

Revista Ciencia y Construcción

*Empleo De Imágenes
Satelitales Multiespectrales
Para La Identificación De
Deslizamientos De Laderas
En Carreteras*

19

39

*Evaluación No Lineal De Muros De Corte
Considerando Los Modelos Shell Fibras,
Shell Layered Y Columna Ancha En El
Software ETABS*

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

Análisis De Rendimiento De La Mano De Obra Con Lean Construction Para Rubros De Alcantarillado Sanitario. 06-18
Paúl André Añazco Campoverde
Adalberto David Tandazo Ramírez
Gilbert Adrián Añazco Campoverde
Freddy Leonardo Espinoza Urgilés

Empleo De Imágenes Satelitales Multiespectrales Para La Identificación De Deslizamientos De Laderas En Carreteras 19-28
Obdulia Suárez Cisneros
Alain Benito Díaz Márquez
Dania Olga Abreu Hernández

Espesores De Mejoramiento Para Incrementar La Resistencia De Subrasantes En Pavimentos Flexibles De Carreteras 29-38
Shirley Elizabeth Andrade Aguilar
María Lisbeth Erazo Bueno
Eduardo Tejeda Piusseaut

Evaluación No Lineal De Muros De Corte Considerando Los Modelos *Shell Fibras, Shell Layered Y Columna Ancha* En El Software *ETABS* 39-54
José Julio León Vergara
Stalin Alcívar

Sumario II

Evaluación De La Durabilidad Del Mortero Para Juntas Con Arcillas Calcinadas Aplicado En Canal Alacranes Pavón Jennifer Artilles Cupull Yosvany Díaz Cárdenas Fernando Martirena Hernández	55-65
Evaluación Del Comportamiento De Las Mezclas Asfálticas Modificadas Con Polvo De Neumáticos Fuera De Uso Diego Fernando Cevallos Rojas Eduardo Tejeda Piusseaut	66-78
Estabilización De Arcillas Expansivas En Subrasante De Carreteras Con Cemento Tipo MH Y Con Otros Agentes Estabilizadores: Polvo Clinker Tipo I, Polvo Clinker, OPC Y Cal Viva Kevin Franco Mera Eduardo Ortiz Hernández	79-88
Comportamiento Dinámico De Torre Autosoportada Modelo Moyano Ante Acciones Sísmicas Elvia Teresa Castro Figueredo Eduardo R. Álvarez Deulofeu	89-100

Artículos de Investigación

Análisis De Rendimiento De La Mano De Obra Con Lean Construction Para Rubros De Alcantarillado Sanitario.

Lean Construction Workforce Performance Analysis For Sanitary Sewerage Sectors

Autores

Ing. Paúl André Añazco Campoverde M.Sc¹ , Adalberto David Tandazo Ramírez² , Ing. Gilbert Adrián Añazco Campoverde M.Sc³ , Ing. Freddy Leonardo Espinoza Urgilés M.Sc⁴

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

²Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, atandazo3@utmachala.edu.ec

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

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

RESUMEN

La industria de la construcción es una de las más importantes para el desarrollo de las poblaciones, en Ecuador debido a los escasos recursos disponibles dificulta el progreso en esta área, por esto se buscan soluciones para mejorar la productividad en proyectos de ingeniería, en este caso se optó por realizar el análisis del rendimiento y las fuentes de pérdidas en algunos rubros de un proyecto de alcantarillado sanitario y pluvial, esto mediante el uso de las herramientas que provee la filosofía Lean Construction, esto porque se aplicó estas herramientas en otros proyectos de ingeniería generando resultados satisfactorios en cuando a la evaluación de la productividad y con esto mejora en el rendimientos de los proyectos, de acuerdo con esto se tomó en cuenta 3 rubros que son, reposición de aceras de hormigón, excavación en zanjas e instalación de tuberías y se pudo conocer que en el rubro de instalación de tuberías se tiene una pérdida con respecto al precio establecido en los análisis de precios unitarios, esto debido al bajo rendimiento del rubro que supone una pérdida importante para el proyecto.

Palabras claves: Productividad, Lean Construction, Carta Balance

ABSTRACT

The construction industry is one of the most important for the development of populations in Ecuador, due to the scarce resources available, it makes progress difficult in this area, so solutions are sought to improve productivity in engineering projects, in this case it was decided to perform the analysis of the performance and sources of losses in some areas of a sanitary and storm sewer project, this through the use of the tools provided by the Lean Construction philosophy, this because these tools were applied in other engineering projects generating satisfactory results in terms of the evaluation of productivity and with this improvement in the performance of the projects, according to this, 3 areas were taken into account, which are, replacement of concrete sidewalks, excavation in trenches and installation of pipes and it was possible to know that in the area of pipe installation there is a loss with respect to the price established in the analysis of unit prices, this due to the low performance of the area that supposes an important loss for the project.

Keywords: Productivity, Lean Construction, Balance Sheet

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2024 Aceptado: Junio 2024

1. INTRODUCCIÓN

La gestión de proyectos de construcción cada vez se considera de mayor importancia debido a la escasez de recursos económicos que son necesarios para que éstos puedan ser realizados, en base a esto se analiza las pérdidas que son generadas a causa del rendimiento de la mano de obra y las actividades que provocan esto en algunos rubros aplicado en la construcción del alcantarillado sanitario y pluvial de la parroquia puerto Bolívar mediante la ayuda de la filosofía Lean Construction con el fin de aumentar la eficiencia, generando mayor rentabilidad y calidad en el proyecto.

Las herramientas que provee esta filosofía llevan implementándose por varios años en la industria de la construcción, sin embargo, inicialmente se la implemento en la industria automotriz y posteriormente gracias a los resultados satisfactorios obtenidos se decidió aplicarla en la construcción en fases como la gestión, diseño y ejecución de proyectos de construcción.

El objetivo principal de este proyecto es el análisis de los rendimientos de mano de obra enfocado a la "Construcción del alcantarillado sanitario de la parroquia Puerto Bolívar" mediante la aplicación de la filosofía Lean Construction, conociendo las fuentes de pérdidas generadas por el rendimiento en algunos rubros del proyecto.

Para realizar este trabajo de investigación primero se definió un marco teórico acerca de estudios recientes sobre la productividad en la construcción y el impacto de nuevas herramientas basadas en la filosofía Lean Construction para la gestión de proyectos, también se define las herramientas que servirán para el diagnóstico de rubros en la construcción del alcantarillado sanitario y pluvial de la parroquia puerto Bolívar, y finalmente según los datos obtenidos se puede conocer cómo se está llevando a cabo los trabajos con el fin de buscar soluciones que serán aplicables al contexto del proyecto para aumentar la productividad de la mano de obra.

2. METODOLOGÍA

Para el siguiente trabajo de investigación se utilizaron como referencia varios textos sobre el tema planteado, se determinó que la investigación será cuantitativa mediante la recolección de datos de campo apoyado también en el método de la observación para el análisis de rendimientos y pérdidas del proyecto de alcantarillado sanitario y pluvial.

La investigación realizada se ubica en la ciudad de Machala provincia del Oro Ecuador, donde se realizará el análisis de los rendimientos de la mano de obra y pérdidas generadas en el proyecto para la "Construcción del sistema de alcantarillado sanitario de la parroquia Puerto Bolívar"

En cuanto al proyecto seleccionado se realiza el análisis del rendimiento de la mano de obra en algunos rubros del proyecto, estos son actividades que se deben realizar para la construcción de la obra, lo cuales deben estar en ejecución durante el tiempo necesario para realizar esta investigación con un avance mínimo del 20% esto en base a recomendaciones que se ha revisado de diferentes fuentes bibliográficas.

Una herramienta para el diagnóstico de rubros es la carta de balance de recursos, se utiliza para analizar actividades específicas dentro del rubro seleccionado, ya que proporciona una idea más específica de procesos realizados según la mano de obra, equipos o materiales utilizados, es una herramienta usada para determinar actividades que no aportan valor al proceso constructivo y parte de principios de la filosofía Lean Construcción para el diagnóstico de pérdidas en un proyecto de construcción.

En la aplicación de la carta de balance de recursos primero se establece el rubro, este es una tarea específica a desarrollar, al cual se le realizará el análisis tomando en cuenta factores como la disponibilidad de tiempo, su incidencia en el costo del proyecto, además debe ser medible de acuerdo con la herramienta utilizada ya que para la aplicación de esta metodología se deben establecer criterios como el trabajo productivo, contributivo y no contributivo, estos tres conceptos se los identifica en el proceso constructivo del rubro, además se recomienda que sea repetitivo ya que al realizar las mediciones es conveniente y práctico.

En cuanto a las recomendaciones para realizar la carta de balance se presenta que el intervalo de tiempo para cada periodo de medición del rubro es de un minuto debido a que un mayor tiempo complica definir las actividades de cada elemento que participa en la realización del rubro, otro aspecto importante es el tiempo total de medición, para cada carta de balance establecido en cuarenta y cinco minutos en donde se realizarán cuatro mediciones por cada rubro seleccionados en diferentes días y a diferentes horarios para tener una mejor visión de los que está ocurriendo en el proyecto.

Otro aspecto importante para realizar las mediciones mediante la carta de balance es la ubicación del observador, esto porque el personal que realiza el rubro muchas veces aumenta la productividad promedio cuando se siente controlado u observado, por esto se debe realizar este proceso desde un lugar alejado donde se puede observar claramente la realización del rubro.

Se utilizó la encuesta de detección de pérdidas de dos partes, una parte correspondiente a una entrevista con preguntas abiertas y otra correspondiente a una encuesta con 43 opciones sobre actividades que generan pérdidas, para conocer la opinión del personal técnico de la obra sobre rubros y actividades perdidas en el proyecto realizado.

Con respecto a la primera parte correspondiente a la entrevista realizada se enfoca en el personal técnico de la obra involucrado en el proyecto analizado, esta se realiza para conocer la opinión que se tiene con respecto a temas de productividad o problemas que se presentan en el proyecto al igual que la carta de balance es una herramienta de diagnóstico para proyectos de ingeniería que utiliza los principios del Lean Construction y que es muy práctica al momento de su aplicación. Con respecto a la segunda parte la encuesta realizada la cual al igual que las dos herramientas anteriores parte de la filosofía del Lean Construction como una herramienta de diagnóstico para proyectos de construcción el cual se enfoca en las opiniones de los encargados de llevar a cabo el proyecto mediante una serie de opciones en donde el encuestado escoge las 10 que le parecen las más relevantes.

Las recomendaciones revisadas para aplicar estas herramientas son visitas periódicas a los lugares donde se realizan los trabajos, porque deben ser adaptadas al contexto del proyecto dando un criterio sobre cómo se están realizando los trabajos y también es importante conocer el tiempo disponible del personal de la obra, ya que en este caso se realizaron estas actividades en el tiempo de descanso del personal.

3. MARCO TEÓRICO

3.1. Antecedentes Contextuales

En general en el sector de la construcción existe mucha competitividad por parte de entidades o personas naturales o jurídicas, al momento de realizar los proyectos de construcción propuestos por el mandante y según Ghosh & Burghart el propósito del Lean es dotar o aportar un valor adicional a proyectos de ingeniería o de otros tipos para crear empresas o grupos más competitivos [1].

La construcción crece y desarrolla sus actividades con mayor innovación tecnológica, sin embargo, el mercado no está preparado aun para asumir cambios tan repentinamente a medida que la tecnología avanza y sobre todo adaptarse a estos y llegar a beneficiarse de este conocimiento [2], aun así el sector de la construcción es muy importante en la economía mundial ya que genera muchos puestos de trabajo aunque no se apliquen nuevas metodologías para realizar los proyectos como nuevas edificaciones, rehabilitaciones, etc [3].

Productividad en la industria de la construcción

La productividad es uno de los factores críticos en los proyectos de construcción de todo el mundo y además en su investigación cualitativa en el que determino el nivel de conocimiento que se tiene acerca de la productividad e indica que una de las formas de superar el problema que existe con la productividad en los diferentes proyectos de construcción [5], otros estudios realizados mencionan que los desajustes entre el plan de trabajo y las condiciones reales en donde se realizara el trabajo influyen directamente en la productividad dentro del proyecto [6].

Dentro de América latina uno de los países con proyectos de ingeniería más eficientes es Chile debido al valor generado por la construcción chilena, donde se sondearon 100 proyectos de construcción se concluye que los atributos de estos proyectos se agrupan según siete condiciones de satisfacción: ambiente corporativo, constructibilidad, entregables, flujo de información, herramientas y tecnología, integración, cronograma y presupuesto [7].

La construcción sostenible

La construcción genera muchos desperdicios y baja productividad, por lo que esta ineficiencia causa gran impacto en el medio ambiente además según informes revisados de la Organización de Naciones Unidas un 40% de emisiones de CO₂ [8], por esto las empresas del sector tienen una tendencia favorable en la implementación de la sostenibilidad para mejorar sus puntuaciones ambientales y con esto acceder a beneficios por el cuidado del medio ambiente [9].

Brasil ocupa el cuarto puesto en el mundo con mayor número de edificios con certificaciones LEED, esta certificación es un indicador avance en temas de sostenibilidad en el sector de la construcción, además en 2014 se empezó a desarrollar una certificación para construcciones residenciales y viviendas. A este país se suma Argentina y Chile lo que muestra claros avances a políticas más sostenibles y la importancia del medio ambiente en la construcción. [10]

3.2. Antecedentes Referenciales

Qué es la filosofía Lean Construction

La aplicación de la filosofía Lean tuvo su origen en la industria automotriz por el ingeniero Taichi Ohno, la cual se la utilizaba para identificar y eliminar pérdidas en el proceso de ensamblaje de la empresa [3], luego se implementó en la construcción para hacer eficiente los procesos, a nivel del mundo se determinó que a pesar de que esta filosofía lleva tiempo aplicándose aún no se integra completamente en la construcción, sin embargo, en algunas de las empresas que la aplicaron dieron resultados satisfactorios adoptando en otra industria como en la construcción

La implementación exitosa de principios de Lean en control de calidad programada puede reducir costos, reducir la construcción y aumentar la productividad [11], además los principios de Lean ayudan a reducir el número de accidentes dentro del proyecto de construcción minimizado ya que garantiza la seguridad [12], en general la filosofía Lean pretende:

- Reducir o eliminar las pérdidas generadas por las demoras.
- Reducir o eliminar las pérdidas generadas por desperdicios.
- Mejorar la organización y la calidad de las obras para hacerlas más eficientes.
- Basada en el conocimiento de los actores que forman parte de los procesos constructivos.

Uno de los aspectos más importantes para la utilización de la filosofía Lean Construction es que sus principios presentados en la figura 1 son 100% aplicables a la industria de la construcción adecuándolos al contexto del proyecto que se esté analizando, además de las posibles herramientas que serán útiles para este proyecto [13], de estos principios el optimizar el todo y la mejora continua se pretende implementar rápidamente en la industria de la construcción para mejorar la productividad en los proyectos realizados.

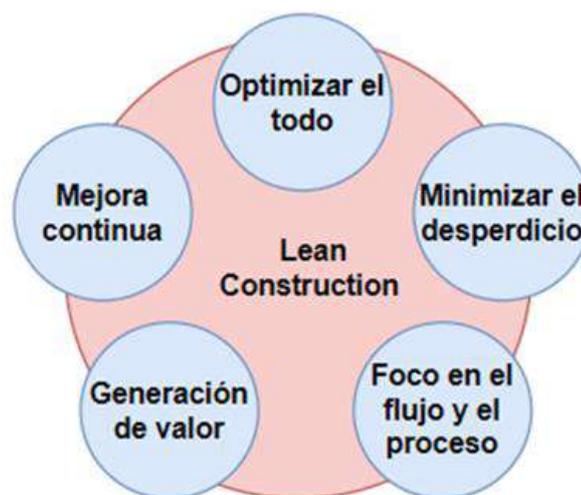


Figura 1: Principios del Lean Construction.

Comparación entre en enfoque Lean y el enfoque tradicional

Para comprender mejor este tema se presenta en la tabla 1 donde se muestran algunas características propias entre la construcción tradicional y la construcción Lean, esto para saber el motivo de estudio de la filosofía Lean y cómo se comporta respecto al enfoque de gestión de proyectos tradicional.

Tabla 1: Comparación entre el enfoque Lean y el enfoque tradicional de construcción [14].

Enfoque tradicional	Enfoque Lean
Corregir errores cuando estos se presentan en los proyectos, no se cuenta con estrategias de prevención o diagnóstico de pérdidas en el sistema	Manejar eficientemente los recursos, sin comprometer la calidad, aplicando mecanismos de control para la prevención o detección de pérdidas en el sistema de producción.
Enfocado en el costo de las actividades	Enfocado en el tiempo, costo y recursos disponibles
Aumento del trabajo para realizar actividades en el tiempo establecido.	Detección de actividades no productivas, aumento de la coordinación y reducción de desperdicios, volviendo el proceso más eficiente.

Herramientas del Lean construcción.

Dentro de las herramientas más conocidas que utiliza los principios del Lean Construction se presentan las siguientes [15]:

- 5S
- Line of Balance (LOB)
- Kanban (KAN)
- Just in Time (JIT)
- Integrated Project Delivery (IPD)

En donde una de las que más aplicaciones tiene en la industria de la construcción es el Last Planner System el cual se desarrolló durante el principio de la década de los noventa creado o desarrollados por Glenn Ballard y Greg Howell como una herramienta de planificación y costos de la producción o los procesos de producción que busca maximizar el valor de los procesos en el caso de la industria de la construcción procesos constructivos disminuyendo a si incertidumbres para alcanzar los objetivos que se ha propuesto realizar [16]

Desperdicios más comunes que se pueden encontrar en los proyectos de construcción

Los desperdicios que se pueden generar en un proyecto de construcción según varios autores son actividades las cuales no generan beneficios para la actividad, por ejemplo, el realizar nuevamente los trabajos por un error en el proceso es una pérdida de tiempo y recursos para todo el proyecto, posteriormente se muestra los desperdicios más comunes en el Lean Construction.

- Transporte
- Inventario
- Movimiento
- Espera
- Re-trabajo
- Sobre-producción
- Defectos

Productividad en la industria de la construcción

Carta de balance de recursos.

Una herramienta para analizar las pérdidas y la productividad en rubros de un proyecto es la carta balance, que permite ver lo que sucede en una actividad específica donde se debe definir aspecto como el trabajo productivo, contributivo y no contributivo, a continuación, se define brevemente cada termino.

Trabajo productivo. Actividad realizada que agrega valor directamente al proceso realizado, en la figura 2 mostrada a continuación se visualiza la excavación a máquina de zanjas para instalar tuberías, donde el trabajo productivo es excavar la zanja.



Figura 2: *Ejemplo de trabajo productivo.*

Trabajo contributivo. Las actividades necesarias para que el proceso se pueda realizar correctamente, pero que no aportan valor directamente al rubro, también se pueden definir como actividades complementarias para la realización del rubro.

Trabajo no contributivo. Se define como actividades que no agregan valor al proceso constructivo de un rubro, estas actividades son las que se requieren ajustar para mejorar la productividad, además se las puede identificar fácilmente con la ayuda de la carta de balance de recursos.

4. ANÁLISIS DE DATOS

a. Encuesta de detección de pérdidas

Con respecto a la primera parte de esta metodología correspondiente a la entrevista realizada, se consultó a los técnicos encargados del proyecto para conocer su apreciación sobre el desarrollo de este, debido a que estos conocen de primera mano estos procesos, según las preguntas abiertas realizadas las cuales se unificaron y se presentan a continuación acorde a las respuestas obtenidas.

Pregunta 1A: Problemas en el diseño de proyectos. -Según el análisis realizado los entrevistados creen que los problemas de diseño en los proyectos generan mayoritariamente retrasos en las actividades del proyecto, esto porque se debe solventar estos problemas cuando la obra ya está en ejecución por eso muchas veces se paralizan las actividades hasta resolver los problemas detectados.

Pregunta 2A: Estimaciones erróneas de rendimientos. - La mayoría de los entrevistados opina que este aspecto es muy importante en la planificación de proyectos, ya que según el sector donde se realiza el proyecto el rendimiento cambia, más aún cuando se contrata mano de obra no especializada para realizar los trabajos.

Pregunta 3A. Aquí se preguntó sobre los 5 rubros que los entrevistados consideran que generan más pérdidas en la obra para lo cual se realizó un análisis estadístico con las respuestas obtenidas, según la figura 4 donde se presentan los rubros con mayor desperdicio según el criterio de los técnicos de la obra que trabajan en el proyecto, los rubros que generan inconvenientes en el proyecto son la instalación de tuberías, las excavaciones, la reposición de acera, el desalojo de material y los rellenos compactados.



Figura 3: Rubros con más pérdidas en el proyecto.

Pregunta A4: Se cuestionó a los entrevistados cuales son los motivos para la elección de estos rubros en donde supieron contestas que el principal criterio son los problemas que ellos han tenido o han presenciado durante lo que lleva la ejecución del proyecto

Con respecto a la segunda parte que es la encuesta donde se presentan algunas opciones de actividades que generan pérdidas en el proyecto de construcción se presenta en la figura 5 los resultados obtenidos por parte del criterio de los encargados del proyecto en donde la mayor parte de los encuestados coincide que los tiempos de ocio de la mano de obra es una de las actividades que genera más pérdidas en el proyecto seguido del retraso de actividades en donde los encuestados supieron argumentar que tiene que ver mucho con las paralizaciones que se han producido en el proyecto.

Otra actividad que genera pérdidas es la mano de obra sin experiencia contratada en el proyecto, esto para ahorrar dinero en mano de obra especializada, pero que muchas veces por el desequilibrio entre el personal especializado y no especializado produce problemas como realizar los trabajos nuevamente y el bajo rendimiento, esto debido a que aprenden a realizar las actividades mediante avanza el proyecto ya que no tienen una guía que mejore sus habilidades.

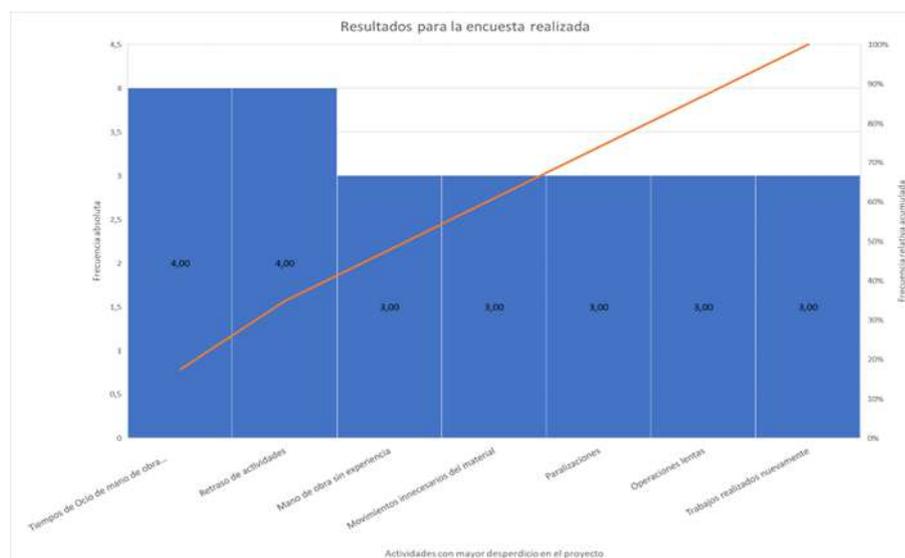


Figura 4: Actividades que generan mayores pérdidas en el proyecto.

a. CARTA DE BALANCE DE RECURSOS.

Para la carta de balance de recursos se determinó primero los rubros que se desea analizar, esto en base a los resultados de la entrevista realizada y también al costo que representa para el proyecto cada uno de los rubros seleccionados como se puede ver en la figura 5.

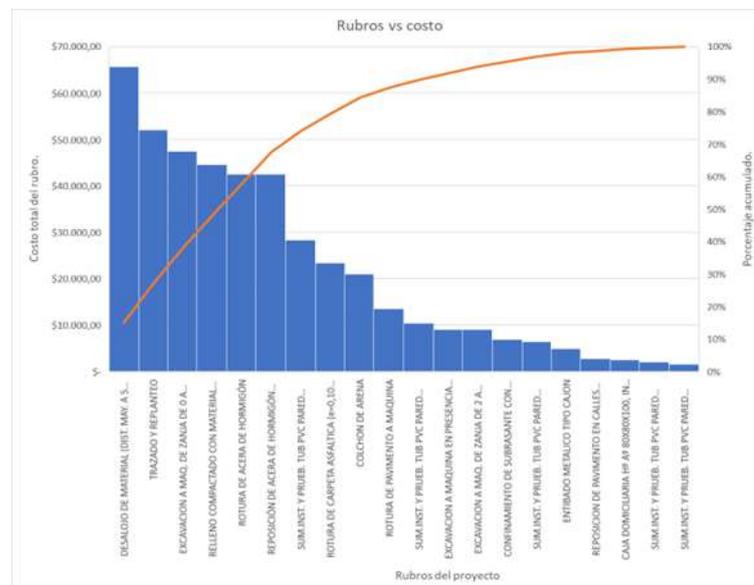


Figura 5: Rubros más costosos en el proyecto.

En donde para el proyecto la excavación a máquina de 0 a 2 metros, la reposición de acera con e=8 cm y la instalación de tubería de 200 mm son los rubros más costosos y que según la entrevista también causan problemas en el proyecto que se está analizando.

Después de definir los rubros que se analizara se debe definir un proceso constructivo para cada uno de estos ya que esto permitirá más adelante tomar algunas actividades que se enmarquen en la definición de trabajo productivo, trabajo contributivo y trabajo no contributivo.

Como se dijo en la metodología un aspecto importante durante la aplicación de esta herramienta del Lean Construction es la ubicación del observador para lo cual se presenta la figura 6 donde se realizó la medición del rubro de reposición de acera a una distancia considerable para evitar que los obreros piensen que están siendo vigilados logrando así obtener datos más realistas.



Figura 6: Ubicación del observador para el rubro reposición de acera.

Instalación de tuberías D=200 mm

De acuerdo con las 4 cartas de balance realizadas se determinó los siguientes resultados presentados en la figura 7 en donde se puede observar que para el trabajo productivo se tiene una participación del 34%, mientras que para el trabajo contributivo se tienen una participación del 30% y para el trabajo no contributivo se tiene una participación del 36%.

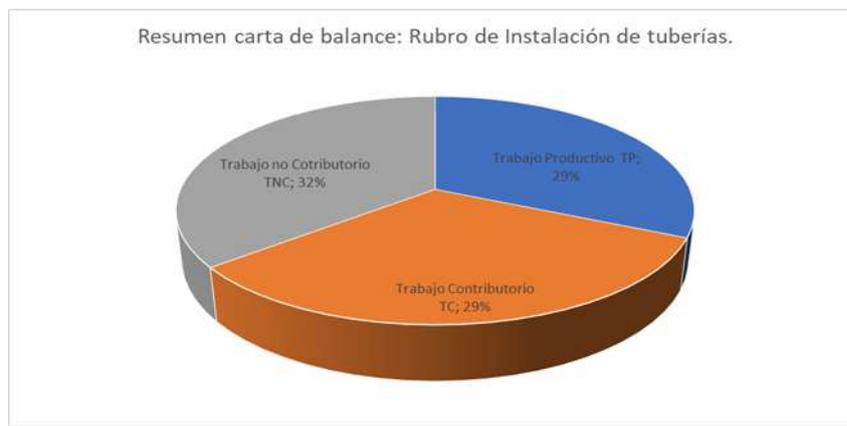


Figura 7: Participación promedio para trabajo productivo, contributivo y no contributivo.

Con respecto a las actividades que forman parte del trabajo productivo, contributivo y no contributivo se muestran los resultados en la figura 8, en donde se determinó la actividad que realiza cada uno de los elementos que ejecuta el rubro, estos son un peón, un plomero y un maestro mayor en ejecución de obras civiles durante las 4 cartas de balance realizadas.

En este caso los tres trabajadores realizan en mayor porcentaje una actividad que se denomina esperas, esta actividad depende de otra para su realización lo cual provoca que en muchas ocasiones durante la ejecución del rubro se deba esperar que otro trabajador realice su actividad y este tiempo de espera se considera como algo que no agrega valor al rubro y que se debe corregir para disminuir este tiempo o en la medida de lo posible tratar de eliminarlo.

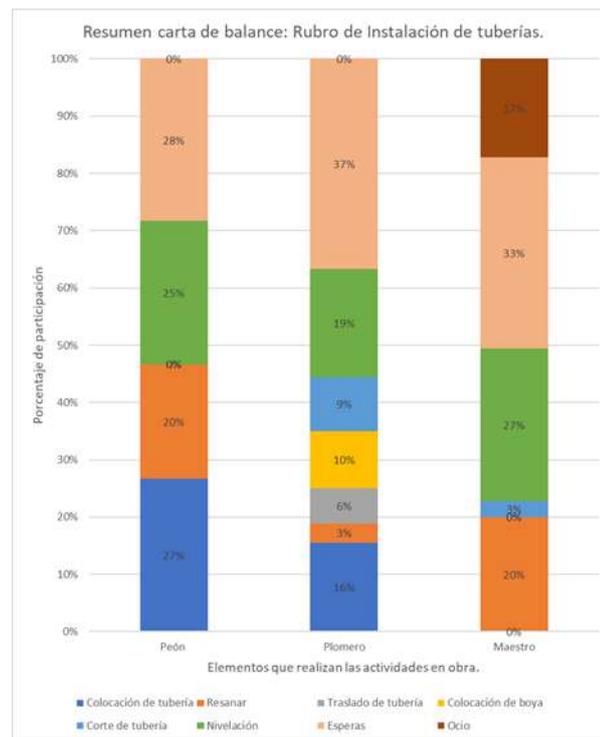


Figura 8: Participación de cada actividad realizada en función al trabajador que la realiza.

Para la categoría de trabajo no contributivo se realizó un análisis individual para el cual se tiene que la actividad más realizada son las esperas definidas anteriormente, con un 85% de participación seguido del ocio con un 15% el cual se define como actividades realizadas por los trabajadores exentas a la realización del rubro y que no generan valor agregado consideradas como pérdidas.

De acuerdo a los días que se realizó la recolección de datos se promedió un rendimiento de 0,25 Jornal/metro respecto al rendimiento real de 0,1 Jornal/metro, que en términos de costo correspondería un aumento en el costo del 11% en el precio del rubro y esto en costo monetario sería \$ 1,77 dólares más del valor teórico referencial el cual si se calcula de acuerdo a la cantidad de obra que se debería realizar 28310,54 metros con respecto al precio unitario que se presenta en la figura 9, para la instalación de tubería se obtendría un aumento en el costo del rubro de \$ 50109,66 lo cual necesita una mejor gestión del rubro ya que es una cantidad elevada.



Figura 9: Costo del rubro de acuerdo con el rendimiento real y teórico.

Excavación a máquina de 0 a 2 metros.

Según el análisis realizado para las 4 cartas de balance correspondiente al rubro de excavación a máquina de 0 a 2 metros, se determinó una participación para el trabajo productivo del 26 %, mientras que para el trabajo contributivo un 32 % y para el no contributivo un 41 %, como se muestra en la figura 10, para este caso hubo tres trabajadores, dos peones y un operado de equipo pesado.

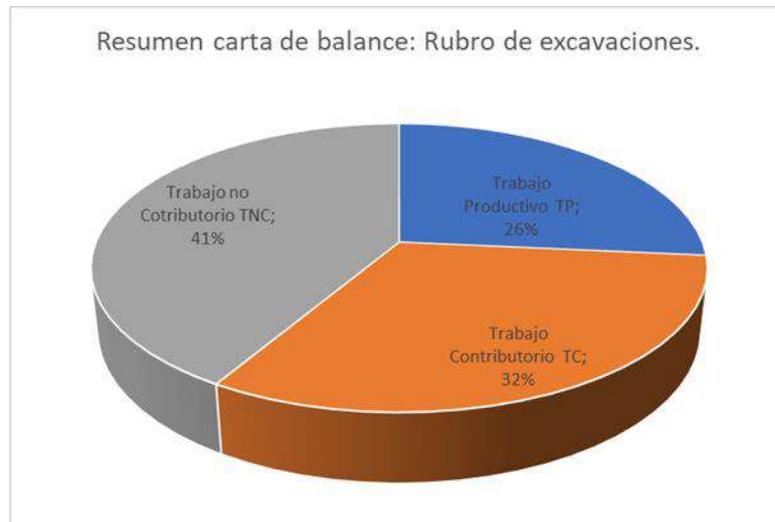


Figura 10: Participación promedio para el trabajo productivo, contributivo y no contributivo.

