2005, Materiales y productos de la construcción. Ladrillos estándar. Especificaciones de calidad, Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba, 2005.
8. NMX-C-037-ONNCCE- 2013, Industria de la construcción – Mampostería - Determinación de la absorción total y la absorción inicial de agua en bloques, tabiques. -Método de ensayo, México, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación. S.C, 2013.
9. NMX-C-404-ONNCCE- 2012, Industria de la Construcción. Mampostería- Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural- Especificaciones y Métodos de ensayo. México, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación. S.C, 2012.
10. M. Villaquirán, E. Caicedo, K. Agudelo, J. Arias, M. Viera, D. Carvajal, "Evaluación del desempeño térmico de ladrillos ecoamigables con incorporación de residuos de mullita, Ingeniería y Desarrollo, vol. 39, núm. 1, pp. 25-43, 2021.
11. D. Manco, C. Martínez, J. Gómez, D. Giraes, y S. Molina, "Caracterización fisicoquímica de las arcillas utilizadas en la preparación de pastas cerámicas para la producción de los lotes de ladrillo tipo H-10 en la empresa Ladrillera Valledupar S.A.S., Colombia", Aibi revista de investigación, administración e ingeniería, vol. 8, no. 3, pp. 54-59, 2020.
12. P. Muñoz, M. Ortiz, M. Mendivil y L. Muñoz, "Fired clay bricks manufactured by adding wastes as sustainable construction material: a review", *Constr. Build. Mater.*, vol. 63, pp. 97-107, jul. 2014.
13. M. Moreno, Y. Pabón, L. Cely, J. Cely, "Influencia de la molienda húmeda en el comportamiento estructural y mecánico de productos cerámicos conformados por extrusión de una arcilla del Zulia (Norte de Santander, Colombia)", *Boletín de la Sociedad Española de Cerámica y Vidrio*, Volume 58, Issue 5, 2019, Pages 190-198, 2019. ISSN 0366-3175, <https://doi.org/10.1016/j.bsecv.2019.01.001>, 2019. (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0366317519300019>)
14. M. Bocanegra, "La contracción de secado de los productos cerámicos de construcción base arcilla", *CICDCECH*. Año 29, No.178./mayo-junio, 2021.

Análisis De Causas Y Posibles Soluciones Con LEAN CONSTRUCTION De Rubros De Abastecimiento De Agua Potable

Analysis Of Causes And Possible Solutions With LEAN CONSTRUCTION Of Drinking Water Supply Sectors

Autores

Paúl André Añazco Campoverde M.Sc¹, Sara Ivonne Camacho Samaniego², Ing. Gilbert Adrián Añazco Campoverde M.Sc³, Arq. Fresia Luisana Campuzano Vera M.Sc⁴

¹ M.Sc. Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, panazco@utmachala.edu.ec

² Ingeniera Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, scamacho1@utmachala.edu.ec

³ M.Sc. Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, ganazco@utmachala.edu.ec

⁴ M.Sc. Arquitecta, Universidad Técnica de Machala, Machala, fcampuzano@utmachala.edu.ec

RESUMEN.

La industria de la construcción desempeña un papel fundamental en la economía global, impulsando el crecimiento y el desarrollo en todo el mundo. Sin embargo, en los últimos tiempos, ha experimentado una disminución en su fuerza y vitalidad debido a la escasez de recursos. Es crucial abordar esta problemática mediante un enfoque centrado en la eficiencia de los proyectos. El estudio minucioso de la eficiencia puede generar valor añadido a los proyectos y conducir a beneficios económicos más significativos. En este contexto, la investigación se centra en el análisis de rendimientos en una obra específica de agua potable. El objetivo es identificar las actividades que están causando pérdidas y proponer soluciones efectivas para mejorar la eficiencia. Para lograr esto, se utilizan herramientas como la carta de balance, basada en los principios del Lean Construction. Este enfoque se ha demostrado como una metodología eficaz para eliminar desperdicios y optimizar procesos en proyectos de construcción. Se espera que los hallazgos de esta investigación no solo conduzcan a recomendaciones prácticas para la mejora de la obra en cuestión, sino que también promuevan el uso generalizado de herramientas de gestión eficiente en proyectos de construcción. Esto contribuirá a revitalizar y fortalecer la industria de la construcción, haciendo que las empresas sean más competitivas y sostenibles a largo plazo.

Palabras clave: Rendimiento, Productividad, Carta balance, Rubros, Agua Potable

ABSTRACT.

The construction industry plays a critical role in the global economy, driving growth and development around the world. However, in recent times, it has experienced a decline in its strength and vitality due to the scarcity of resources. It is crucial to address this problem through an approach focused on project efficiency. The careful study of efficiency can generate added value to projects and lead to more significant economic benefits. In this context, the research focuses on the analysis of performance in a specific drinking water project. The objective is to identify the activities that are causing losses and propose effective solutions to improve efficiency. To achieve this, tools such as the balance sheet are used, based on the principles of Lean Construction. This approach has been proven to be an effective methodology for eliminating waste and optimizing processes in construction projects. It is expected that the findings of this research will not only lead to practical recommendations for the improvement of the work in question, but will also promote the widespread use of efficient management tools in construction projects. This will help revitalize and strengthen the construction industry, making companies more competitive and sustainable in the long term.

Keywords: Performance, Productivity, Balance sheet, Items, Drinking Water

1.INTRODUCTION

Uno de los sectores más importantes para la economía de un país es la industria de la construcción la misma que se ve afectada por distintos factores como la economía de un país, por esto la importancia de gestionar bien los recursos ha llevado a la utilización de técnicas basadas en optimizar y reducir desperdicios, en general estos métodos se están aplicando a todos los proyectos de construcción para ser más competitivos, por esto en esta investigación se realiza el análisis de rendimiento aplicando los principios del Lean Construction.

Se han realizado varios estudios acerca de temas de productividad en proyectos de construcción entre los que aparece el Lean Construction, como una forma de analizar los problemas que se generan los proyectos constructivos basándose en aumentar el valor y eliminando las actividades que no generan valor, esta forma de pensar ya se aplica actualmente a muchos proyectos en todas las etapas del proyecto, sin embargo, aún no es tan conocida por parte de los profesionales de la construcción [1].

Para definir la modalidad básica de investigación se procede primero a investigar fuentes bibliográficas para determinar la metodología básica aplicada para desarrollar esta investigación, centrada en un enfoque cualitativo de investigación como se muestra en la figura 1 con datos de campo analizados mediante el método de observación del enfoque cualitativo de investigación [2].

En virtud de que el enfoque de investigación es cualitativo en donde se tomará datos de campo con las herramientas que provee el Lean Construction para realizar esta actividad principalmente con la carta balance.

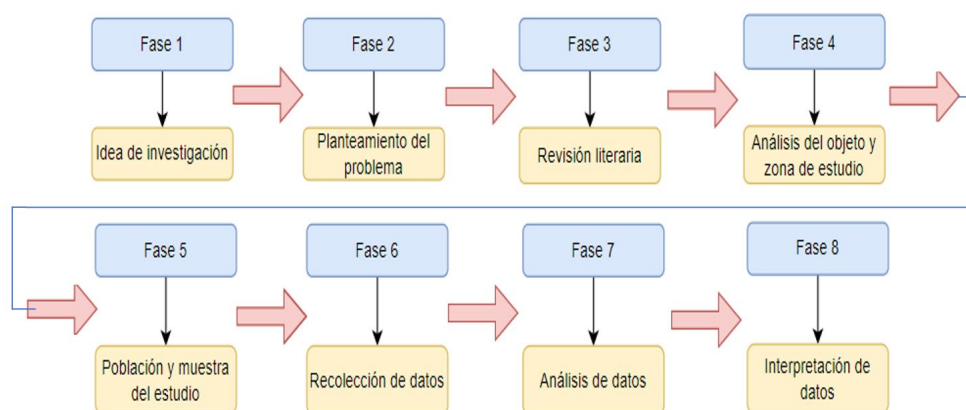


Figura 1: Fases modelo para realizar la investigación [3].

Primero se define una idea de investigación desde donde se partirá para realizar las siguientes fases, en este caso la idea de investigación se basa en el análisis de los rendimientos de la mano de obra de algunos rubros en un proyecto de agua potable con la ayuda de los principios de la filosofía Lean Construction que se presentan en forma de herramientas para la gestión eficiente de proyectos de construcción.

Una vez definida la idea de investigación, se procede a formular preguntas científicas que permitan plasmar por escrito la problemática. Dependiendo de la idea de investigación, se plantean premisas de las que partir. En este caso, los posibles problemas que pueden presentarse respecto a los rendimientos de la mano de obra en los rubros de un proyecto de agua potable. En esta fase, se busca información bibliográfica en artículos científicos para sustentar la investigación. Aquí se presentan avances e investigaciones previas que ofrecen modelos desde donde se puede partir para realizar la investigación.

En la fase 4, se define claramente el objeto y la zona de estudio, para lo cual se debe visitar previamente la zona donde se realizan los trabajos y socializar con quienes participan en el proyecto. Esto busca proporcionar mayor comodidad y resultados satisfactorios durante la toma de datos en campo. Al referirse a la población y la muestra del estudio, se enfoca en los elementos que intervienen en el estudio, definiéndose una muestra arbitraria dentro del proyecto analizado, empleando los principios de la filosofía Lean Construction y sus herramientas para realizar las mediciones [4].

En la recolección de datos, se utilizarán las herramientas proporcionadas por Lean Construction, para lo cual se debe conocer previamente la zona y el objeto de estudio, además de la muestra seleccionada dentro del proyecto de construcción en análisis. Para el análisis de los datos recopilados, se empleará la herramienta Excel, que permite la realización de gráficos estandarizados donde se pueden observar los datos, facilitando la comprensión de lo que sucede en el proyecto respecto al rendimiento de la mano de obra y las actividades con mayor injerencia en el rubro analizado.

Esta fase es crucial, ya que se trata de interpretar los datos analizados para obtener conclusiones sobre la información recolectada, que puede coincidir o no con las suposiciones presentadas al comienzo de la investigación. Además, se pueden hacer recomendaciones que ayuden a mejorar las actividades del proyecto analizado y que se puedan aplicar en otros similares. Para este trabajo de titulación, el objeto de estudio está en la ciudad de Pasaje, provincia de El Oro, donde se construye el mejoramiento del sistema de agua potable para la ciudad de Pasaje.

En la zona de estudio donde se realizara esta investigación en la cual se analiza los rubros del proyecto nombre del proyecto, se analizara los rendimientos de la mano de obra de acuerdo a los principios de la filosofía Lean Construction en la cual se identifica al personal técnico de la obra que está en contacto directo con el proceso constructivo que se está llevando a cabo dentro del proyecto, para analiza de forma discreta la productividad de la mano de obra de algunas cuadrillas que previamente se seleccionaran para realizar la recolección de los datos correspondientes [5].

Se le dará un enfoque cualitativo de investigación en la cual se presentó anteriormente, aplicando los principios de la filosofía Lean Construction la cual da una visión relativamente nueva de como analizar los rubros en proyectos de construcción para determinar los rendimientos y actividades que generan pérdidas dentro de estos.

La carta de balance es una herramienta que permite analizar actividades específicas que se realizan dentro de un proyecto de construcción, para esto se determina primero las características de la actividad a realizar la medición teniendo en cuenta los problemas que puede encontrarse al realizar las mediciones, principalmente se base en definir en obra tres principales características que son el trabajo productivo el trabajo contributivo y el no contributivo como se muestra en la figura 2, para cada actividad seleccionada se necesita realizar mediciones en diferentes horas y días para que la medición se acerque estadísticamente a la realizada de lo que sucede en el proyecto, esta es una herramienta que se basa en los principios de la filosofía Lean Construction para determinar cómo se realizan los procesos y que actividades se puede mejorar para ser más eficientes [6].

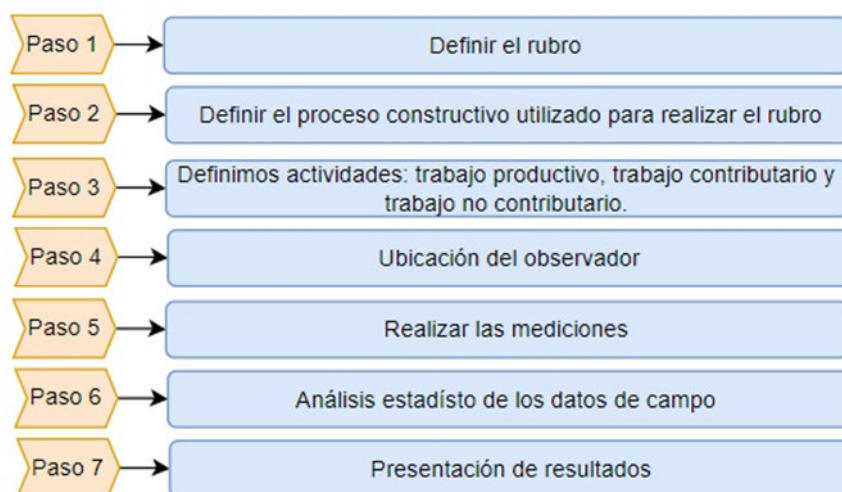


Figura 2: Pasos para la aplicación de la Carta Balance [6].

Con el objetivo de conocer de primera mano la opinión de los actores principales que están relacionados con las etapas constructivas del proyecto se realiza una entrevista a estos con preguntas abiertas que se presentan en la figura 3, las cuales ayudan a conocer de primera mano cómo se están realizando las actividades dentro del proyecto que se analizara en esta investigación, con esto se puede determinar las causas y errores que se comenten dentro de las actividades realizadas y como se podría mejorar en base a la percepción de los Residentes que allí laboran día a día, se debe dejar constancia que este tipo de herramientas se realizan en base a los conocimientos que tienes los que se encuentran laborando en el proyecto.

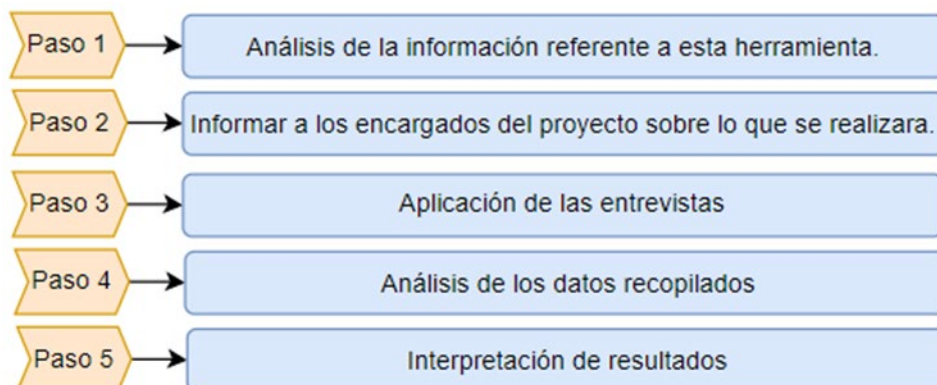


Figura 3: Entrevista de detección de pérdidas [6]

Primero se debe conocer todo lo referente a esta herramienta la cual se basa en los principios de la filosofía Lean Construction, además de modelar esta herramienta a las condiciones propias de la investigación que se está realizando, para este caso un proyecto de agua potable

Para que no se produzcan malentendidos con los encargados de realizar el proyecto analizando se debe plantear una socialización con ellos dándoles a conocer los que se realizara, este paso para esta investigación es más complejo porque se debe realizar individualmente por la disponibilidad de tiempo.

Las entrevistas se deben realizar a quienes estén en contacto directo con los procesos constructivos del proyecto, pueden ser los residentes de obra y los encargados de la planificación de la obra, quienes conocen de primera mano cómo se lleva el proyecto, y se realiza de forma individual por la disponibilidad de tiempo de estos individuos.

En base a el análisis de los datos se pude realizan conclusiones detectando la percepción de los Residentes entrevistados y buscar patrones que permitan conocer cómo se está realizando el proyecto y como se puede mejorar. Esta parte sirve para identificar perdidas [7].

2. MARCOTEÓRICO

La industria de la construcción es una de las que más contribuye al desarrollo de la economía de los países [8], sin embargo, por los problemas en la economía y el covid-19 la escasez de los recursos ha generado una necesidad de optimizar los recursos económicos en los proyectos de agua potable en este caso en la productividad de la mano de obra, por esto se analizan varias alternativas para el manejo eficiente de los recursos aplicando los principios del Lean Construction para eliminar las tareas que no agregan valor en los proyectos de agua potable.

La construcción según contribuye al sector económico de un 8 al 10% de media en diferentes países donde genera empleo de masas [9] generando una estrecha relación entre la industria de la construcción y el sector económico el cual se estima que emplea el 7% de la población en el planeta que puede trabajar [10], esto apunta que los retos que se deben resolver están en el área de investigación revela que en India se han producido muchos proyectos los cuales no se han realizado correctamente por factores como el inventario, lo cual genera muchos costos, pérdida de tiempo y clientes insatisfechos.

Los proyectos de agua potable son de suma importancia para el desarrollo de la población sin embargo aún según un informe de la Organización de las Naciones unidad una de cada tres personas en el mundo no tiene acceso al agua potable, uno de los mayores desafíos para la dotación es el complejo aumento en la demanda que implica costos adicionales cada vez más elevados para mantener y crear sistemas de agua potable [11].

En [12] se evalúa el gasto de los gobiernos realizado a lo largo de varios años en los cuales el destino mucho presupuesto en proyectos de agua potable, lo cual se refleja en una reducción de al menos un 50% de personas que no tenían accesos del servicio de agua potable en América Latina lo cual marca una tendencia de proveer de agua potable a la mayor parte de la población como un derecho fundamental de los seres humanos.

En Sudamérica, la productividad está influenciada por numerosos factores, como la seguridad y el equipamiento disponible para realizar una obra determinada. Estudios han demostrado que para obtener una buena productividad se necesita una gestión eficaz en las primeras fases de un proyecto de construcción. Esto se debe a que los responsables de estas fases influyen directamente en la maximización del valor esperado, a menudo de acuerdo con la experiencia que tienen en la planificación y diseño de los proyectos [13].

Entre los países de América Latina, Brasil se destaca por acoger ideas de sostenibilidad y cuidado ambiental. Según las certificaciones LEED, que son un estándar de medición para el cuidado del medio ambiente en varios ámbitos, Brasil ocupa el cuarto lugar en el mundo con mayor cantidad de certificaciones para edificios sostenibles, lo cual se está adoptando de forma general en toda la región [14].

El Lean Construction se está implementando paulatinamente en la industria de la construcción. En [9] en donde se investiga sobre la aplicación de los principios de la Filosofía Lean Construction en proyectos de vivienda popular, se ha logrado una reducción significativa en el desperdicio de materiales y una mejor coordinación entre todas las partes involucradas. Además, se ha conseguido reducir el tiempo promedio de construcción.

Se realizó una investigación para determinar la relación entre el capital de trabajo y la eficiencia de las constructoras. Se concluyó que la eficiencia es mayor cuando el capital de trabajo es menor, debido a la necesidad de administrar mejor los recursos disponibles [15].

Esta filosofía se aplica a la actividad diaria, busca la eficiencia en los procesos realizados, con base en el conocimiento y la mejora continua en las etapas para construir un proyecto, el Lean se aplica a procesos de optimización, ya sea de recursos disponibles o tiempo en todas las fases de un proceso para que la entrega del producto final sea satisfactoria [16] como se observa en la figura 4 la cual se realiza con base en la investigación en artículos científicos.

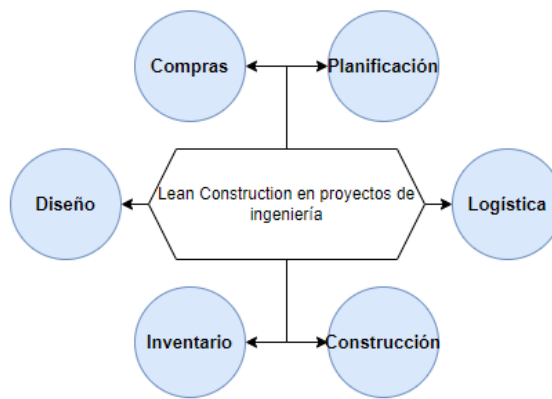


Figura 4: Aplicaciones del Lean Construction [16].

Uno de los factores clave para la implementación del Lean Construction en los proyectos de construcción según [17] es el compromiso por parte de toda la sociedad y más aun de los involucrados en un proceso buscando siempre mejorar continuamente la producción de algún bien o producto con la aplicación correcto de los principios de esta filosofía.

Los desperdicios son un aspecto importante dentro del Lean ya que se presenta siempre una necesidad de reducirlos ya que generan pérdida, se definen como actividades que consumen recursos y no generan valor a los proyectos [18], estos desperdicios o pérdidas son planteados de forma general, y dependerá del investigador identificarlos en el proyecto, así como agregar o eliminar alguno que se considere conveniente para la correcta definición de los desperdicios, a continuación, se presentan los desperdicios más comunes presentados en el Lean Construction.

Más comúnmente enfocado al transporte de materiales de construcción, generalmente se dan problemas en el transporte cuando no existe buena coordinación, cuando el operario del vehículo no tiene la suficiente experiencia y por la distancia de recorrido que debe hacer para entregar su carga esto se puede visualizar en la figura 5 en donde se transporta material de desalojo.



Figura 5: Transporte de material en obra Fuente: Elaboración propia

En el inventario se da problemas por la acumulación de artículos no utilizados; también por la disponibilidad de bodegas de almacenamiento, estos artículos se dañaron por cómo se guardan para realizar un proyecto determinado. En muchos casos se realizan movimientos innecesarios de equipos, o materiales para realizar una actividad, esto produce daños que pueden evitarse planeando de forma correcta. Se refiere a esperar sin realizar actividades productivas en la obra, generalmente se da mucho en la entrega de materiales para la construcción, en muchas cosas también se producen embotellamientos que retrasan las actividades provistas. Un ejemplo de esto se observa en la figura 6 donde muchos trabajadores esperan hasta que terminen otras actividades.



Figura 6: Esperas por parte de la mano de obra. Fuente: Elaboración propia

Es muy común en el Ecuador realizar obras en un orden diferente al que la lógica indica o también por la realización de un mal proceso constructivos por parte de los encargados de realizar esta tarea.

Se refiere al exceso de producción que puede realizarse en una obra, por ejemplo, si se pide medio cúbico de hormigón, y al final se entrega un cúbico de hormigón, el exceso claramente perjudicará a las ganancias que se obtenga en ese proyecto.

Esto se refiere a dos cosas, la calidad del trabajo realizado en la obra por parte del personal que realiza la obra, y por parte de los residentes encargados de la verificación del cumplimiento de lo estipulado en el contrato.

Proyecto de abastecimiento de agua potable.

En la Tabla 1 se presentan los frentes de trabajo realizados en lo que lleva ejecutándose el proyecto, en los que se tiene exactamente 8 frentes donde se realizan trabajos según la planificación de la obra con las observaciones correspondientes en cuanto a las actividades realizadas, como en el caso del frente 2, donde se construye una reserva de hormigón armado.

En el proyecto se han realizado ajustes a la planificación, según la figura 7, por problemas presentados como falta de pago de la empresa contratante, además se observa que los trabajos realizados están dentro de lo previsto en el proyecto.

Tabla 1: Avance realizado por frente de trabajos. Fuente: Proporcionado por el proyecto.

FRENTE	TRABAJOS REALIZADOS	OBSERVACIONES
FRENTE 1	Construcción de Reserva Nueva de Hormigón Armado $v=1800 \text{ m}^3$, ubicada en la parroquia urbana de "Loma de Franco"	No se presentan actividades en el frente
FRENTE 2	Construcción de Reserva Nueva de Hormigón Armado $v=1500 \text{ m}^3$. Repotenciación de tanques existentes Ubicado Junto a la Reserva No 3 " Tres Cerritos"	Se continúan con las actividades programadas.
FRENTE 3	Mejoramiento Del Sistema Existe Municipal De Agua Potable, Planta de Tratamiento de Agua Potable " Alberto Serrano" Q-100 L/S	Se continúan con las actividades programadas.
FRENTE 4	Red de Distribución Anillo Perimetral + Tuberías Principales. Tuberías HD $\varnothing=700 - 600 \text{ mm}$ - C 25 ($L=1,163 \text{ m}$) y tubería PVC - PU/E $\varnothing = 500.4$	Se continúan con las actividades programadas.
FRENTE 5	Construcción De Red De Agua Tratada ($Q=305 \text{ L/S}$), Tramo: Reserva Existente en PTAP ' La Esperanza del Sistema Regional Tubería HD clase 25 D= 500mm.	Se continúan con las actividades programadas.
FRENTE 6	Medidas ambientales aplicadas en las fuentes de trabajo	Se continúan con las actividades programadas.
FRENTE 7	Conexiones Domiciliarias	Se continúan con las actividades programadas.
FRENTE 8	Suministro e Instalación de Macro medidores Electro energéticos	No se presentan actividades en el frente