De acuerdo al análisis de rendimiento realizado para las 4 cartas de balance se calculó el promedio de los rendimientos obtenidos que es de 0,055 Jornal/m³ que comparados al rendimiento teórico correspondiente a 0,07 Jornal/m³ que significa una ganancia o una reducción de costos del 22 % que corresponde a \$ 0,67 dólares de ahorro en la realización del rubro y conociendo la cantidad de obra a realizar que es de 30518,45 metros cúbicos de excavación para lo cual se tiene con el precio unitario real presentado en la figura 11 de \$ 2,44 corresponde a un ahorro de \$ 20447,36 dólares si se siguiera realizando con ese rendimiento el rubro de excavaciones.



Figura 11: Costo del rubro de acuerdo con el rendimiento real y teórico.

Reposición de aceras con e=20 cm.

De acuerdo con el análisis de datos realizados para las 4 cartas de balance de reposición de aceras se determinó que el trabajo productivo tiene una participación del 64%, el trabajo contributivo tiene una participación del 39% en la realización del rubro y por último el trabajo no contributivo tiene una participación del 44%, en este caso se definió tres personas que forman parte de la realización del rubro los cuales corresponden a 2 peones y un operador.

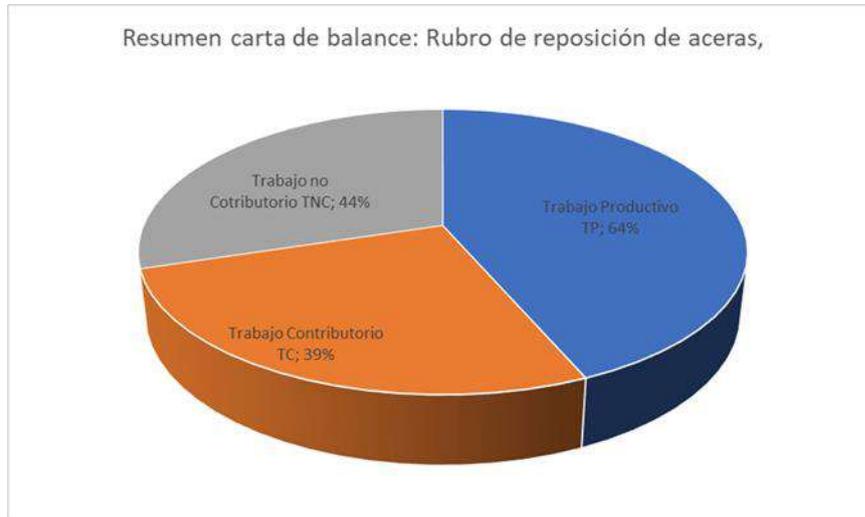


Figura 12: Participación promedio para el trabajo productivo, contributivo y no contributivo

Para este rubro se determinó un rendimiento del 0,20 Jornal/m² para 3 personas que participaban directamente en la realización del rubro y comparado con el rendimiento teórico presente en el análisis de precios unitarios del rubro de 0,07 Jornal /m² se determinó una disminución en el costo del rubro de 1% que en términos económicos corresponde a \$ 0,15 dólares de ahorro en el precio unitario y esto calculando con la cantidad de obra realizada de 42465,82 metros cuadrados de acera con el precio unitario mostrado en la figura 13 se obtiene una reducción del costo \$ 6369,87 dólares en la realización del rubro.



Figura 13: Costo del rubro de acuerdo con el rendimiento real y teórico.

5. CONCLUSIONES

Según el análisis realizado con la herramienta del Lean Construction denominada carta de balance se determinó que para el rubro de instalación de tuberías durante el periodo de medición del rubro se obtuvo una pérdida del 11% que en precio unitario del rubro correspondería a \$ 1,77 dólares de aumento en el costo que debido a la cantidad de obra que se debe realizar supone un aumento importante en el costo del rubro, es importante decir que este es el único rubro que presenta un aumento en el costo ya que la excavaciones y la reposición de aceras presentan una disminución en el costo, sin embargo esta disminución aun así no es suficiente para hacerle frente al sobrecosto presentado en el rubro de instalación de tuberías, aunque consultado con el encargado de la obra supo expresar que otros rubros también presentan disminución de costos y con esto se puede hacerle frente al gran aumento del costo de la instalación de tuberías.

La metodología seleccionada para este proyecto se base en un plan de mejora de la productividad de la mano de obra en proyectos de alcantarillado sanitario y pluvial, para lo que se presentan herramientas que realizan un diagnóstico de la situación actual del proyecto y que actualmente se estudian soluciones apuntando a una mejor gestión de proyectos de ingeniería para la construcción.

En cuanto a la entrevista realizada a los profesionales de la obra se puede concluir que estos consideran a la instalación de tuberías como el rubro que más pérdidas genera en el proyecto "Construcción del alcantarillado pluvial y sanitario de la parroquia Puerto Bolívar", esto según los ingenieros consultados, por un error en el cálculo del rendimiento para este rubro.

El ocio de la mano de obra especializada, resultado de la encuesta realizada a los profesionales del proyecto, al compararlo con el análisis realizado para las cartas de balance, definió que el personal técnico piensa que las esperas y el ocio de la mano de obra especializada son actividades similares, cuando en realidad no lo son.

6. RECOMENDACIONES

Mejorar la comunicación entre la empresa de agua potable y alcantarillado sanitario de la ciudad de Machala, ya que por la falta de este recurso se produjeron inconvenientes en el proyecto como paralizaciones y rotura de tuberías de agua potable, porque la empresa no proporcionaba datos confiables de dónde se encontraban estas tuberías, este problema generaba retrasos y se destinaba todo el día para reparaciones.

La capacitación de los obreros también sería viable para que se conozca las actividades de cada personal en la obra, debido a que en muchos casos se suele contratar mano de obra no calificada con el motivo de disminuir los costos de producción, sin embargo, esto se transformaba en mayor tiempo de ejecución, lo que se puede mejorar con capacitaciones constantes al personal.

Un aspecto importante comentado en el proyecto es la falta de motivación de los obreros al realizar las actividades, ya que en muchos casos solo se enfatizaba y felicitaba al maestro de obra y no a los jornaleros por realizar las actividades, lo que disminuía la motivación de estos.

Con la información presente en esta investigación se puede notar algunos problemas que se han detectado con la ayuda de la filosofía Lean Construction, y se recomienda poner en práctica la siguiente fase que es la implementación de medidas correctoras en el proyecto.

1. S. Ghosh and J. Burghart, "Lean Construction: Experience of US Contractors," *Int J Constr Educ Res*, 2019, doi: 10.1080/15578771.2019.1696902.
2. R. Maskuriy, A. Selamat, P. Maresova, O. Krejcar, and O. O. David, "Industry 4.0 for the construction industry: Review of management perspective," *Economies*, vol. 7, no. 3. MDPI Multidisciplinary Digital Publishing Institute, Jul. 04, 2019. doi: 10.3390/economies7030068.
3. A. Khaertdinova, A. Maliashova, and S. Gadelshina, "Economic development of the construction industry as a basis for sustainable development of the country," in *E3S Web of Conferences*, EDP Sciences, Jun. 2021. doi: 10.1051/e3sconf/202127410021.
4. J. A. Sarmiento Rojas and C. Rincón-González, "Analysis of the impact of the construction sector on the colombian economy," *Tecnura*, pp. 560–572, 2020, doi: <https://doi.org/10.14483/22487638.16194>.
5. K. Almathami, V. Coffey, and B. Trigunarsyah, "Productivity in construction industry," *Proceedings of International Structural Engineering and Construction*, 2020, Accessed: Aug. 23, 2023. [Online]. Available: [http://dx.doi.org/10.14455/ISEC.res.2020.7\(1\).CON-20](http://dx.doi.org/10.14455/ISEC.res.2020.7(1).CON-20)
6. L. Taufik, W. Dwi, and A. dan Pingit, "Productivity of construction project from contractor point of view," *International Journal of Engineering Technologies and Management Research*, 2018, doi: <https://doi.org/10.29121/ijetmr.v5.i12.2018.334>.
7. Z. Giménez, R. F. Herrera, and O. Sánchez, "Value generation analysis within the design process of construction projects in Chile," *Ain Shams Engineering Journal*, p. 102332, Jun. 2023, doi: 10.1016/j.asej.2023.102332.
8. Ramprasad, Dave, Bhargav2, ; Zilliacus, and Patel, "Sustainability in Construction Projects: Setting and measuring impacts," *The International Association for Automation and Robotics in Construction*, pp. 722–729, 2023, doi: <https://doi.org/10.22260/ISARC2023/0100>.
9. M. Briñez and M. Penagos, "La Sostenibilidad como Estrategia Competitiva en empresas del sector Construcción del Departamento de Antioquia - Colombia," *Telos Revista de Estudios Interdisciplinarios en Ciencias Sociales*, vol. 23, no. 2, pp. 325–346, May 2021, doi: 10.36390/telos232.08.
10. Percy Flores, "La construcción sostenible en Latinoamérica," *Revista de Arquitectura de la Ciudad de Lima*, 2020, doi: <https://doi.org/10.26439/limaq2021.n007.5183>.
11. M. M. Uddin, "Lean construction quality assurance opportunities in highway construction," *IGLC 28 - 28th Annual Conference of the International Group for Lean Construction 2020*, pp. 553–564, 2020, doi: <https://doi.org/10.24928/2020/0013>.
12. Y. I. Abu Aisheh, B. A. Tayeh, W. S. Alaloul, and A. Almalki, "Health and safety improvement in construction projects: a lean construction approach," *International Journal of Occupational Safety and Ergonomics*, vol. 28, no. 4, pp. 1981–1993, 2022, doi: <https://doi.org/10.1080/10803548.2021.1942648>.
13. G. Garcés and C. Peña, "A Review on Lean Construction for Construction Project Management," *Revista Ingeniería de Construcción*, vol. 38, no. 1, pp. 43–60, 2023, doi: <http://dx.doi.org/10.7764/ric.00051.21>.
14. C. Rodríguez, A. Gilbert, J. Buri, and K. Escobar-Segovia, "Operational losses in urbanization construction: Causes and Solutions Analysis using the philosophy of Lean Construction," *Proceedings of the LACCEI international Multi-conference for Engineering, Education and Technology*, vol. 2019-July, 2019, doi: 10.18687/LACCEI2019.1.1.67.
15. M. Aslam, Z. Gao, and G. Smith, "Development of Lean Approaching Sustainability Tools (LAST) Matrix for Achieving Integrated Lean and Sustainable Construction," *Construction Economics and Building*, 2021, doi: <https://doi.org/10.5130/AJCEB.v21i3.7653>.
16. M. F. Hoyos and L. F. Botero, "Evolution and global impact of the Last Planner System: a literature review," *Ingeniería y Desarrollo*, vol. 36, no. 1, pp. 187–214, Jan. 2018, doi: 10.14482/inde.36.1.10946.

Empleo De Imágenes Satelitales Multiespectrales Para La Identificación De Deslizamientos De Laderas En Carreteras

Use Of Multispectral Satellite Images For Identification Of Road Slope Landslides

Autores

Obdulia Suárez Cisneros¹, Alain Benito Díaz Márquez², Dania Olga Abreu Hernández³

¹Ingeniera Civil. Universidad Tecnológica de La Habana (Cujae), obdu2023@gmail.com

²Ingeniero Civil. Universidad Tecnológica de La Habana (Cujae)

³Dra. en Ciencias Pedagógicas, Ing. Aerofotogeodesta. Universidad Tecnológica de La Habana (Cujae). daniah@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

Entre las técnicas de percepción remota más utilizadas en la actualidad, se distinguen las imágenes satelitales, por las posibilidades que ofrecen para obtener información de una amplia cobertura de la superficie terrestre detectando los cambios sutiles que ocurren mediante la comparación de datos históricos de una misma zona. Así es posible realizar el monitoreo de fenómenos naturales o de transformaciones realizadas por la actividad humana. Mediante el empleo de imágenes satelitales multiespectrales se realizó el estudio que da lugar al análisis de los deslizamientos de laderas en un tramo de la carretera de "La Farola". Se descargaron desde la plataforma Copernicus las imágenes de la misión Sentinel 2. Mediante herramientas de cálculo del software global mapper se obtuvieron los índices espectrales asociados a los factores condicionantes al deslizamiento de laderas en carreteras. El monitoreo se realizó mediante un procedimiento propuesto en el que, a partir de imágenes tomadas en diferentes fechas, se identificaron zonas de peligro a la ocurrencia de deslizamientos de ladera, contrastando la imagen a color verdadero con los mapas obtenidos mediante la modelación de los índices espectrales. Se procesaron los datos para obtener valores de clasificación de la vegetación y humedad del suelo a partir de los rangos de parametrización de cada índice espectral.

Palabras claves: deslizamientos de laderas, imágenes satelitales, técnicas de percepción remota.

ABSTRACT

Among the most widely used remote sensing techniques today, satellite images are distinguished by the possibilities they offer to obtain information from a wide coverage of the earth's surface by detecting the subtle changes that occur by comparing historical data from the same area. This makes it possible to monitor natural phenomena or transformations carried out by human activity. By multispectral satellite images, the study was carried out that gives rise to the analysis of the landslides on a section of the "La Farola" road. The images of the Sentinel 2 mission were downloaded from the Copernicus platform. Using calculation tools of the global mapper software, the spectral indices associated with the conditioning factors for slope sliding on roads were obtained. The monitoring was carried out through a proposed procedure in which, from images taken on different dates, danger zones to the occurrence of slope landslides were identified, contrasting the true color image with the maps obtained by modeling the spectral indices. The data were processed to obtain classification values of vegetation and soil moisture from the parameterization ranges of each spectral index.

Keywords: slope slides, satellite imagery, remote sensing techniques.

Nota Editorial: Recibido: Mayo 2024 Aceptado: Julio 2024

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos de laderas ocurren en la actualidad con elevada frecuencia en cualquier región de la geografía terrestre. Estos eventos ocasionan daños a la infraestructura vial ya que afectan la superficie de las vías, obstaculizan el paso, interrumpen el transporte, y en muchas ocasiones poner en peligro la vida humana. La necesidad de prevenir estos desastres requiere del empleo eficaz de herramientas de detección temprana; emergiendo como una tecnología innovadora para este fin, el uso de las imágenes multiespectrales [1].

Las imágenes multiespectrales captan información del objeto representado en diferentes bandas del espectro electromagnético, revelando información no visible por el ojo humano; desde el rango infrarrojo al de luz visible. Esta propiedad permite analizar la composición del suelo, la vegetación, la humedad y otros indicadores de inestabilidad que anuncian la posibilidad de un deslizamiento de laderas [2].

En la actualidad, las imágenes multiespectrales están siendo utilizadas a nivel global para la identificación temprana de deslizamientos de laderas. En macizos montañosos como las montañas del Himalaya [3] y la cordillera de Los Andes [4], investigadores están desarrollando métodos y técnicas para crear mapas de riesgo y monitorear zonas vulnerables, empleando imágenes multiespectrales tomadas desde diferentes plataformas de vuelo, ya sea satelital o desde vuelos con drone.

En España, la utilización de imágenes satelitales para el estudio de deslizamientos de laderas se ha intensificado en los últimos años. El Instituto Geológico y Minero de España (IGME) utiliza imágenes multiespectrales y técnicas de análisis espacial para la identificación de áreas con riesgo de deslizamientos, la elaboración de mapas de susceptibilidad y el monitoreo de la evolución de los deslizamientos [5].

La aplicación de imágenes satelitales para la detección de deslizamientos en América Latina ha alcanzado especial significación, por su alta incidencia, teniendo en cuenta la complejidad de la geografía del continente. Se exhiben en esta región cadenas montañosas, con estructuras geológicas diversas y combinación de eventos desencadenantes producidos por intensas lluvias y recurrentes sismos en zonas de inestabilidad tectónica. Países como Brasil, Colombia, Perú y Chile cuentan con programas de monitoreo de deslizamientos basados en imágenes satelitales multiespectrales, que permiten la detección temprana de áreas de riesgo y la toma de medidas para su prevención [6].

En Cuba el empleo de imágenes multiespectrales ha ganado notoriedad para el estudio de diferentes fenómenos. Instituciones líderes en su uso han desarrollado importantes investigaciones referidas al monitoreo de eventos meteorológicos, ocurrencia de sismos, estudio del clima y de otros movimientos que caracterizan la dinámica de la superficie terrestre. En el presente artículo se exponen resultados del empleo de imágenes multiespectrales para la identificación de zonas vulnerables a los deslizamientos de laderas en un tramo de la carretera de La Farola. Para esto se emplea un procedimiento que combina las técnicas para la obtención de las imágenes al uso de software para su procesamiento y análisis.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Breve reseña sobre el uso de imágenes satelitales

Las mayores potencias en el empleo de imágenes satelitales a nivel mundial han sido históricamente Rusia y Estados Unidos. El desarrollo de la carrera espacial desde la década de 1950 hizo que ambos países se destacaran por el desarrollo de tecnologías para el desarrollo estratégico de la infraestructura que sirve de soporte a la obtención de información de la Tierra de forma remota. El Explorer 6, lanzado por Estados Unidos en 1959, capturó la primera imagen satelital de la Tierra. Desde entonces, se han desarrollado programas como Landsat y Sentinel, que actualmente figuran entre los más empleados para monitorear la superficie terrestre y estudiar fenómenos naturales [7].

A los pioneros en el empleo de técnicas para la exploración desde el espacio de la superficie terrestre y otros cuerpos celestes como Marte y La Luna, por citar algunos, se unen nuevas potencias que emergen desde la década del 1970 y que actualmente se posicionan y compiten como los de mayor reconocimiento mundial. La Comunidad Europea con el programa de observación de la Tierra "Copernicus", realiza el monitoreo y análisis de toda la superficie terrestre, con mayor intencionalidad a la obtención de variables que tributan a los sistemas de alerta temprana; para el beneficio de los países que forman parte de la región. Los satélites "Gaoefen" lanzados por China, pueden obtener datos de observación 3D ópticos de alta resolución y datos de altimetría láser de alta precisión. Además, garantizan exactitud para la mapeación 3D satelital a escala 1/10 000. En la región de las Américas se destacan Brasil, México y Venezuela, con diversidad de satélites en órbita y evidencias de investigaciones que les permiten incorporarse a la avanzada que a nivel internacional se vislumbra en el empleo de tecnologías satelitales para el monitoreo de la superficie de sus territorios [8].

Para el desarrollo tecnológico de las técnicas para el monitoreo de la Tierra desde satélites está vinculados de manera biunívoca las plataformas de vuelo (satélites) que orbitan a más de 700 km de altura, a la amplia gama de sensores que permiten realizar tomas de imágenes de alta resolución. Las cámaras que tradicionalmente obtenían imágenes en color natural actualmente amplían su espectro más allá del rango visible por el ojo humano. Además, aumenta la resolución de la imagen en la medida que se perfecciona la fabricación de las cámaras y sus componentes.

Las imágenes satelitales para la identificación de deslizamientos de laderas en carreteras

La toma de imágenes satelitales constituye en la actualidad una herramienta de gran valor para el monitoreo de los deslizamientos de laderas en carreteras. Su empleo consiste en la identificación de patrones del comportamiento de los factores que se relacionan al deslizamiento, entre los que se pueden mencionar la pendiente, vegetación, textura y humedad del suelo, entre otros.

En dependencia de los sensores que se emplean para la toma de imágenes, estas pueden ser RGB (color natural), multiespectrales o hiperespectrales. Se tiene en cuenta para esta clasificación el rango del espectro electromagnético, y la cantidad de bandas sobre las cuales se obtienen las imágenes. En cuanto a las resoluciones de las imágenes están suelen asociarse fundamentalmente a la resolución espacial, determinada por el tamaño del píxel en el terreno, siendo los valores menores los que mayor resolución ofrecen, es decir las de mayor precisión en la identificación de los detalles representados en la imagen. (Ver figura 1)

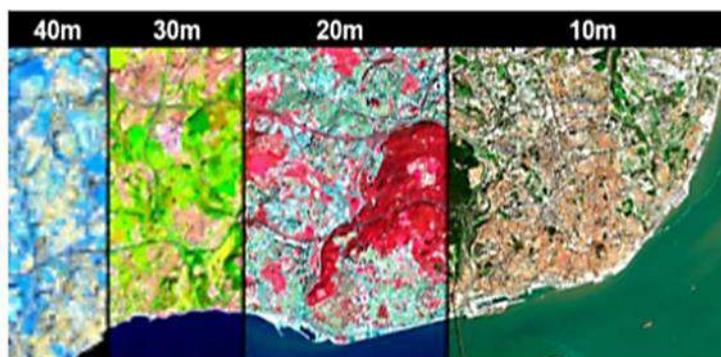


Figura 1: Imágenes satelitales multiespectrales con diferentes combinaciones de bandas y resoluciones.
Fuente: (<https://www.gisandbeers.com/pansharpening-mejorando-la-resolucion-de-imagenes-satelite>)

Para el posprocesamiento de las imágenes se emplean software diseñados como sistemas de información geográfica, que permiten obtener con precisión la información georreferenciada, a la vez que la representación del terreno puede ser trabajada por capas en dependencia del contenido y la estructura de los datos. Los más difundidos son ArcMap, ArcGIS Pro, gvSIG, ENVI, Erdas o QGIS, mediante ellos se aplican herramientas para la obtención de modelos derivados, como soporte para el posterior análisis de sus metadatos [9].

Imágenes satelitales multiespectrales, como las proporcionadas por la misión Sentinel-2, son de gran utilidad ya que capturan información en diferentes bandas del espectro electromagnético, lo que permite detectar cambios sutiles en la vegetación, la humedad del suelo y la topografía del terreno, factores condicionantes de la ocurrencia de deslizamientos de laderas. Se asocian al estudio de factores condicionante la combinación de entre 2 y 3 bandas que permiten resaltar los rasgos que distinguen su comportamiento. Las bandas espectrales 11, 8 y 4 son empleadas para el análisis de la vegetación, la humedad del suelo mediante las bandas 3 y 8 y la textura de la superficie terrestre se asocia las bandas 5 y 7. Estas combinaciones se realizan mediante la aplicación de algoritmos matemáticos, programables de forma automática o manual en los softwares diseñados para el procesamiento de las imágenes.

Procedimiento para la identificación de deslizamientos de laderas mediante el empleo de imágenes multiespectrales

La identificación de deslizamientos de laderas es un proceso complejo que debe ser realizado por equipos multidisciplinarios, pues requiere de la experticia de varios especialistas y de la aplicación de técnicas de medición directa e indirecta, así como del procesamiento y modelado de la información recopilada. Un procedimiento general consistiría en el empleo de las imágenes multiespectrales para el análisis en zonas de gran cobertura, aplicando otras técnicas *in situ* para la determinación de factores directamente sobre el terreno, como vía para la validación de los resultados obtenidos mediante técnicas de percepción remota. Se definen como secuencia de trabajo las siguientes actividades:

Inspección visual: Los deslizamientos de laderas a menudo se manifiestan como grietas, hendiduras, deformaciones o cambios en la inclinación del terreno. La inspección visual regular de las carreteras puede ayudar a detectar estos signos temprano. Sobre imágenes generadas en una banda a color natural se pueden identificar de manera visual zonas desprovistas de vegetación, con pendientes pronunciadas. Los cambios pueden ser detectados al comparar imágenes tomadas en fechas que anteceden o posteriores a la ocurrencia de deslizamientos.

Monitoreo geotécnico: El monitoreo geotécnico puede ayudar a detectar cambios en la estabilidad del suelo y la presencia de agua subterránea. Las mediciones geotécnicas pueden incluir inclinómetros, piezómetros, extensómetros y otros dispositivos. Esta técnica ofrece mayor precisión durante la medición, pero resulta más engorrosa y difícil de aplicar en lugares de difícil acceso. Se recomienda para la validación de los resultados obtenidos mediante el procesamiento de las imágenes satelitales.

Análisis de imágenes satelitales (multiespectrales): Las imágenes multiespectrales pueden proporcionar una vista general de las áreas propensas a los deslizamientos de laderas y ayudar a identificar cambios relacionados con la geomorfología del terreno. El hecho de contar con diferentes bandas del espectro electromagnético permite que sean utilizadas para la generación de modelos de índices espectrales, relacionados a los factores condicionantes de los deslizamientos de laderas. Para validar su precisión se pueden emplear métodos geotécnicos de medición insitu.

Modelado numérico: Del posprocesamiento de las imágenes y obtención de modelos digitales del terreno y modelos derivados como los índices espectrales se obtienen, además, gráficos, histogramas y bases de datos numéricos. Finalmente se generan ecuaciones del comportamiento de los factores condicionantes, estableciendo de forma precisa las relaciones existentes entre los factores condicionantes, ante la ocurrencia de un factor desencadenante, dígase intensas precipitaciones, para el estudio realizado. El modelado numérico puede ayudar a predecir la estabilidad del suelo y la probabilidad de la ocurrencia de deslizamientos de laderas.

Para la mayor precisión en el análisis es necesario obtener datos históricos mediante el procesamiento de imágenes tomadas en diferentes momentos. Se recomienda establecer un rango de tiempo teniendo en cuenta la recurrencia de des deslizamientos en la zona de estudios y períodos relacionados a los factores desencadenantes a los deslizamientos. Para las condiciones de Cuba, se reconoce como el principal factor desencadenante las intensas lluvias y se establecen dos períodos; lluvioso (meses de abril a octubre) y de seca (noviembre a abril).

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Estudio de deslizamiento de laderas mediante imágenes satelitales en la carretera de “La Farola”

La carretera de La Farola constituye uno de los viales del país con mayor probabilidad de deslizamiento de laderas, debido a que su trazado atraviesa una región con una topografía compleja, con pendientes abruptas y presencia de materiales de baja resistencia, como las serpentinitas y sus suelos meteorizados. Existen referencias en los reportes de eventos meteorológicos de intensidad ocurridos en los últimos años que así lo validan, la principal causa de la ocurrencia de este fenómeno en Cuba está asociada a las intensas precipitaciones por lo que se ha procedido a la búsqueda de datos históricos que permitan constatar la manera en que se ha deformado la ladera, mediante la comparación de imágenes de la región antes y después del deslizamiento fijado. El estudio se realiza en fechas específicas de septiembre del 2020 y abril del 2021.

Refiere la bibliografía y testimonios de algunos habitantes que desde el 2008 aproximadamente han sido más recurrentes los deslizamientos en la zona. La época lluviosa entre los meses de mayo a octubre es la que ofrece mayor peligro para este fenómeno, teniendo en cuenta que son las intensas precipitaciones el factor desencadenante de mayor incidencia.

Antecedes a la investigación estudios que profundizan en el análisis de la susceptibilidad a deslizamientos de laderas. Las inspecciones de campo y la información aportada por los habitantes de la zona permiten confirmar que a lo largo del vial el tramo con mayor probabilidad de ocurrencia de deslizamientos es el Cajobabo Baracoa, ubicado en las coordenadas 20,209° N y 74,457° W. Existen varios resultados de estudios e investigaciones en la región oriental, provenientes de instituciones especializadas que han obtenido modelos de comportamiento de los factores condicionantes al deslizamiento de laderas, elaborando mapas de susceptibilidad, como se muestra en la figura 2.

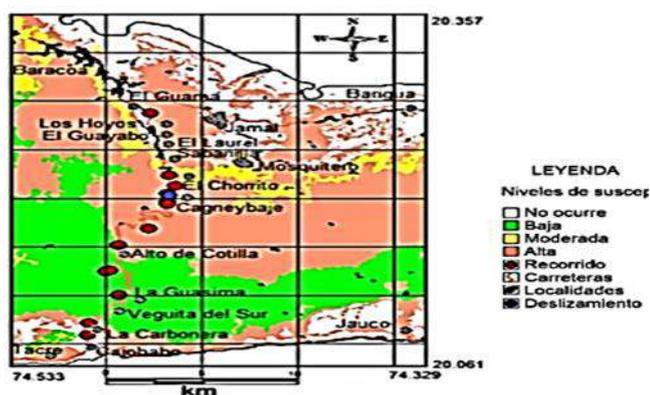


Figura 2: Mapa de susceptibilidad a deslizamiento de laderas en la región oriental.¹ [10]

- **Caracterización de la carretera de La Farola**

- **Ubicación geográfica:** Se encuentra ubicada entre las coordenadas geográficas (20,04°-20,36°) de latitud norte y entre los (74,4° -74,5°) de longitud oeste. Limita al norte con el municipio Baracoa, al sur con el Mar Caribe, al este con el poblado El Jauco y al oeste con el municipio Imías, en las provincias Guantánamo y Holguín. (Ver figura 3)

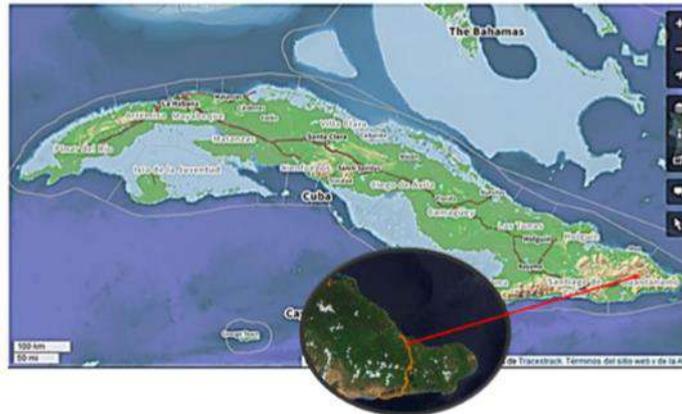


Figura 3: Ubicación geográfica de la carretera de La Farola

Se extiende desde el sureste del municipio Imías hasta la ciudad de Baracoa, en la provincia de Guantánamo, Cuba. Ocupa una distancia de 34 kilómetros y se encuentra enclavado en la región montañosa conocida como las Montañas del Noreste, específicamente entre las Cuchillas de Baracoa y la Sierra del Purial.

La topografía de la zona es extremadamente montañosa y abrupta, con una gran variabilidad en altitudes. Se pueden identificar llanuras, y una amplia zona elevaciones que pueden alcanzar hasta los 1000 m de altura SNMM. En el área se encuentran varias elevaciones significativas, como el Alto de Cotilla (570 m), las Cuchillas de Baracoa (460 m), la Loma Salto del Indio (490 m), la Loma de la Farola (700 m), la Loma Juan Ramírez (570 m), entre otras.

La disección vertical, representa la profundidad causada por la erosión producida por corrientes de agua superficiales, esta varía desde (0 - 10 m) hasta disecciones profundas (50 - 75 m). La disección horizontal indica el grado de desmembramiento de la superficie terrestre debido a las corrientes de agua, que va desde suavemente (0 – 3 m) hasta fuertemente diseccionadas (4 - 5 m), que coinciden con los cauces de los afluentes de las corrientes temporales. La zona presenta laderas con diversas inclinaciones, que van desde ligeramente inclinadas (2° - 5°) hasta verticales (55° - 90°), siendo estas últimas principalmente de origen antrópico.

La región cuenta con una densa red fluvial compuesta por ríos y arroyos que drenan sus aguas hacia las vertientes sur y norte, predominantemente en dirección submeridional. Estos ríos presentan valles en forma de U o en V y cuentan con numerosos saltos de agua, con alturas que varían desde 1 - 4 m hasta 20 - 50 m. Algunos de los ríos presentes en la zona incluyen el río Sierra, Jagüeyes, Jobito, Colonia, Pino, Jojo, Yagrumaje, Minas, Viaya, Yarey, entre otros. Estos ríos son vitales para el abastecimiento de agua y, en algunos casos, para la generación de electricidad en la región, especialmente durante la temporada de lluvias.

La vegetación en el área de estudio es típicamente tropical, con densos bosques y matorrales que dificultan el tránsito. Se pueden identificar diversas formaciones vegetales, que incluyen bosques de coníferas, bosques foliáceos, cultivos rotativos, hierbas y pastos artificiales, huertos con árboles frutales y cítricos, así como malezas compactas sin espinas.

El clima en el área de estudio se clasifica como tropical lluvioso, según la clasificación de Köppen. Las lluvias están distribuidas estacionalmente, con más del 65% del acumulado anual durante el período lluvioso, que abarca de mayo a octubre, y un período seco que va de noviembre a abril.