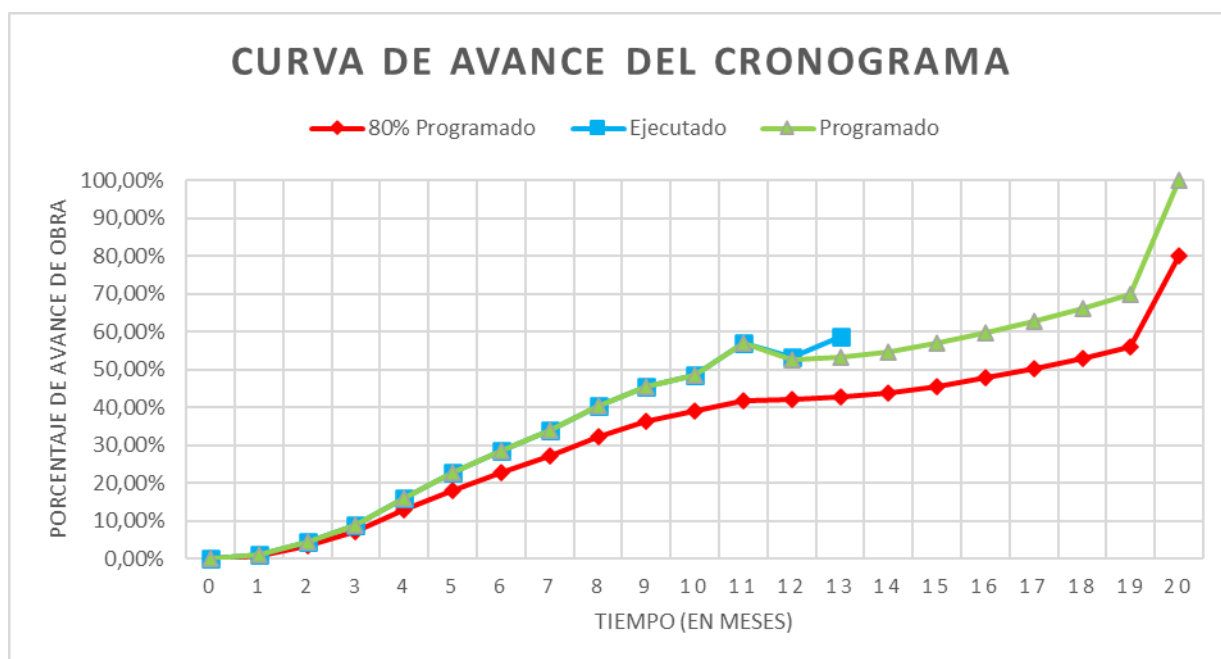


Figura 7: Curvas de avance de la obra. Fuente: Proporcionado por el proyecto.

Para realizar las mediciones se utilizará la carta de balance, para esto primero se debe definir las actividades que se considerarán trabajo productivo contributivo y no contributivos, de vital importancia para realizar las mediciones y las que no agregan valor al rubro analizado.

De acuerdo con las trece entrevistas realizadas se determinó los siguientes rubros que los residentes de la obra consideran que generan más pérdidas en proyectos de abastecimiento de agua potable, en este caso los profesionales concuerdan en un 69% que la excavación es uno de los rubros que más se ve afectado por pérdidas en obra como se muestra en la figura 8.

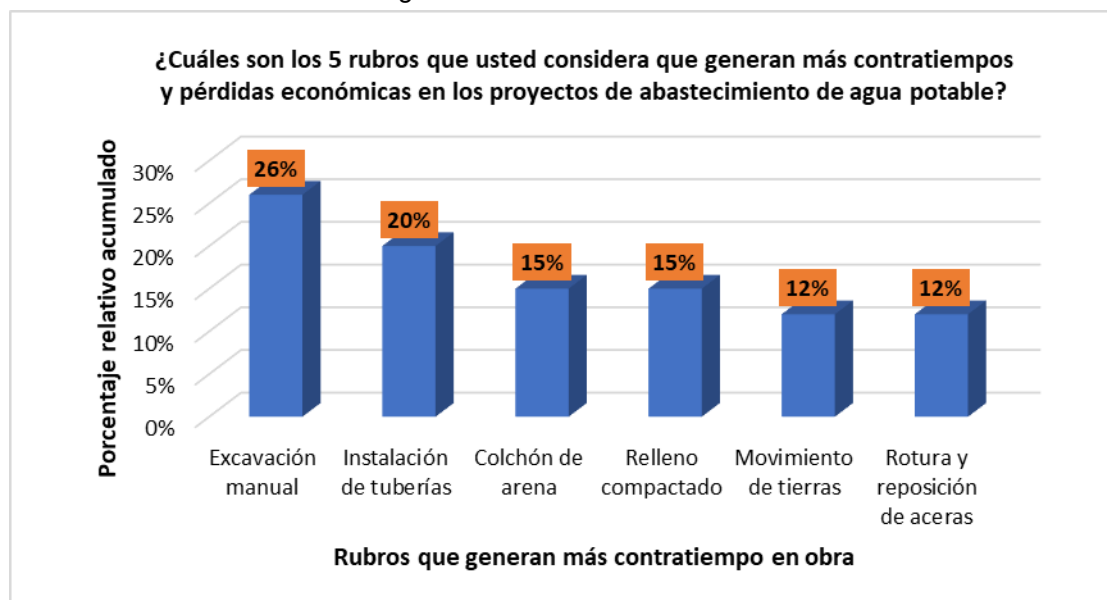


Figura 8: Rubros generadores de mayores pérdidas (Entrevista Residentes de obra). Fuente: Elaboración propia.

De los cuales se tomarán los rubros más representativos para recabar los datos para el uso de la carta balance, que se prevé realizar en un periodo no mayor a una semana por cada rubro, por las variaciones que puedan existir en la obra, además de realizar las mediciones con personal de apoyo y se escogerá un lugar adecuado para obtener datos reales del rubro analizado

En el proyecto se realizan las actividades de acuerdo con los frentes de trabajo en las que se encuentran los rubros que posiblemente en esta investigación se tomen en cuenta al momento de realizar las mediciones en campo esto se presenta una figura 9 de la zona de estudio y los lugares donde se están realizando las actividades actualmente.



Figura 9: Áreas donde se están realizando trabajos. Fuente: Open Street Map

Según los datos recopilados por las 13 encuestas al personal técnico de la obra, se determinó que existen las siguientes pérdidas presentadas en la figura 10, de una lista que se ha formado en base a la investigación realizada, se ha tomado una muestra de 60 respuestas del universo por ser las más significativas para este proyecto, en donde los Residentes han manifestado que uno de los problemas más comunes es la sobrepoblación de personal en las actividades realizadas en la obra.

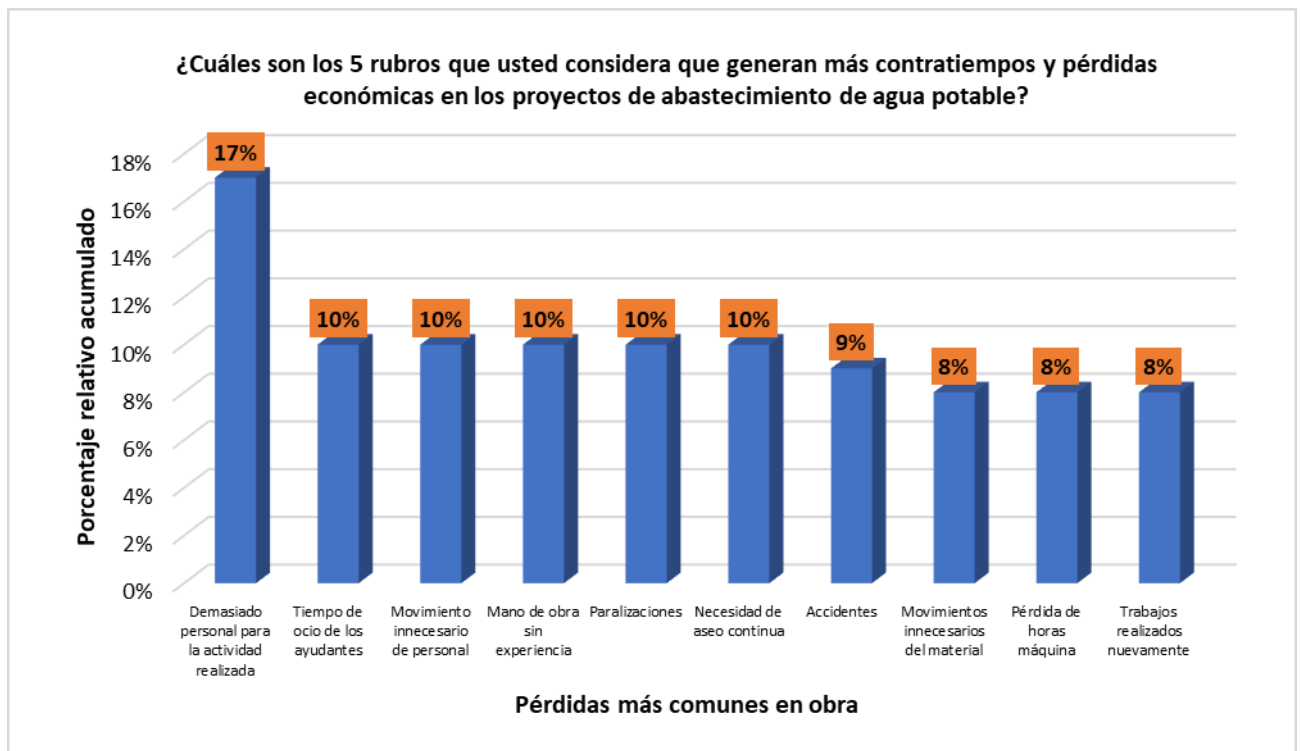


Figura 10: Pérdidas más representativas seleccionadas por el personal técnico de la obra. Fuente: Elaboración propia

Además, se presentan algunas de las pérdidas que se encontraron durante la visita a la obra.

En la obra se ha realizado algunas paralizaciones que se han debido a factores como la economía en la industria de la construcción además de los problemas políticos además se realizan paralizaciones parciales de trabajo como se muestra en la figura 11 en donde los trabajos se han detenido hasta nueva orden.



Figura 11: Paralizaciones. Fuente: Elaboración propia

También se ha determinado desperdicios generados en la obra como escombros producidos por materiales como se muestra en la siguiente figura 12 esto afecta no solo a el proyecto por el mal aspecto que genera y los inconvenientes que se presentan con las personas que habitan alrededor de la obra si no que también a el ambiente ya que genera contaminación al ambiente.



Figura 12: Desperdician en la obra. Fuente: Elaboración propia

Por causa de trabajos mal realizados, se debe desmontar el trabajo realizado para volverlo a hacer correctamente, estas cuestiones son comunes en proyectos de construcción, debido a diferentes factores desde el diseño hasta el proceso constructivo utilizado.

3. INTERPRETACIÓN DE DATOS

Primera parte: Resultados de las entrevistas

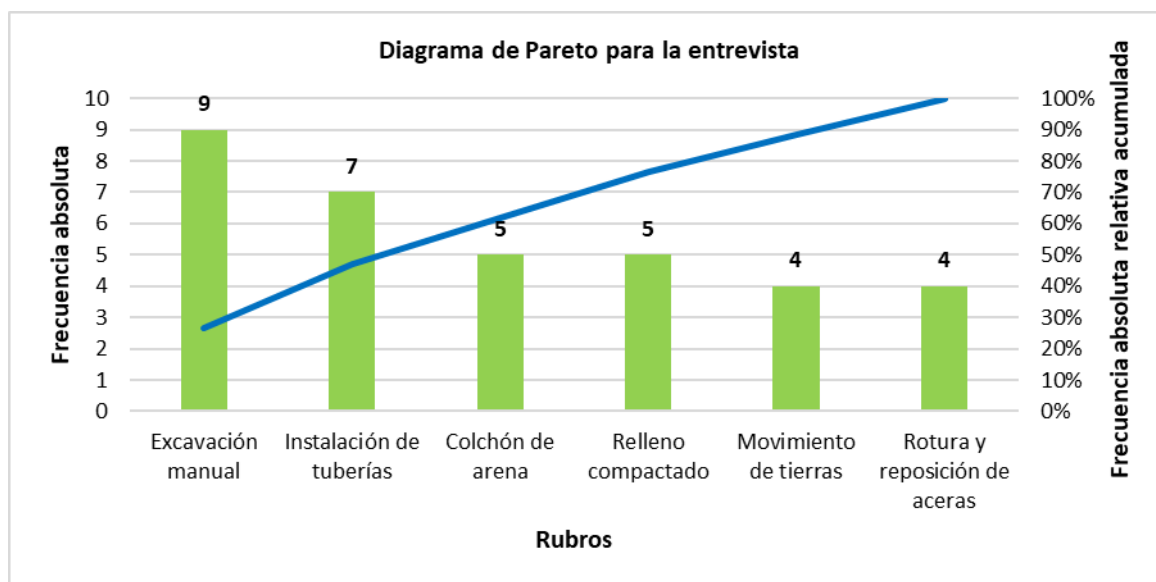


Figura 13: Resultados de la entrevista realizada Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a las entrevistas realizadas a los ingenieros civiles encargados del proyecto y a personas administrativo seleccionado que conoce la realizada del proyecto (ver figura 13), se determinó cuáles son esos rubros que generan inconvenientes o que estas generando inconvenientes en este proyecto de agua potable para lo cual muchos de los entrevistados está de acuerdo en que la excavación manual es uno de los principales rubros que han generado inconvenientes en el proyecto seguido de la instalación de tuberías y el colchón de arena esto según el criterio del personal debido a la variabilidad de las condiciones donde se realiza estos trabajos ya que muchas veces en excavaciones se debe realizar mayores profundidades o ampliar más la excavaciones para poder trabajar con comodidad y seguridad.