Las temperaturas en la región son elevadas durante todo el año, con los meses más cálidos siendo julio y agosto, con temperaturas medias de 27,8°C y 27,6°C, respectivamente. Los meses más frescos son febrero y enero, con temperaturas medias de 23,7°C y 24,0°C. La temperatura media anual es de 25,8°C.

Las altas temperaturas en la región contribuyen a una alta tasa de evaporación y evapotranspiración, lo que, junto con la escasa precipitación en algunos meses, puede generar condiciones de sequía en la zona. La precipitación media anual es de alrededor de los 2500 a 2700 mm.

La carretera consta de 11 tramos principales, que se extienden entre los pilares y que tienen una longitud promedio de 330 m. El tramo principal del viaducto, conocido como el “Puente La Farola”, tiene una longitud de 456 m y 6 m de ancho. Se ubica a una altura de 110 m sobre el nivel del mar.

Como solución ingenieril se logró que en los tramos donde el terraplén no alcanzaba las dimensiones de proyecto, se construyó el puente levadizo en realizar el corte de la loma. Se levantan sobre el precipicio vigas y pilotes de hormigón prefabricados, elementos por primera vez utilizados en Cuba en una obra de tal magnitud. De esta manera se evitó el empleo de explosivos para rebajar las trocas del tipo serpentinita, lo que hubiese atentado contra la estabilidad del terreno y por consecuencia los deslizamientos serían mucho más frecuentes.

Su construcción se caracteriza además por la fabricación de vigas T de nueve metros de longitud, colocadas perpendicularmente al eje de la vía, a una distancia de tres metros y medio, fundidas en dos secciones por la estrechez del camino, para que los camiones pudieran salvar las curvas. El viaducto es el más importante y directo enlace terrestre con que cuenta la primera villa fundada en Cuba, Baracoa, el municipio cubano más montañoso, con la capital de la provincia más oriental de la isla, Guantánamo.

Análisis de deslizamientos mediante imágenes satelitales del viaducto

Siguiendo el procedimiento propuesto se obtuvieron imágenes de la zona del viaducto siguiendo como criterio para el análisis multitemporal la selección de fechas próximas a la ocurrencia de un deslizamiento de laderas. Siguiendo como referente los inventarios sobre la ocurrencia de deslizamiento de laderas en el viaducto en fecha próxima a los días (4 - 7) de julio del 2021 se descargaron imágenes que anteceden y preceden a la ocurrencia del deslizamiento. Una vez obtenidas las imágenes son utilizadas las que contengan menor cantidad de nubes que dificulten la visibilidad en la zona donde se ubica la carretera. La descarga en Copernicus permite no solo obtener cada una de las bandas del Sentinel, sino también se visualizan las combinaciones de bandas. Esta variante para la obtención de imágenes es muy útil para realizar análisis visual de las imágenes, el software Copernicus realiza el procesamiento de forma automática y siempre que a simple vista se puedan observar cambios.

Para realizar el análisis multitemporal se toma los resultados de los modelos de índices espectrales en diferentes épocas, teniendo como resultados que se muestran pequeños cambios superficiales, pero que depende en gran medida el análisis que se realice de la resolución de las imágenes y de la calidad de estas por el porcentaje de terreno que queda libre nubosidad. Si bien estas herramientas permiten evaluar la superficie del terreno, el estudio detallado que permita identificar deslizamientos de laderas, requiere del empleo de las herramientas para el análisis automatizado. La descarga se realizó teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Para la descarga de imágenes en Copernicus se marcó sobre el mapa la franja que contiene al viaducto de La Farola en un área de aproximadamente de 1000 km², en dirección norte sur.
- Se fijaron fechas para la obtención de las imágenes con la intencionalidad de que estuvieran con bajos niveles de nubosidad en la zona del viaducto La Farola.
- Se estudió en inventarios y otras referencias bibliográficas, los tramos de mayor susceptibilidad, en este caso se reconoce el tramo Cajobabo al mirador ubicado en el Alto de Cotilla.
- Se realizó la búsqueda en fechas previas y posteriores a la ocurrencia del deslizamiento, de todas las imágenes seleccionadas se estudian de manera experimental las que corresponde a los días: 28 de septiembre del 2020 y 16 de abril del 2021.
- Se seleccionaron las imágenes de menor nubosidad y mayor nitidez

Para el procesamiento de las imágenes se utilizaron las herramientas de análisis del programa global mapper con las que se obtuvieron modelos representativos de la vegetación y la humedad del suelo para cada fecha en el tramo seleccionado.

El análisis visual realizado mediante las imágenes a color verdadero (TCI) permitió evaluar el comportamiento de algunos factores. En la imagen del mes de abril se aprecian suelos descubiertos hacia el sur oeste, lo cual no se puede identificar en el mes de septiembre del 2020 debido a la nubosidad, existen escasos puntos poblados y en la franja de la carretera no se aprecia otra vía de comunicación de interés. Comparando ambas imágenes se delimitaron dos zonas con rasgos que denotan cambios y movimientos que dan indicios de posibles deslizamientos. (Ver figura 4)



Figura 4: Zonas de peligro a deslizamientos de laderas. Imagen TCI del Sentinel 2

La zona de peligro 1 abarca un área de 0,18 km² y cubre un tramo de 799,6 m a lo largo de la carretera, la zona 2 con un área de 0,036 km² y cubre un tramo de 237,21 m. Una vez identificadas ambas zonas se procedió a la obtención de los modelos de índices espectrales. Se realizó el análisis de la vegetación y la humedad mediante el modelo de vegetación (NDVI) (Ver figura 5) y humedad del suelo (NDWI). Ambos modelos fueron generados a partir de herramienta del software global mapper. Se generaron bases de datos y gráficos con información cuantitativa de los valores asumidos para cada zona de peligro. Para el muestreo se tomaron aleatoriamente 10 puntos en cada zona y se obtuvo la clasificación en dependencia de la parametrización realizada para cada caso.

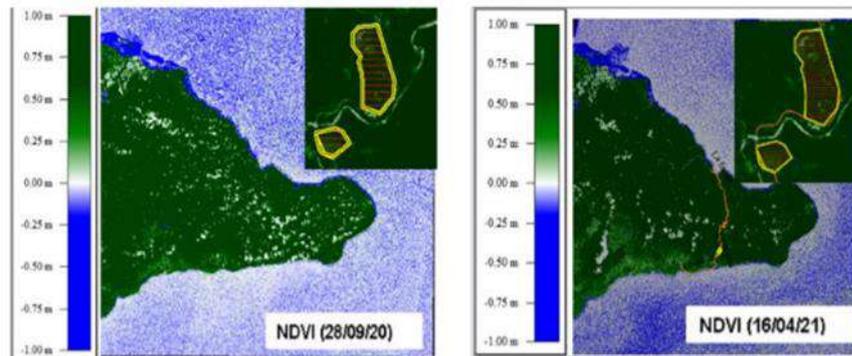


Figura 5: Modelos de NDVI para cada fecha. Procesamiento en software global mapper

En la tabla 1 se muestran los valores de NDVI para cada punto en los dos modelos obtenidos. El valor promedio sirvió para la clasificación de la vegetación, teniendo en cuenta los rangos siguientes.

- (-1 a 0) muy baja
- (0 a 0,2) baja
- (0,2 a 0,5) media
- (0,5 a 1) alta

Tabla 1: Índice de vegetación (NDVI)

Puntos	Zona de peligro 1		Zona de peligro 2	
	NDVI (28/09/2020)	NDVI (16/04/2021)	NDVI (28/09/2020)	NDVI (16/04/2021)
1	0,892354	0,807563	0,499601	0,465092
2	0,53398	0,76658	0,902135	0,355593
3	0,823586	0,665735	0,813592	0,470733
4	0,821063	0,596491	0,855344	0,332263
5	0,788698	0,70608	0,855344	0,442406
6	0,770555	0,43829	0,835504	0,20313
7	0,828473	0,337249	0,842833	0,329721
8	0,831268	0,221434	0,740246	0,275299
9	0,857842	0,288026	0,841302	0,334401
10	0,847518	0,322917	0,85175	0,342515
Promedio	0,7984755	0,5150365	0,803442	0,3651153

Los gráficos de la figura 6 representan la relación entre los índices de cada zona de peligro, para las dos fechas consultadas.

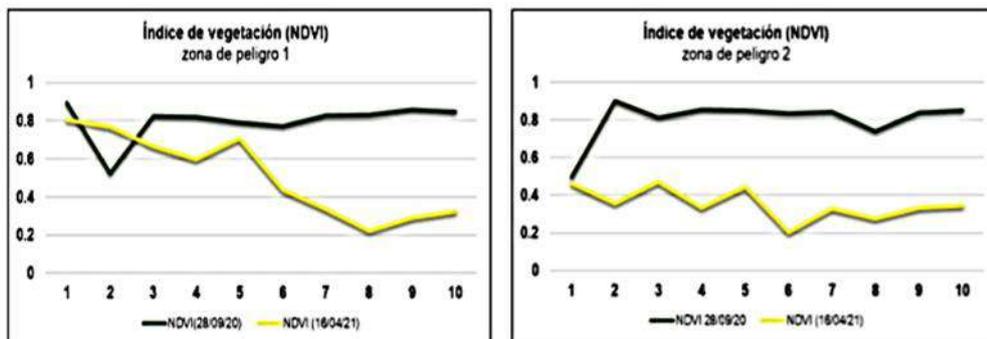


Figura 6: Representación gráfica del comportamiento de NDVI para cada fecha.

Los valores de los puntos medidos y el promedio de las mediciones permitieron comprobar que la vegetación en ambas fechas clasifica como alta. Aunque se aprecia una pequeña disminución en la zona de peligro 1. En la zona 2 la disminución de la vegetación es mayor, transitando de muy alta a valores que se aproximan al rango medio.

Similar procesamiento se aplicó para obtener el NDWI, los valores se muestran en la tabla 2. Para la clasificación del índice de humedad se estimaron los siguientes rangos:

- (-1 a -0,5): terrenos secos, vegetación alta
- (-0,5 a 0): vegetación media, suelos desnudos
- (0 a 0,5): suelo desnudo, vegetación baja
- (0,5 a 1): cuerpos de agua

Tabla 2: Índice de humedad (NDWI)

Puntos	Zona de peligro 1		Zona de peligro 2	
	NDVI (28/09/2020)	NDVI (16/04/2021)	NDVI (28/09/2020)	NDVI (16/04/2021)
1	-0,769732	-0,673111	-0,648187	-0,544828
2	-0,775148	-0,632118	-0,649756	-0,608952
3	-0,689515	-0,706821	-0,678921	-0,504646
4	-0,751406	-0,706869	-0,724562	-0,658668
5	-0,634188	-0,687895	-0,734529	-0,499352
6	-0,743846	-0,662887	-0,609734	-0,532981
7	-0,726744	-0,582106	-0,616905	-0,532981
8	-0,716398	-0,646036	-0,726593	-0,587082
9	-0,747765	-0,596896	-0,770117	-0,529319
10	-0,709761	-0,616628	-0,765339	-0,622093
Promedio	-0,7264503	-0,6511415	-0,6924643	-0,559751

El gráfico de la figura 7 muestra el comportamiento de la humedad del suelo para ambas zonas de peligro.

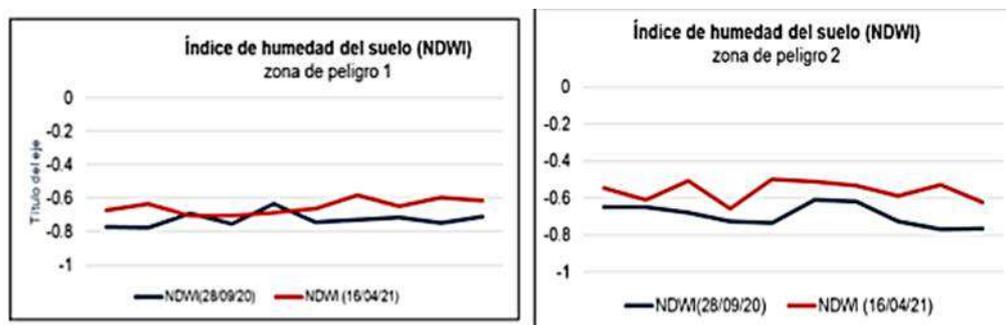


Figura 7: Representación gráfica del comportamiento de NDWI para cada fecha.

El comportamiento de la humedad del suelo muestra en ambos casos el terreno seco. Además, clasifica como vegetación alta, lo cual puede ser contrastado con la información brindada por el NDVI. Se aprecia una pequeña disminución de los valores promedios; lo cual puede ser interpretado como influencia de alguna fuente que redujo la condición de sequía, se estima que alguna precipitación ocurrida en días próximos a la fecha de abril del 2021.

El estudio realizado es incipiente, ya que los resultados iniciales obtenidos en la investigación no son concluyentes para la identificación de deslizamientos de laderas, pero permiten dar validez al procedimiento propuesto. La modelación gráfica y matemática realizadas, ha dado lugar a los valores significativos en cuanto a las relaciones numéricas entre la vegetación y la humedad del suelo para ambas zonas de peligro.

Un aspecto esencial del proceso de obtención de las imágenes es la resolución con la que se cuenta. Las imágenes Sentinel son obtenidas con resoluciones espaciales de 10, 20 y 60 m, por lo que entre sus limitaciones está la exactitud con la que se pueden detectar algunos elementos del terreno, unido al efecto de la nubosidad que reduce la cobertura real de la imagen del terreno (Ver figura 8). Por estas razones se enfatiza en la necesidad de contrastar la información con otras fuentes, ya sean inventarios o mediciones *in situ*.

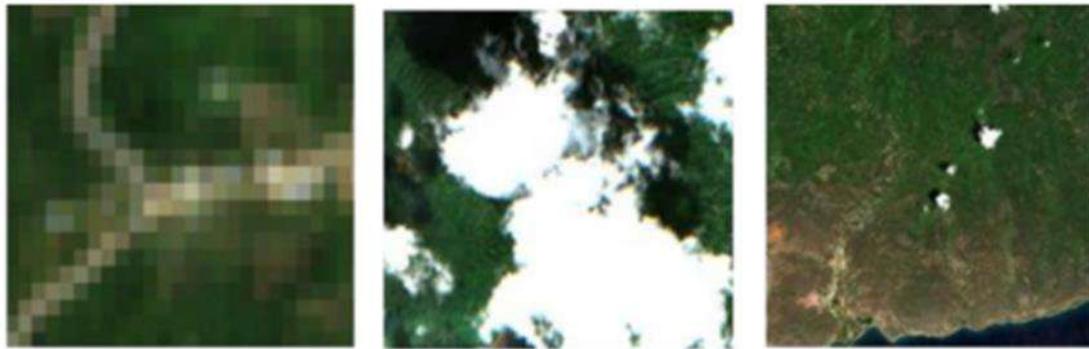


Figura 8: Limitaciones para la interpretación de imágenes satelitales Sentinel 2 del viaducto La Farola
a) Resolución espacial b) nubosidad c) altitud del satélite

4. CONCLUSIONES

Se elaboró un procedimiento para la identificación de deslizamientos de laderas en carreteras, mediante el empleo de imágenes multiespectrales. Desde la plataforma Copernicus se realizó la descarga gratuita de imágenes procedentes de la misión Sentinel 2, nivel L2A. Se procesaron las imágenes mediante el software global mapper, para obtener modelos que representan a los factores condicionantes a los deslizamientos de laderas, específicamente la vegetación mediante el NDVI y la humedad con el NDWI.

Para la aplicación del procedimiento se escogió la carretera de La Farola, tomando como referencia inventarios y mapas de susceptibilidad que ubican a este vial como uno de los de mayor recurrencia de deslizamientos de laderas en Cuba. La modelación realizada permitió identificar dos zonas de peligro a deslizamientos de laderas mediante las imágenes a color natural (TCI), donde se aprecia de manera visual suelo desnudo y desprovisto de vegetación. Los promedios de los valores obtenidos en un grupo de puntos ubicados aleatoriamente en ambas zonas permitieron comprobar que la vegetación se mantiene alta en un período comprendido entre septiembre del 2020 y abril del 2021, con ligera tendencia al decrecimiento. El suelo de las dos zonas clasifica como seco. Aunque en la fecha de abril 2021 en la zona 2 existe una tendencia a reducir condiciones de sequía.

Los resultados no son concluyentes debido a la necesidad de contar con mayor cantidad de datos históricos. Los estudios iniciales permitieron comprobar que mediante el procedimiento propuesto se pueden obtener con precisión valores que permiten clasificar los factores condicionantes a los deslizamientos de laderas. Faltará contrastar con otros modelos e índices relacionados con el resto de los factores condicionantes específicamente con la geomorfología del terreno y con el diseño de la vía.

1. Acosta, J., & Arias, J. A. (2023). Deslizamientos de laderas: un problema global que requiere soluciones integrales. *Revista de Ingeniería Geológica*, 25(1), 1-15.
2. González, R., & Woods, R. E. (2018). *Digital image processing*. Pearson Education.
3. Mondal S. & Maity S. (2013) Landslide susceptibility mapping at rishikesh-Devprayag road section along NH-58, Uttarakhand, Himalaya using remote sensing and GIS. *Journal of Earth System Science*.122(4).1123-1142.
4. Suárez, J. & medina, V. y Vargas J. (2010). Landslide susceptibility assesment based on aerial photographs and satellite images using a GIS matrix method: application in the Rio Blanco basin, Ecuadorian Andes. *Geomorphology* 115(1-2), 43-55.
5. Instituto Geológico y Minero IGME (2022). Mapa de susceptibilidad a deslizamientos de ladera para la región de Asturias. España.
6. Ministerio del Ambiente y Desarrollo Sostenible (2021). Sistema de alerta temprana de deslizamientos basado en imágenes de satélite para la región andina. Bogotá, Colombia
7. Glinsky, V. & Baranowsky, Z. (2015) *Commercial Observation Satellites: Making a business of national security*. Editorial Carnegie endowment for international pace.
8. Aerospace Studies Institute. China's Space Activities (2022), (<httpss://crsreports.congress.gov/>).
9. García, A., & Martínez, R. (2022). *Introducción a QGIS: Herramientas para el análisis espacial*. Editorial Universitaria.
10. Rosabal, D. S. & Oliva, R. Á. (2018) "Susceptibilidad por deslizamientos en el sector Baracoa-Cajobabo. Vol. 38, No. 2. págs. 341–355. Cuba <https://www.ugm.org.mx/publicaciones/geos/pdf/geos18-2/Rosabal-38-2>.

Espesores De Mejoramiento Para Incrementar La Resistencia De Subrasantes En Pavimentos Flexibles De Carreteras

Improvement Thicknesses To Increase Subgrade Strength In Flexible Road Pavements

Autores

Shirley Elizabeth Andrade Aguilar¹, María Lisbeth Erazo Bueno², Eduardo Tejeda Piusseaut³

¹Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí. email: sandrade0749@utm.edu.ec

²Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí. email: merazo6611@utm.edu.ec

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

RESUMEN

La técnica de situar un material granular de mejoramiento, procedimiento habitual en Ecuador, permite un incremento de la resistencia del suelo de subrasante logrando una mayor capacidad de soporte. Se presenta en el artículo un procedimiento teórico para determinar estos espesores mínimos, obtenidos mediante la modelación de las estructuras de suelos mediante el software ALIZE. El procedimiento aplicado se basa en el método incluido en la Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía (ICAFIR), con algunas modificaciones para adaptarlo a la norma de diseño AASTHO 93. Se modela el ensayo de placa de carga aplicando una carga de 0,5 MPa sobre un modelo multicapa, formado por el suelo natural y el material de mejoramiento, calculándose la deflexión superficial y el módulo de elasticidad en la superficie. Se han establecido categorías exigidas para la subrasante en función del CBR de diseño, baja (5%), media (10%) y alta (15%), según los tráficos de diseño ligero, medio y pesado, respectivamente. En función del tipo de tráfico y de la calidad de la subrasante natural se proporcionan los espesores mínimos de mejoramiento que deben utilizarse para garantizar los módulos exigidos en el cimiento de un pavimento flexible.

Palabras claves: índice de CBR, mejoramiento de subrasante, módulo equivalente, pavimento flexible.

ABSTRACT

The technique of placing a granular improvement material, a common procedure in Ecuador, allows an increase in the resistance of the subgrade soil, achieving greater support capacity. A theoretical procedure is presented in the article to determine these minimum thicknesses, obtained by modeling soil structures using the ALIZE software. The applied procedure is based on the method included in the Instruction for the Design of Road Surfaces of the Andalusian Road Network (ICAFIR), with some modifications to adapt it to the AASTHO 93 design standard. The load plate test is modeled by applying a load of 0.5 MPa on a multilayer model, formed by the natural soil and the improvement material, calculating the surface deflection and the elastic modulus on the surface. Required categories have been established for the subgrade based on the design CBR, low (5%), medium (10%) and high (15%), according to the light, medium and heavy design traffic, respectively. Depending on the type of traffic and the quality of the natural subgrade, the minimum improvement thicknesses that must be used to guarantee the modules required in the foundation of a flexible pavement are provided.

Keywords: California support index, subgrade improvement, equivalent modulus, flexible pavement.

Nota Editorial: Recibido: Mayo 2024 Aceptado: Junio 2024

1. INTRODUCCIÓN

Al referirse a la subrasante Fonseca Montejo menciona que: “De la calidad de esta capa depende, en gran parte, el espesor que debe tener un pavimento, sea este flexible o rígido. Como parámetro de evaluación de esta capa se emplea la capacidad de soporte o resistencia a la deformación por esfuerzo cortante bajo las cargas del tránsito” [1].

Los suelos no aptos para ser utilizados como subrasante de carreteras requieren del mejoramiento para su empleo, debido a que pueden influir en el incremento de los espesores del pavimento o en su mal comportamiento, ya que en la subrasante se apoyan las cargas producidas por las capas estructurales del pavimento y las vehiculares. Este problema se presenta frecuentemente en suelos naturales limo- arcillosos que poseen una baja capacidad de soporte o de CBR, cuyas características hacen que estos tipos de suelos se presenten como inadecuados para brindar un cimiento aceptable en proyectos de construcción de carreteras.

Jácome y Ortiz [2] mencionan que en la provincia de Manabí (Ecuador) se observa un deterioro de ciertas vías debido al tipo de suelo arcilloso muy comprensible y expansivo de la subrasante lo que conlleva a problemas de fisuras o deformaciones en las carreteras; volviendo necesario la implementación de métodos que incrementen la resistencia de la subrasante.

Entre las soluciones para corregir los suelos inadecuados como subrasantes se encuentran las estabilizaciones de suelos que pueden ser físicas y químicas; dentro de las estabilizaciones químicas las más comunes son el uso de aditivos químicos, como: cemento, cal, emulsiones asfálticas, terrasil [3], así como también existen otros métodos como el uso de un material granular colocado encima o como sustitución de parte del suelo natural, al cual se le denomina mejoramiento. En el estudio de Rivera y sus colaboradores [4] mencionan que: “la estabilización de un suelo es un proceso que permite mejorar la calidad del suelo natural para obtener unas características físicas, químicas y mecánicas estables en relación con las condiciones medioambientales de servicio”. Estos procedimientos persiguen el aumento de la resistencia, la reducción de la plasticidad y la reducción de las características de contracción-hinchamiento, volviéndose apto para la construcción a largo plazo [3].

Entre las soluciones de estabilización la bibliografía muestra el uso de lodos aceitosos, donde, con la adición de un bajo porcentaje se mejoraron la resistencia y plasticidad de un material granular, además de mejorar la subrasante del pavimento, permitiendo, además, aprovechar los residuos de la extracción del petróleo, mitigando los impactos negativos al medio ambiente [5]. La adición de escoria de acero es otra forma de estabilizar los suelos, pero de forma mecánica; se ha mezclado escoria de acería con arcilla caolinita [6].

Cuando no se dispone de suelos aptos, es necesario que el diseñador de pavimentos someta a los suelos a cierta manipulación o tratamiento que permita aprovechar sus mejores cualidades, con el tipo de tratamiento más adecuado capaz de soportar los efectos del tránsito y las condiciones de clima más severas [5].

En general, los criterios para decidir sobre un tipo o no de estabilización química se basan generalmente en los límites de Atterberg, los cuales permiten caracterizar el comportamiento de los suelos finos, además del porcentaje pasado por el tamiz 200. El cemento como agente estabilizador se recomienda en los suelos con menos del 50% de material pasado el tamiz 200 y con menos de 12% de IP. Con una mayor plasticidad se recomienda una estabilización combinada de cal-cemento. La cal puede ser efectiva en casos de que el suelo tenga mas del 50% pasado el tamiz 200, mientras que los productos asfálticos deben usarse con un IP inferior al 10% [7].

En Ecuador el procedimiento tradicional de mejorar el cimiento del pavimento es colocando un material granular, llamado mejoramiento, sobre el suelo natural, creando así un conjunto con una mayor capacidad de soporte. En este trabajo se realiza una modelación de las capas de suelos conformados por la subrasante natural y el mejoramiento, con el objetivo de determinar el espesor de material granular de mejoramiento que debe colocarse para lograr una resistencia en el cimiento de acuerdo a determinadas exigencias impuestas en el proyecto. La capacidad de soporte de la subrasante se cuantifica por medio del módulo resiliente (M_r), que se puede estimar por correlación con ensayos de rutina como el CBR (Índice de Soporte de California) [8].

En el diseño de pavimentos se emplean actualmente los llamados métodos empíricos mecanicistas, que son procedimientos de cálculo que constan, por una parte, de un modelo de respuesta, con el que se determina la respuesta de la estructura al ser sometida a una carga en la superficie y de un modelo de comportamiento para verificar si las tensiones o deformaciones que se obtienen en la respuesta, son menores que las admisibles [9], dentro de los métodos empíricos mecanicistas se encuentra la Guía de Diseño 2008 que se presenta como uno de los métodos actualmente más avanzados [10]. En este trabajo se utiliza el software del Laboratorio de Carreteras y Puentes de Francia (ALIZE) para modelar la estructura de suelos conformada por el suelo natural y el material de mejoramiento.

Con este fin se establecieron diferentes categorías de cimiento, tomados de la Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía (ICAFIR) [11], clasificados como baja, media y alta, con valores de CBR de 5%, 10% y 15%, respectivamente, los que se corresponden con los tipos de tráfico del proyecto. Se consideró, el material granular de mejoramiento con un 20%, según las características que establece el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOP) [12] para estos materiales. Para modelar mediante el programa ALIZE las diferentes estructuras de suelos y determinar la deflexión superficial en cada caso, cuando se someten a una carga determinada, obteniendo con ello el espesor mínimo de mejoramiento que garantice el Módulo de Elasticidad (módulo de superficie), exigido en el proyecto según sea el caso.

2. MODELOS MULTICAPAS PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

Regularmente un pavimento flexible está formado por la capa de rodadura, la base y subbase, apoyados sobre la subrasante, que influye tanto en el espesor del pavimento como en su comportamiento. La calidad de los materiales que componen la estructura está en función de las características requeridas de cada capa y de la intensidad de tránsito, especificada en términos del número de ejes equivalentes acumulados durante la vida útil del pavimento [7].

El dimensionamiento empírico, tal como se realiza en la Guía de diseño AASHTO 1993 (American Association of State Highway and Transportation Official) [13], se desarrolló a partir del estudio del comportamiento de los pavimentos de las carreteras abiertas al tráfico. En este método se especifica un criterio de fallo que define la vida de servicio del pavimento y este criterio se relaciona estadísticamente con las propiedades de la estructura.

El dimensionamiento mecanicista comenzó en 1943 con Burmister, quien propuso primero un análisis basado solamente en dos capas, y después fue extendida a múltiples capas. Huang, señala que en esta hipótesis cada capa debe ser homogénea, isotrópica y linealmente elástica, además que la capa más baja es infinita, la relación de Poisson y el Módulo de Elasticidad son las dos propiedades de los materiales de la cual se basa la solución del esfuerzo [14]. Debido a que los pavimentos están conformados por una serie de capas, de materiales diferentes, se considera este modelo como multicapas [15].

En los métodos mecanicistas se determina la respuesta estructural del pavimento mediante la distribución de esfuerzos (σ), deformaciones unitarias (ε), y deflexiones (δ), donde el comportamiento de los materiales se basa en la teoría de la elasticidad. Se utilizan como solicitaciones las condiciones de tránsito, por medio de espectros de cargas y los factores climáticos, ya que estos tienen gran influencia en el comportamiento de los pavimentos flexibles [16]. En el modelo multicapas se toman en cuenta los espesores y características de los materiales que componen la estructura del pavimento (módulo de elasticidad y Coeficiente de Poisson), además de las condiciones de la subrasante, considerada como de espesor infinito (Figura 1).

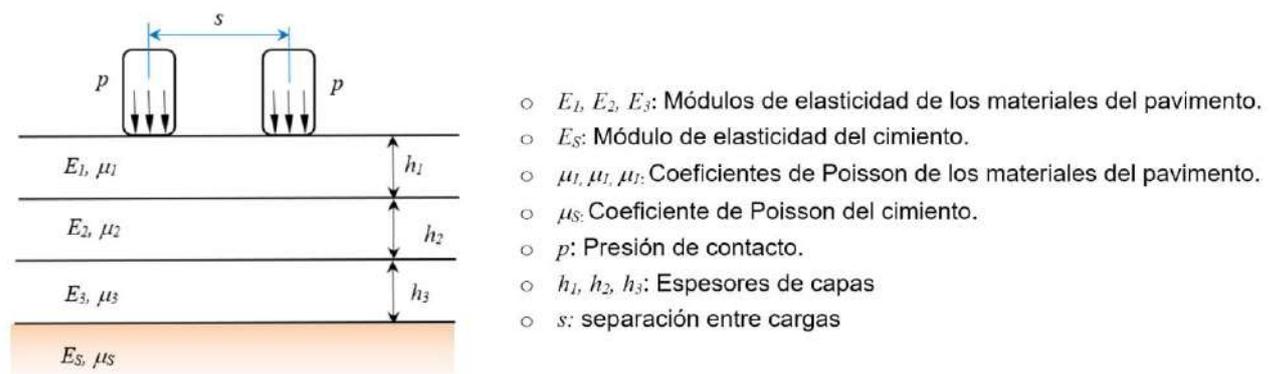


Figura 1. Modelo multicapas para los diseños mecanicistas.

Por otra parte, en el diseño, la respuesta obtenida del modelo se compara con las condiciones de fallo de la estructura o de los materiales que la componen (modelos de fallo). Las leyes de fallo ayudan a evitar que la estructura del pavimento tenga daños estructurales, debido a las deflexiones y deformaciones excesivas que se puedan presentar.

3. PRUEBA DE CARGA CON PLACA ESTÁTICA

La prueba de carga con placa estática consiste en la aplicación de una carga sobre una placa metálica circular por medio de un gato hidráulico que está en el centro y en ángulo recto de la misma, el cual está a su vez conectado a una bomba hidráulica por medio de una manguera de alta presión, siendo capaz este sistema de aplicar una serie de incrementos de cargas. Con respecto a una posición de referencia inicial se miden las deflexiones en cada punto de prueba [17], tal y como se muestra en la figura 2.



Figura 2. Imagen del Ensayo de carga con Placa Estática [13].

En la prueba se especifica que, para placas con un diámetro de 30 cm, utilizada en pavimentos flexibles, el espesor mínimo es de 25 mm, utilizándose refuerzos en la cara superior para evitar la deformación de la placa. Conociendo las deflexiones que presenta el suelo, obtenidas mediante un dispositivo electrónico de lectura, y las correspondientes cargas aplicadas mediante la placa, se puede calcular el módulo de deformación del suelo in situ.

Según la norma NLT-357/98, el ensayo permite determinar las curvas cargas-asientos y, a partir de ellas, la deformabilidad y la capacidad portante del suelo. De estas curvas se pueden calcular el módulo de compresibilidad (E_v) y el módulo de reacción (K_s) [18]. La deflexión obtenida es un parámetro que representa la capacidad portante de la estructura de un pavimento, así como del conjunto de capas de suelos que conforman un cimiento, pudiéndose determinar el módulo de deformación (en superficie) con la siguiente ecuación:

$$E_v = \frac{P \cdot D}{\delta / 1000} * (1 - \mu^2) \quad (1)$$

Donde p es la presión de contacto (MPa), D es el diámetro de la placa (cm), μ es el coeficiente de Poisson y δ es la deflexión (cm) en superficie.

El ensayo de placa de carga es algo lento, complejo y caro. Puede realizarse en suelos de tipo cohesivos o granulares, siempre que no se encuentre material granular con un diámetro mayor al de la placa directamente por debajo de la misma. Además, debe tenerse en cuenta que los resultados que se obtengan en la realización del ensayo pueden verse afectados por la humedad del suelo.

4. MODELACIÓN DE SUBRASANTES PROCEDIMIENTO DE ICAFIR

En la Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía (ICAFIR) [11], como parte del proyecto del pavimento, se revisa la calidad del cimiento, para lo cual se realiza una modelación del ensayo de placa aplicando un modelo elástico multicapas. En la figura 3 se representa el modelo de ICAFIR para el diseño del cimiento, donde E_1 representa el Módulo de Elasticidad del suelo natural y μ_1 el coeficiente de Poisson, con espesor infinito, mientras que el material de mejoramiento, con un espesor h_2 sobrepuesto sobre el suelo natural se simboliza con E_2 y μ_2 , para el Módulo de Elasticidad y el coeficiente de Poisson respectivamente.

En el modelo se emplea una carga de 0,5 MPa, diámetro de placa de 30 cm, y los materiales son representados por el coeficiente de Poisson de 0,35 y los módulos de elasticidad. Sustituyendo estos valores como constantes en la ecuación 1, del ensayo de placa, se calcula el módulo de superficie (E_s) mediante la siguiente expresión:

$$E_s = \frac{13.150}{\delta(mm/100)} \quad (2)$$

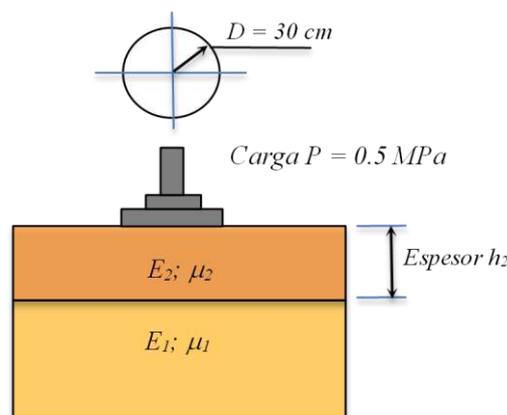


Figura 3. Modelo de ICAFIR para el diseño del cimiento.

5. METODOLOGÍA EMPLEADA

La investigación tiene el propósito de determinar los espesores mínimos de mejoramiento que deben colocarse encima del suelo natural para alcanzar el módulo de superficie necesario en el cimiento, según sea la categoría requerida por el tráfico del proyecto. Se han seguido los siguientes pasos:

La investigación tiene el propósito de determinar los espesores mínimos de mejoramiento que deben colocarse encima del suelo natural para alcanzar el módulo de superficie necesario en el cimientto, según sea la categoría requerida por el tráfico del proyecto. Se han seguido los siguientes pasos:

- 1) Establecimiento de categorías de subrasante de acuerdo al tráfico de proyecto, definido como el Número de Ejes Simples Equivalentes (ESALs) para la carga de cálculo de 18 kips (80 kN).
- 2) Especificación del módulo mínimo de superficie en el cimientto (suelo natural + mejoramiento) para cada categoría de tráfico de proyecto.
- 3) Calcular los espesores mínimos de mejoramiento, que comprende:
 - a) Modelación de las diferentes estructuras de materiales conformadas por el suelo natural y el mejoramiento, utilizando el software ALIZE para la obtención de la deflexión en superficie.
 - b) Cálculo del módulo de superficie requerido según la categoría del cimientto, variando el espesor de mejoramiento.
 - c) Obtención del espesor mínimo de mejoramiento con el que se garantice el módulo mínimo de superficie, según la categoría de tráfico.

5.1. Categorías De Subrasantes Propuestas Según Tráfico De Proyecto (ESALS)

El tráfico es un factor significativo en el procedimiento de ICAFIR, ya que de este depende la categoría que se debe exigir en el cimientto. Para su determinación se toma en cuenta el número de ejes equivalentes que van a circular por la vía durante el período de diseño.

Para obtener el ESALs (Equivalent Standar Axle Load) se aplica la ecuación 3 de la norma AASTHO 93 [13], que representa el número de repeticiones de ejes equivalentes de 18 kips (80 kN), que circularán por el carril de diseño, durante el período de diseño.

$$ESALs = ADT * TKS * GF * DD * LD * TF * 365 \quad (3)$$

Donde *ADT* es el Tránsito Promedio Diario en el año inicial, *TKS* es el Porcentaje de camiones, *GF* es el factor de crecimiento, *DD* es el factor de distribución direccional, *LD* es el factor de distribución por el carril de diseño y *TF* es el factor de camiones. Para hallar el factor de crecimiento se aplicó la ecuación 4, con una tasa de crecimiento anual del 3%, considerando los periodos de diseño de 15 y 20 años.

$$GF = \frac{(1+r)^n - 1}{\ln(1+r)} \quad (4)$$

El Factor de Distribución Direccional es de 0,5, al considerar el tráfico balanceado y el Factor de Distribución por Carril, para vías de dos carriles es igual a 1.

En la tabla 1 se muestran las categorías de cimientto, nombradas como Baja, Media y Alta, de acuerdo al CBR o el Módulo de Elasticidad que se requiera en el proyecto, como establece ICAFIR. La categoría de cimientto se debe seleccionar según el tráfico de proyecto. Para tráfico Ligero el cimientto debe ser como mínimo de CBR= 5% (50 MPa), para tráfico Medio de 10% (100 MPa) y para el tráfico Pesado, de 15% (150 MPa)

Tabla 1. Categorías de subrasante establecidas por ICAFIR para cada Tráfico de Proyecto [11]

CATEGORÍAS DE SUBRASANTE	MÓDULO EQUIVALENTE (MPa)	CATEGORÍAS DEL TRÁFICO DEL PROYECTO
BAJA	≥ 50	T4
MEDIA	≥100	T3 y T4
ALTA	≥ 150	T00 a T2

Sin embargo, en la Instrucción ICAFIR las categorías de tráfico están definidas para una carga de cálculo de 130 kN, mientras que en la AASHTO 93, la carga es de 80 kN, por tanto, no es posible considerar los mismos valores de tráficos para iguales categorías, sino que deben modificarse para establecer nuevos valores para la carga de 80 kN [11]. Para ello se ha utilizado la ecuación 4, de dicha Instrucción, para calcular el factor de conversión entre las repeticiones de ambas cargas simples con ruedas duales, para convertir las repeticiones de cargas de 130 kN a repeticiones de 80 kN.

$$F_c = \left(\frac{13}{8,2}\right)^4 \quad (5)$$

Por consiguiente, las categorías de tráfico: ligero, medio y pesado, quedan como se muestran en la tabla 2, donde son definidos para una carga de 80 kN. Se han considerado dos períodos de diseño diferentes, que comúnmente se emplean en los diseños de pavimentos flexibles (15 y 20 años). En los cálculos se ha tenido en cuenta que el tráfico de camiones en el año inicial y por el carril de diseño es de: menos de 50 camiones diarios para el tráfico ligero (T3), entre 50 y 800 cam/día para el tráfico medio (T2) y más de 800 cam/día (T1) para el tráfico pesado. En la tabla se incluyen las categorías de calidad de subrasante según el módulo equivalente y para las categorías de tráfico definidas.

Tabla 2. Categorías de tráfico de proyecto propuestas, según ESALs.

TRÁFICO DE DISEÑO	TPD camiones (ADT *TKS)	Tráfico de diseño (ESALs)				CATEGORÍA SUBRASANTE	CBR (%)	MÓDULO SUPERFICIE (MPa)
		15 años		20 años				
LIGERO T3	menos de 50	menos de $5,4 \times 10^5$		menos de $7,9 \times 10^5$		BAJA	5	≥ 50
MEDIO T2	50-800	$5,4 \times 10^5$	$8,7 \times 10^6$	$7,9 \times 10^5$	$1,3 \times 10^7$	MEDIA	10	≥ 100
PESADO T1	más de 800	$8,7 \times 10^6$		$1,3 \times 10^7$		ALTA	15	≥ 150

5.2. Determinación De La Deflexión En Superficie Mediante La Modelación De Las Estructuras De Materiales Conformadas Por El Suelo Natural Y El Mejoramiento.

El propósito de la modelación es determinar el espesor de material de mejoramiento que debe colocarse encima del suelo natural para lograr un cimiento con la resistencia exigida de acuerdo al tráfico de proyecto y de la categoría de subrasante conformada por el suelo natural. La modelación se realizó mediante el programa ALIZE, que constituye un software profesional empleado para el análisis y diseño de pavimentos.

Para la caracterización de los suelos se necesitan diferentes ensayos que permitan describir su composición física y mecánica, entre los más usuales para un estudio de una subrasante está la granulometría, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, contenido de humedad, Proctor y CBR [19].

El mejoramiento, según las normas de Ecuador, MOP-001-F-2002 [12], es un material granular que tiene como exigencias, el 100% pasando por el tamiz de 100 mm, menos del 20% pasado por el tamiz N° 200 (0,075 mm), Índice de plasticidad no mayor al 9% y Límite líquido hasta el 35%, para garantizar un CBR mayor o igual al 20%. De acuerdo a estas características se puede considerar que el material de mejoramiento puede tener un módulo de elasticidad mínimo aproximado de 200 MPa, de acuerdo a la ecuación 2.

5.2.1. Cálculo Del Módulo De Superficie Requerido

El módulo de superficie se calcula utilizando la ecuación 1 del ensayo de placa. Donde la deflexión (cm) en superficie, se obtiene de la modelación con el programa ALIZE, debido a la aplicación de la carga. El modelo constitutivo es lineal elástico por lo cual el contacto entre capas se configuró como adherencia total. Los módulos de elasticidad de cada capa se pueden estimar a partir del CBR del suelo, considerando la ecuación empírica de la AASTHO:

$$E = 10 * CBR \quad (2)$$

En el programa ALIZE se emplea el modelo de ICAFIR (figura 3), en la cual se aplica una carga de 0,5 MPa sobre una placa cuyo diámetro (D) es de 30 cm, que ejerce presión sobre la estructura de materiales, conformada por el mejoramiento de espesor (h) y el suelo natural de espesor infinito, ambos caracterizados por el coeficiente de Poisson de 0,35 y el módulo de elasticidad, El espesor de mejoramiento se va modificando hasta alcanzar el módulo de superficie exigido en función de la categoría de subrasante deseada,

De cada estructura formada por el suelo natural y el mejoramiento se obtiene el espesor de mejoramiento que origina la deflexión con la que se calcula el módulo de superficie, verificando que cumpla con la calidad deseada de cimiento,

5,2,2, Espesores Mínimos De Mejoramiento Según Módulo Mínimo De Superficie

En la tabla 3 se muestran los espesores mínimos de material de mejoramiento (h) calculados para diferentes Módulos de Elasticidad del suelo natural de la subrasante (20 MPa – 140 MPa), y según sea la resistencia exigida para el cimiento del pavimento flexible (50 MPa, 100 MPa o 150 MPa). Asimismo, se han incluido los valores de deflexión y módulos de superficie para cada condición de diseño, de acuerdo a la categoría de subrasante que se desee obtener.

Tabla 3. Espesores de mejoramiento (h) que se deben utilizar para conformar la calidad de cimiento (50 MPa, 100 MPa, 150 MPa) según los requerimientos del tráfico de diseño.

SUELO NATURA L (MPa)	MÓDULOS DE SUPERFICIE								
	50 MPa			100 MPa			150 MPa		
	Deflexió n (m)	h (m)	Es (MPa)	Deflexió n (m)	h (m)	Es (MPa)	Deflexió n (m)	h (m)	Es (MPa)
20	244,6	0,20	53,8	128,3	0,60	102,6	71,6	1,75	183,8
30	222,6	0,15	59,1	130,1	0,40	101,2	87,5	1,20	150,4
40	221,8	0,10	59,3	129,2	0,30	101,9	87,5	0,90	150,4
50				129,0	0,23	102,0	87,7	0,70	150,1
60				128,4	0,18	102,5	87,3	0,57	150,8
70				131,2	0,13	100,3	87,5	0,46	150,4
80				129,2	0,10	101,9	87,3	0,38	150,8
90				124,2	0,08	106,0	87,4	0,31	150,6
100							87,6	0,25	150,3
110							87,6	0,2	150,3
120							87,3	0,16	150,8
130							87,1	0,12	151,1
140							86,8	0,08	151,6

La figura 4 muestra gráficamente los resultados, donde el eje de las abscisas (X) representa los módulos del suelo natural y en las ordenadas (Y) los espesores de mejoramiento que se deben emplear sobre el suelo natural para incrementar la capacidad portante del conjunto de capas (suelo natural-mejoramiento), hasta los valores requeridos en el diseño. Cada gráfico representa el módulo de superficie deseado en el proyecto.

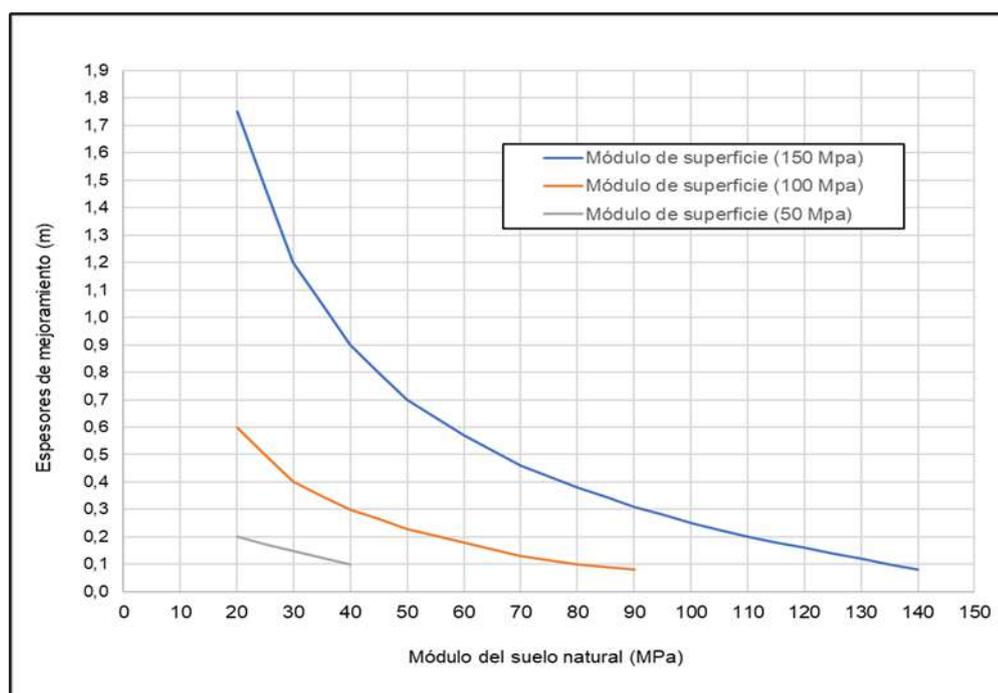


Figura 4. Espesores mínimos de mejoramiento según la calidad del cimiento requerido en el proyecto.

5.2.3. Aplicación De Los Resultados De Este Trabajo

Para ilustrar cómo se pueden emplear los resultados previamente descritos, consideremos un proyecto de pavimento con un período de diseño de 15 años, basado en los siguientes datos obtenidos de los estudios de tráfico:

- Tráfico Promedio Anual (ADT) de 1800 Veh/día.
- Porcentaje de vehículos pesados (TKS) igual al 20%.
- Factor de crecimiento (GF)
- Tráfico balanceado, por lo que la Distribución por sentido (DD) se considera del 50%.
- Porcentaje de pesados en el Carril de diseño (LD) del 100% para una vía de dos carriles.
- Factor de camión (TF) es de 0,75.

Al sustituir los valores de los parámetros de tránsito en la ecuación 3, se estima que el número de ejes de 18 kips (80 kN) que circularán por el carril de diseño durante 15 años es igual a $9,3 \times 10^5$ ejes equivalentes. Según la clasificación propuesta en la Tabla 2, este nivel de tráfico se clasifica como MEDIO (T2).

El procedimiento propuesto demanda la caracterización del suelo natural del sitio, evaluando la granulometría, los límites de consistencia, la clasificación según el método AASHTO y el CBR de diseño bajo condiciones de saturación. Como ejemplo, se tiene un suelo natural clasificado como limo-arcilloso del subgrupo A-7-6 según la AASHTO. Además, después de saturado, el Índice de CBR es de 2,5%. Conforme a la clasificación de subrasantes establecida en el "Manual de diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito" (Tabla 6), esta subrasante se considera muy pobre, ya que el CBR de diseño es inferior al 3%. Por lo tanto, es necesario colocar un material de mejoramiento que permita alcanzar un módulo de superficie superior a 100 MPa, requerido según el nivel de tráfico.

Utilizando la ecuación 2, se estima que el módulo resiliente para este suelo es:

$$E_r = 10 \text{ CBR} = 10 * 2,5 = 25 \text{ MPa}$$

Para alcanzar el valor de resistencia especificado, según la Tabla 4, se aproxima el módulo del suelo natural, cuyo valor es de 27,75 MPa, a 30 MPa. De esta manera, el espesor de mejoramiento que se necesita es de 0,40 m. Este mismo valor se puede obtener del gráfico en la figura 4, ingresando con 30 MPa en el eje de las abscisas y obteniendo un espesor de 0,40 m en las ordenadas.

Tabla 4. Categorías de subrasante, según el CBR.
Manual de diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito [20].

	Clasificación	CBR de diseño
S ₀	Subrasante muy pobre	< 3%
S ₁	Subrasante pobre	3% - 5%
S ₂	Subrasante regular	6% - 10%
S ₃	Subrasante buena	11 %- 19%
S ₄	Subrasante muy buena	> 20%

6. CONCLUSIONES

El método empleado en esta investigación, adaptado del procedimiento ICAFIR, que determina teóricamente el espesor mínimo de material de mejoramiento sobre el suelo natural para garantizar la resistencia exigida en un cimiento, es viable para su aplicación en Ecuador. Este método permite estimar los espesores necesarios de mejoramiento en las obras de construcción de carreteras con pavimentos flexibles. Fue necesario realizar ajustes en algunos criterios debido a que el procedimiento original utiliza una carga de cálculo de 130 kN, mientras que en Ecuador se usa emplea una carga de 80 kN, conforme a la norma AASTHO 93.

Modelando las estructuras de suelos a través del programa ALIZE y aplicando los criterios derivados de ICAFIR, se calcularon los espesores de material de mejoramiento en función de la calidad de la subrasante natural (baja, media, alta) y del tipo de tráfico (ligero, medio, pesado). Se determinaron los espesores mínimos requeridos según los módulos de superficie deseados, que son de 50 MPa, 100 MPa y 150 MPa.

La calidad del suelo natural contemplada varía desde 20 MPa hasta 140 MPa. Cuanto mayor sea el módulo del suelo natural, menor será el espesor de mejoramiento requerido para alcanzar el mismo módulo de superficie. Sin embargo, para un mismo módulo del suelo natural, se necesitará un espesor de mejoramiento mayor conforme aumente la exigencia del proyecto.

Se presenta un ejemplo de cálculo para ilustrar el uso de este procedimiento. En primer lugar, se define el tráfico previsto en el proyecto para determinar la calidad deseada en el cimiento. Luego, se caracteriza el suelo natural para determinar la categoría de subrasante. Por último, se calcula el espesor mínimo de mejoramiento utilizando el gráfico de la figura 4 o la tabla 4.

1. Montejo Fonseca, "Ingeniería de pavimentos para carreteras", 2da edición ed., Santa Fe de Bogotá, DC. Colombia, 2001.
2. G. Jácome Macías and E. Ortiz Hernández, "Estabilización de un suelo de subrasante de carretera con el sistema Consolid," Ingeniería, Tecnología e Investigación, vol. 5(10 Ed. esp.), pp. 2-13, 2022.
3. T. Zambrano Bravo and M. Zambrano Meza, "Estabilización de suelo con cal y cemento para el mejoramiento de subrasante," Revista científica multidisciplinaria arbitrada Yachasun, vol. 7, no. 13, pp. 112-124, 2023.
4. J. Rivera, A. Aguirre Guerrero, R. Mejía de Gutiérrez and A. Orobio, "Estabilización química de suelos-Materiales convencionales y activados alcalinamente (revisión)," Informador Técnico, vol. 84, no. 2, pp. 202-226, 2020.
5. J. Alarcon , M. Jiménez and R. Benítez, "Estabilización de suelos mediante el uso de lodos aceitoso," Revista ingeniería de construcción, vol. 35, no. 1, pp. 5-20, 2020.
6. M. Ospina García, S. Chaves Pabón and L. Jiménez Sicachá, "Mejoramiento de subrasantes de tipo arcilloso mediante la adición de escoria de acero," Revista de investigación, desarrollo e innovación, vol. 11, no. 1, pp. 185-196, 2020.
7. A. Celi Macías, J. Mendoza Alcívar and E. Tejada Piusseaut, "Mejoramiento de subrasante mediante la estabilización con cemento en obras viales del cantón Portoviejo," Dominio de las Ciencias, vol. 9, no. 2, pp. 55-69, 2023.
8. F. Hernández López and E. Tejada Piusseaut, "Fundamentos de la propuesta de norma de pavimentos de hormigón simple para Cuba," Revista ciencia y construcción, vol. 1, no. 1, pp. 55-66, 2020.
9. M. Sánchez Morales, D. Pavón Marrero and E. Tejada Piusseaut, "Propuesta de espesores mínimos de superficie y coeficientes de equivalencia de espesores para el diseño de pavimentos flexibles," Revista de Arquitectura e Ingeniería, vol. 14, no. 1, pp. 1-10, 2020.
10. AASHTO, "Guide for Mechanistic-Empirical Design in Rigid Pavement Structures," Washington, DC. Estados Unidos, 2008.
11. ICAFIR, "Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía". Consejería de Obras Públicas y Transportes, España, Andalucía, 2007.
12. MOP, "Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes MOP - 001-F", 2002.
13. AASHTO-93, "Guide for design of pavement structures," Washington D. C, Estados Unidos, 2001.
14. Coria, C. Chávez, J. Alarcón and E. Arreygue, "Elaboración de un programa de diseño de pavimentos flexibles," 2012.
15. Castillo Rivera, "Revisión de los métodos de diseño de pavimentos flexibles "AASHTO93" y el "Modelo Elástico Lineal (KENLAYER)", mediante el modelo viscoelástico propuesto por la ME PDG NCHRP 1-37A (3D-MOVE)," PhD Tesis, Facultad de Minas, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia, 2014. [Online]. Available: <https://repositorio.unal.edu.co/bitstream/handle/unal/51792/8164454.2014.pdf?sequence=1>.
16. P. Garnica and A. Correa, "Conceptos mecanicistas en pavimento," Publicación técnica, 2004.
17. DIN-18134, Procedimiento y equipos de ensayo. Ensayo de carga de placas, Instituto Alemán de Normas, 2001.
18. NLT-357/98, "Ensayo de Placa con Carga", CEDEX. Madrid, España, 1998.
19. J. Santa Cruz Marín , "Determinación del espesor de mejoramiento de subrasante con presencia de suelos blandos," PhD Tesis, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad Peruana Unión, 2019. [Online]. Available: <https://repositorio.upeu.edu.pe/handle/20.500.12840/2223>.
20. Ministerio de transportes y Comunicaciones, "Manual de diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito," Lima, Perú, 2008.

Evaluación No Lineal De Muros De Corte Considerando Los Modelos Shell Fibras, Shell Layered Y Columna Ancha En El Software ETABS

Nonlinear Evaluation Of Shear Walls Considering Shell Fibers, Shell Layered And Wide Column Models In Etabs Software

Autores

José Julio León Vergara¹, Stalin Alcívar²

¹Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo-Ecuador, E-mail: jleon4414@utm.edu.ec

²Departamento de Construcciones Civiles y Arquitectura, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo-Ecuador, E-mail: william.alcivar@utm.edu.ec

RESUMEN

Los diferentes modelos de no linealidad que permite incorporar el software ETABS en muros de hormigón armado, abren la posibilidad a que exista cierta incertidumbre o posible variación en los resultados obtenidos en un análisis no lineal tales como, periodos naturales, curvas de capacidad, formación de rótulas plásticas, deformaciones a tracción y compresión del muro de corte y derivas de piso, por cuanto, en esta investigación se evalúa ante un análisis estático no lineal, la respuesta local y global de un pórtico dual con muros estructurales de hormigón armado con relaciones de aspecto h/l de 1, 2 y 4; con tres modelos de asignación de no linealidad: tipo shell fibra, tipo shell layered y columna ancha, es decir, cada relación de aspecto con tres tipos de modelos, de los que se obtuvo resultados para nueve modelos matemáticos que indican respuestas análogas para los modelos shell en todas las relaciones de aspecto, siendo estas las más rígidas según su periodo natural, no obstante, los modelos con columna ancha presentan diferencias marcadas y tratan de acercarse a las respuestas encontradas con modelos shell a medida que se incrementa la relación de aspecto.

Palabras claves: columna ancha, etabs, shell fibra, shell layered

ABSTRACT

The different non-linearity models that the ETABS software allows to incorporate in reinforced concrete walls, open the possibility that there may be some uncertainty or possible variation in the results obtained in a non-linear analysis such as natural periods, capacity curves, formation of plastic hinges, tensile and compressive deformations of the shear wall and floor drifts, since, in this research, the local and global response of a dual frame with reinforced concrete structural walls with aspect ratios h/l of 1, 2 and 4 is evaluated in the face of a non-linear static analysis; with three nonlinearity assignment models: fiber shell type, layered shell type and wide column, that is, each aspect ratio with three types of models, from which results were obtained for nine mathematical models that indicate analogous responses for the shell models in all aspect ratios, these being the most rigid according to their natural period, however, the models with wide column present marked differences and try to get closer to the responses found with shell models as the aspect ratio increases.

Keywords: wide column, etabs, fiber shell, layered shell

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2024 Aceptado: Junio 2024

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad existen diferentes opciones al momento de modelar la no linealidad de muros estructurales de hormigón armado en sistemas duales con el software ETABS [1], en donde existen los modelos tipo shell fibra, shell layered y columna ancha, en consecuencia, el uso de uno u otro modelo en la modelación no lineal del muros de hormigón armado, representa cierta incertidumbre en el comportamiento inelástico, pues es incierta la variación que pueden llegar a tener los resultados entre estos modelos, más aún si se analizan muros con diferentes relaciones altura/largo (h/l), por cuanto la interrogante que surge es, si la asignación de los diferentes modelos de no linealidad en muros de corte con diversas relaciones de aspecto h/l en el software ETABS, generan variaciones significativas en el comportamiento inelástico del muro y del sistema en general.

En la literatura se encuentran diversos documentos relacionados a la evaluación de muros o de estructuras con muros de corte, en el que los autores incorporan diferentes modelos de asignación de no linealidad.

El modelo shell fibra se halla en la literatura empleado en: demostrar en sistemas duales la disipación de energía incorporando amortiguadores viscosos [2]; evaluar el comportamiento de pisos de transferencia en edificaciones, mostrando como el factor de modificación de respuesta R es sensible a irregularidad horizontal y vertical [3]; comparar el factor de modificación de respuesta en edificaciones con diferentes aberturas en los muros, indicando como el factor R disminuye a medida que aumenta la dimensión de la abertura [4]; evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones con el fin de conocer la capacidad ante una demanda dada [5, 6].

Se encuentran referencias del modelo shell layered aplicado en: comparar el comportamiento de un edificio tipo twisted y tipo prismático ante cargas de viento y sísmicas, señalando para el caso prismático, que la rigidez lateral es mayor ante cargas sísmicas [7]; investigar el potencial de colapso progresivo en estructuras con sistema losa-muro a través de un análisis paramétrico de la relación de aspecto, en donde se exhibe para muros de esquina un potencial colapso progresivo cuando incrementa la relación de aspecto [8]; analizar el desempeño sísmico de estructuras con sistema dual para un método o no linealidad específica [9, 10]; comprobar un diseño normativo de sistemas duales enfocado en la realidad de un sitio [11].

Se conoce bibliografía que utiliza el modelo de columna ancha en: analizar el desempeño sísmico de una estructura con muros de hormigón armado y muros compuestos con perfiles I , donde los muros compuestos manifiestan un aumento de ductilidad y rigidez lateral con respecto a los muros convencionales [12]; analizar el efecto de la interacción suelo estructura (ISE) en estructuras con muros compuestos, en el que la estructura sometida a (ISE) disminuye el corte en la base y aumenta los desplazamientos en el techo respecto a la base empotrada [13]; comparar el comportamiento no lineal del modelo tipo puntal, columna ancha y fibra, con respecto a un modelo de elementos finitos, en el cual, el modelo de columna ancha es el que mejor se acopla a las derivas de piso del modelo de elementos finitos o, simplemente comparar varios modelos en función de la rigidez de piso [14, 15]; evaluar la respuesta de muros de corte con varias configuraciones en planta dentro de estructuras con diferente número de pisos [16].

Diversas investigaciones se respaldan en resultados experimentales de muros de hormigón armado, en el que, a través de modelos numéricos desarrollados con distintas metodologías no lineales, tratan de acercarse a la respuesta no lineal experimental [17-21]. Pese a eso, no se encuentra una comparativa de los resultados del comportamiento entre los diversos métodos de modelación no lineal para muros, ni la variación de su comportamiento en función de la relación de aspecto, por lo que, resulta relevante conocer el comportamiento de cada modelo de asignación de no linealidad en muros de corte con diferentes relaciones h/l .

El objetivo de esta investigación es determinar a través de pórticos duales si los modelos shell fibra, shell layered y columna ancha para la asignación de no linealidad en muros de corte con relaciones altura/largo iguales a 1, 2 y 4 en el software ETABS, generan variaciones significativas en el comportamiento inelástico ante un análisis estático no lineal.

2. MODELOS MATEMÁTICOS

Se modelaron sistemas duales de pórticos planos que consideran varias relaciones de aspecto (h/l), tomando en cuenta los modelos de no linealidad para muros de corte que proporciona el software ETABS. La muestra consistió en nueve modelos matemáticos de pórticos planos con un sistema dual, con tres diferentes relaciones de aspecto h/l para muros de corte.

Para cada relación h/l propuesta, 1, 2 y 4, se consideraron tres opciones de modelación de la no linealidad con la que puede ser analizado el muro: shell fibra, shell layered y columna ancha. Las vigas y columnas fueron modeladas considerando la no linealidad propuesta por el ASCE/SEI 41-17 [22], mientras que las bases teóricas, fundamentos y diferencias de los modelos fibra y layered se abordan en [23].

La geometría de los pórticos se ilustra en la figura 1, y consiste en tres vanos de 6000 mm de ancho cada uno, en donde el vano central será en donde este colocado el muro, una altura típica de entrepiso de 3000 mm con un ancho colaborante de 4000 mm por cada piso, y con dimensiones de los elementos estructurales constantes para cada relación h/l. En vigas y columnas se colocaron secciones de 300x500 mm, en el caso del muro, se encuentra colocado a lo largo del vano intermedio y se consideró un espesor de 300 mm.

Se asoció por colores a los elementos que conforman los pórticos, los cuales no solo compartirán sección sino también armado, vigas laterales de color gris para el último piso y de color rojo para los pisos restantes, la viga del vano central del piso superior en color azul y para los pisos restantes en color verde, las vigas embebidas en el muro se incorporaron de acuerdo a las consideraciones señaladas en [10], en los ejes laterales y para todos los pisos, columnas de color rojo oscuro, y por último el color celeste para el muro.

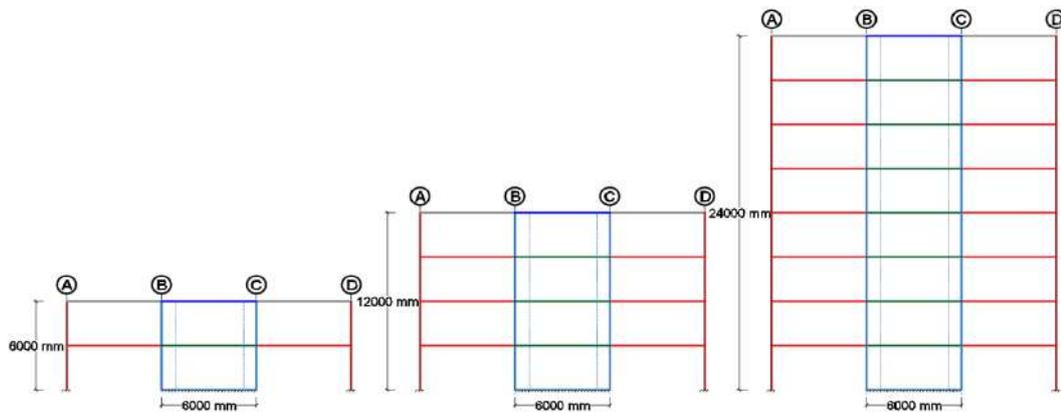


Figura 1: Relaciones h/l igual 1, 2 y 4

Se utilizó un hormigón con una resistencia característica a la compresión $f'_c = 21$ MPa para vigas y columnas. En la tabla 1 se describen las propiedades del hormigón, solo se considera mostrar los datos del hormigón no confinado, pues el software ETABS calcula automáticamente bajo el modelo de Mander [24] la curva esfuerzo deformación del hormigón confinado.