Otro aspecto importante que se puede mencionar son los problemas de diseño del proyecto debido a la falta de control que a veces sucede por parte tanto del contratista como la entidad contratante lo cual genera efectos como sobrecostos y pérdidas de tiempo debido a que se debe realizar ajustes al proyecto y en cuanto a las estimaciones de rendimientos que se presentan en el diseño de los proyectos supieron contestar que si existiese una perdida debe ser mínima debido a que se ha considerado factores de seguridad para que esto no suceda para lo cual se debe haber hecho una buena consultoría para que esto se minimice, esto es muy interesante ya que aun si existiesen inconvenientes por problemas de diseño el contratista al momento de realizar la propuesta debe verificar estos detalles para que se puede elaborar la propuesta.

Segunda parte: Resultados de las encuestas

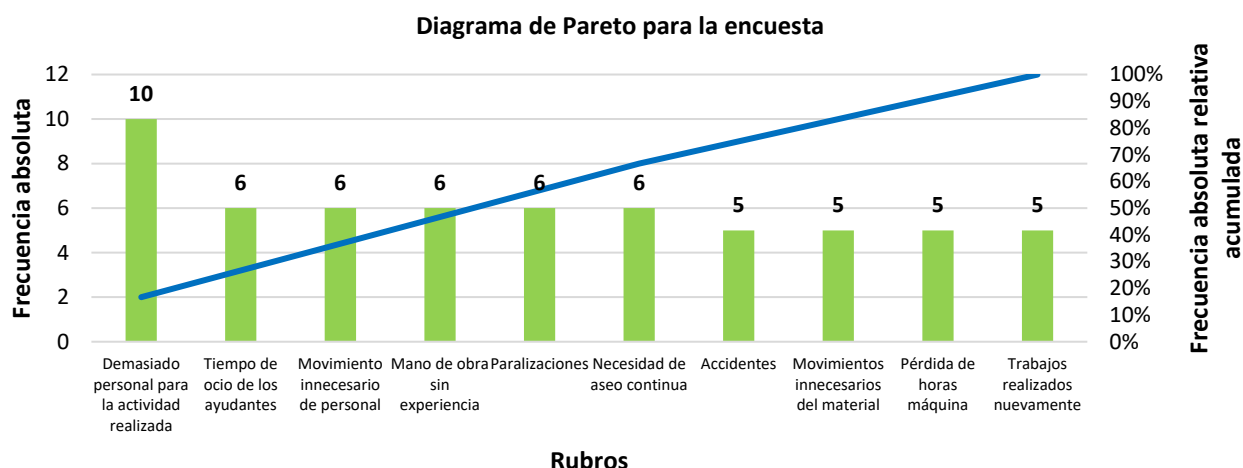


Figura 14: Resultados de la encuesta realizada- Fuente: Elaboración propia

En cuanto a las encuestas para detección de perdidas (figura 14), según el análisis realizado se presenta que una de las actividades que el personal que se ha encuestado considera que genera más perdidas en proyectos de agua potable es el excesivo personal que se cuenta para realizar ciertos rubros del proyecto ya que al ser demasiado personal se genera inconvenientes y algunos de los obreros no realizan ninguna actividad solo esperan a que los demás las realicen.

Otra de las actividades en las que los encuestados están de acuerdo que genera más perdidas es el ocio de la mano de obra secundaria o de los ayudantes de obra esto debido a que al tener un papel secundario en la realización de las actividades muchas veces estos no realizan actividades productivas ya que esperan que se les dé ordenes de que actividad realizar para ocupar su tiempo.

También una de las actividades que es interesante mencionar es la mano de obra no especializada debido a que esto coincide con el ocio por parte de los ayudantes de obra que según los ingenieros encargados del proyecto se contrata sin experiencia debido a que es mucho más barato que contratar mano de obra especializada por lo que el rendimiento de esta es menor ya que la experiencia que poseen en la realización de proyectos es prácticamente nula.

4. CARTA DE BALANCE DE RECURSOS

Rubro de excavación a máquina de 0 a 2 metros.

De acuerdo a el análisis de datos realizado para el rubro de excavaciones a máquina se determinó que las actividades están repartidas de forma correcta siendo así el trabajo no contributivo la que más se ha realizado durante las mediciones realizadas sin embargo se han aun a pesar de esto se ha realizado una cantidad de obra elevada para las cuatro cartas de balance esto habla de un buen manejo de los recursos disponibles y el tiempo de ejecución de los trabajos realizados en este rubro lo cual se refleja en el precio real unitario del rubro analizado que supone si la tendencia o se sigue trabajando de esta forma un ahorro de \$ 0.23 dólares esto debido al buen desempeño de la mano de obra que se observó mientras se realizaba las mediciones.

En cuanto a las actividades que realizan los obreros estas están definidas en gran medida por el cargo de cada uno de los obreros y la experiencia ya que el peón T1 es el que realiza el mayor trabajo en comparación con el maestro mayor T3 debido a que T1 ejecuta directamente las actividades por muestras que el maestro supervisa las actividades debido a su elevada experiencia en la realización de este tipo de proyectos mientras que el operador T2 con la mayor parte de su tiempo la destina a realizar la excavación aquí es importante notar que el tiempo que realizan las actividades de esperas es muy similar entre los tres trabajadores lo que puede indicar una buena coordinación entre las tres personas y por esto el ahorro del tiempo que se traduce en un mejor rendimiento para la ejecución de este rubro.

Dentro de la categoría del trabajo no contributivo es preciso decir que las esperas son un problema que se puede mejorar dentro de la realización del rubro ya que debido a la naturaleza misma del proyecto existirán como tal sin embargo se pueden disminuir relacionando mejor las tareas asignadas a cada persona que realiza el rubro, sin embargo actualmente con los datos recolectados el rubro dejaría mayor beneficio económico al proyecto y según el residente de la obra esto sucede debido a él plan de trabajo semanal y al control que se realizara para cumplir con las metas a corto plazo propuestas.

Instalación de tuberías.

Para el rubro de instalación de tuberías se realizó el análisis de datos de las 4 cartas de balance realizadas y se procedió a determinar el rendimiento real del rubro con los datos recopilados en campo en el que se obtuvo una reducción del precio del rubro de un 5% del precio teórico calculado en los análisis de precios unitarios este valor es muy importante ya que genera un ahorro considerable en el rubro y según los encargados del proyecto esto se debe a el trabajo de planificación realizado y a la mano de obra que para este caso es especializada en la instalación de tuberías de agua potable debido a la gran cantidad de obra que esto representa los beneficios económicos que conlleva también son elevados.

Para este rubro se definió tres trabajadores que realizaban las actividades del trabajo productivo contributivo y no contributivo en donde el peón denominado en la carta de balance como T1 es el de mayor productividad al momento de realizar el rubro de instalación de tubería inclusive superando ampliamente al plomero que debería ser el que más trabajo realiza, esto se produce debido a que el peón T1 es tiene una mayor jerarquía en la realización del trabajo y además tiene motivaciones económicas que le promueven a tener un rendimiento elevado en el rubro mientras que el maestro por el contrario realiza 0% de la actividad denominada colocación de tuberías ya que se encarga de supervisar el trabajo y el cual tiene un tiempo de espera muy elevado por la función misma que desempeña dentro de la realización del rubro.

Finalmente se tiene que el trabajo no contributivo las esperas al igual que en el rubro de excavación a máquina son las que predominan dentro de estas categorías que según la información que se pudo revisar es normal debido a que en este tipo de proyectos existe mucha dependencia de las actividades lo cual no significa que no se puede mejorar, también es importante acotar que para la carta de balance número 4 se presentó el mayor rendimiento alcanzando una reducción de más de 15 dólares en el precio unitario del rubro, esto se produjo a la facilidad con la que se podía colocar las tuberías ya que el terreno se encontraba en buenas condiciones y el clima además estaba fresco lo cual influyó directamente en una mejor productividad para ese día, lo cual significa que también se presentarían días en los que las condiciones no permitan un ahorro.

Rotura de pavimentos.

Para el último rubro que se ha realizado según el análisis de datos realizado muestras que a diferencia de los dos anteriores rubros donde se veía una reducción en el costo del rubro para este caso se presenta un aumento en el costo del 10% según los datos recopilados en campo lo que muestra una tendencia negativa si esto se sigue produciendo generando pérdidas en el proyecto, esto sucede debido a la dificultad de realizar los trabajos y la maquinaria que no se encuentra trabajando adecuadamente y también porque en este caso las actividades dentro del trabajo no contributivo son las protagonistas al momento de la realización del rubro y lo observado durante las visitas periódicas al lugar donde se están realizando los trabajos.

Según lo mencionado antes para este rubro se presentan 4 integrantes en la realización del rubro para el que donde T2 correspondiente al operador del equipo de perforación realiza toda la actividad de rotura de pavimento porque solo con este equipo se puede realizar por su complejidad mientras que el Peón T1 se encarga de remover escombros que dificulten la movilidad del personal en el lugar donde se está realizando los trabajos y T3 correspondiente a un operador que no realiza muchas actividades y prácticamente el mayor tiempo pasa es esperas a que se realice la rotura de pavimento.

Todo lo explicado coincide con la carta de balance analizada, que presenta un porcentaje de participación en el rubro del 40 % para el trabajo no contributivo, ya que el trabajo contributivo participa un 42%, lo que significa que se dedica más tiempo a actividades secundarias y sin valor al rubro, lo cual se habló con algunos ingenieros y contestaron que por la naturaleza de la actividad y el equipo que se cuenta sucede en el sobre costo.

5. CONCLUSIONES

Mediante el análisis de resultados de la carta de balance realizadas y el cálculo del rendimiento de la mano de obra para lo cual de los tres rubros que se ha analizado instalación de tuberías, excavaciones y rotura de pavimento rígido este último es el único que presento una perdida durante la realización del rubro esto debido a problemas con el equipamiento y las condiciones propias del sitio que ralentizaban el trabajo de los obreros, además algo interesante que se pudo visualizar durante las visitas a la obra en donde se considera que el rubro se lo podría realizar con menos personal del que se ha requerido en los análisis de precios unitarios y con esto el costo unitario se disminuiría.

Durante esta investigación se realizaron visitas constantes a las obras para observar de primera mano el funcionamiento del proyecto, así que se pudo dialogar con los involucrados en el proyecto, quienes apoyaron que se realicen estos estudios, pues apunta a un mejor desempeño de los proyectos además de los criterios aportados por los profesionales que ayudaron con las incertidumbres presentadas en el transcurso de esta investigación. Por ser la carta de balance una herramienta relativamente nueva para diagnosticar lo que sucede en los rubros del proyecto analizado, donde las actividades tomadas para el trabajo productivo, contributivo y no contributivo se definen según criterios de profesionales de la construcción.

Cada una de las herramientas utilizadas para el diagnóstico que se han utilizado en este proyecto de titulación se pueden complementar mutuamente como se pudo observar en el análisis de cada una de ellas ya que diagnostican lo que está ocurriendo en un proyecto desde varios puntos de vista en donde se puede trabajar para mejorar, sin embargo la carta de balance es la que más información concede para realizar una corrección durante la ejecución de un proyecto debido a su fácil aplicación y la visión que provee sobre cómo está llevándose los procesos dentro de un proyecto de construcción

Conociendo los buenos resultados que ha supuesto la utilización de la filosofía Lean Construction en los proyectos de ingeniería civil se recomienda aplicar este método de gestión de proyectos y analizar su influencia promoviendo así el avance del conocimiento actual ya que una parte importante de Lean Construction es la mejorar continuamente apuntando a solucionar problemas que se presentan con herramientas prácticas de fácil aplicación en los proyectos.