Tabla 1: Propiedades del hormigón no confinado usado en vigas y columnas

Resistencia a compresión, f'_c	21 MPa
Peso específico	24 kN/m ³
Módulo de elasticidad, E	21881,97 MPa
Deformación máxima en compresión, ϵ_{co}	0,002
Deformación última en compresión, ϵ_u	0,004

Los muros de hormigón poseen una resistencia característica a la compresión $f'_c = 28$ MPa, se especifican en la tabla 2 las propiedades del hormigón no confinado en muros. La curva esfuerzo deformación del hormigón confinado para el modelo shell fibra se calcula automáticamente bajo el modelo de Mander, no obstante, para los modelos shell layered y columna ancha no sucede igual y se vuelve imprescindible conocer la curva que se identifica en la figura 2 y que es proporcionada por el mismo software [1], pues es necesario crear y usar para ambos modelos un material específico con esta característica.

Tabla 2: Propiedades del hormigón no confinado usado en muros

Resistencia a compresión, f'_c	28 MPa
Peso específico	24 kN/m ³
Módulo de elasticidad, E	25267,13 MPa
Deformación máxima en compresión, ϵ_{co}	0,002
Deformación última en compresión, ϵ_u	0,004

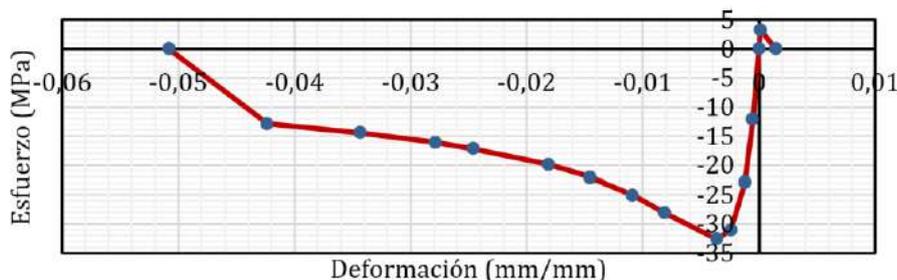


Figura 2: Curva Esfuerzo deformación del hormigón confinado en el muro

En el caso del acero de refuerzo se utilizó un ASTM A 615 Gr60, los parámetros de comportamiento se detallan en la tabla 3. Se consideró el modelo de Park [25] para generar la curva esfuerzo deformación que se ilustra en la figura 3.

Tabla 3: Propiedades del acero de refuerzo

Peso específico	78,49 kN/m ³
Módulo de elasticidad, E	210000 MPa
Esfuerzo mínimo de fluencia, F_y	420 MPa
Esfuerzo mínimo de rotura, F_u	630 MPa
Esfuerzo de fluencia esperado, F_{ye}	462 MPa
Esfuerzo de rotura esperado, F_{ue}	693 MPa
Deformación de fluencia ϵ_y	0,0022
Comienzo de zona de endurecimiento por deformación, ϵ_{sh}	0,01
Deformación última ϵ_{su}	0,09

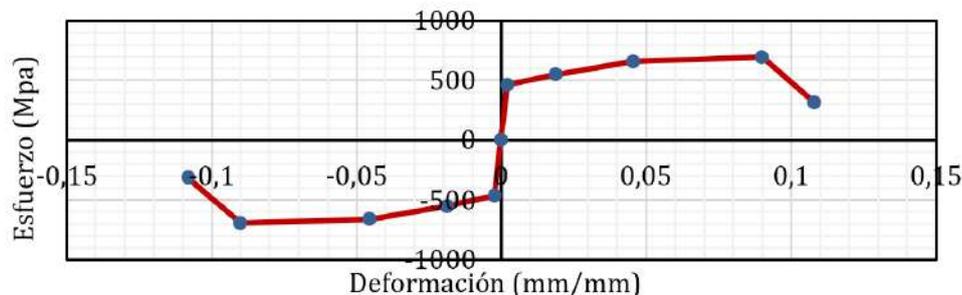


Figura 3: Curva Esfuerzo deformación del acero de refuerzo

Se utilizaron brazos rígidos en los nudos de todos los modelos, con un factor de rigidez de 0,5. Las vigas se modelaron embebidas en los muros como brazos rígidos, es decir infinitamente rígidos, finalmente se colocaron diafragmas rígidos en cada piso.

El diseño en hormigón armado de vigas, columnas y muros se realizó bajo inercias agrietadas, cargas gravitacionales, cargas laterales y combinaciones de cargas consideradas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) [26].

Se consideró una carga muerta de 4,0 kN/m² y una carga viva de 2,4 kN/m², la carga muerta estará en todos los pisos, no así la carga viva pues a excepción de la carga muerta no estará presente en el último piso de todos los modelos. La masa sísmica reactiva no tendrá contribución de la carga viva, pues la NEC-15 solo considera dicha contribución para estructuras sujetas a usarse como bodegas o almacenes, no obstante, dichos usos no están contemplados en esta investigación, por lo que la masa sísmica reactiva fue considerada únicamente como el 100% de la carga permanente, es decir, la carga muerta más el peso propio de la estructura. La carga lateral tendrá un coeficiente de corte C , igual a 0,126 con una distribución triangular de las fuerzas laterales para todas las relaciones h/l .

La sección y el armado del muro se detalla en la figura 4, y fue considerado igual desde el primero hasta el último piso para todos los modelos, con un recubrimiento de 40 mm.

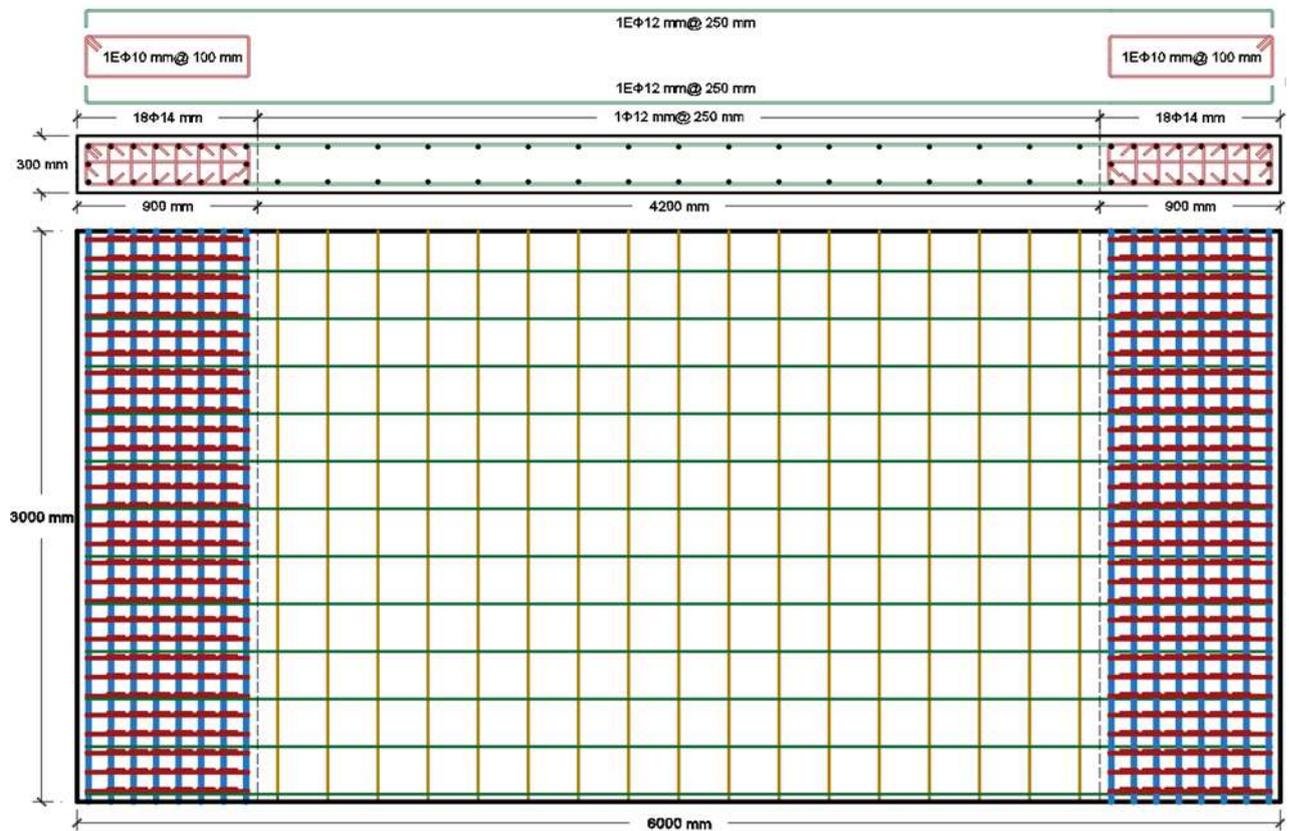


Figura 4: Sección y armado del muro de corte

Tal como en el muro de corte, se consideró para todos los niveles la misma columna cuya sección y armado se ilustra en la figura 5.

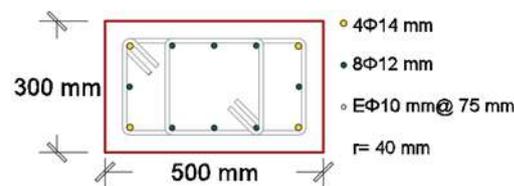


Figura 5: Sección y armado de columna

En el caso de las vigas, todos los pisos a excepción del último cuentan con la misma configuración de armado por ejes, en los que se destacan los ejes (A, D) y (B, C), cada par de ejes tendrá su armado específico, es decir, el armado de los ejes A, D será el mismo para todos los pisos a excepción del último, en donde cada par de ejes contará con otro armado, este patrón se repite en todas las relaciones de aspecto h/l . Cada sección con su armado específico por ejes y por piso se representa más adelante con los mismos colores empleados en la figura 1. Para el caso del modelo con relación de aspecto h/l igual a 1 se indica la sección y armado de la viga en la figura 6, para el modelo con la relación h/l igual a 2 en la figura 7 y finalmente para el modelo con la relación h/l igual a 4 en la figura 8.

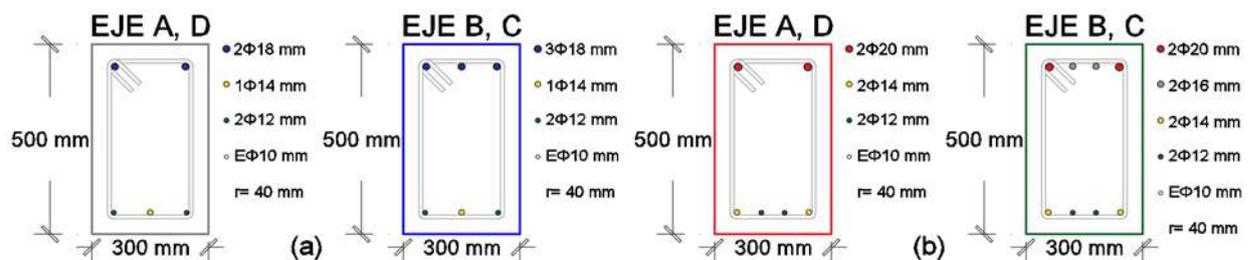


Figura 6: Sección y armado de vigas relación $h/l= 1$ (a) último piso, (b) resto de pisos

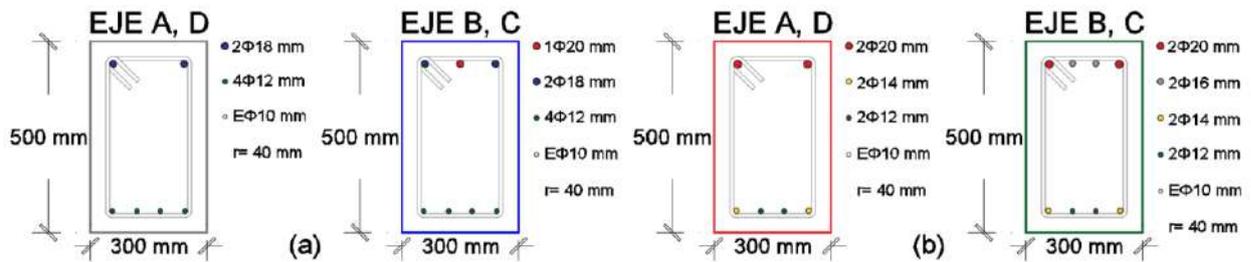


Figura 7: Sección y armado de vigas relación $h/l = 2$ (a) último piso, (b) resto de pisos

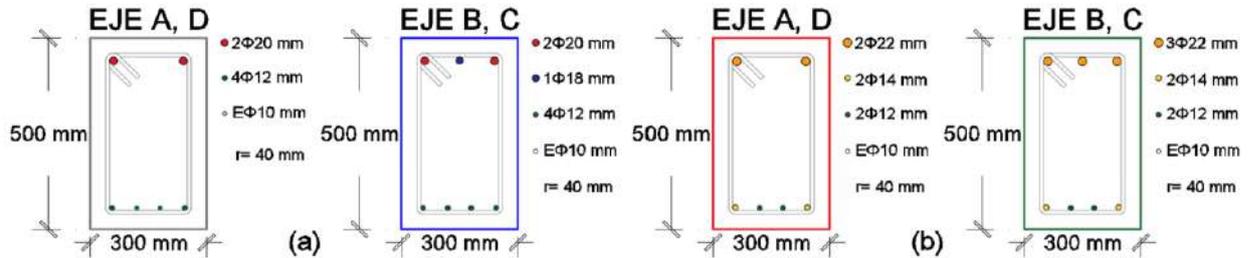


Figura 8: Sección y armado de vigas relación $h/l = 4$ (a) último piso, (b) resto de pisos

Los modelos con no linealidad tipo shell fibra se muestran en la figura 9 para todas las relaciones h/l , y estos consistieron en colocar la distribución del refuerzo longitudinal y transversal indicado en la figura 4, añadiéndoles rótulas automáticas tipo fibra (P-M3) [1].

El mallado usado en el modelo es igual para todas las relaciones h/l y respeta de manera longitudinal la zona confinada de 900 mm de longitud en los extremos, y la zona no confinada de 4200 mm en el centro, en elevación se consideró dividirlo en tres franjas de 1000 mm cada una.

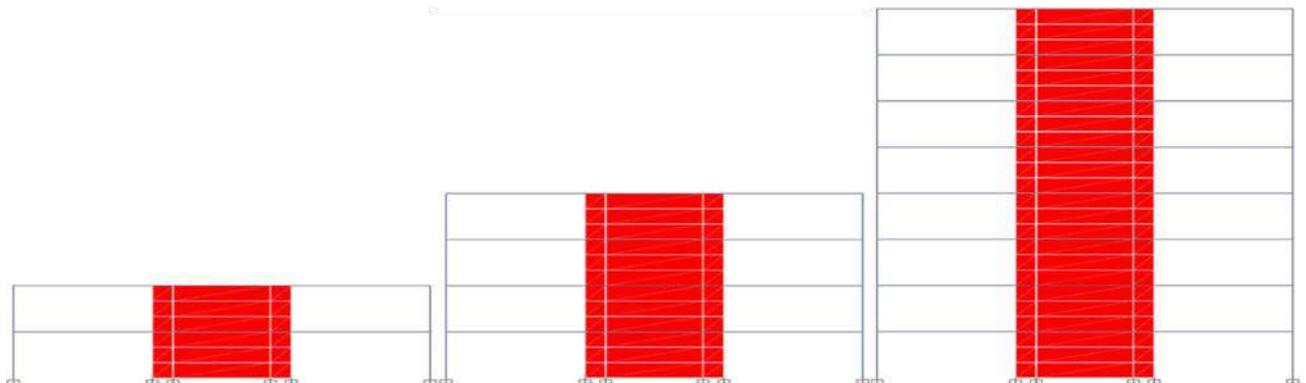


Figura 9: Modelado Shell fibra para relaciones $h/l = 1, 2$ y 4

Los modelos con la no linealidad tipo shell layered que se presentan en la figura 10, se basaron en el uso de la metodología práctica para muros de corte propuesta en [1], que explica y define cada uno de los parámetros necesarios para llevar a cabo este tipo de modelado. La metodología propone el uso de las curvas esfuerzo deformación del hormigón confinado y sin confinar, en ambos casos se usan 4 capas, 2 capas para el hormigón y 2 capas para las barras de refuerzo longitudinal (acero positivo y negativo), en el caso del hormigón, una capa considera la no linealidad en el plano (membrana), mientras la otra capa (plate) considera de manera lineal los esfuerzos fuera de él. La distancia de las capas de refuerzo longitudinal se asume desde el eje del muro hasta el eje de la barra considerando el recubrimiento y el diámetro del estribo, no obstante, el espesor que se le coloca a estas capas corresponde a un ancho equivalente que considera el área de la barra sobre la separación o distancia entre barras.

La zona confinada y sin confinar tendrán características propias, en donde la única variación de carácter general, con respecto a la metodología sería la disminución en un 25% del espesor del muro para la capa de hormigón tipo plate de la zona confinada y sin confinar, los tipos de capa, los números de puntos de integración, el ángulo, comportamiento y esfuerzos del material permanecen tal cual lo propone dicha metodología, variaciones específicas como distancias, espesores y materiales de las capas se definen a partir de la sección y armado del muro de la figura 4, la distancia y el espesor de la capa de las barras de refuerzo para la zona confinada es de 81,5 mm y 1,56 mm respectivamente, una distancia de 86 mm y un espesor de 0,45 mm para el caso de las capas de las barras de refuerzo en la zona sin confinar.

El mallado usado en el modelo es igual para todas las relaciones h/l y respeta de manera longitudinal la zona confinada de 900 mm de longitud en los extremos, la zona no confinada se dividió en 4 partes de 1050 mm cada una, en elevación se consideraron divisiones de tres franjas de 1000 mm cada una.

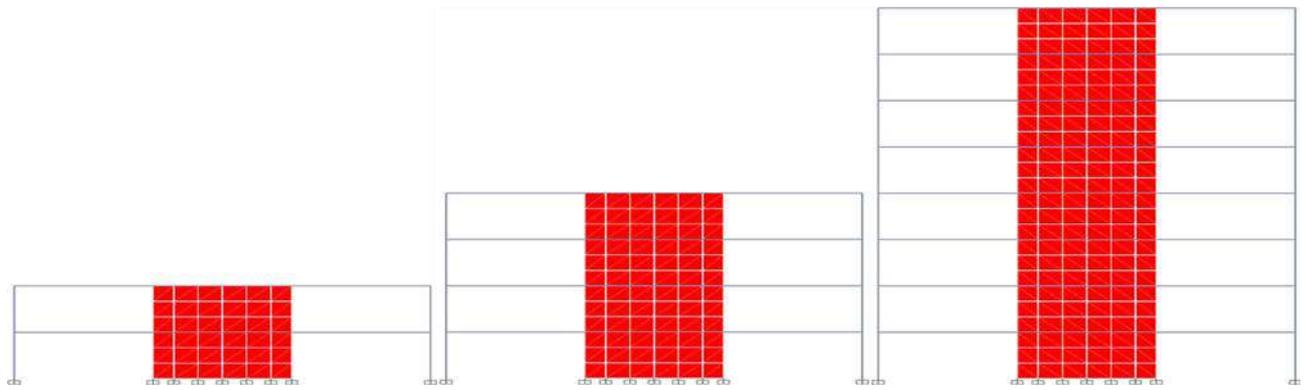


Figura 10: Modelado Shell Layered para relaciones $h/l= 1, 2$ y 4

Los modelos que consideran el método de la columna ancha se presentan en la figura 11, se concibieron a partir de la herramienta section designer del software, que permitió la creación y edición de una sección armada que replica el muro presentado en la figura 4, con características del hormigón que se encuentra dentro y fuera de la zona confinada, y que a su vez se representa a través de un elemento tipo frame dentro del modelo. La no linealidad que se usó fue de tipo fibra (P-M2-M3) [1], con una longitud de plasticidad de 600 mm calculada bajo la ecuación propuesta por Priestley y Mattock [27], las rótulas se ubicaron a una longitud relativa de 0 en todas las relaciones h/l , a la relación h/l igual a 1 se le añadió una rótula automática de corte [1] a una longitud relativa de 0,5, pues para relaciones de aspecto mayores o iguales a 2 solo gobiernan esfuerzos a flexión y no los de corte [14].



Figura 11: Modelado Columna ancha para relaciones $h/l= 1, 2$ y 4

Todos los modelos se sometieron a un análisis estático no lineal bajo una distribución de carga lateral triangular, controlando por desplazamiento la aplicación de las cargas sin tomar en cuenta los efectos P-Delta. Los resultados guardados se basaron en múltiples estados iguales al desplazamiento de control específico, detallado en los resultados para cada relación h/l , tanto para el mínimo como para el máximo estado guardado, finalmente el esquema de control escogido en los parámetros no lineales fue el del tipo evento-evento.

Las rótulas plásticas que se muestren como círculos en los extremos de los elementos frame y en el eje de los elementos shell, indicarán bajo criterios de aceptación, la capacidad del elemento para una deformación específica, en el caso de vigas y columnas serán del tipo propuesto en [22] e ilustrados en la figura 12 (a). Los muros por otro lado tendrán los criterios de aceptación por deformación del material que trae por defecto el software, por cuanto estarán asociados a letras y colores: Ocupación inmediata con las letras (IO) de color verde cuando se presente agrietamiento mínimo, Seguridad de vida (LS) con el color cian cuando se alcance daño extensivo en vigas y agrietamiento por cortante en columnas dúctiles, en los muros se espera agrietamiento en los elementos de borde con pandeo limitado del reforzamiento, y finalmente el color rojo para Prevención del colapso (CP) cuando existan grietas en elementos dúctiles del pórtico, en los muros se presenta daño severo en elementos de borde, grietas a flexión y corte, aplastamiento del hormigón y pandeo de las barras. El resumen de la descripción cualitativa de los criterios de aceptación que se presentaron son los mismos que se detallan en [22].

Las curvas de capacidad que se obtengan a través del método estático no lineal, se representarán a través de un modelo bilineal que caracteriza valores de fluencia tanto de cortante en la base como de desplazamiento en el techo, así como valores máximos respectivamente a través de dos rectas que se ilustran en la figura 12 (b), en donde el modelo bilineal se indica en rojo y la curva de capacidad de la estructura en negro.

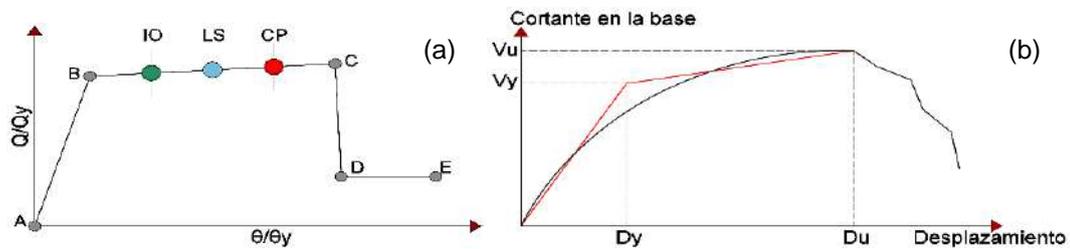


Figura 12: Curva esfuerzo deformación para la definición de rótulas plásticas (a) y representación bilineal de la curva de capacidad (b)

3. RESULTADOS

Entre los resultados a destacar, se presentan los periodos de vibración, curvas de capacidad con datos de la representación bilineal y formación de las rótulas plásticas generadas para un desplazamiento en el techo específico, para cada relación h/l de cada modelo de no linealidad, comparación de las deformaciones a tracción y compresión en los extremos de la base de los muros del modelo shell layered, respecto al shell fibra pues los modelos layered no generan rótulas plásticas, y finalmente las derivas de piso de cada modelo en los que se establecen comparaciones entre los modelos shell y entre el modelo fibra y columna ancha.

Los desplazamientos máximos de techo considerados en todas las relaciones h/l corresponden a desplazamientos calculados antes de que existan problemas de convergencia en la curva de capacidad.

Se presentan los periodos aproximados para sistemas duales según la NEC-15, los periodos naturales de vibración de cada modelo mostrado y los datos de la representación bilineal de las curvas de capacidad, además de diferencias porcentuales de los periodos de vibración respecto al modelo más flexible, y del cortante respecto al modelo con mayor capacidad a corte en las tablas 4-6, para un desplazamiento en el techo de 65 mm para la relación $h/l= 1$, 130 mm para la relación $h/l= 2$, y 275 mm para la relación $h/l= 4$, las curvas de capacidad se indican en las figuras 13-15 respectivamente.

Las curvas de capacidad para la relación $h/l= 1$ en la figura 13, indican que el modelo shell fibra tiene la mayor capacidad a corte V_u , siendo un 14,46% superior al modelo de columna ancha además de ser el modelo con más rigidez de acuerdo a su periodo natural de vibración T_n , estando un 5,43% por debajo del modelo más flexible, ambos valores se encuentran tabulados en la tabla 4, no así para las curvas de capacidad de la figura 14 para la relación $h/l= 2$, en el que los modelos shell poseen una capacidad a corte diferente con un 0.68% de variación pero un periodo natural similar, indicado en la tabla 5, finalmente, las curvas de capacidad de la relación $h/l= 4$ en la figura 15, muestran que el modelo de columna ancha posee mayor capacidad a corte, marcando una diferencia cercana al 2% con los modelos shell, no obstante, el modelo shell layered es el más rígido alejándose un 2,86% del modelo con periodo más flexible y que se muestra en la tabla 6.

Tabla 4: Periodos de vibración y representación bilineal relación $h/l= 1$

No Linealidad	T_n (NEC) (seg)	T_n (seg)	T_n (%)	D_y (mm)	V_y (kN)	D_u (mm)	V_u (kN)	V_u (%)
Shell Fibras		0,0405	5,43	2,4	3454,9	65	4597,2	0
Shell Layered	0,2108	0,0418	2,15	2,6	3578,0	65	4560,7	0,80
Columna Ancha		0,0427	0	2,4	3419,7	65	4016,3	14,46

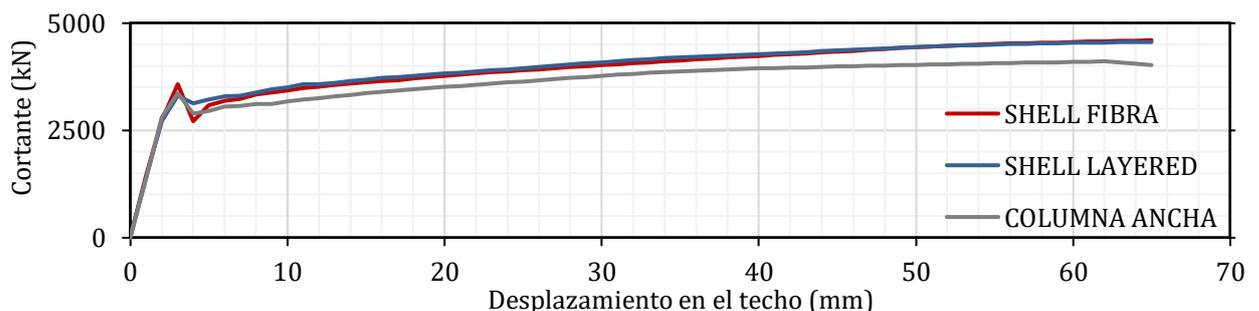


Figura 13: Curva de capacidad relación $h/l= 1$

Tabla 5: Periodos de vibración y representación bilineal relación $h/l=2$

No Linealidad	T_n (NEC) (seg)	T_n (seg)	T_n (%)	D_y (mm)	V_y (kN)	D_u (mm)	V_u (kN)	V_u (%)
Shell Fibras		0,1127	3,64	6,9	2239,0	130	2779,6	0
Shell Layered	0,3546	0,1127	3,64	7,0	2255,1	130	2760,7	0,68
Columna Ancha		0,1168	0	7,1	2243,9	130	2687,8	3,42

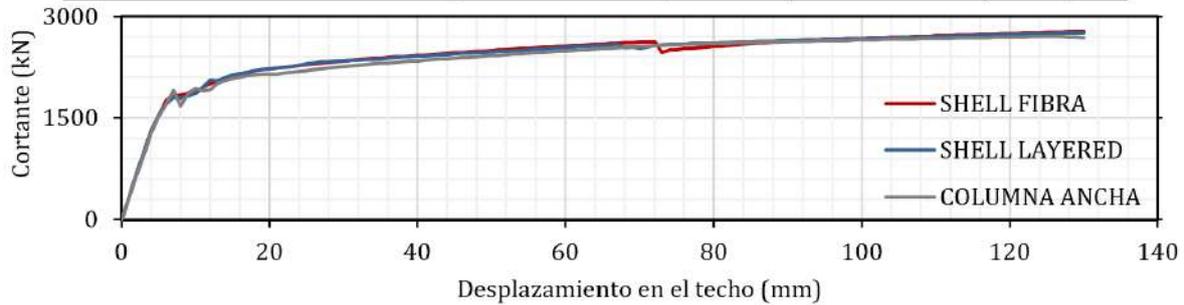


Figura 14: Curva de capacidad relación $h/l=2$

Tabla 6: Periodos de vibración y representación bilineal relación $h/l=4$

No Linealidad	T_n (NEC) (seg)	T_n (seg)	T_n (%)	D_y (mm)	V_y (kN)	D_u (mm)	V_u (kN)	V_u (%)
Shell Fibras		0,3534	2,71	26,6	1587,0	275	1870,3	1,57
Shell Layered	0,5963	0,3529	2,86	26,4	1587,2	275	1863,0	1,96
Columna Ancha		0,3630	0	27,5	1616,3	275	1899,6	0

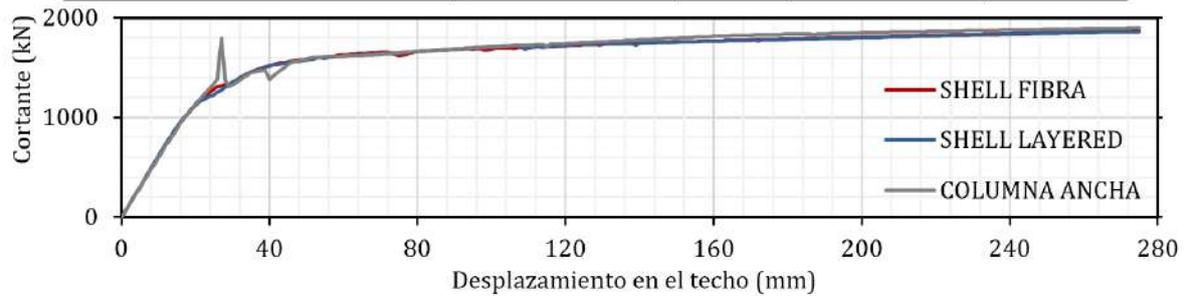


Figura 15: Curva de capacidad relación $h/l=4$

Se muestra en la figura 16 la formación de rótulas plásticas para un desplazamiento en el techo de 65 mm para una relación $h/l=1$, en donde todas las vigas alcanzaron deformaciones IO, el extremo de una viga del último piso en el modelo shell fibra, alcanzó deformaciones LS. Se observan rótulas en el primer piso que alcanzaron deformaciones IO en pie de columnas en todos los modelos, en el caso de los muros, los modelos shell fibra y columna ancha se encuentran indicando en la base una rótula próxima al colapso.