- Dixit, S., Mandal, S. N., Thanikal, J. V., & Saurabh, K. (2019). Study of Significant Factors Affecting Construction Productivity Using Relative Importance Index in Indian Construction Industry. *E3S Web of Conferences*, 140. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/201914009010>
- Fajardo, W., & Quizhpe, J. (2021). *Determinación de factores que afectan el rendimiento de la mano de obra en la actividad de colocación de cerámica en la ciudad de Cuenca. Revista de Ciencias Técnicas y Aplicadas*, 1249–1269. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.23857/dc.v7i4.2168>
- Felippe, A., Rech, S., & Silveira, I. (2020). Contribution of visual management to trend analysis. *Gestao Visual de Projeto*, 143–169. <https://doi.org/https://doi.org/10.5965/1982615x14312021143>
- Flores Percy. (2020). La construcción sostenible en Latinoamérica. *Sustainable Architecture and Construction in Latin America*, 164–173. <https://doi.org/doi.org/10.26439/limaq2021.n007.5183>
- Francisco, G., Del Toro, H., & López Areli. (2019). Vista de Mejora en la construcción por medio de lean Construction y building information modeling: caso estudio. *RTI Journal*. <https://doi.org/doi.org/10.36825/RITI.07.14.010>
- Gaete, J., Villarroel, R., Figueroa, I., Cornide-Reyes, H., & Muñoz, R. (2021). Enfoque de aplicación ágil con Scrum, Lean y Kanban Agile application approach with Scrum, Lean and Kanban. *Revista Chilena de Ingeniería*, 29(1), 141–157. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.4067/S0718-33052021000100141>
- Garcés, G., & Peña, C. (2023). A Review on Lean Construction for Construction Project Management. *Revista Ingeniería de Construcción*, 38(1), 43–60. <https://doi.org/10.7764/RIC.00051.21>
- Ghosh, S., & Burghart, J. (2019). Lean Construction: Experience of US Contractors. *International Journal of Construction Education and Research*. <https://doi.org/10.1080/15578771.2019.1696902>
- Abu Aisheh, Y. I., Tayeh, B. A., Alaloul, W. S., & Almalki, A. (2022). Health and safety improvement in Construction projects: a lean Construction approach. *International Journal of Occupational Safety and Ergonomics*, 28(4), 1981–1993. <https://doi.org/10.1080/10803548.2021.1942648>
- Agencia de Regulación y Control del Agua. (2020). Benchmarking de prestadores públicos de los servicios de agua potable y saneamiento en el Ecuador.
- Arden, S., & Jawitz, J. W. (2019). The evolution of urban water systems: societal needs, institutional complexities, and resource costs. *Urban Water Journal*, 16(2), 92–102. <https://doi.org/10.1080/1573062X.2019.1634109>
- Aslam, M., Gao, Z., & Smith, G. (2021). Development of Lean Approaching Sustainability Tools (LAST) Matrix for Achieving Integrated Lean and Sustainable Construction. *Construction Economics and Building*, 176–197. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.5130/AJCEB.v21i3.7653>
- Assaf, M., Salami, L., Salhab, D., & Hammad, A. (2023). Promoting the IPD Delivery Method in Construction Projects: A BIM-Based Smart Contract Approach. *Annual Conference of the International Group for Lean Construction*, 69–80. <https://doi.org/10.24928/2023/0149>
- Brioso, X., & Fuentes Hurtado, D. (2020). Adaptando el Lean Project Delivery System a la elaboración o actualización de un plan de estudios de ingeniería civil incorporando BIM, Realidad Virtual y Fotogrametría. *Advances in Building Education*, 4(3), 35. <https://doi.org/10.20868/abe.2020.3.4509>
- Cabrera, A., & Morales, D. (2016). Análisis de la Productividad en la Construcción de Vivienda basada en Rendimientos de Mano de Obra. *Universidad de La Costa*, 12(1), 21–31. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=5523780>
- Castaño-Jiménez, P., Sánchez-Jurado, J., & García-Londoño, J. (2021). Revisión bibliográfica sobre el estudio de pérdidas en la construcción bajo principios Lean. *Revista UIS Ingenierías*, 20(4). <https://doi.org/10.18273/revuin.v20n4-2021003>
- Castro Carrera, F. F., Castro Merino, E. P., Osorio López, J. C., & Merizalde Aguirre, J. E. (2022). Causas de retraso en la construcción de proyectos de agua potable y alcantarillado en Ecuador. *Gaceta Técnica*, 23(1), 3–19. <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica231.2>
- Chamikara, P. B. S., Perera, B. A. K. S., & Rodrigo, M. N. N. (2020). Competencies of the quantity surveyor in performing for sustainable Construction. *International Journal of Construction Management*, 20(3), 237–251. <https://doi.org/10.1080/15623599.2018.1484488>

Influencia De La Componente Fluctuante De La Fuerza De Viento En La Respuesta Dinámica De Torres Atirantadas

Influence Of The Fluctuating Component Of The Wind Force On The Dynamic Response Of CableStayed Towers

Autores

Roberto Llerena Tanquero¹, Patricia Martín Rodríguez²

¹Ingeniero Civil, Departamento de Estructuras, Universidad Tecnológica de la Habana, Calle 114 No 11901, Marianao, La Habana, Cuba rolerenat@gmail.com

²Doctor Ingeniero Civil, Departamento de Estructuras, Universidad Tecnológica de la Habana, Calle 114 No 11901, Marianao, La Habana, Cuba patriciamr@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

Las torres atirantadas poseen un complejo comportamiento estructural ante cargas de viento debido a su flexibilidad y bajo amortiguamiento. Existen varios métodos para obtener la respuesta de estas estructuras ante carga de viento, entre ellos está el método estático equivalente "Patrones de carga". Este posee varias limitaciones, la fundamental está relacionada con la consideración de un comportamiento lineal de la estructura cuando está sometida a la carga fluctuante, estudios recientes dan indicios de como el método estático equivalente puede subestimar las fuerzas interiores y desplazamientos, condicionando la necesidad de seguir profundizando en el comportamiento dinámico de las torres atirantadas y desarrollando métodos más precisos para describir el comportamiento estructural. El presente estudio tiene como objetivo identificar las variaciones en la respuesta estructural de las torres analizadas al efectuar un análisis dinámico lineal y no lineal de la componente turbulenta de la fuerza de viento a través del método dominio del tiempo. Se realiza una comparación entre fuerzas axiales en cables y columnas, y se obtiene la contribución de la respuesta resonante y no resonante en la respuesta fluctuante de la estructura. Los modelos de estudio son dos torres atirantadas de diferentes características de rigidez, esbeltez y composición estructural. Los resultados obtenidos permiten concluir que existen diferencias en un rango de hasta un 20% en las fuerzas axiales debido a la carga de viento cuando es realizado un análisis lineal y no lineal de la componente fluctuante de viento en ambas torres.

Palabras claves: análisis dinámico, carga de viento, torres atirantadas.

ABSTRACT

The guyed masts have a complex structural behavior under wind load due to its flexibility and low damping. There are many methods for obtain the response of these structures under wind load, one of them is the static equivalent method "Patch Load". This has several limitations, the main in related with the consideration of a linear behavior of the structure when is under the fluctuating wind load, recent researches indicated that the static equivalent method can underestimate the internal forces and the displacements, conditioning the need of keep going deeper in the dynamic behavior of guyed masts and development more accurate methods that can describe the structural behavior. The objective of the present paper is identifying the variations in the structural response of the analyzed towers when a dynamic linear and nonlinear analysis of the turbulent component of the wind force is performed through the time history method. A comparison between the axial forces in cables and columns is made, and its obtained the contribution of the resonant and non-resonant response in the fluctuating response of the structure. The models of the study are two guyed masts with different characteristics of stiffness, slenderness and structural composition. The obtained results allow to conclude that exists differences in a range up to 20% in the axial forces due to the wind load when is performed a linear and nonlinear analysis of the fluctuating component of the wind load in both towers.

Keywords: Dynamic analysis, guyed masts, wind load.

Nota Editorial: Recibido: Junio 2024 Aceptado: Junio 2024

1. INTRODUCCIÓN

Las torres atirantadas de telecomunicaciones son estructuras altamente complejas que requieren especial atención en su diseño bajo cargas de viento. Estas estructuras poseen bajo amortiguamiento estructural, gran flexibilidad y ligereza, así como un comportamiento no lineal y una compleja interacción entre cables y mástil [1]. Debido a los diversos requisitos para llevar a cabo un análisis dinámico completo con los métodos de frecuencia o dominio del tiempo, varios investigadores han realizado profundos esfuerzos en el pasado, destinados a desarrollar un método estático equivalente que pueda describir adecuadamente la respuesta dinámica inducida.

Un método simplificado para el análisis de la respuesta de las torres atirantadas frente a los efectos de las cargas de viento fue desarrollado por Davenport y Sparling en 1992 [2], el método es conocido como Patrones de Carga (Patch Loads). Este método ha sido adoptado en varios códigos y estándares en el mundo, como la norma canadiense CSA-S37-18(R2023)[3], el código europeo EN-1993-3-1:2007 [4] y el estadounidense TIA/EIA-222-I:2023 [5]. El método considera el comportamiento no lineal de las torres atirantadas cuando es aplicada la componente media de la fuerza del viento, y presenta como limitación la consideración de la componente fluctuante. Un estudio reciente realizó una comparación entre los resultados de un análisis dinámico completo en el dominio del tiempo con los obtenidos aplicando el método de Patrones de Carga a una torre atirantada colocada en dos regiones diferentes de Cuba[6]. Los resultados mostraron que en la región más rígida del mástil cerca del nivel del suelo, el método simplificado proporciona valores más pequeños en comparación con los del método dinámico completo, con un porcentaje de hasta el 20%. En términos de desplazamientos del mástil, el método simplificado proporcionó valores de desplazamientos aproximadamente 60% más bajos que los del análisis en el dominio del tiempo.

Los estudios anteriores reflejan la necesidad de continuar profundizando en el comportamiento estructural de las torres atirantadas y en los métodos de análisis para describir de forma más precisa la respuesta de las torres atirantadas. Por esta razón este trabajo tiene como objetivo identificar las variaciones en la respuesta estructural de las torres analizadas al efectuar un análisis dinámico lineal y no lineal de la componente turbulenta de la fuerza de viento a través del método dominio del tiempo.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Descripción Y Modelación Estructural De Las Torres

El estudio fue realizado para dos modelos de torres atirantadas existentes en Cuba. Estos modelos fueron seleccionados según la diversidad en sus características estructurales: alturas, cantidad de cables, rigidez, tipos de elementos (angular o tubular) y presencia de elementos antitorsores. En la figura 1 se muestran imágenes de los dos modelos de torres seleccionadas.

La torre T-75 es una torre atirantada modelo Babiney. La torre está compuesta por un fuste de 75,5 m de altura, sobre el cual se ubica un mástil tubular de 4,5 m de altura, para una altura total de 80 m. La rigidez lateral de la estructura es garantizada mediante 21 cables atirantados, orientados en tres direcciones, espaciados a 120° en planta. Los cables se encuentran distribuidos en 5 niveles por cada vértice, a razón de un cable por nivel, con excepción de los niveles 2 y 4, los cuales presentan dos cables debido a la presencia de antitorsores sobre el fuste de la estructura. La figura 2 muestra una elevación y vista en planta de la torre. La torre T-200 es una torre atirantada modelo "Blaw-Knox" y posee un fuste de sección transversal triangular equilátera de 2,54 m de lado constante en toda la altura, a excepción de los primeros 7 m, donde se reduce gradualmente a un único punto de apoyo articulado, consistente en una unión tipo "punta de diamante". A partir de los 201,5 m de altura se eleva sobre el fuste de una torreta de sección cuadrada de 20 m de longitud. Las columnas de la torre son tubulares de diámetro variable según la altura y el resto de los elementos son angulares de alas iguales, cuyas dimensiones también varían con la altura. La estructura presenta una altura total de 221,5 m, con cinco niveles de cables espaciados radialmente a 120° , como se detalla en la figura 2.

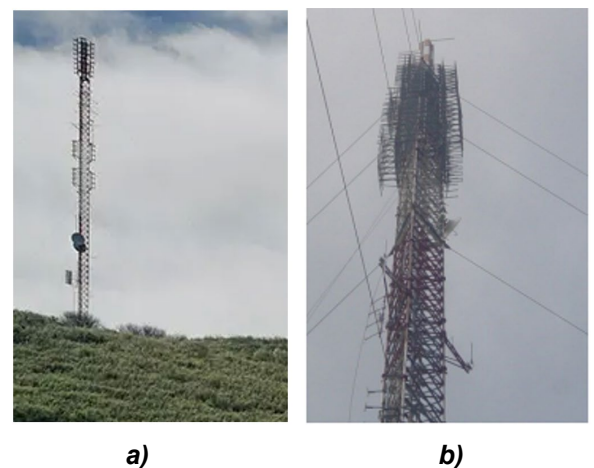


Figura 1. Torres estudiadas a) T-75 b) T-200

La modelación de la estructura y la obtención de las fuerzas interiores de las torres se llevó a cabo a través del programa de análisis estructural SAP2000 en su versión 21.0, el cual está basado en el método de elementos finitos. Las torres fueron modeladas como una armadura espacial, reproduciendo todas las características estructurales que conforman una estructura tridimensional. Los elementos de la armadura (columnas, tranques, diagonales y antitorsos) fueron modelados como barras, elementos lineales con dos nudos extremos.

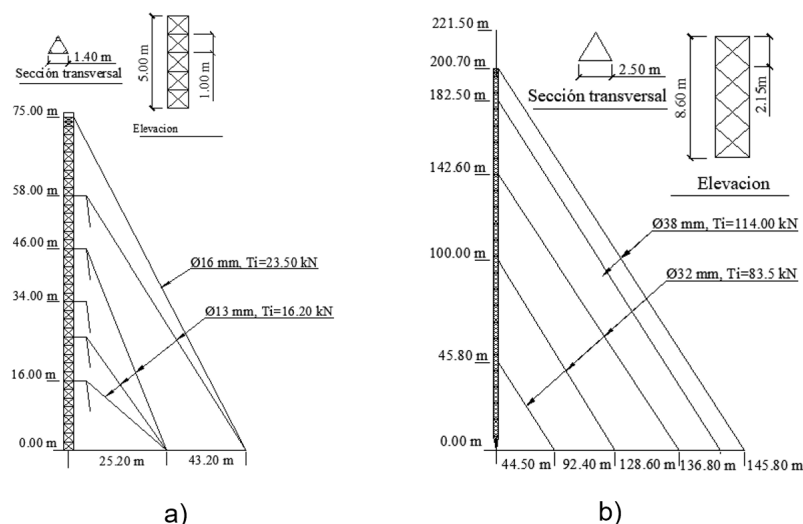


Figura 2. Elevación y Planta estructural de las torres a) T-75 b) T-200

Las columnas fueron consideradas continuas desde la base hasta el tope. Estas se encuentran arriostradas por los tranques, los cuales disminuyen la longitud de pandeo del elemento y rigidizan la estructura. Las uniones tranques-columnas, diagonales-columnas y diagonales-tranques se consideraron articuladas. En la torre T-75 el apoyo de las columnas con el cimiento es mediante una placa base, en la torre T-200 la unión es tipo punta de diamante, en ambos casos se consideró articulada. Los anclajes de los cables a tierra, al igual que la unión entre los cables y el fuste, fueron considerados como articulaciones, debido a la incapacidad de los cables de tomar flexiones.

Los elementos del fuste (columnas, diagonales, tranques y antitorsos) para las dos torres están conformados por acero estructural ASTM A-36, y en los cables se utiliza acero de alto límite elástico. Las propiedades de los materiales se muestran en la tabla 1.

Tabla 1. Propiedades de los materiales

Parámetro	Elementos del fuste	Cables
Peso por Unidad de Volumen (Rho)	76,97 kN/m ³	76,97 kN/m ³
Módulo de elasticidad (E)	200 GPa	200 GPa
Coefficiente de Poisson (U)	0,3	0
Coefficiente de expansión térmica (A)	1.17 x 10 ⁻⁵	1.17 x 10 ⁻⁵
Límite de fluencia (Fy)	250 MPa	1600 MPa
Límite de rotura (Fu)	400 MPa	2000 MPa

Los cables fueron modelados siguiendo la formulación elástica catenaria que representa el cable bajo las cargas de peso propio y fuerzas impuestas de pretensado. Los cables se representan como elementos lineales entre dos puntos (anclaje a tierra y amarre a la torre) cuyo peso propio es automáticamente determinado por el programa y calculada la flecha correspondiente de acuerdo a este valor y al pretensado sobre el mismo. El tesado (tensión inicial) se consideró como una fuerza impuesta (pretensado) y se definió como el 10% de la carga de rotura [7, 8]. La relación crítica de amortiguamiento se asumió como 0,02 para cada uno de los modos en las dos torres [9, 10].

2.2. Cargas

Las cargas consideradas sobre la estructura fueron la carga de peso propio de los elementos estructurales de la torre, la carga de tesado de los cables y la carga de viento extremo. La combinación de cargas considerada fue carga de viento más carga permanente, solo se consideró una combinación de cargas sin factorizar para la dirección de viento de 0 grados (figura 3) debido a que el trabajo es un estudio preliminar donde se realizará una comparación entre los diferentes estados de análisis y no se realizará diseño estructural de los elementos.

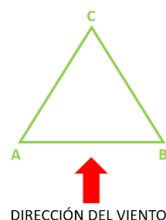


Figura 3: Dirección de viento analizada y nomenclatura de los vértices de la torre.

El método de análisis dinámico Dominio del Tiempo fue utilizado para simular la carga de viento sobre los modelos de las torres objeto de estudio. Este método de basa en la determinación de las fuerzas del viento a partir de las funciones temporales de velocidad dependientes de las componentes media y turbulenta del viento en el sitio de estudio. Los parámetros del viento para determinar la carga actuante sobre la estructura se describen a continuación.

La variación de la velocidad media con la altura $\bar{U}(z)$ fue obtenida mediante la ecuación 1 de la NC-285 [11].

$$\bar{U}(z) = U * 1,7 * \left(\frac{z}{z_g}\right)^a \quad (1)$$

En la ecuación $a = 0,1$ para terreno llano y horizontal con vegetación despreciable y sin obstáculos. Z_g es la altura de gradiente, para el tipo de terreno estudiado toma el valor de 250 m y z es la altura del punto donde la velocidad será obtenida. U es la velocidad básica de viento, tomando un valor de 36 m/s, la cual es la velocidad de viento más alta en Cuba según estudios recientes [12, 13], por lo cual fue seleccionada para el estudio comparativo.

En el caso de la turbulencia, las características del campo de viento son descritas por la función de densidad espectral. En este estudio fue utilizado el espectro de von Kármán (ecuación 2) el cual resulta más adecuado para describir las fluctuaciones del viento en estructuras sujetas a la acción de huracanes [14]

$$S_u(\omega) = \frac{4\sigma_u^2 f L_u / z}{n[1 + 70.8(f L_u / z)^2]^{5/6}} \quad (2)$$

En la ecuación 2 $f = \frac{nz}{U}$ es la coordenada de Monin 's; L_u es la escala de turbulencia, $\bar{U}$ es la velocidad media y σ_u^2 es la varianza de la velocidad U . En este trabajo fue utilizada la ecuación 3 para describir la escala de turbulencia, la cual fue propuesta por Solari y Picardo [15] en su estudio.

$$L_u = 300 \left(\frac{z}{200}\right)^v \text{ con } v = 0,67 + 0,05 \ln(z_0) \quad (3)$$

En la ecuación anterior z_0 es la longitud de rugosidad del terreno, la cual toma un valor de 0,05 para el tipo de terreno donde está ubicada la estructura. La varianza σ_u^2 fue determinada mediante la ecuación 4

$$\sigma = \beta * u_*^2 \quad (4)$$

El parámetro β (ecuación 5) fue calculado según le expresión propuesta por Solari y Piccardo [15] en su estudio. El parámetro u_* es la velocidad de fricción, la cual fue calculada mediante la ecuación 6.

$$\beta = 6 - 1,1 \arctan(\log(z_0) + 1,75) \quad (5)$$

$$u_* = U * \frac{0.4}{\ln\left(\frac{10}{z_0}\right)} \quad (6)$$

Para la aplicación del método dominio en el tiempo se siguió la metodología propuesta por Fernández Lorenzo [6] donde las fuerzas de viento en la torre se calculan como la suma de la componente media de la fuerza del viento media (ecuación 7) y la componente fluctuante de la fuerza del viento (ecuación 8).

$$\bar{F}(z) = 1/2 \rho_a C_a A_{ref} \bar{U}(z)^2 \quad (7)$$

$$F_u(z, t) = \rho_a C_a A_{ref} \bar{U}(z) u(z, t) \quad (8)$$

En las ecuaciones ρ_a es la densidad del aire, considerada como 1,18 kg/m³ para una temperatura media de Cuba, 25° C. C_a es el coeficiente de forma, A_{ref} es el área de referencia, calculada como el área neta proyectada ante la carga de viento de cada tramo analizado.

Para la generación de las funciones la torre T-75 fue dividida en doce tramos de 6.0 m de altura, en cada tramo el coeficiente de forma (C_a) toma un valor de 2,1, los dos últimos tramos tienen una altura 3,5 m y 4,5 m y sus coeficientes de forma toman como valor 2,1 y 0,89. El último tramo pertenece al mástil que se encuentra sobre la torre. La torre T-200 fue dividida en veintitrés tramos de 8,6 m de altura, un tramo de 5,2 m y el último de 20,0 m de altura perteneciente al mástil, haciendo un total de veinticinco. En los primeros veintitrés el coeficiente de forma (C_a) toma un valor de 2,1, en el penúltimo tramo el coeficiente toma un valor de 1,6 y la zona del mástil tiene un coeficiente de forma de 1,0. Los coeficientes de forma fueron calculados según la NC285 [11].

La componente turbulenta $u(z, t)$ fue obtenida usando la fórmula de generación digital de Shinozuka y Jan [16]. El espectro cruzado de frecuencia fue definido mediante la ecuación 9.

$$S_{V_1 V_2}(\omega) = \sqrt{S_{V_1 V_1}(\omega) S_{V_2 V_2}(\omega)} \exp(-f_{12}(\omega)) \quad (9)$$

En la ecuación anterior $\exp(-f_{12}(\omega))$ es la función de coherencia, calculada mediante la ecuación 10 para turbulencia homogénea [15], considerando correlación espacial solo en el sentido vertical, en los puntos de la estructura donde las funciones de viento son generadas.

$$f_{12}(\omega) = \frac{\frac{\omega}{\pi} k_z \Delta z}{[(\bar{U}(z_1) + \bar{U}(z_2))]} \quad (10)$$

Donde ω es la frecuencia angular, Δz es la distancia vertical entre dos puntos y k_z es el coeficiente de decadencia tomado como 10, de acuerdo a las recomendaciones de [15]. La simulación de viento fue generada para un intervalo de 10 minutos (600 segundos) con un paso del tiempo es de 0,1 segundos ($\Delta t = 0,1$).

En el caso de los cables solamente fue considerada la carga de viento media en ambos estados de análisis, esta fue aplicada como una carga distribuida a lo largo de cada cable. El coeficiente de forma para los cables fue tomado como 1,2 [11].

2.3. Estados De Análisis

Se definieron dos estados de análisis para la aplicación del método Dominio del Tiempo (*Time History*) donde se considera la componente fluctuante de la fuerza del viento lineal y no lineal:

1-Estado no lineal (TH1): El primer estado de análisis se define tipo Time History con la carga total de viento (componente media más componente turbulenta), el tipo de análisis es no lineal, y el estado de análisis toma como base la rigidez producida por el efecto del pretensado de los cables y el peso propio de la estructura.

2- Estado lineal de la componente turbulenta (TH2): El segundo estado de análisis considera la aplicación de dos estados: el primer estado de análisis es no lineal y considera la aplicación de la componente media de la carga de viento, tomando como base la rigidez producida por el efecto del pretensado de los cables y el peso propio de la estructura. El segundo estado de análisis es tipo Time History lineal, que representa la componente turbulenta de la carga de viento, y toma como base la rigidez producida por la acción de la carga de viento media sobre la estructura. Ambos estados de análisis se suman en una combinación de carga tipo adición lineal.

Para resolver la ecuación dinámica del movimiento aplicando el método de Dominio del Tiempo se aplicó el método de integración directa utilizando el método de Newmark β , con parámetros $\beta = 1/4$ y $\gamma = 1/2$.

2.4. Análisis Modal

Se realizó un análisis modal mediante el método Valores y Vectores Propios a las dos torres estudiadas en el software SAP2000 v21.0. El análisis modal fue realizado para dos estados de análisis:

1. Estado A: El análisis modal se realiza con la rigidez obtenida por un estado inicial donde se tiene en cuenta el efecto del pretensado de los cables y el peso propio de los elementos estructurales.
2. Estado B: El análisis modal se realiza con la rigidez obtenida luego de aplicar la carga media de viento a la torre a partir de la rigidez obtenida de aplicar el efecto del pretensado de los cables y el peso propio.

La figura 4 muestra los principales modos de oscilación obtenidos para ambos estados de análisis en las torres T-75 y T-200, en cada uno de las torres existe un modo torsor y tres modos flectores, y la tabla 2 muestra las frecuencias de oscilación obtenidas para cada uno de estos modos. En la torre T-75 para todos los modos de oscilación analizados la frecuencia obtenida en el estado A es superior a la obtenida en el estado B. En la torre T-200 el primer modo torsor y los modos flectores en X (3 y 4) muestran los mayores valores de frecuencia para el estado de análisis B, en los restantes modos predomina el estado de análisis A.