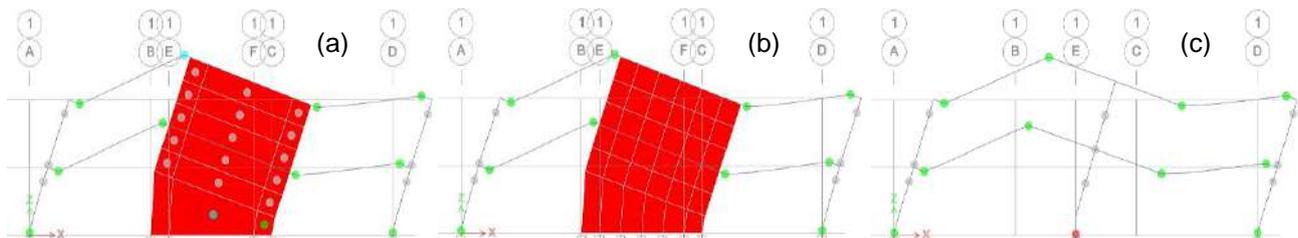


Figura 16: Formación de rótulas para $h/l=1$: (a) shell fibra, (b) shell layered, (c) Columna Ancha

Se indica en la figura 17 la formación de rótulas plásticas para un desplazamiento en el techo de 130 mm para una relación $h/l=2$, en donde todas las vigas alcanzaron deformaciones IO. Se observan rótulas en el primer piso que alcanzaron deformaciones IO en pie de columnas en todos los modelos, en el caso de los muros, el modelo shell fibra alcanzó una deformación asociada a LS, el modelo de columna ancha se encuentra indicando en la base una rótula próxima al colapso.

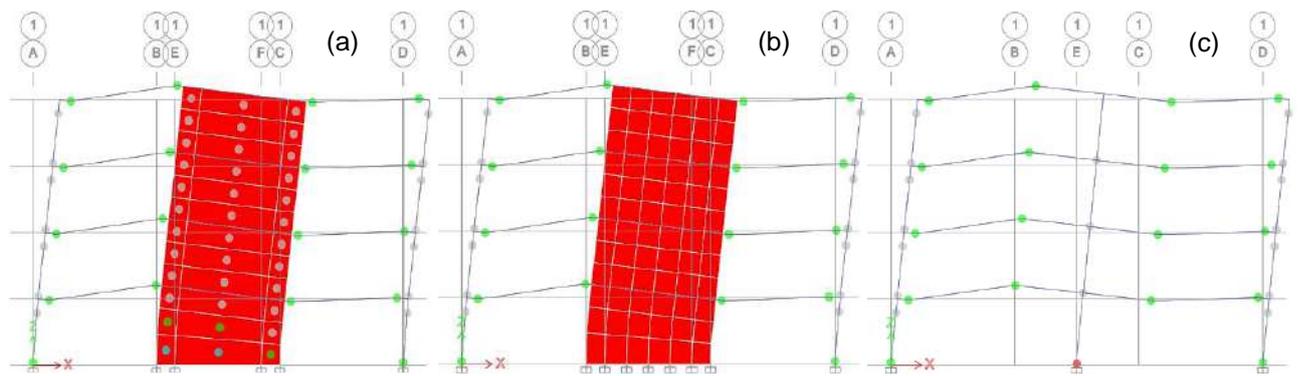


Figura 17: Formación de rótulas para $h/l=2$: (a) shell fibra, (b) shell layered, (c) Column Ancha

Se ilustra en la figura 18 la formación de rótulas plásticas para un desplazamiento en el techo de 275 mm para la relación $h/l=4$, en donde todas las vigas alcanzaron deformaciones IO. Se observan rótulas en el primer piso que alcanzaron deformaciones IO en pie de columnas en el modelo de columna ancha, en el caso de los muros, el modelo shell fibra alcanzó una deformación asociada a LS, mientras que el modelo de columna ancha se encuentra indicando en la base una rótula próxima al colapso.

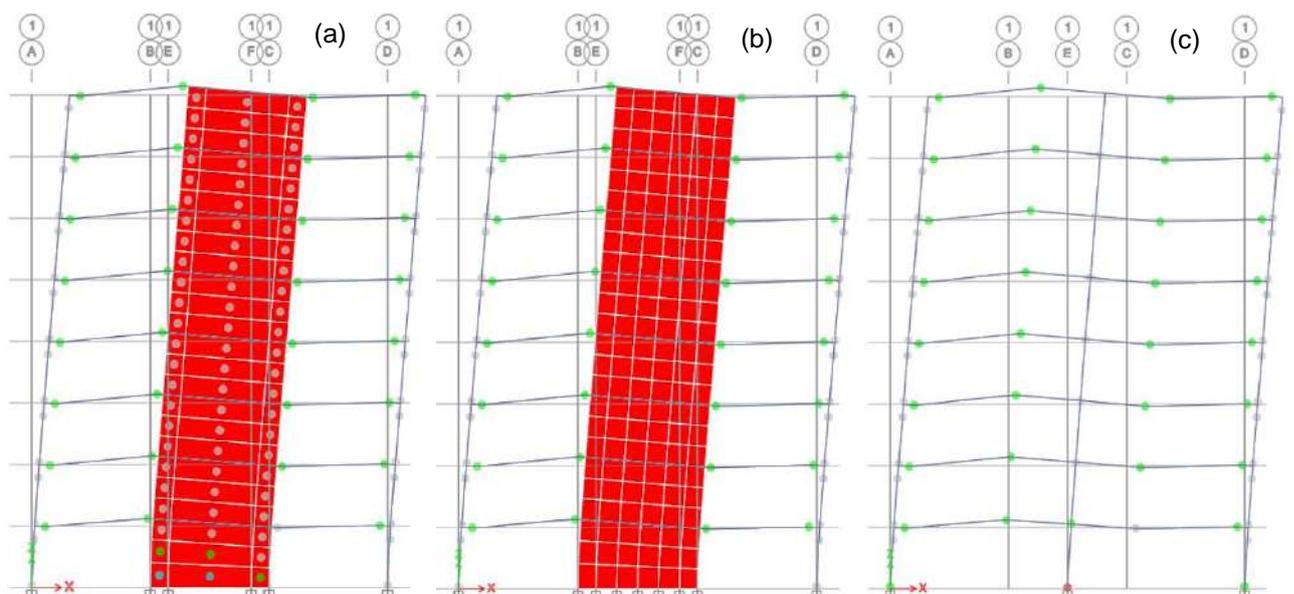


Figura 18: Formación de rótulas para $h/l=4$: (a) shell fibra, (b) shell layered, (c) Column Ancha

Se muestra una comparativa con respecto a los modelos shell, en las deformaciones E22 que corresponden a deformaciones en el plano o cara del muro. La comparación se da en los extremos de la base del muro a través de desplazamientos en el techo (step), en donde cada step equivale a 1 mm, dichas comparativas se plasman en las tablas 7-9 y se grafican en las figuras 19-21.

Las deformaciones unitarias para la relación $h/l=1$, $h/l=2$ y $h/l=4$, presentan deformaciones a tracción similares para el modelo shell fibra y shell layered, pues para desplazamientos últimos la diferencia máxima entre ambos modelos ronda un 4,42% y una diferencia mínima inferior al 1%. Las deformaciones a compresión para cada relación de aspecto varía una respecto a otra, siendo el modelo shell layered el modelo que presenta para desplazamientos últimos un incremento mínimo superior al 5% con respecto al modelo fibra y que llega a alcanzar para la relación $h/l=1$ hasta un 19,05% de diferencia.

Tabla 7: Deformaciones unitarias relación h/l= 1

Step	Tracción			Compresión		
	Shell fibra	Shell layered	Diferencia (%)	Shell fibra	Shell layered	Diferencia (%)
4	0,002345	0,002119	10,67	0,000590	0,000629	6,61
22	0,019603	0,019417	0,96	0,002144	0,002208	2,99
27	0,024565	0,024211	1,46	0,002526	0,002691	6,53
50	0,047026	0,044770	5,04	0,004666	0,005313	13,87
65	0,061571	0,058966	4,42	0,006277	0,007473	19,05

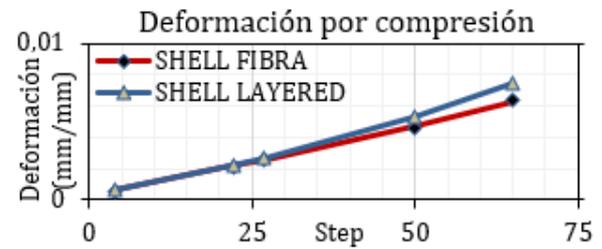
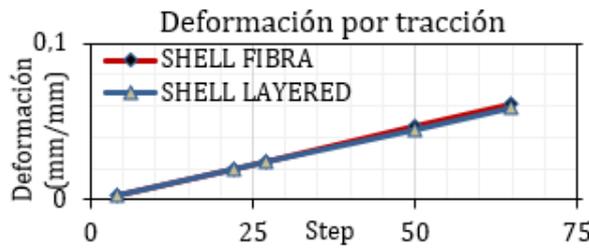


Figura 19: Deformaciones unitarias relación h/l= 1

Tabla 8: Deformaciones unitarias relación h/l= 2

Step	Tracción			Compresión		
	Shell fibra	Shell layered	Diferencia (%)	Shell fibra	Shell layered	Diferencia (%)
11	0,002432	0,002619	7,69	0,000693	0,000712	2,74
49	0,019454	0,018127	7,32	0,002325	0,002323	0,09
59	0,023917	0,022465	6,46	0,002763	0,002755	0,29
95	0,031394	0,031551	0,50	0,003832	0,004289	11,93
130	0,041958	0,042295	0,80	0,005091	0,005956	16,99

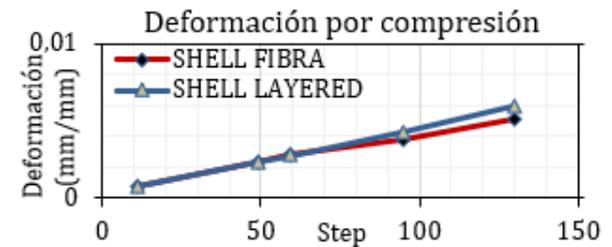


Figura 20: Deformaciones unitarias relación h/l= 2

Tabla 9: Deformaciones unitarias relación h/l= 4

Step	Tracción			Compresión		
	Shell fibra	Shell layered	Diferencia (%)	Shell fibra	Shell layered	Diferencia (%)
34	0,002287	0,002604	13,86	0,000835	0,000844	1,08
127	0,014695	0,014868	1,18	0,002520	0,002533	0,52
163	0,019173	0,018861	1,65	0,003092	0,003028	2,11
208	0,024413	0,024826	1,69	0,003794	0,003895	2,66
275	0,032736	0,033805	3,27	0,004993	0,005289	5,93



Figura 21: Deformaciones unitarias relación h/l= 4

Se indican las derivas de piso en la tabla 10 y se grafican en la figura 22 para un desplazamiento en el techo de 65 mm para la relación h/l= 1, en donde los modelos shell alcanzan una mayor deriva, siendo el modelo shell layered en el último piso un 0,52% mayor que el modelo shell fibra.

Tabla 10: Derivas de piso para un desplazamiento en el techo de 65 mm, $h/l= 1$

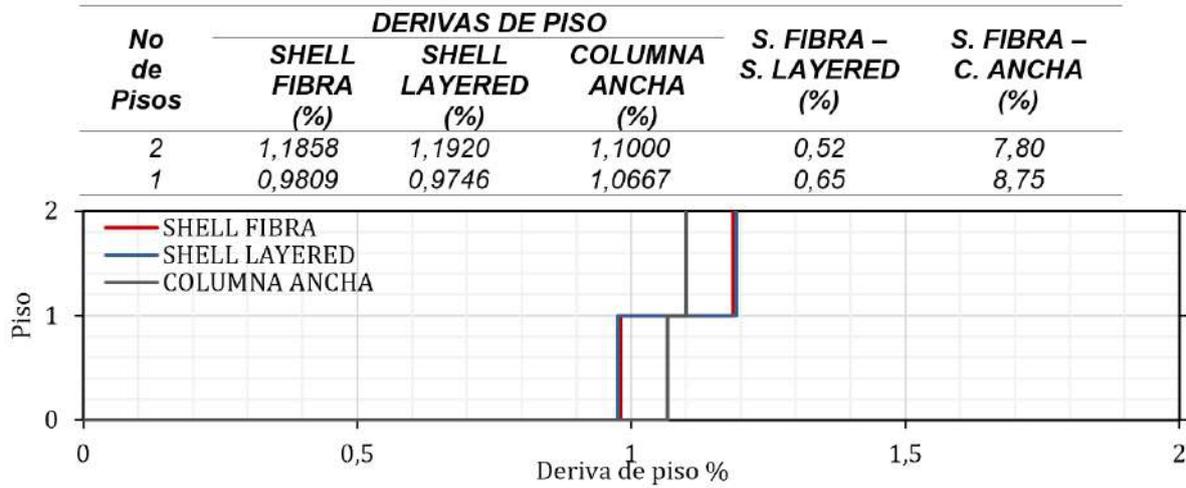


Figura 22: Derivas de piso para un desplazamiento en el techo de 65 mm, $h/l= 1$

Se muestran las derivas de piso en la tabla 11 y se grafican en la figura 23 para un desplazamiento en el techo de 130 mm para la relación $h/l= 2$, en donde los modelos shell alcanzan una mayor deriva, siendo el modelo shell fibra en el último piso un 0,18% mayor que el modelo shell layered.

Tabla 11: Derivas de piso para un desplazamiento en el techo de 130 mm, $h/l= 2$

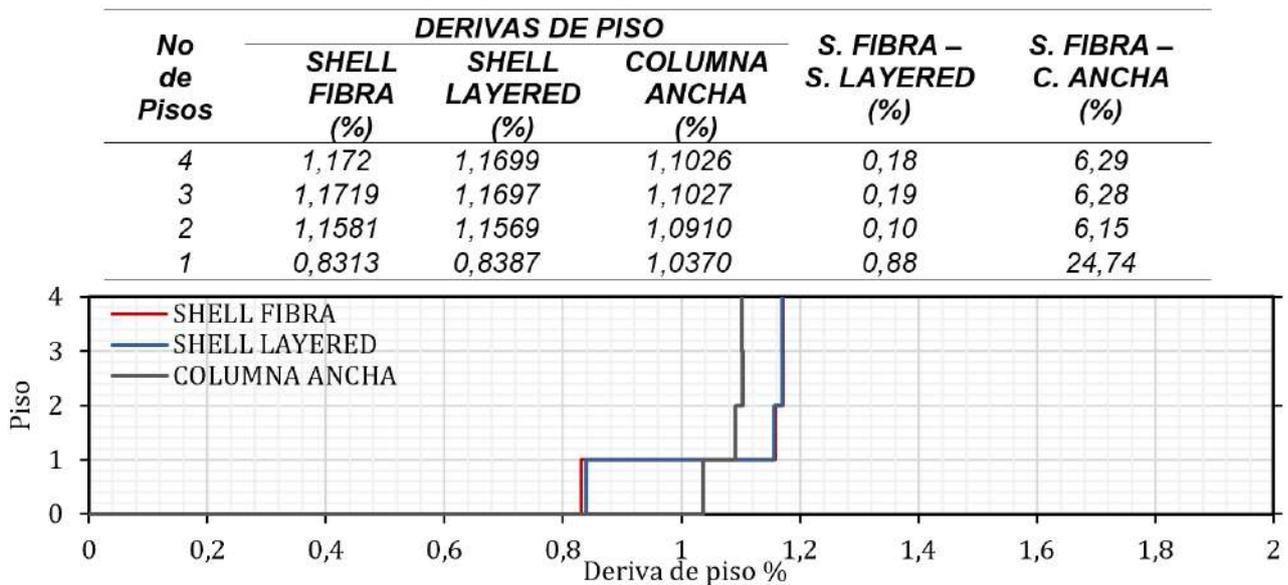


Figura 23: Derivas de piso para un desplazamiento en el techo de 130 mm, $h/l= 2$

Se ilustran las derivas de piso en la tabla 12 y se grafican en la figura 24 para un desplazamiento en el techo de 275 mm para la relación $h/l= 4$, en donde los modelos shell alcanzan una mayor deriva, siendo el modelo shell fibra en el último piso un 0,15% mayor que el modelo shell layered.

Tabla 12: Derivas de piso para un desplazamiento en el techo de 275 mm, $h/l= 4$

No de Pisos	DERIVAS DE PISO			S. FIBRA – S. LAYERED (%)	S. FIBRA – C. ANCHA (%)
	SHELL FIBRA (%)	SHELL LAYERED (%)	COLUMNA ANCHA (%)		
8	1,2328	1,2310	1,2053	0,15	2,28
7	1,2352	1,2334	1,2077	0,15	2,28
6	1,2340	1,2323	1,2065	0,14	2,28
5	1,2278	1,2263	1,2001	0,12	2,31
4	1,2148	1,2135	1,1865	0,11	2,39
3	1,1919	1,1918	1,1639	0,01	2,41
2	1,1269	1,1265	1,1267	0,04	0,02
1	0,7032	0,7118	0,8700	1,21	23,72

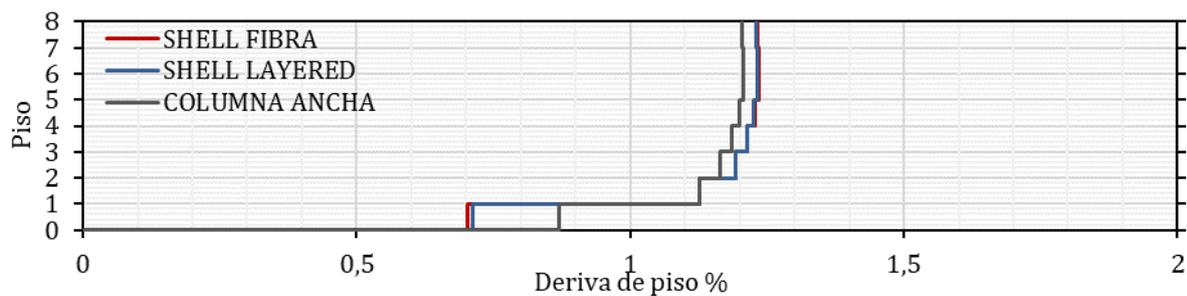


Figura 24: Derivas de piso para un desplazamiento en el techo de 275 mm, $h/l= 4$

El periodo natural como propiedad dinámica de los modelos, presenta un mayor valor en el método de columna ancha con respecto a los modelos shell en todas las relaciones h/l , le sigue el periodo para el modelo con no linealidad shell layered, siendo el periodo más bajo el calculado en el modelo con no linealidad tipo shell fibra para una relación $h/l= 1$, periodos similares para ambos modelos tipo shell bajo una relación de 2 y un menor periodo con el modelo shell layered para una relación h/l de 4. Los periodos de cada relación de aspecto con los diferentes modelos de no linealidad, se encuentran por debajo de los periodos aproximados para sistemas duales propuestos en la NEC-15, tomando como referencia el periodo más flexible de cada modelo se obtienen diferencias de un 393,67% para $h/l= 1$; 203,59% para $h/l= 2$ y 64,27% para $h/l= 4$.

Las curvas de capacidad brindan un indicio a partir del cual se pueden inferir ciertas premisas, los modelos tipo shell presentan curvas de capacidad similares, siendo la curva de capacidad del modelo shell fibra superior con valores cercanos al 1% de diferencia para todas las relaciones h/l . Se evidencia que la curva de capacidad del modelo de columna ancha para una relación $h/l= 4$ es superior a las otras dos curvas hasta en un 2%, mientras que para una relación $h/l= 2$ es inferior hasta en un 3,42%, para la relación $h/l= 1$ se observa una disminución significativa cercana al 15% respecto a las otras 2 curvas.

La formación de rótulas plásticas en vigas y columnas para los muros modelados como elementos shell sin importar la no linealidad asignada para todas las relaciones h/l excepto $h/l= 1$, presentan un patrón similar de formación de rótulas plásticas para el desplazamiento último impuesto.

La comparación de la formación de rótulas o plasticidad en los muros para elementos tipo shell no es posible sino bajo la observación de las deformaciones. Se observa que las deformaciones en las fibras sometidas a tracción para todas las relaciones de aspecto de los modelos shell layered, con respecto a los modelos shell fibra no se encuentran distantes, siendo valores más similares los encontrados para la relación $h/l= 4$. Las fibras que se encuentran a compresión en el muro para los modelos shell layered, presentan deformaciones mayores a los modelos shell fibra a medida que aumenta la demanda lateral del sistema, la diferencia en ambos modelos se incrementa a medida que disminuye la relación h/l .

Las derivas de piso muestran un patrón parecido al de las curvas de capacidad, es decir, los modelos de no linealidad tipo shell fibra y shell layered presentan valores semejantes para todas las relaciones h/l , mientras que para los modelos de columna ancha se observa un patrón particular, en donde la deriva del primer piso es significativamente mayor al de los modelos con muros tipo shell, alcanzando una diferencia de hasta un 25% según la relación h/l , no obstante para pisos superiores esa tendencia se invierte, pasando a acercarse a las derivas mostradas para muros tipo shell a medida que aumenta la relación h/l .

4. CONCLUSIONES

En esta contribución se han evaluado ante un análisis estático no lineal las variaciones en el comportamiento inelástico local y global, que da a lugar la asignación de no linealidad shell fibra, shell layered y columna ancha en muros de hormigón armado, a través de diversos modelos que toman en cuenta la relación de aspecto h/l del muro, concluyendo en base a los resultados obtenidos de los casos que dan lugar a esta investigación, que los modelos shell proporcionan una mejor respuesta global, sin embargo, el modelo shell fibra es más asequible en el modelado no lineal que el modelo shell layered, pues las consideraciones necesarias para llevar a cabo su ejecución presentan una menor complejidad, además, brinda una mayor facilidad en la interpretación de los resultados.

El modelo de no linealidad más flexible de acuerdo con el periodo natural en todas las relaciones h/l es el proporcionado por el método de columna ancha, que alcanza una diferencia de hasta un 5,43% con el modelo de no linealidad más rígido. Los modelos más rígidos son los que se obtienen a partir de no linealidad tipo shell y dependiendo de la relación h/l pudiera ser la no linealidad shell layered o shell fibra, sin embargo, para la relación $h/l= 2$ y $h/l= 4$ no existe una diferencia significativa entre sus periodos, pues en la primera relación de aspecto no existe diferencia en los periodos y en el segundo caso solo hay un 0,14% de diferencia, no obstante, existe una diferencia del 3,20% para la relación $h/l= 1$.

La formación de rótulas plásticas en vigas, columnas y muros sí varía de acuerdo al tipo de no linealidad que se le asigne al muro. Los muros modelados como elementos tipo shell, generan una formación de rótulas similares para todas las relaciones h/l , esto se apoya en las deformaciones del muro a tracción y compresión en la base para no linealidad tipo shell fibra y shell layered, que al presentar deformaciones similares, hacen que el sistema muestre respuestas análogas sin importar la relación de aspecto, lo cual se hace evidente al observar las curvas de capacidad y derivas de piso de los modelos shell, no obstante, el método de columna ancha si presenta variaciones significativas en las respuestas globales de la estructura, exhibiendo respuestas que tratan de asemejarse a los modelos shell a medida que incrementa la relación de aspecto.

1. Computers and Structures, Inc, *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE, and CSI-Bridge*. 2017.
2. R. D. Riaz, U. J. Malik, M. U. Shah, M. Usman, and F. A. Najam, "Enhancing seismic resilience of existing reinforced concrete building using non-linear viscous dampers: a comparative study," *Actuators*, vol. 12, no. 4, p. 175, 2023. [Online]. Available: <https://doi.org/10.3390/act12040175>.
3. O. O. El-Mahdy, H. M. Refat, A. M. Abd El-Salamc, and E.-S. Z. El-Bayome, "Towards seismic performance of tall buildings with transfer floors," *Engineering Research Journal (Shoubra)*, vol. 51, no. 1, pp. 56-72, 2022. [Online]. Available: <https://doi.org/10.21608/erjsh.2022.224292>.
4. N. E. Nasr, M. N. Fayed, G. Hussien, and A. M. EL-Makhlawawi, "Evaluation of response modification factor for shear wall with openings in multi-storey buildings," *Civil Engineering Research Magazine*, vol. 43, no. 3, pp. 71-95, 2021.
5. Z. A. Abduljaleel, B. O. Taha, and A. A. Yaseen, "Seismic vulnerability assessment of rizgary hospital building in Erbil city, the capital city of KR of Iraq," *Journal of Engineering*, vol. 27, no. 8, pp. 59-79, 2021. [Online]. Available: <https://doi.org/10.31026/j.eng.2021.08.05>.
6. A. I. Abdi and A. A. Yaseen, "Seismic vulnerability assessment of existing rc multi-story buildings in Duhok city, Kurdistan region of Iraq," *Journal of Duhok University*, vol. 24, no. 1, pp. 60-78, 04/05 2021. [Online]. Available: <https://doi.org/10.26682/sjuod.2021.24.1.9>.
7. A. Niğdelioğlu, U. Albayrak, and C. Balkaya, "The behaviour of twisted tall building structures under lateral loads," *ESOGÜ Müh Mim Fak Derg*, vol. 31, no. 1, pp. 509-518, 2023. [Online]. Available: <https://doi.org/10.31796/ogummf.1163400>.
8. M. Yaghoubi, R. Aghayari, and S. S. Hashemi, "Investigation of progressive collapse in reinforced concrete buildings with slab-wall structural system," *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, vol. 9, no. 3, pp. 40-60, 2021. [Online]. Available: <https://doi.org/10.22075/jrce.2021.21194.1439>.
9. D. Mibang and S. Choudhury, "Performance of dual system design using UPBD method," *International Journal of Engineering, Applied and Management Sciences Paradigms (IJEAM)*, vol. 54, no. 3, pp. 327-333, 2019.
10. P. Debnath and S. Choudhury, "Nonlinear analysis of shear wall in unified performance based seismic design of buildings," *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, vol. 18, no. 4, pp. 633-642, 2017.
11. R. Medina and J. Music, "Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena," *Obras y proyectos*, no. 23, pp. 63-77, 2018. [Online]. Available: <http://dx.doi.org/10.4067/s0718-28132018000100063>.
12. V. B. Dawari, B. M. Dawari, and H. A. Chaphekar, "Seismic performance of multi-storey building with reinforced concrete and composite shear wall systems," *International Journal of Advanced Research in Engineering and Technology (IJARET)*, vol. 12, no. 3, pp. 242-251, 2021. [Online]. Available: <https://doi.org/10.34218/IJARET.12.3.2021.024>.
13. P. P. Phadnis and V. V. Karjinni, "Effect of soil-structure interaction on fragility analysis of composite shear wall buildings," *Journal of Structural Engineering*, vol. 48, no. 2, pp. 167-178, 2021.
14. O. Saghaeian, F. Nateghi, and O. Rezaifar, "Comparison of using different modeling techniques on the prediction of the nonlinear behavior of r/c shear walls," *International Journal of Engineering*, vol. 27, no. 2, pp. 269-282, 2014. [Online]. Available: <https://doi.org/10.5829/idosi.ije.2014.27.02b.11>.
15. Y. Belmouden and P. Lestuzzi, "An equivalent frame model for seismic analysis of masonry and reinforced concrete buildings," *Construction and building materials*, vol. 23, no. 1, pp. 40-53, 2009. [Online]. Available: <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.10.023>.
16. S. K. Mohammed and V. Hosur, "Seismic performance evaluation of multistoried rc framed buildings with shear wall," *International Journal of Scientific & Engineering Research*, vol. 4, no. 1, 2013.
17. R. Ortega, C. Naranjo, P. Torres, C. Madera, J. Marulanda, P. Thomson, and G. Areiza, "Evaluation and fitting of a numerical model for reinforced concrete thin walls through experimental results of monotonic and cyclic loading tests," *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 18, no. 5, 2021. [Online]. Available: <https://doi.org/10.1590/1679-78256575>

18. A. Marzok, O. Lavan, and A. N. Dancygier, "Predictions of moment and deflection capacities of rc shear walls by different analytical models," *Structures*, vol. 26, pp. 105-127, 2020. [Online]. Available: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.03.059>.
19. [A. Vatanshenas, "Nonlinear analysis of reinforced concrete shear walls using nonlinear layered shell approach," *Nordic Concrete Research*, vol. 65, no. 2, pp. 63-79, 2021. [Online]. Available: <https://doi.org/10.2478/ncr-2021-0014>.
20. M. A. Mohammed and A. R. Barbosa, "Numerical modeling strategy for the simulation of nonlinear response of slender reinforced concrete structural walls," *Computer Modeling in Engineering & Sciences*, vol. 120, no. 3, pp. 583-627, 2019. [Online]. Available: <https://doi.org/10.32604/cmes.2019.06052>.
21. E. Hodžić, S. Medic, and M. Hrasnica, "Experimental versus numerical response of rc walls subjected to earthquake loading.," presented at the 1st Croatian Conference on Earthquake Engineering, Zagreb, 2021. [Online]. Available: <https://doi.org/10.5592/CO/1CroCEE.2021.106>.
22. A. S. 41-17, "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings," ed. Virginia, United States: American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017.
23. G. H. Powell, *Modeling for structural analysis*. USA: Computers and Structures, Inc., 2010.
24. J. B. Mander, M. J. Priestley, and R. Park, "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of structural engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804-1826, 1988. [Online]. Available: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804)).
25. R. Park and T. Paulay, *Reinforced concrete structures*. Canada: John Wiley & Sons, 1975.
26. NEC-SE-DS, "Peligro sísmico diseño sismo resistente," ed. Quito, Ecuador: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda (MIDUVI), 2015.
27. B. Bayrak, O. Akarsu, G. Kaplan, and A. Aydin, "The plastic hinge length prediction of rc members by using ANN," *Sādhanā*, vol. 48, no. 3, p. 114, 2023. [Online]. Available: <https://doi.org/10.1007/s12046-023-02182-4>.

Evaluación De La Durabilidad Del Mortero Para Juntas Con Arcillas Calcinadas Aplicado En Canal Alacranes Pavón

Evaluation Of The Durability Of The Mortar For Joints With Calcinated Clays Applied In The Alacranes Pavón Canal

Autores

MSc. Ing. Jennifer Artiles Cupull¹, Dr. Ing. Yosvany Díaz Cárdenas², Dr. Ing. Fernando Martirena Hernández³

¹Dpto. Ingeniería Civil, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, e-mail: jacupull@uclv.cu

²Centro de Investigación y Desarrollo de Estructuras y Materiales (CIDEM), Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, e-mail: yosvanyd@uclv.edu.cu

³Centro de Investigación y Desarrollo de Estructuras y Materiales (CIDEM), Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, e-mail: martirena@uclv.edu.cu

RESUMEN

Cuba cuenta actualmente con un entramado de canales conformados por losas prefabricadas a lo largo de todo el país, que garantizan el riego de los productos agrícolas. Dichos canales muestran hoy un significativo deterioro, sobre todo las juntas de dilatación. La formulación y aplicación de un nuevo mortero expansivo en un tramo del canal Alacranes Pavón ubicado en el centro de Cuba, logró cumplir con sus dos principales objetivos de funcionamiento: garantizar niveles de expansión para cierre lateral de las juntas con las losas de hormigón sin colapsar por tensión de confinamiento y una alta impermeabilidad durante su vida útil para evitar la filtración de agua. El presente estudio tiene por objetivo evaluar durabilidad del mortero expansivo, compuesto por cemento P35 y una adición de arcillas calcinadas y caliza, al cabo de tres años de su aplicación y comprobar que continúa presentando las propiedades para las cuales fue formulado. La realización de ensayos normados a partir de testigos extraídos in situ y pruebas en el lugar, demostraron que la formulación con base en arcillas calcinadas y calizas aportó mejoras al material aplicado en cuanto a absorción de agua por capilaridad, profundidad de carbonatación y resistividad eléctrica demostrando la efectividad de este mortero expansivo respecto al mortero tradicional aplicado. Este novedoso mortero sustituye importaciones ya que todas las materias primas fueron nacionales, su extensión al resto de los canales existentes en el país podría recuperar pérdidas de agua que garantizarán el riego de más hectáreas de arroz en los planes.

Palabras claves: canales, durabilidad, juntas, mortero expansivo.

ABSTRACT

Cuba currently has a network of canals made up of prefabricated slabs throughout the country, which guarantee the irrigation of agricultural products. These channels today show significant deterioration, especially the expansion joints. The formulation and application of a new expansive mortar in a section of the Alacranes Pavón canal located in the center of Cuba, managed to meet its two main operating objectives: guarantee expansion levels for lateral closure of the joints with the concrete slabs without collapsing. due to confinement tension and high impermeability during its useful life to prevent water seepage. The objective of this study is to evaluate the durability of the expansive mortar, composed of P35 cement and an addition of calcined clays and limestone, after three years of its application and to verify that it continues to present the properties for which it was formulated. The performance of standardized tests based on cores extracted in situ and on-site tests demonstrated that the formulation based on calcined clays and limestone provided improvements to the applied material in terms of water absorption by capillarity, depth of carbonation and electrical resistivity, demonstrating the effectiveness of this expansive mortar compared to the traditional mortar applied. This new mortar replaces imports since all the raw materials were national, its extension to the rest of the existing canals in the country could recover water losses that will guarantee the irrigation of more hectares of rice in the plans.