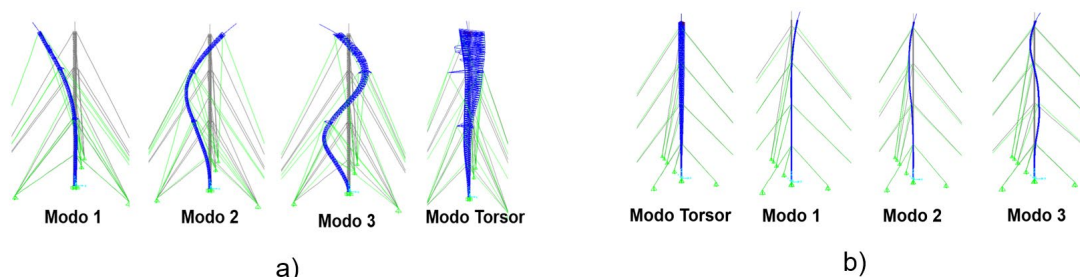


Figura 4. Principales modos de oscilación a) T-75 b) T-200.

Tabla 2. Frecuencias de los principales modos de oscilación para los estados A y B.

Torres	Modos Flectores (Hz)						Modo Torsor
	Modo 1 (X)	Modo 1 (Y)	Modo 2 (X)	Modo 2 (Y)	Modo 3 (X)	Modo 3 (Y)	
T-75 (Estado A)	1,77	1,93	2,75	2,80	4,02	4,05	4,52
T-75 (Estado B)	1,56	1,68	2,57	2,58	3,91	3,92	4,25
T-200 (Estado A)	0,63	0,63	0,79	0,79	1,11	1,10	0,50
T-200 (Estado B)	0,62	0,60	0,86	0,65	1,16	0,89	0,56

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados muestran las fuerzas axiales obtenidas en las columnas y los cables de las dos torres objeto de estudio, así como la contribución de la componente resonante y no resonante para ambos estados de análisis. En la contribución de la componente resonante se determinó el aporte de los principales modos de oscilación de la estructura. En los resultados, los estados de análisis se denominan "TH1" para el análisis no lineal de la componente fluctuante y "TH2" para el análisis lineal de la componente fluctuante. La nomenclatura de cada uno de las columnas se puede distinguir en la figura 3. Los cables se identifican según el vértice y la altura a la que están unidos al eje de la torre. Las diferencias porcentuales obtenidas para realizar las comparaciones entre ambos estados de análisis se obtuvieron según la ecuación 11:

$$Dif \% = \frac{Mayor\ valor - Menor\ valor}{Mayor\ valor} * 100 \quad (11)$$

3.1. Fuerza Axial En Cables Y Columnas

La figura 5 muestran las fuerzas axiales máximas obtenidas para ambos estados de análisis en los cables en el vértice A en las torres T-75 y T-200. Fue elegido este vértice pues presenta los mayores valores de fuerza axial en ambas torres, los cables de los vértices A y B poseen el mismo comportamiento debido a la dirección de viento analizada y la simetría de la torre.

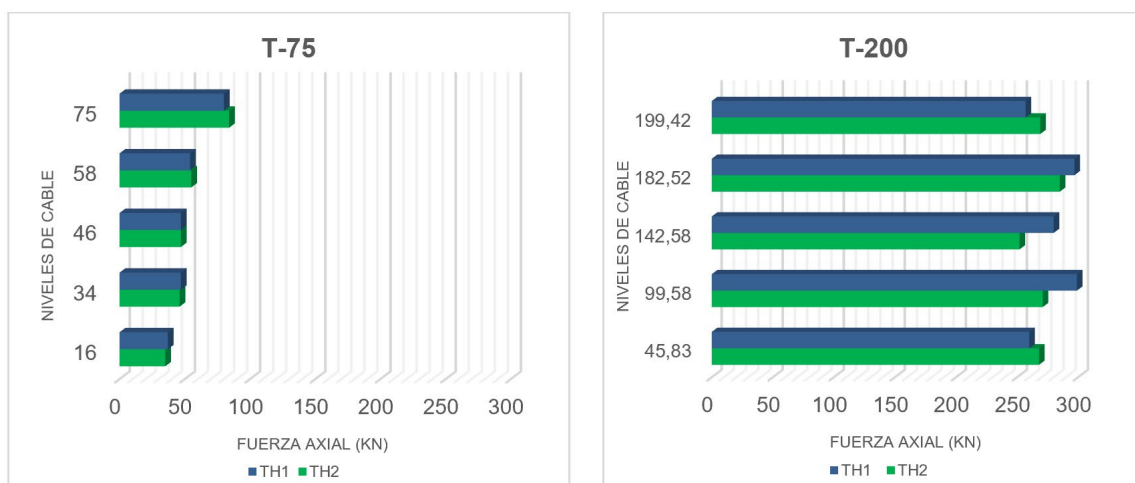


Figura 5. Fuerza axial en cables en las torres T-75 y T-200.

En la figura 5 se evidencia que existe variación entre ambos estados de análisis para alcanzar máximos valores de fuerza axial en los diferentes niveles de cables de las torres. Los resultados obtenidos son similares en ambos estados de análisis para la mayoría de los niveles de cables de ambas torres. En la torre T-200 la mayor diferencia porcentual ocurre en el nivel de cable 142,58 m, donde predomina el estado de análisis TH1, para una diferencia de 28 kN entre ambos estados de análisis representando una diferencia porcentual del 10%. En la torre T-75 el nivel 16,00 m predomina el estado de análisis TH1, muestra una diferencia de 2 kN para una diferencia porcentual del 5% entre ambos estados de análisis. En esta torre en el nivel 75,00 m predomina el estado de análisis TH2, en este nivel de cable existe una diferencia de 4 kN entre ambos estados de análisis representando una diferencia porcentual del 5%. En la torre T-200 el estado de análisis TH2 muestra una diferencia porcentual de 4% respecto al estado de análisis TH1 en el nivel de cable 199,42 m, representada por una diferencia de 12 kN entre ambos estados de análisis.

La figura 6 muestra las fuerzas axiales máximas obtenidas para ambos estados de análisis en la columna del vértice C, en las torres T-75 y T-200. Fue elegida esta columna pues presenta los máximos valores de fuerza axial en compresión en las torres. En el método dominio del tiempo las fuerzas axiales presentan valores máximos y mínimos que fueron graficados en la figura y se puede observar valores de tracción en algunos tramos de las columnas. Las mayores diferencias porcentuales entre ambos estados de análisis ocurren en la torre T-75 alrededor de los 50 m donde predomina el estado de análisis TH1, en esa zona existe una diferencia de 47 kN, la cual representa una diferencia porcentual del 20% entre ambos estados de análisis. En la torre T-200 la mayor diferencia ocurre alrededor de los 45 m donde predomina el estado de análisis TH1, en esa zona la diferencia es de 275 kN, representando una diferencia porcentual del 19%.

2.2. Contribución De La Componente No Resonante Y Resonante

La respuesta de las estructuras bajo carga de viento se divide en la componente media y fluctuante, a su vez la componente fluctuante se divide en el aporte de las componentes no resonantes y resonantes. En la componente no resonante la energía se extiende sobre una amplia gama en el intervalo de bajas frecuencias, que representa la respuesta semi-estática para las ráfagas de viento de mayor duración, mientras que la componente resonante consta de una serie de picos muy concentrados en las frecuencias naturales de la estructura.

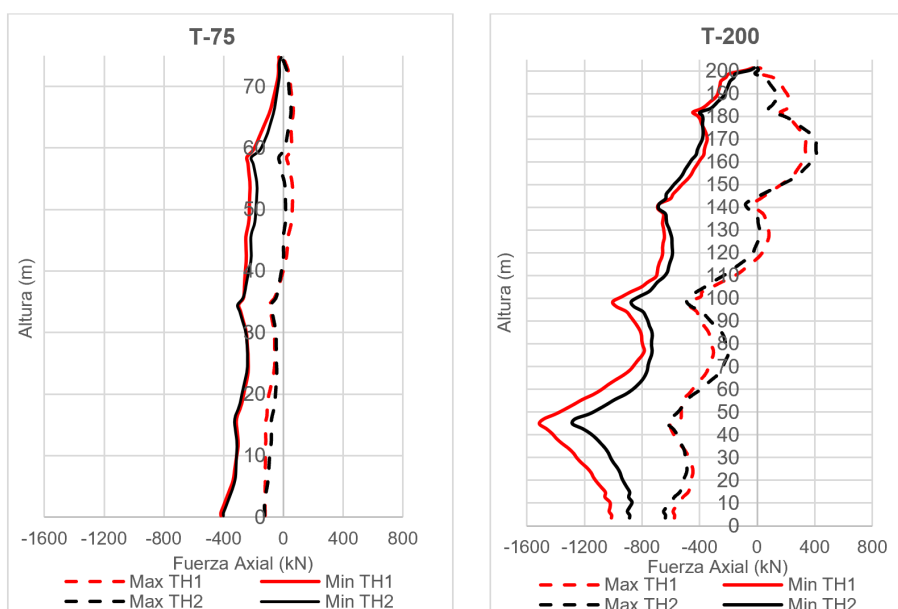


Figura 6. Fuerza axial en las columnas en las torres T-75 y T-200.

La contribución de cada componente se determina en función de la varianza. La componente fluctuante representa el área total bajo el espectro de frecuencia (figura 7), y se define mediante la ecuación 12. La componente no resonante es la parte inicial del espectro antes de aparecer los picos de frecuencia correspondientes a los modos de oscilación, se define mediante la ecuación 13, y la componente resonante es el resultado de la suma del aporte de cada uno de los modos de oscilación de la estructura, la ecuación 14 define el área del espectro perteneciente a cada uno de estos modos de oscilación. El aporte de la respuesta no resonante en la respuesta fluctuante se define como $\frac{\sigma_b^2}{\sigma_f^2}$, mientras que el aporte de cada modo de oscilación i en la respuesta resonante se define mediante la ecuación 15

$$\sigma_f^2 = \int_0^{+\infty} S_x(\omega) d\omega \quad (12)$$

$$\sigma_b^2 = \int_0^{n_1 - \varepsilon_1} S_x(\omega) d\omega \quad (13)$$

$$\sigma_{ri}^2 = \int_{n_i - \varepsilon_i}^{n_i + \varepsilon_i} S_x(\omega) d\omega \quad (14)$$

$$P_i = \frac{\sigma_{ri}^2}{\sigma_f^2 - \sigma_b^2} \quad (15)$$

En las ecuaciones anteriores $S_x(\omega)$ es la densidad espectral, n_i es el modo i de oscilación de la estructura y ε_i es el valor que define los límites de las frecuencias entre los modos, ε_i toma diferentes valores en cada modo de oscilación en los espectros, debido a las características particulares de cada uno de estos. Para determinar el aporte de las componente no resonante y resonante en la respuesta fluctuante de la torre se utilizaron los espectros de frecuencia de las funciones de fuerza axial en las columnas y en los cables para ambos estados de análisis.

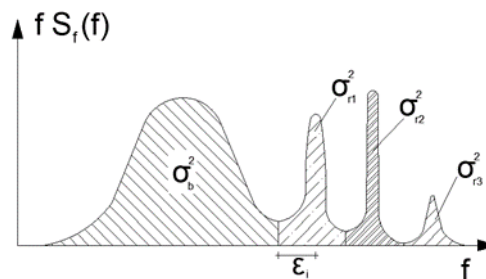


Figura 7. Componente fluctuante representada en el espectro de frecuencia.

Los espectros de frecuencia de la Torre T-75 se muestran en la figura 8. Los espectros generados por los estados de análisis TH1 y TH2 coinciden en la mayoría de las frecuencias tanto para las funciones de fuerzas en los cables como en las columnas. Existen dos picos de frecuencia presentes en ambos espectros, el pico de 1,60 Hz se aproxima al primer modo de oscilación obtenido en el estado de análisis modal correspondiente a la rigidez obtenida tras aplicar la carga de viento media sobre la estructura (Estado B), el segundo pico de 2,49 Hz se aproxima al segundo modo de oscilación obtenido en el estado de análisis modal B. Los picos de 0,88 Hz y 3,29 Hz no coinciden con los modos de oscilación hallados en el análisis modal realizados

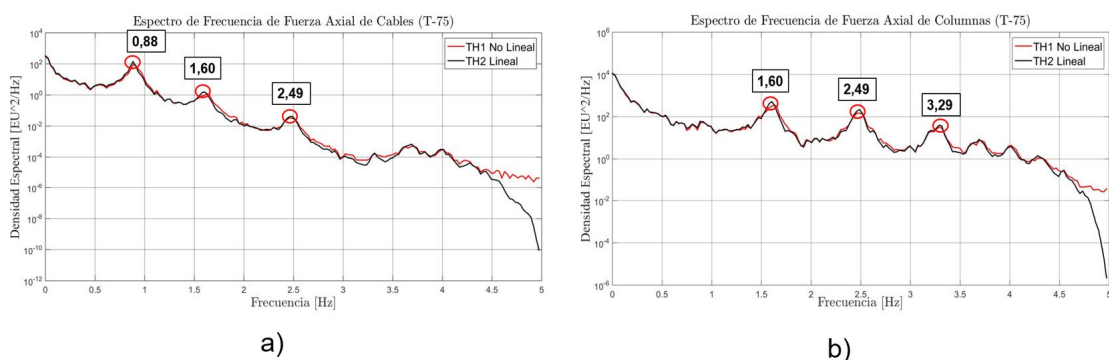


Figura 8. Espectro de frecuencia de la torre T-75 a) Cables, b) Columnas

La figura 9 muestra los espectros de frecuencia para la Torre T-200, donde se observa que presentan divergencias entre los espectros generados por el estado de análisis TH1 y TH2, principalmente en las frecuencias inferiores a los 2 Hz, donde los picos de frecuencia correspondientes a los estados de análisis no coinciden en su mayoría. El espectro para las frecuencias mayores de 2 Hz, para ambos estados de análisis, se manifiesta como una línea más suave, observándose diferencias en cuanto a la densidad espectral de ambos estados de análisis. El primer pico de frecuencia de 0,50 Hz es muy cercano a la frecuencia que presenta el primer modo torsor de la estructura de 0,49 Hz en el estado de análisis modal A. El segundo pico de frecuencia de 0,81 Hz se aproxima al segundo modo flector en X presente en los dos estados de análisis modal, en el estado A presenta una frecuencia de 0,79 Hz y en el estado B presenta una frecuencia de 0,86 Hz. Se presentan además en dos espectros picos de 1,18 Hz y 1,21 Hz, estos picos se aproximan al tercer modo flector en X del estado de análisis modal B, el cual posee una frecuencia de 1,16 Hz. En el espectro de las columnas se aprecia un pico de frecuencia de 1,59 Hz, el cual se aproxima al cuarto modo flector en X del estado de análisis modal B, el cual tiene una frecuencia de 1,59 Hz. No se observa una generalidad en los espectros entre ambos estados de análisis, por lo que se recomienda realizar futuras investigaciones donde se profundice en este tema.

A partir de los espectros obtenidos y según lo mostrado en la figura 7 se obtuvo el aporte de la componente no resonante y resonante para las fuerzas axiales en cables y en columnas de cada torre. La tabla 3 muestra la contribución de las componentes no resonante y resonantes en la respuesta fluctuante de la torre para cables y columnas para los estados de análisis TH1 y TH2 para ambas torres analizadas.

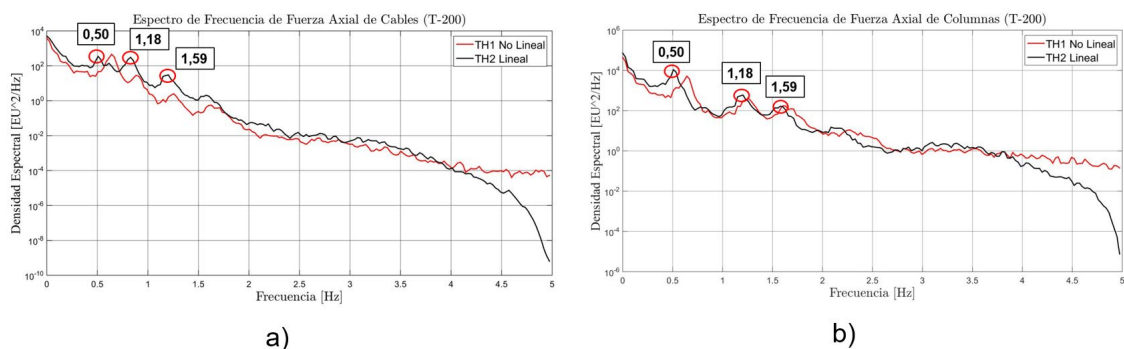


Figura 9. Espectro de frecuencia de la torre T-200 a) Cables, b) Columnas

En ambas torres no se aprecian diferencias marcadas entre ambos estados de análisis para cables y columnas. En el caso de los cables la torre T-75 presenta, con alrededor de un 55%, para ambos estados de análisis un aporte de la componente no resonante en la respuesta fluctuante de la torre inferior al aporte de la torre T-200, la cual es de alrededor de un 75%. En el caso de las columnas, la torre T-75 presenta para ambos estados de análisis un aporte de la componente no resonante en la respuesta fluctuante alrededor del 85%, siendo superior al aporte que presenta la torre T-200 en ambos estados de análisis, con alrededor de un 70%.

Tabla 3. Contribución de la componente no resonante y resonante en la respuesta fluctuante de cables y columnas.

Respuesta No Resonante				
Elemento Estructural	T-75		T-200	
	TH1	TH2	TH1	TH2
Columnas	87,83%	88,07%	72,43%	69,27%
Cables	59,51%	58,79%	76,73%	78,37%
Respuesta Resonante				
Elemento Estructural	T-75		T-200	
	TH1	TH2	TH1	TH2
Columnas	12,17%	11,93%	27,57%	30,73%
Cables	40,49%	41,21%	23,27%	21,63%

La respuesta resonante de la componente fluctuante se divide en el aporte de cada uno de los modos flectores y torsores de oscilación de la estructura, para el caso de los modos de oscilación flectores se refiere a los pares ortogonales en X y Y de la forma de oscilación.

La tabla 4 muestra el aporte de los principales modos de oscilación obtenidos a partir del espectro de frecuencia de las fuerzas axiales en los cables para las torres analizadas para ambos estados de análisis. En ambas torres el primer modo de oscilación muestra el mayor aporte a la respuesta resonante para ambos estados de análisis. En la torre T-75 el aporte de cada uno de los modos de oscilación a la respuesta resonante es similar en ambos estados de análisis, en la torre T-200 en el estado de análisis TH2 el aporte del primer modo de oscilación asciende solamente al 52%, mostrando una diferencia porcentual del 42% respecto al aporte mostrado por este modo en el estado de análisis TH1, donde la contribución asciende al 89%. En esta torre también se aprecia una diferencia marcada entre ambos estados de análisis en la contribución del segundo modo de oscilación, donde existe una diferencia porcentual del 79% entre ambos estados de análisis. En el tercer modo de manera similar el estado de análisis TH2 presenta una elevada contribución, alcanzando el 5%. En futuros trabajos se recomienda profundizar en el aporte de los modos de oscilación en las fuerzas de los cables a razón de las marcadas diferencias porcentuales entre ambos estados de análisis obtenidas en el estudio.

Tabla 4. Aporte de los principales modos de oscilación en las fuerzas axiales de los cables

Modos	T-75		T-200	
	TH1	TH2	TH1	TH2
1er Modo	96,98%	96,94%	88,95%	52,10%
2do Modo	1,87%	1,92%	7,79%	37,01%
3er Modo	0,07%	0,06%	0,69%	5,34%
4to Modo	0,00%	0,00%	0,25%	0,64%

La tabla 5 muestra el aporte de los principales modos de oscilación de las columnas. El primer modo de oscilación muestra la mayor contribución a la componente resonante para ambos estados de análisis en las dos torres. En la torre T-75 el aporte del primer modo es de alrededor de un 60% para ambos estados de análisis, en el caso de la torre T-200 el aporte supera el 80% para ambos estados de análisis. En el segundo modo la torre T-75 muestra un aporte de alrededor de un 28% para ambos estados de análisis, en contraste con la torre T-200 donde los aportes son del 10% y el 14% para los estados de análisis TH1 y TH2 respectivamente. Para todos los modos analizados en ambas torres no se aprecian diferencias marcadas entre ambos estados de análisis.

Tabla 5. Aporte de los principales modos de oscilación en las fuerzas axiales de las columnas

Modos	T-75		T-200	
	TH1	TH2	TH1	TH2
1er Modo	62,60%	61,24%	81,62%	86,48%
2do Modo	28,08%	28,94%	9,95%	14,44%
3er Modo	6,15%	6,46%	5,21%	4,56%
4to Modo	1,39%	1,15%	0,53%	0,56%

A partir del estudio realizado donde se compara la respuesta estructural y dinámica de dos torres atirantadas sometidas a carga de viento extremo cuando es analizada de manera lineal y no lineal la componente fluctuante de la carga de viento, se arribó a las siguientes conclusiones:

Se obtienen diferencias en el comportamiento estructural de ambas torres cuando se realiza una comparación entre ambos estados de análisis. En los cables las diferencias porcentuales alcanzan el 10% en la torre T-200 donde los mayores valores corresponden al estado de análisis que considera de forma no lineal la componente fluctuante de la carga de viento. En las columnas se manifiestan diferencias porcentuales de hasta un 20% en la torre T-75, siendo los mayores valores los correspondientes al estado de análisis que considera de forma no lineal la componente fluctuante de la carga de viento.

Entre ambas torres no se aprecian diferencias marcadas en ambos estados de análisis en la influencia de la componente no resonante y resonante en la respuesta fluctuante de la torre. Para los elementos cables y columnas el primer modo de oscilación muestra el mayor aporte a la respuesta resonante. En las columnas no se aprecian diferencias marcadas entre ambos estados de análisis en la contribución de cada modo de oscilación a la respuesta resonante. En los cables existen diferencias marcadas entre ambos estados de análisis en los tres primeros modos de oscilación en la torre T-200.

Se recomiendan realizar estudios más avanzados donde se analicen una mayor variedad de torres con variaciones en sus parámetros estructurales y de rigidez. Resulta también primordial destacar la importancia de realizar futuros estudios con una mayor cantidad de simulaciones de viento para alcanzar resultados más precisos.

1. B. Clavelo, P. Martin, and V. Elena, "Influence of Initial Guy Tension and Antenna Masses in the Sensor Layout for Dynamic Characterization of Guyed Masts," *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 22, 2022.
2. A. G. Davenport and B. F. Sparling, "Dynamic gust response factors for guyed towers," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 43, no. 1, pp. 2237-2248, 1992/01/01/ 1992.
3. CAN/CSA-S37(R2023): *Antennas, towers, and antenna supporting structures*, 2023.
4. J. A. Knaff, and R. M. Zehr, "Reexamination of Tropical Cyclone Wind-Pressure Relationships," *American Meteorological Society*, 2007.
5. TIA/EIA 222 I: *Structural Standard for Antenna Supporting Structures, Antennas and Small Wind Turbine Support Structures* 2023.
6. I. Fernández Lorenzo, B. Clavelo Elena, O. Ollet Otero, and V. Elena Parnás, "Comparison of Dynamic Analysis Methods in a Cable-Stayed Tower Under Extreme Wind Loads in Cuba," *Journal of the International Association for Shell Spatial Structures*, vol. 60, no. 3, pp. 210-220, 2019.
7. Y. Tamura and A. Kareem, *Advanced Structural Wind Engineering*. Japan: Springer, 2013.
8. V. B. Elena, P. Martin, and K. Luis, "Análisis topológico de los cables en un modelo de torre atirantada," *Obras y Proyectos*, vol. 26, pp. 65-73, 2019.
9. CIRSOC-INTI. *Proyecto de Reglamento Argentino para Construcciones Sismoresistentes Parte 1. Construcciones en General*, 2008.
10. J. A. J. Capilla, "Damping Behaviour of Slender Telecommunications Structures," PhD, University of Exeter, 2020. Available from: <https://media.proquest.com/media/hms/PT/2/LNmsR?s=lfUPIPTAj%2FZKe87b%2BF58jZgU40Q%3D>.
11. NC-285: *Carga de Viento. Método de Cálculo*, 2024.
12. C. Aldereguía, J. Ballote, I. Fernández, and V. Elena, "Corrección por exposición de las velocidades de viento medidas en dos estaciones de Cuba," *Ingeniería y Desarrollo*, vol. 39, pp. 239-258, 2021.
13. C. Aldereguía, I. Fernández, K. Luis, J. Ballote, and V. Elena, "Methodology for obtaining a new map of basic wind speeds," *Revista Facultad de Ingeniería de Antioquia*, 2024.
14. I. Fernandez, B. Clavelo, P. Martín, and V. Elena, "Dynamic analysis of self-supported tower under hurricane wind conditions," *Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics*, vol. 197, 2020.
15. G. Solari and G. Piccardo, "Probabilistic 3-D turbulence modeling for gust buffeting of structures," *Probabilistic Engineering Mechanics*, vol. 16, no. 1, pp. 73-86, 2001.
16. M. Shinozuka and C. M. Jan, "Digital simulation of random processes and its applications," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 25, no. 1, pp. 111-128, 1972.
17. G. Solari, "A Generalized Definition of Gust Factor," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* vol. Vol 36 pp. 539-548, 1990.
18. A. G. Davenport, "Note on the distribution of the largest value of a random function with application to gust loading," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, vol. 24, pp. 187-196, 1964.