Keywords: channels, durability, joints, expansive mortar.

Nota Editorial: Recibido: Junio 2024 Aceptado: Julio 2024

1. INTRODUCCIÓN

El cemento es el producto manufacturado más grande de la Tierra en términos masivos, representando alrededor del 6% del total de emisiones antropogénicas de CO₂ [1]. El cemento es también el mayor consumidor de energía industrial y representa el 7% del uso mundial de dicha energía. La forma más eficaz de reducir la huella de CO₂ del cemento Portland Ordinario (CPO) es reducir el factor clínquer. Este ha orientado a la industria hacia una adopción cada vez mayor de cementos mezclados, que hoy en día son más comunes que los cementos Portland puros. Los cementos mezclados incorporan materiales cementosos suplementarios (MCS) reemplazando parte del clínquer, pero su disponibilidad se convierte en el factor limitante [2]. Las arcillas caolínicas y la piedra caliza son únicas entre los MCS debido a su elevada disponibilidad mundial [1] y en ese sentido surge el cemento *Limestone Calcined Clay Cement* (LC³). La alúmina de la arcilla calcinada y el carbonato del filler reaccionan creando una sinergia que posibilita una mayor sustitución de clínquer —hasta un 50%—, con lo cual su producción requiere menos energía que la elaboración de CPO, con grandes beneficios tanto medioambientales como técnicos y económicos [3]. La reacción puzolánica en el cemento LC³ se produce cuando las arcillas calcinadas reaccionan con el Hidróxido de Calcio (HC) producido con la hidratación del clínquer. El límite de sustitución está dado por la disponibilidad de HC que se produce durante la hidratación del clínquer; para sustituciones de más de un 35% de clínquer las propiedades del cemento se comprometen debido a la pobre disponibilidad de HC. Sin embargo, la adición de carbonato de calcio o magnesio a través de la incorporación de un volumen mayor de caliza permite que la fase aluminica continúe reaccionando para formar carboaluminatos y lograr un rendimiento mecánico similar al del CPO [4].

La formulación más investigada del cemento LC³ en hormigones contiene 50% de clínquer y típicamente 30% de arcilla calcinada y 15% de piedra caliza, el 5% restante es yeso, aunque el contenido preciso de sulfato debe optimizarse para cada combinación. Sin embargo, los cementos LC³ comprenden toda una familia de diferentes formulaciones que pueden adaptarse para aplicaciones específicas y entornos regulatorios. Se puede lograr mediante dos vías en las que se mezcla el MCS con el clínquer o con el CPO: la intermolienda de todos sus componentes o la molienda por separada, es decir clínquer o CPO que se mezcla posteriormente con la adición mineral LC² que contiene arcilla calcinada, caliza y yeso.

La formulación del mortero MORDRY JUNT, con DITEC de idoneidad actualmente, presenta una dosificación volumétrica de 0,5: 1: 4 (cemento P35: extensor de cemento LC²: arena) contiene una pequeña dosis de óxido de calcio (CaO) que le confirió una expansión controlada y permitió contrarrestar la retracción típica de las primeras 24 horas que pueden presentar los materiales con base cementicia. Cumple según la NC 175: 2018: Morteros de albañilería. Especificaciones como un mortero tipo III y fue formulado totalmente con materias primas nacionales. El empleo de este mortero logra en su formulación reducir al 50% el contenido de cemento Portland que especifica la NC 175: 2018 para mortero por la adición mineral LC² cuya arcilla requiere de entre 630-800°C para alcanzar su mayor reactividad, mientras que la producción del clínquer unos 900°C.

El Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos (INRH) cuenta en la actualidad con un entramado de canales a lo largo de todo el país, que garantizan el riego de los productos agrícolas fundamentalmente del arroz. Dichos canales se encuentran hoy con un elevado deterioro, sobre todo las juntas de dilatación. En diagnóstico presentado por especialistas del Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos (INRH) se identificó como problemática mayoritaria la erosión de juntas que presentaban pérdida parcial o total del material que las conformaban siendo la posible causa del deterioro la contracción de la mezcla utilizada según se muestra en la Figura 1.



Figura 1: Erosión de juntas en el cuerpo de la estructura.

A raíz de los estrechos vínculos de investigación entre el Centro de Investigación y Desarrollo de Estructuras y Materiales (CIDEM) de la Universidad Central Marta Abreu de Las Villas y dicho instituto, se trabajó para reparar dichos canales. La formulación del mortero MORDRY JUNT, se aplicó en 300m del canal Alacranes Pavón ubicado en la zona central del país bajo Prueba Industrial.

En el reporte "Informe sobre el Resultado de la Aplicación del Mortero Expansivo para Juntas en el Canal Trasvase Alacranes-Pavón", preparado por la Delegación INRH, Villa Clara se presentó la evaluación de impacto sobre reducción de pérdidas por infiltración y quedó demostrado que el mortero formulado logró reducir hasta un 75% de las pérdidas por infiltración en el tramo de canal medido. Esto garantiza una mejora sustancial en el uso eficiente del agua embalsada y un incremento de la eficiencia en conducción.

Un aspecto a tener en cuenta en los morteros, especialmente uno formulado con cemento LC³, es su durabilidad. Un mortero durable retendrá su forma original, su calidad y servicio cuando se exponga al medio ambiente. Actualmente el mortero MORDRY JUNT lleva aplicado 3 años en el tramo de canal y requiere evaluar su capacidad para resistir la acción del tiempo y los ataques propios del proceso de deterioro. Este trabajo presenta los resultados de evaluar la durabilidad del mortero aplicado en las juntas del tramo de prueba del canal Alacranes Pavón. Para ello se siguió un protocolo de trabajo regido por las normas cubanas vigentes para evaluar por ciento de absorción de agua por capilaridad, profundidad de carbonatación y resistividad eléctrica a partir de la extracción de testigos en el lugar y pruebas in situ respectivamente.

2. DESARROLLO

La durabilidad de morteros y hormigones depende de manera importante de la facilidad con la cual los fluidos, tanto líquidos como gases, pueden introducirse. El transporte de fluidos, que pueden introducirse en el material cementante, a saber: agua, dióxido de carbono y oxígeno dependerá de la permeabilidad del material. Este fenómeno puede suceder por el flujo a través del sistema de poros, por la difusión y la absorción.

Según la NC 175:2018, la durabilidad de la albañilería que resiste la penetración del agua, en general no presenta serios problemas. Lo cual, para el caso que se analiza es de suma importancia haberlo logrado en la formulación ya que el mortero para juntas de canales se encuentra sumergido en agua y puede experimentar una serie de cambios que afectan su durabilidad. Estos cambios pueden incluir la expansión y contracción con sus consiguientes fisuras y grietas y la degradación de la matriz cementante.

El objetivo de este trabajo es evaluar mediante ensayos de durabilidad el estado actual del mortero expansivo aplicado en las juntas del canal Alacranes Pavón y comprobar que continúe con las propiedades para las cuales fue formulado. Los resultados demuestran la efectividad del empleo de una adición mineral activa compuesta por arcillas calcinadas y caliza como material cementicio suplementario que contribuye a mejorar las propiedades físicas y de durabilidad de los morteros.

2.1. Características De Las Materias Primas.

Las materias primas usadas en la fabricación del mortero MORDRY JUNT para su aplicación (excepto la adición expansiva de base calcárea) fueron suministradas por la Empresa de Materiales de la Construcción de Sancti Spíritus (ECMSS). El cemento P-35, proveniente de la fábrica "Siguaney", cumple con lo establecido en la NC 95: 2011 Cemento Portland. Especificaciones. La adición mineral LC² (producción experimental) contiene 60% de arcilla calcinada, 35% de caliza y 5% de yeso (Tablas 1-3) y siguió como criterio de molienda un 10% de retenido en el tamiz de 90 µm, criterio similar al empleado a escala industrial en la obtención de Cemento Portland según la NC 980:2013 Determinación de la finura y la superficie específica.

Tabla 1: Composición química caliza. Guayos, Sancti Spíritus.

Compuesto	SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	CaCO ₃
Por ciento	4,12	1,15	51,59	1,21	40,92	92

Tabla 2: Composición química del yeso. Punta Alegre, Ciego de Ávila.

Compuesto	SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	PPI	RI
Por ciento	5,24	4,7	30,36	1,96	31,95	21,67	9,07

Tabla 3: Composición química de las arcillas caoliníticas. Manifestación Yaguajay.

Comp	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	P ₂ O ₅	Mn ₂ O ₃	Otros	PPI
%	46,58	20,06	14,41	2,94	0,74	0,04	0,11	0,06	1,12	0,13	0,73	0,14	12,74

El árido tipo polvo de piedra proviene de la cantera "Nieves Morejón", municipio Cabaiguán, Sancti Spíritus. Es un árido de granulometría continua, y cumple con los requisitos exigidos en la norma cubana NC 657:2008 Áridos para morteros. Especificaciones. La muestra fue seleccionada en el proceso de cuarteo normado. El Módulo de Finura es de 3,19, dentro de los valores especificados. La Figura 2 muestra su curva granulométrica.

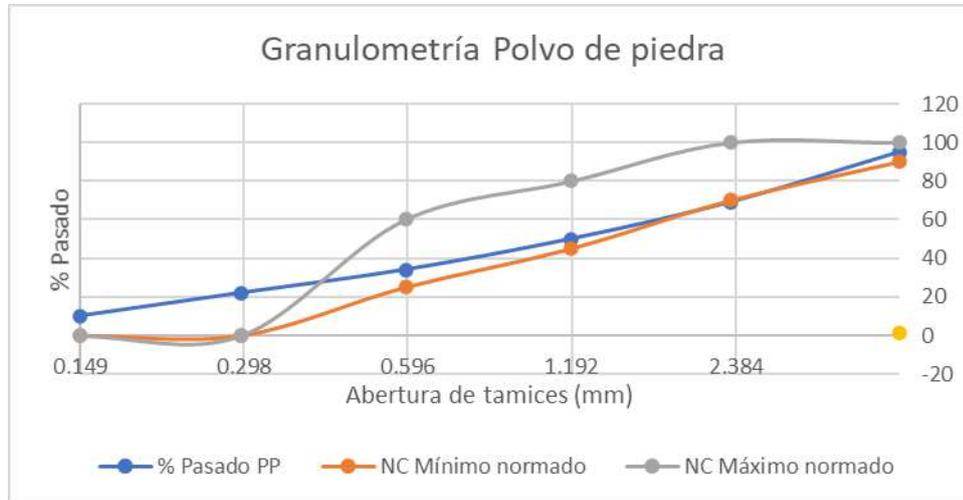


Figura 2: Curva granulométrica polvo de piedra cantera Nieves Morejón.

El material empleado en la fabricación industrial del mortero fue cal viva producida y comercializada en Palenque. Para evaluar la pureza del CaO se empleó como técnica analítica la termogravimetría que permite determinar los por cientos de humedad, de hidróxido de calcio y de carbonato de calcio.

Del saco que contenía la cal viva se tomaron tres muestras y cada una fue evaluada. Los resultados se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4: Caracterización del CaO por vía termogravimétrica.

No(c)	m(c)	m ₀ (m)	m(c+m) 200	% hum	m(c+m) 460	m(c+m) 560	% Ca(OH) ₂	m(c+m) 850	m(c+m) 950	% CaCO ₃	dm f.d.r.	% dm f.d.r	% CaO
1	69,9	9,9	79,8	0,0	79,2	78,2	41,6	77,3	77,1	4,6	1,5	15,2	38,7
2	88,5	10,0	98,5	0,0	97,9	96,9	41,2	95,8	95,7	2,3	1,7	17,0	39,6
3	103,5	10,0	113,5	0,0	113,4	112,3	45,3	111,0	110,7	6,8	1,4	14,0	33,9
\bar{x}				0,0			42,7			4,6	1,5	15,4	37,4
s				0,0			2,3			2,3	0,15	1,5	3,0

Del material deshidratado, se estima un contenido de CaO de $37,4 \pm 3,0$ %m (que responde a un material de baja calidad), acompañado de un contenido de Ca(OH)₂ del $42,7 \pm 2,3$ %m y de CaCO₃ de $4,6 \pm 2,3$ %m. Basado en los cálculos anteriores se estima que el aditivo expansor presenta una reactividad media y expansión media-baja. Puede deberse al proceso de calcinación poco eficiente o a un dilatado almacenamiento en condiciones inadecuadas, en presencia de una alta humedad y amplio contacto con el aire.

2.1.2. Preparación Del Mortero

Para el estudio, se preparó el mortero MORDRY JUNT según la formulación evaluada a nivel de laboratorio. La Tabla 5 presenta, para una cantidad de 130 kg de material, las proporciones empleadas para una relación a/c=0,98 y 4% de CaO con relación al peso del aglomerante (P35+LC²).

Tabla 5: Mezclado y dosificación del mortero.

	Peso vol.	Densidad	Dosif. volumétrica	% partes	Peso fijo kg
P35	1200	3150	0,5	9,09%	9,80
LC ²	900	2800	1	18,18%	14,70
CaO	650	2200	0	0,00%	0,98
Polvo de piedra	1600	2700	4	72,73%	104,52
			5,50	100%	130,00

Las propiedades físico mecánicas del mortero producido en obra para su aplicación se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6: Propiedades físico-mecánicas del mortero MORDRY JUNT.

Diseño de mezcla	Escurremient o	Resistencia a compresión			Absorción capilar	Expansión
		3d	7d	28d		
MORDRY JUNT (0,5: 1: 4)	190±5mm	1,42	2,44	6,4	AC-1 (0,68 g/cm ²)	0,04%

2.2. Protocolo Experimental: Evaluación De La Durabilidad Del Mortero.

La zona de estudio es el Trasvase Alacranes – Pavón y se extiende a lo largo de la parte alta de la llanura costera del Norte de Villa Clara en un rumbo aproximado Este – Sureste entre los Ríos Sagua la Grande y Sagua la Chica, está construido hasta el III Tramo con una longitud de 33 km revestido con losas de hormigón. Tiene su Obra de Toma en el dique derecho de la Presa Alacranes y culmina en el Nudo La Palma a la altura del P – 7 del Canal Magistral Calabazar, cerca del poblado El Purio.

Desde el punto de vista de su explotación se divide en tres tramos:

- I y II pertenecen al Complejo Hidráulico Sagua la Grande (0+00:71+73); (71+73:258+06).
- III Tramo al Complejo Hidráulico Sagua la Chica. (258+06:329+18).

El trabajo experimental se dividió en dos etapas:

1. Trabajos realizados en el tramo de canal:

- Preparación del canal para la realización de las pruebas in situ y la toma de testigos.
- Inspección visual del estado actual de las juntas.
- Ensayo de resistividad in situ.
- Toma de testigos o muestras de sección cilíndrica en puntos escogidos.

El tramo de 300m fue seleccionado por ser el trayecto más deficiente del canal, dentro de él se seleccionó una zona para la realización de los trabajos en el terreno (Figura 3).



Figura 3: Tramo de canal de prueba

Una vez hecha la selección de la zona, se cerraron las puertas reguladoras y se evacuó el agua para trabajar en el canal en fase seca (Figura 4).



Figura 4: Cierre del tramo de canal.

En la inspección visual de las juntas con el mortero expansivo no se apreciaron grietas o fisuras significativas de un alto deterioro.

Los testigos extraídos tuvieron 100mm de diámetro y 100mm de altura, el patrón para su extracción tuvo en cuenta los extremos superiores, inferiores e intermedios de las juntas seleccionadas (Figura 5). Las muestras fueron retractorizadas y llevadas para ser analizadas en el laboratorio de materiales.

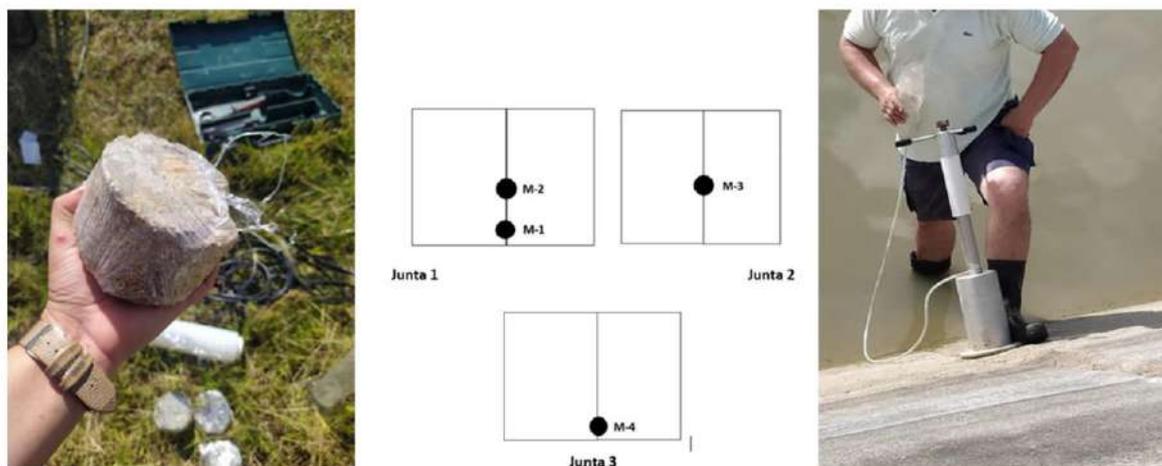


Figura 5: Selección y toma de testigos in situ.

El ensayo de resistividad eléctrica in situ se realizó en las zonas escogidas para la toma de testigos según la UNE 83988-2: 2008. Resistividad in situ. En esta investigación para las mediciones en el campo se empleó un Resipod (Figura 6), que aplicando lo especificado es una sonda Wenner de 4 puntos completamente integrada para medir la resistividad superficial. Su principio de medición consiste en aplicar una corriente a dos sondas exteriores y medir la diferencia de potencial entre las dos sondas interiores. La corriente es transportada por iones en el líquido en los poros. La resistividad calculada depende de la distancia entre las sondas [5-6].



Figura 6: Ensayo de resistividad in situ

2. Trabajos realizados en el laboratorio de materiales de la Facultad de Construcciones de la Universidad Central Marta Abreu de Las Villas:

- Ensayo de absorción capilar según NC 171: 2018. Mortero endurecido. Determinación de la absorción de agua por capilaridad.

Para la determinación de la absorción capilar los testigos fueron aserrados como una lámina delgada de mortero de 25mm de espesor y se preconditionaron a un equilibrio de humedad con un secado de 60°C por 48 horas (hasta un peso constante) para posteriormente ser enfriados en un desecador. La superficie de succión fue la parte aserrada de la muestra que está libre de carbonatación y otras impurezas y se recubrió con parafina las áreas laterales curvas del espécimen. Las probetas ya preconditionadas se colocaron en un recipiente estanco a una separación del fondo de no más de 10 mm de espesor sobre listones de madera. Las probetas fueron pesadas antes de ser colocadas en el agua y se siguieron pesando a las edades establecidas según la normativa para morteros.

- Ensayo de profundidad de carbonatación según NC 355: 2004. Determinación de la profundidad de carbonatación.

Para la determinación de la profundidad de carbonatación, el ensayo se realizó con muestras de 25mm de espesor medidas desde la cara superior del testigo (cara expuesta al medio) las cuales fueron cortadas (en seco) por la mitad para observar el avance de carbonatación desde la parte superior. El indicador utilizado fue una disolución de fenolftaleína al 1% y alcohol etílico al 70%. Luego de la aplicación, pasados uno o dos minutos, se procedió a la medición de la profundidad de carbonatación (zona incolora) en varias mediciones a cada muestra teniendo en cuenta que el indicador, al entrar en contacto con el mortero, se torna de un color púrpura para valores de ph superiores a 9.5 (ph de morteros no carbonatados) e incolora en valores inferiores a 8 (mortero carbonatado). Según se observa en la figura 7 la carbonatación presentó un frente homogéneo como el indicado en el anexo A de la NC 355:2004, por lo que la profundidad de carbonatación se expresa como pc.

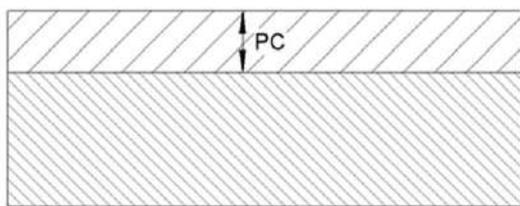


Figura 7: Carbonatación en mortero expansivo MORDRY JUNT endurecido y puesto en servicio. Izquierda: Pc homogéneo según Anexo A de la NC 355: 2004. Derecha: testigo cortado a 25mm y con fenolftaleína aplicada.

3. RESULTADOS

- Resistividad eléctrica (in situ).

El uso de puzolanas en la preparación de morteros se ha convertido en una práctica habitual porque mejoran las propiedades mecánicas y aumentan su durabilidad. Estas mejoras se atribuyen a dos procesos: i) la formación de productos hidratados adicionales debido a la reacción de la puzolana con el hidróxido cálcico derivado de la hidratación del cemento y ii) la reducción de la permeabilidad por el efecto del llenado de los poros con los productos formados en la reacción puzolánica [7]. Estos procesos deberían reflejarse en las propiedades eléctricas. [7].

La medición de la resistividad superficial proporcionó una información extremadamente útil acerca del estado del mortero aplicado (Tabla 7). Se ha comprobado que este ensayo no sólo está directamente relacionado con la probabilidad de corrosión y la velocidad de corrosión del hormigón; también existe una correlación directa con la permeabilidad del material [8]. Por lo que el objetivo de realizar este ensayo fue medir la conectividad del sistema de poros y de forma indirecta caracterizar la porosidad del sistema, ya que la resistividad del material saturado de agua, es una medida indirecta de la conectividad y tamaño de sus poros [9].

Tabla 7. Resistividad eléctrica del mortero expansivo en puntos seleccionados

PUNTOS SELECCIONADOS	RESISTIVIDAD (kΩ.cm)
P1	28,9
P2	26,1
P3	26,1
P4	26,1
P5	35,8
P6	33,5
P7	35,8
\bar{x}	30,3

También se realizaron mediciones en juntas con el mortero antiguo aplicado (Figura 8) y se evidencian los altos valores de resistividad del mortero expansivo en comparación con el del mortero control sin adiciones. Esto se debe a la presencia de las arcillas calcinadas que influyen de forma significativa en la estructura de poros, produciendo un importante refinamiento de los mismos. De aquí las transformaciones que ocurren en las propiedades de transporte de agua hacia el interior del material [10]. La proporción de poros de gel aumenta, mientras que los capilares disminuyen. Se considera que esta es la causa de la disminución de la permeabilidad en morteros fabricados con materiales cementicios suplementarios y debido a que el valor de la resistividad eléctrica (ρ) se identifica con la fase porosa conectada del mortero, una mayor resistividad indica una estructura de poros menos conectada, con menor transporte de iones [11].

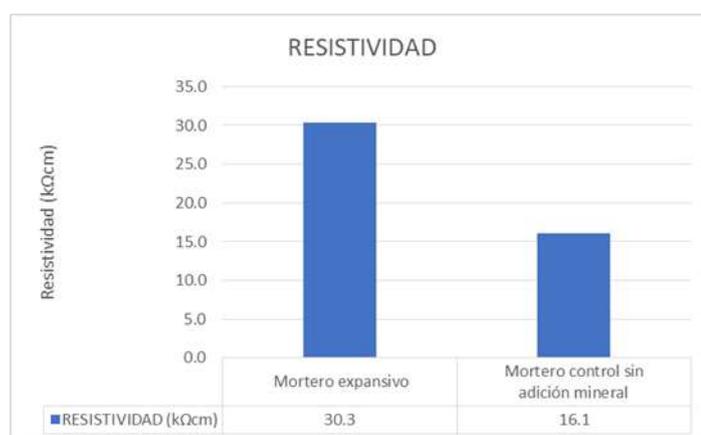


Figura 8: Comparación de valores de resistividad eléctrica in situ entre el mortero expansivo y el mortero antiguo sin adiciones minerales.

La disminución de la permeabilidad y de la porosidad conectada se debe a la densa matriz de poros que se forma en sistemas con arcillas calcinadas y la alta capacidad de relleno que tiene estos sistemas, [12], [13]. Los poros más finos son rellenos por una C-A-S-H de baja relación Si/Ca, rica en aluminio, que es responsable de la baja conectividad del sistema. Los poros más grandes son rellenos principalmente por productos del tipo Afm (mono y hemi carboaluminatos), que se forman con el aluminio proveniente de la arcilla calcinada. [12]

A partir de la Tabla 8 se demuestra que el mortero expansivo aplicado se encuentra en bajo o inexistente riesgo de corrosión mientras que el mortero antiguamente aplicado presenta un moderado riesgo.

Tabla 8: Riesgo de corrosión estimado en función la resistividad eléctrica. [14]

Resistividad (kΩ.cm)	Riesgo de corrosión
<5	Muy alto
5-oct	Alto
oct-20	Moderado-Bajo
>20	Bajo o inexistente

- Determinación de la absorción de agua por capilaridad según NC 171:2018 para mortero endurecido.

Los resultados del ensayo de absorción de agua por capilaridad de los testigos extraídos se presentan en la Figura 9.

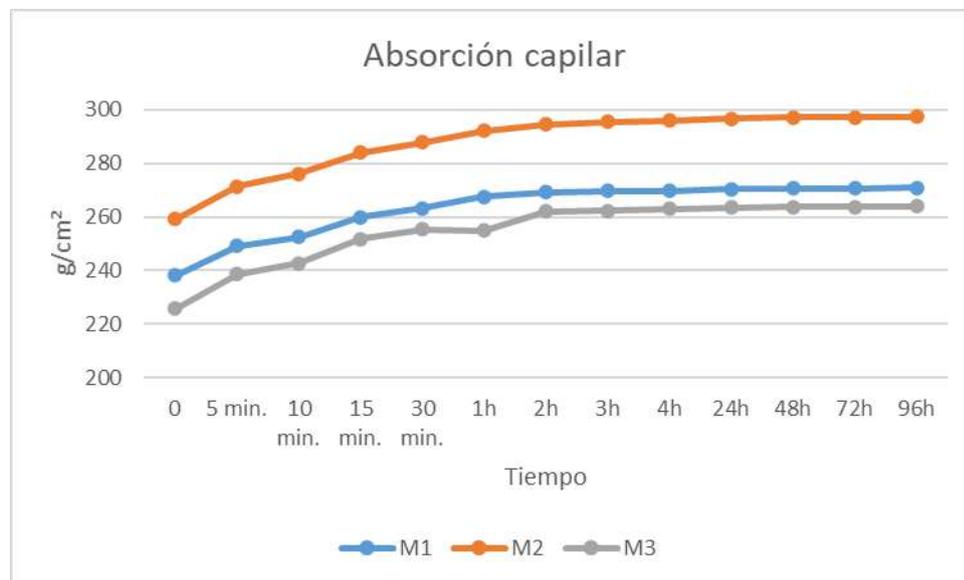


Figura 9: Absorción Capilar de mortero expansivo con tres años de aplicación en juntas de canales.

Los resultados obtenidos al cabo de tres años de su aplicación y según la expresión que plantea la NC: 171:2018:

$$\text{Absorción por capilaridad} = \frac{P_{\text{final}} - P_{\text{inicial}}}{16}$$

Las mediciones dieron como resultado una absorción de agua promedio de 2.26 g/cm² correspondiendo a un mortero tipo AC-II, es decir que el mortero absorbe cantidades de entre 1.5 y 4 g/cm².

Estos resultados demuestran la baja absorción de agua y la alta impermeabilidad que presenta el mortero expansivo. Coinciden con los estudios reportados en la literatura, que refieren que la arcilla calcinada en el sistema confiere una alta densidad de la estructura de poros y es responsable de la alta impermeabilidad de la matriz cementicia generada en estos sistemas [15].

- Ensayo de carbonatación según NC 355: 2004. Determinación de la profundidad de carbonatación.

El mortero presenta muy poca carbonatación al cabo de tres años de exposición al observarse mayoritariamente una coloración púrpura en casi toda la superficie e indicando un pH superior a 9.5. La medición realizada según Figura 10 presentó una Pc=2.5mm, la que se considera mínima. Esto puede deberse a la alta humedad relativa a la que se encuentra expuesto ya que se encuentra en juntas sumergidas en el agua lo que dificulta el ingreso de los componentes ácidos de la atmósfera: dióxido de carbono (CO₂) y de azufre (SO₂) y permite que la velocidad de la carbonatación sea más lenta. También se debe a la acción puzolánica de las arcillas calcinadas y su adicional reducción de poros, suministrando al mortero una mayor compacidad y por ende una disminución de la entrada de cloruros y sulfatos lo que aumenta la durabilidad de las estructuras incluso sometidas a zonas ambientales de agresividad alta.



Figura 10: Medición del frente carbonatado.

Este resultado tiene correlación con los altos resultados obtenidos en el ensayo de resistividad eléctrica ya que sus valores dependen directamente del índice de poros y de la humedad relativa, este es un parámetro del control del mortero y su durabilidad y valora la resistencia a la carbonatación. Se puede establecer que cuanto mayor sea la resistividad, menor es la porosidad del mortero. (11)

4. CONCLUSIONES

El mortero MORDRY JUNT cumple con el objetivo de su funcionamiento y para el cual fue formulado: lograr una alta impermeabilidad durante su vida útil para evitar la filtración de agua.

Los resultados medidos en el ensayo de resistividad eléctrica in situ en diferentes puntos donde se aplicó el mortero expansivo y siguiendo el protocolo de la UNE 83988-2: 2008, mostraron altos valores de resistividad en comparación con el mortero antiguo aplicado anteriormente. Esto demuestra el principio de acción de las arcillas calcinadas de reducir la permeabilidad por el efecto del llenado de los poros con los productos formados en la reacción puzolánica.

Las mediciones de absorción de agua clasifican al mortero como tipo AC-II con valor promedio de 2.26 g/cm² por lo que es un mortero de baja absorción. Esta propiedad es causada por la presencia de arcilla calcinada en el sistema, responsable de la creación de una matriz cementicia de alta impermeabilidad.

El mortero presentó muy poca carbonatación al cabo de tres años de exposición debido a la alta humedad relativa y la reducción de poros de la matriz cementicia producto de la acción puzolánica. Este resultado tiene correlación con los altos resultados obtenidos en el ensayo de resistividad eléctrica que cuanto mayor sea la resistividad, menor es la porosidad del mortero.

5. AGRADECIMIENTOS

Se agradece la colaboración de los especialistas de la Delegación del INRH que apoyaron en la investigación.

1. F. A. Zunino Sommariva, (2020). Limestone calcined clay cements (LC3): raw material processing, sulfate balance and hydration kinetics. EPFL, Thèse n° 8173.
2. G. Rodríguez, (2023). Hacia una industria cementera más sustentable. Textos de Tecnología. ISSN: 2730-5007; pp 71-79. https://revistas.udelar.edu.uy/OJS/index.php/R_TdT/article/view/1514
3. Abrao, P. C., Cecel, R. T., Cardoso, F. A. y John, V. M. (2022). Comparing the ecoefficiency of cements containing calcined clay and limestone filler. En S. Bishnoi (Ed.), *Calcined Clays for Sustainable Concrete* (pp. 245-255). Singapur: Springer. Recuperado de https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-981-15-2806-4_28
4. K. Scrivener; F. Martirena, (2019). Hacia la sostenibilidad en la producción de cemento en América Latina: Cemento en base a arcillas calcinadas y caliza (LC3). *Revista Cemento y Concreto*, 6, 94.
5. B. Díaz, L. Freire, X. R. Nóvoa, B. Puga, and V. Vivier (2010). Resistivity of cementitious materials measured in diaphragm migration cells: The effect of the experimental set-up. *Cem. Concr. Res.*, vol. 40, no. 10, pp. 1465–1470, <http://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.05.004>
6. M. Antoni, J. Rossen, F. Martirena, K. Scrivener, (2012). Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone. *Cem. Concr. Res.* 42 1579–1589. <http://doi.org/10.1016/j.cemconres.2012.09.006>
7. [J. M. Cruz; J. Payá; L. F. Lalinde; I. C. Fita (2011). Evaluación de las propiedades eléctricas de morteros de cemento con puzolanas. *Materiales de Construcción* Vol. 61, 301, 7-26; <http://doi.org/10.3989/mc.2010.53709>
8. Q. D. Nguyen, S. Afroz, and A. Castel (2020). Influence of Calcined Clay Reactivity on the Mechanical Properties and Chloride Diffusion Resistance of Limestone Calcined Clay Cement (LC3) Concrete. <http://doi.org/10.3390/jmse8050301>
9. R. G. Carcaño. (2019). Durabilidad del concreto con agregados de alta absorción. *Revista Ingeniería, Investigación y Tecnología*. Vol. 20 No. 40. ISSN 2594-0732; <https://doi.org/10.22201/ri.25940732e.2019.20n4.039>
10. A. Favier, C. De Wolf, K. Scrivener, And G. Habert (2018). *ETH Library A sustainable future for the European Cement and Concrete Industry. Technology assessment for full decarbonization of the industry by 2050*. <https://doi.org/10.3929/ethz-b-000301843>
11. E. Chaves Ulloa (2013). Deterioro de estructuras de concreto para carbonatación en medio ambiente marino tropical y cámara de carbonatación acelerada. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería Universidad de Zulia*, Vol. 36 No. 2, ISSN 0254-0770
12. Visser, J. (2012). Accelerated carbonation testing of mortar with supplementary cement materials: limitation of the acceleration due to drying. *HERON Journal*, Vol. 57, No. 3, 231-247.
13. J. F. Garcés-Vargas, Y. Díaz Cárdenas and F. Martirena Hdez (2024). Evaluation of the Durability of Concrete with the Use of Calcined Clays and Limestone in Salinas, Ecuador. *Journal Minerals*, 14, 460. <https://doi.org/10.3390/min140504460>
14. DURAR (2000). *Manual de Inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en Estructuras de Concreto Armado*. CYTED. Tercera edición. Agosto, ISBN 980-296-541-3
15. Y. Dhandapani and M. Santhanam, (2019). Investigation on the microstructure-related characteristics to elucidate performance of composite cement with limestone-calcined clay combination. *Cem. Concr. Res.*, vol. 129, <http://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.105959>

Evaluación Del Comportamiento De Las Mezclas Asfálticas Modificadas Con Polvo De Neumáticos Fuera De Uso

Evaluation Of The Behavior Of Asphalt Mixtures Modified With Waste Tire Dust

Autores

Diego Fernando Cevallos Rojas¹, Eduardo Tejada Piusseaut²

¹Ingeniero Civil. Universidad Técnica de Manabí (UTM). Estudiante de la Maestría en Ingeniería Civil, Mención Vialidad e-mail: 1989difer@gmail.com

²PhD. Profesor de la Universidad Técnica de Manabí. email: eduardo.tejada@utm.edu.ec

RESUMEN

La adición de polvo de neumático fuera de uso (PNFU) en mezclas asfálticas, es una solución para disminuir la contaminación ambiental y aumentar la durabilidad frente a mezclas asfálticas convencionales. Las principales características que presentan las mezclas modificadas, es la prevención del agrietamiento de la capa asfáltica; aumentando el tiempo de mantenimiento. En ese sentido, el objetivo de esta investigación es diseñar una mezcla asfáltica modificada con PNFU para evaluar su comportamiento frente a mezclas convencionales. Se analizaron muestras de laboratorio correspondientes a mezclas convencionales y modificadas con adición del 2% de polvo de PNFU aplicando el método Marshall por vía seca. Los resultados correspondientes a los valores de la Prueba de masa específica máxima medida (RICE), estabilidad, flujo, porcentaje de vacíos totales (VM), vacíos de agregado mineral (VAM) y vacíos llenos de asfalto (VFA), arrojaron valores distintos entre ambas mezclas. La estabilidad en ambas mezclas cumple con las especificaciones de diseño de 10 kN, sin embargo, presenta un patrón de disminución conforme aumenta el contenido de asfalto en la mezcla modificada.

Palabras claves: método Marshall, mezcla asfáltica, neumático fuera de uso.

ABSTRACT

The addition of dust from out-of-use tires (PNFU) in asphalt mixtures is a solution to reduce environmental pollution and increase durability compared to conventional asphalt mixtures. The main characteristics of modified mixtures are the prevention of cracking of the asphalt mixture, reducing maintenance time, in that sense the objective of this research is to design an asphalt mixture modified with PNFU to evaluate its behavior compared to conventional mixtures. Laboratory samples corresponding to conventional mixtures and modified mixtures with the addition of 2% of PNFU powder were analyzed applying the Marshall method by dry method, the results corresponding to the measured maximum specific mass test values (RICE), density, stability, flow, percentage of total voids (VM), voids of mineral aggregate (VAM) and voids filled with asphalt (VFA), gave different values between both mixtures. The stability in both mixtures meets the design specifications of 10 kN, however, it presents a pattern of decrease as the asphalt content increases in the modified mixture

Keywords: Marshall method, asphalt mixture, tire out of use.

Nota Editorial: Recibido: Mayo 2024 Aceptado: Julio 2024

1. INTRODUCCIÓN

Los neumáticos desechados dañan el medio ambiente. En las zonas rurales de Manabí, estos neumáticos se almacenan en terrenos, se incineran o se abandonan en ríos y esteros, con solo una pequeña cantidad reutilizada [1]. En Ecuador se recogen alrededor de 30,000 toneladas de neumáticos usados al año, mostrando el esfuerzo por gestionarlos adecuadamente y fomentar su reciclaje. Sin embargo, el país carece de un marco legal para el almacenamiento controlado de neumáticos. El estudio de mezclas asfálticas modificadas con PNFU podría ser una opción óptima para reducir la contaminación y mejorar las propiedades del asfalto.

Las mezclas asfálticas modificadas con polvo de caucho de neumático fuera de uso (PNFU) adquieren mayor durabilidad con respecto a las mezclas habituales, presentan beneficios económicos a largo plazo aumentando el tiempo de mantenimiento [2], [3]; previenen el agrietamiento de la capa asfáltica, mejoran la adherencia entre el neumático y la superficie mojada, la estabilidad del vehículo, la resistencia a la permeabilidad y disminuye el ruido [4].

Para diseñar mezclas asfálticas modificadas con PNFU se utilizan dos métodos. El proceso por la vía seca, sucede cuando el polvo de caucho extraído del PNFU se mezcla con el agregado grueso como una porción del agregado fino, previo a la mezcla con el asfalto; este método requiere un aumento del ligante mediante un proceso especial en planta, mayor tiempo de compactación en obra y mayor energía para calentar la mezcla a altas temperaturas con tiempos más prolongados. En el proceso por vía húmeda, el polvo de caucho es mezclado con el ligante en proporciones que varían entre el 14% y 20%, por el peso total de la mezcla cuando su viscosidad es relativamente baja y permita mezclarse.

La metodología Marshall analiza el desempeño de las mezclas asfálticas determinando el contenido óptimo de asfalto en la mezcla mediante los ensayos de gravedad específica máxima teórica, densidad de mezcla asfáltica (método RICE) y densidad bulk, así como el porcentaje de vacíos de los agregados compactados o sueltos [2].

El estudio realizado por Vasquez et. al [5], presenta el diseño de una mezcla asfáltica modificada combinando caucho y tereftalato de polietileno reciclado (PET) mediante ensayos de estabilidad y flujo de briquetas aplicando el método Marshall, en los que el porcentaje óptimo obtenido es de 50% caucho y 50% PET.

Por otra parte, las mezclas asfálticas modificadas con otro tipo de polímero como residuos de PVC tipo blíster realizadas por el método de la vía seca, demostró que con un asfalto AC-30 y con incorporación de porcentajes de blíster al 0,5%, 1,0% y 1,5% es ideal utilizarlo en proyectos de estructuras viales, destacando que los resultados son de uso exclusivo para el diseño especificado [6].

Sin embargo, otros estudios aplicados a mezclas asfálticas modificadas con caucho granulado buscan optimizar sus propiedades fundamentales aplicando entre el 1,0% a 20% del elastómero mediante la vía seca y vía húmeda. Cuando se agrega directamente al asfalto se recomienda un 20% del caucho y cuando se adiciona al agregado, se incorpora entre el 1,0% y 3,0% [7].

Finalmente, la investigación propuesta por Calahorra et. al [8], comparó el ciclo de vida de la mezcla asfáltica con un agregado de PNFU como reemplazo del 10% del betún de la carpeta asfáltica frente a una mezcla asfáltica habitual; empleando una metodología de análisis de ciclo de vida desde la extracción de la materia prima hasta la etapa de operación y mantenimiento dando como resultado la reducción de emisión de CO₂, reduciendo el impacto ambiental sonoro de 3 a 4 decibeles y una disminución del 41,69% en costos de mantenimiento. Sin embargo, no han sido encontradas investigaciones publicadas sobre mezclas asfálticas con PNFU para vías en la provincia de Manabí.

Las mezclas asfálticas modificadas con neumáticos fuera de uso (PNFU) presentan aumento en la resistencia a la tracción, disminución del ruido, del envejecimiento, de la fatiga, son resistentes a la formación de surcos, a la humedad, así como también disminuyen la transmisión de agua y aire a la estructura del asfalto; lo que deriva al aumento de su vida útil [9].

La modificación de mezclas bituminosas, resulta una alternativa para la eliminación segura de neumáticos fuera de uso [10]. Para la aplicación de PNFU en mezclas asfálticas es necesario que el caucho tenga un tamaño de partículas finas inferiores a 2 mm hasta 0,50 mm según el tipo de aplicación [11].

Con respecto al contenido óptimo de asfalto en el proceso seco, empleando el método Marshall; se identifican varios parámetros que deben cumplir las especificaciones de diseño como son: la densidad máxima teórica RICE, la estabilidad, el flujo, los vacíos totales (VM), los vacíos en el agregado mineral (VAM) y vacíos llenos de asfalto (VFA) [12].

Las experiencias consultadas entre mezclas convencionales y modificadas con PNFU muestra: el incremento de la temperatura de fabricación, usualmente valores entre 175°C y 180°C; medidas a la salida del mezclador y en mezclas semidensas o discontinuas. Mientras que para mezclas drenantes o discontinuas la temperatura puede ser de 160°C, de modo que en mezclas densas pudieran necesitar valores superiores [12].

En la etapa de amasado se agrega en primer lugar el polvo de PNFU y después de unos segundos el betún. Se debe tomar en cuenta que las mezclas modificadas suelen ser más pesadas que las convencionales en un orden del 1% al 5%, según la dosificación del PNFU. Por otra parte, en las técnicas de vía seca, debe considerarse un periodo de almacenamiento en silo o en camión para que el material termine de madurar [12]. Estos aspectos deben ser tenidos en cuenta en el laboratorio para poder alcanzar los valores exigidos en el diseño.

En consecuencia, el objetivo de esta investigación es analizar el comportamiento de las mezclas asfálticas en caliente modificadas con polvo de neumático fuera de uso (PNFU) utilizando el método de la vía seca. Se comparan las propiedades de estas mezclas con la de una mezcla asfáltica convencional.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Para cumplir con el propósito de la investigación, se prepararon dos diseños de mezclas: una convencional y otra modificada con PNFU. Debido a la falta de normativas específicas para el diseño de mezclas modificadas con PNFU en Ecuador, se utilizó como referencia el Manual de Empleo de Caucho de Neumáticos Fuera de Uso en Mezclas Bituminosas de España. Este manual recomienda utilizar una dotación del 2% de polvo de caucho en relación al peso total de la mezcla.

El contenido óptimo de asfalto (COA) en una mezcla asfáltica es la cantidad de asfalto (betún), que proporciona un equilibrio adecuado entre varias propiedades de la mezcla. El COA se determina a través de un proceso de diseño de mezcla, como el Método Marshall, procedimiento utilizado en Ecuador. Este método, ampliamente reconocido y utilizado en la ingeniería de pavimentos, permite evaluar la resistencia, la deformabilidad y la calidad general de la mezcla. El método implica la preparación de varias muestras de la mezcla con diferentes contenidos de asfalto y la evaluación de sus propiedades para identificar el contenido de asfalto que cumple con los criterios de diseño especificados, como son: la estabilidad (resistencia), Flujo (deformación) y los porcentajes de vacíos en los agregados y vacíos en la mezcla.

Primero, se diseñó una mezcla convencional sin el uso de PNFU, la cual se utilizó como referencia. Luego, se confeccionó una mezcla con polvo de neumáticos utilizando los mismos agregados y asfalto que la mezcla convencional. El diseño de ambas mezclas se llevó a cabo conforme al Método Marshall, siguiendo la norma ASTM D-1559.

El equipamiento utilizado es la Máquinas de ensayo Marshall para pruebas de resistencia y deformación, compactando las muestras mediante el compactador Marshall; utilizando 75 golpes por cara. Las muestras se ensayaron a 60°C, antes del ensayo.

El diseño de la investigación se estructuró en varios pasos:

1. Caracterización de los agregados: Se emplearon agregados pétreos provenientes de la cantera Uruzca en la ciudad de Portoviejo, los cuales fueron evaluados y calificados como adecuados para la elaboración de las mezclas asfálticas. La granulometría se seleccionó para obtener una mezcla densa.
 2. Determinación de la gravedad específica de los agregados: Se aplicó la norma NTE INEN 0857. Esta norma proporciona el método estándar para medir esta propiedad fundamental de los materiales pétreos, como elemento importante para los cálculos de porcentajes de vacíos.
 3. El polvo de neumáticos fuera de uso (PNFU) fue adquirido a través de la empresa RUBBERACTION CIA. LTDA, especializada en la comercialización de materiales reciclables en la ciudad de Quito.
 4. Formulación de las Mezclas: Se consideraron dos diseños para la formulación de las mezclas, una mezcla convencional, tomada como referencia, y otra modificada con la incorporación de polvo de neumáticos. Ambas mezclas se desarrollaron siguiendo la norma ASTM D3515 para mezclas densas, que permite establecer los porcentajes de agregados a considerar en los diseños. Para determinar el contenido óptimo de asfalto, se prepararon y compactaron una serie de muestras de prueba (briquetas) con distintos porcentajes de asfalto, manteniendo un rango de variación no mayor a 0,5% (según AASHTO T-245 y ASTM D-1559). Tras calcular el contenido teórico de asfalto, se incluyeron al menos dos porcentajes por encima y dos por debajo del óptimo estimado. Las mezclas se describen a continuación.
- Mezcla convencional: Diseñada utilizando los materiales estándar sin adición de PNFU. Se emplearon agregados pétreos provenientes de la cantera Uruzca en la ciudad de Portoviejo, con granulometría adecuada para una mezcla densa. Los tamaños de los agregados gruesos utilizados fueron 19 mm (3/4") y 9,5 mm (3/8"), además de cisco y arena. Los porcentajes de asfalto añadidos a las mezclas fueron desde 5% al 7,5%. con un incremento de 0,5%.

- fuera de uso (PNFU) suministrado por la empresa RUBBERACTION CIA. LTDA, especializada en la comercialización de materiales reciclables en Quito. Los porcentajes de asfalto añadidos a las mezclas fueron desde 6,5% al 8,5%, con un incremento de 0,5%, mientras que el polvo fue añadido en un 2% respecto al total del peso de agregados.

Ambos tipos de mezclas se diseñaron conforme a normativas y estándares para garantizar la calidad y adecuación de las mezclas asfálticas en pavimentación. El porcentaje de asfalto utilizado en cada diseño es la variable independiente, mientras que las variables dependientes son los parámetros que evalúan el comportamiento: estabilidad (kN), flujo (mm) y los porcentajes de vacíos en mezcla, vacíos en áridos y vacíos rellenos de asfalto. El procedimiento de formulación se basa en los siguientes pasos:

- Fabricación de Muestras:** Se fabricaron especímenes con las mezclas formuladas siguiendo el protocolo estándar del Método Marshall, para una mezcla convencional y para una mezcla añadiendo polvo de neumáticos.
- Ensayos a las mezclas:**
 - Evaluación de la estabilidad y el flujo de las mezclas.
 - Determinación de la gravedad específica Bulk en ambas mezclas.
 - Cálculo de los porcentajes de vacíos en la mezcla, vacíos en los áridos y vacíos rellenos de asfalto.
- Determinación del contenido óptimo de asfalto (COA) en las mezclas.** Se elaboraron gráficos en cada diseño para identificar el porcentaje de asfalto que cumple con todas las especificaciones de una mezcla densa. Las especificaciones para la mezcla densa, establecidas en el Manual de Especificaciones Generales MOP.001-F-2002, son: estabilidad ≥ 10 kN; flujo entre 2 y 5 mm; vacíos en agregado mineral (VAM) $\geq 14\%$; vacíos de aire (VM) entre 3 y 5%. En cada diseño se determinó el COA fijando primeramente el porcentaje de asfalto que garantiza un 4% de vacíos de aire (VM), y luego se verificando en los gráficos, si con ese porcentaje se satisfacen las exigencias de estabilidad, flujo y el porcentaje de vacíos en el agregado mineral (VAM).
- Comprobación de los diseños con los contenidos óptimos de asfalto obtenidos en cada mezcla.** Se fabricaron nuevas briquetas con los contenidos óptimos de asfalto obtenidos en ambos diseños, para verificar que las propiedades obtenidas para estos porcentajes cumplen con las especificaciones establecidas en el Manual de Especificaciones Generales MOP.001-F-2002, en términos de estabilidad, flujo y volumen de vacíos de aire aceptables.

2.1. Caracterización De Los Materiales Para Las Mezclas Convencional Y Modificada

Los agregados pétreos empleados en el diseño de la mezcla asfáltica provienen de la cantera Uruzca en la ciudad de Portoviejo, los cuales han sido precalificados como aceptables para la elaboración de la mezcla asfáltica. En la determinación de la gravedad específica de los agregados se aplicó la norma NTE INEN 0857, para las propiedades Marshall y para la gravedad específica Bulk se utilizó la norma ASTM D1188-07.

En la tabla 1 se presentan los valores de gravedad específica, porcentaje de absorción y gravedad Bulk para cada uno de los agregados que conforman las mezclas asfálticas, convencional y modificada. Apoyadas en las especificaciones del Instituto del Asfalto Manual MS-22, en concordancia con el Manual de Especificaciones Generales MOP-001-F-2002. Los áridos gruesos empleados en la mezcla corresponden al ripio de 19 mm (3/4") y ripio de 9,5 mm (3/8"), mientras que para los áridos finos se utilizaron cisco y arena.

Tabla 1: Tabla gravimétrica de los áridos

Propiedad	Ripio 19 mm (3/4")	Ripio 9.5 mm (3/8")	Cisco	Arena
Gravedad específica Bulk (g/cm ³)	2,568	2,494	2,352	2,522
Gravedad específica efectiva (g/cm ³)	2,659	2,600	2,491	2,600
Gravedad específica aparente (g/cm ³)	2,824	2,789	2,733	2,735
Absorción (%)	3,530	4,230	5,930	3,090

Para el diseño de la mezcla modificada con polvo de PNFU se adquirió el material por medio de la empresa RUBBERACTION CIA. LTDA, encargada de comercializar materiales reciclables en la ciudad de Quito.

Las mezclas asfálticas empleadas en capas de rodadura para vías de tráfico pesado y muy pesado deben cumplir con la relación entre el porcentaje en peso del agregado pasante del tamiz N° 200 y el contenido de asfalto en peso del total de la mezcla (filler/betún), asegurándose de que sea mayor o igual a 0,80 y no superior a 1,20, de acuerdo a las especificaciones del Manual de Especificaciones Generales MOP.001-F-2002.

El rango recomendado por la norma para la relación filler/betún se establece para asegurar que las mezclas asfálticas mantengan un equilibrio óptimo entre durabilidad, estabilidad y trabajabilidad. Si la relación es demasiado baja (<0,80), puede haber un exceso de betún, lo que puede causar problemas de exudación del asfalto hacia la superficie, disminución de la resistencia al corte y menor estabilidad de la mezcla. Por otro lado, si la relación es demasiado alta (>1,20), equivale a un exceso de material fino que puede hacer que la mezcla sea demasiado rígida, reduciendo su flexibilidad y aumentando la susceptibilidad a grietas por fatiga. Además, una alta proporción de filler puede llevar a una compactación deficiente y a la formación de vacíos que faciliten la entrada de agua, lo que a su vez puede reducir la durabilidad de la mezcla.

La tabla 2 muestra las proporciones de agregados para ambos diseños de mezclas, a partir de las consideraciones establecidas en el manual de empleo de caucho de PNFU en mezclas bituminosas de España; la proporción filler/betún es 1,06 con el 2% de PNFU para la mezcla modificada. La dosificación de los agregados se selecciona de acuerdo al tamaño de los mismos, basándose en la norma NTE INEN 0696 y tomando en cuenta la tabla 405-5.1 del Manual de Especificaciones GENERALES MOP.001-F-2002.

Tabla 2: Proporciones de material de agregados

Agregados	Proporciones (%)	Filler/betún
Ripio 3/4"	16	1,06
Ripio 3/8"	25	
Cisco	41	
Arena	16	
PNFU	2	
TOTAL	100	

La tabla 3, muestra el análisis granulométrico para los agregados que conforman las mezclas asfálticas y del polvo de PNFU, así como también las especificaciones y tolerancias en los diseños. En la figura 1 se puede observar que la curva granulométrica para los agregados mezclados con PNFU cumple las especificaciones máximas y mínimas establecidas por el MOP. El material pasante por el tamiz No. 200 será el valor del filler o relleno para la mezcla asfáltica y se compone por el que aportan los agregados más el polvo de caucho añadido.

Tabla 3: Análisis granulométrico de agregados para mezcla asfáltica

Tamices (pulgadas)	Tamaño (mm)	19 mm (3/4")	9.5 mm (3/8")	Cisco	Arena	PNFU	Mezcla	Media	Especificación		Tolerancias
3/4"	19,00	100,00					100,00	100	100	100	± 8 %
1/2"	12,5	48,06	100,0		100,0		91,69		90	100	± 8%
3/8"	9,50	22,0	98,9	100,0	99,60		87,19				
No. 4	4,75	0,50	6,13	95,38	97,75		58,36	59	44	74	± 7%
No. 8	2,36	0,30	2,17	73,50	95,75		48,05	43	28	58	± 6%
No. 16	1,18	0,26	1,52	56,50	90,37	100,0	40,05				
No. 30	0,60	0,24	1,14	43,00	60,25	45,0	28,49				
No. 50	0,30	0,20	0,81	28,63	18,38	8,0	15,07	13	5	21	± 5%
No. 100	0,15	0,17	0,49	20,00	3,75	0,0	8,95				
No. 200	0,075	0,09	0,19	16,13	1,50	0,0	6,91	6	2	10	± 3%

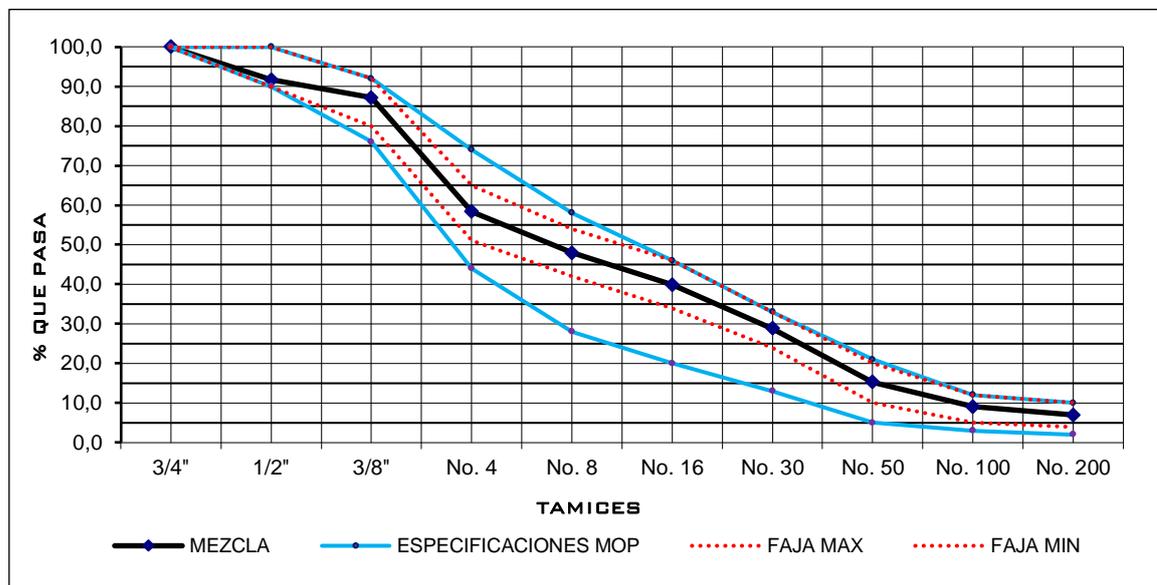
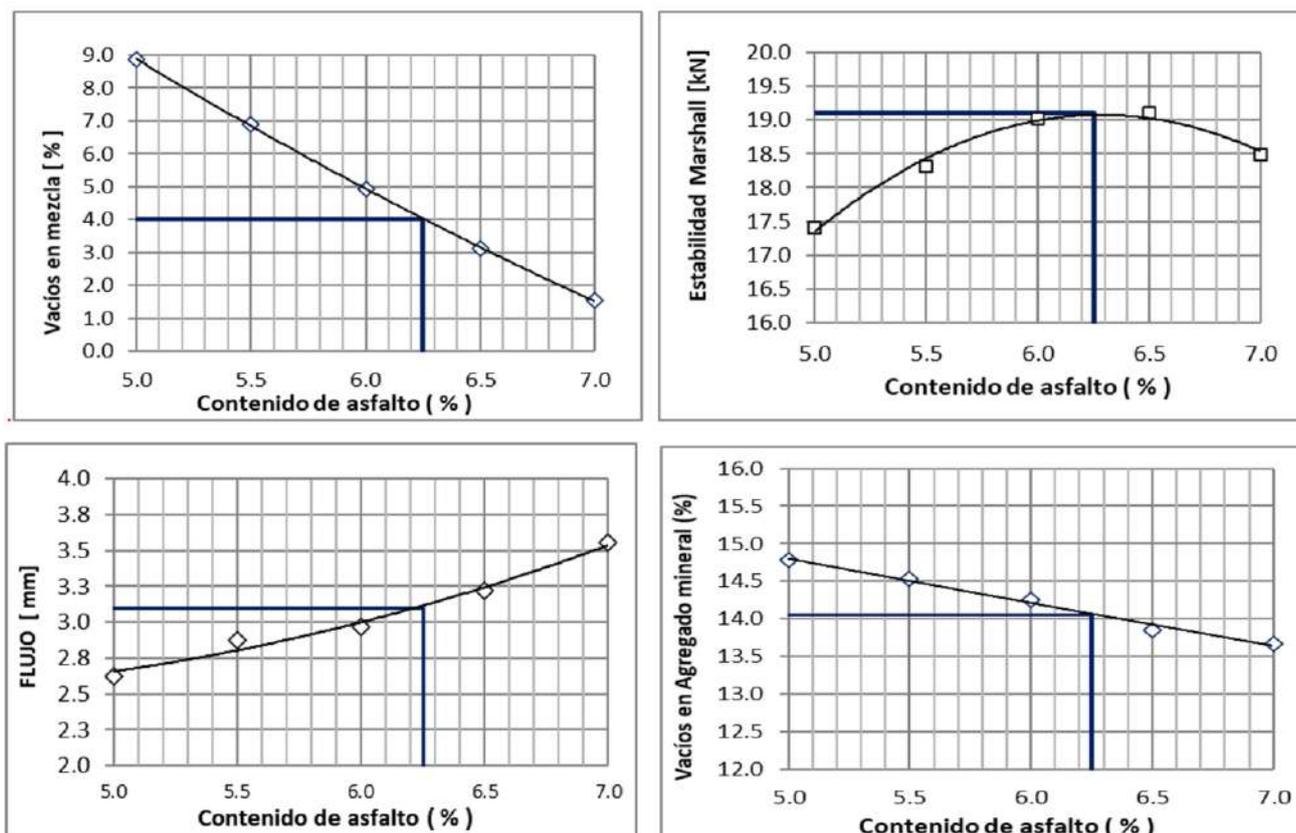


Figura 1: Curva granulométrica de los áridos mezclados con PNFU

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Diseño De La Mezcla Convencional

La figura 2 muestra los gráficos que representan las variaciones que experimentan los diferentes parámetros del Método Marshall respecto al contenido de asfalto para el diseño de la mezcla convencional. Los porcentajes de asfalto en la mezcla fueron añadidos desde 5% al 7,5%, con un incremento de 0,5%. En la mezcla convencional, al ingresar con el 4% en el gráfico del porcentaje de vacíos de aire (VM), se fijó un contenido de asfalto de 6,25%. Con este porcentaje, el gráfico de estabilidad mostró un valor superior a 19 kN; el gráfico de flujo indicó un valor entre 2 y 5 mm; y el gráfico de vacíos en el agregado mineral (VAM) presentó un valor de 14%. Por lo tanto, se adoptó el 6,25% como el contenido óptimo de asfalto (COA) para este diseño. Finalmente, en el gráfico de gravedad específica, se obtuvo la gravedad aparente esperada para la mezcla compactada con ese contenido óptimo de asfalto, igual a 2,295 g/cm³.



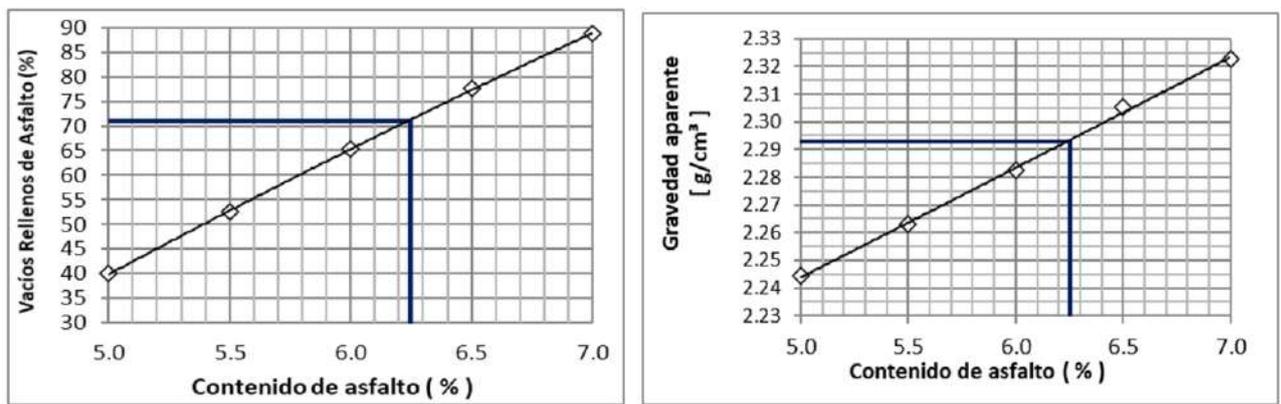


Figura 2: Resultados de la metodología Marshall aplicada a la mezcla convencional

En la obtención de la Gravedad específica máxima teórica para calcular el porcentaje de vacíos en la mezcla asfáltica compactada, se aplicó el método RICE, establecido en la norma ASTM D2041-11, En la tabla 4 se presentan los resultados de este ensayo y la comprobación de la gravedad RICE para el porcentaje óptimo de asfalto. El asfalto utilizado para el diseño proviene de la refinera estatal de Esmeraldas, con un peso específico según el ensayo AASHTO T-228, es de 1,014 g/cm³.

Tabla 4: Ensayo de comprobación RICE para mezcla convencional

	RICE					Comprobación	
	Porcentaje óptimo de asfalto	5,0%	5,5%	6,0%	6,5%	7,5%	6,25%
Peso estándar (g)		7323	7323	7323	7323	7323	7323
Peso + muestra (g)		8213,9	8205,9	8198,3	8192,5	8187,1	8196
Peso muestra (g)		1500	1500	1500	1500	1500	1500
RICE (g/cm ³)		2,463	2,431	2,401	2,379	2,359	2,392

La tabla 5 contiene un resumen de los resultados del diseño de la mezcla convencional y las comprobaciones en cada uno de los parámetros en briquetas preparadas con el contenido óptimo de asfalto, igual a 6,25%. En la comprobación el porcentaje de vacíos fue de 4,09%, por lo cual se verificó la mezcla como densa, para una Gravedad aparente de 2,29 g/cm³, Estabilidad de 19,14 kN y deformación o flujo de 3,07 mm en el momento de la rotura, por lo que se confirman todos los parámetros del diseño.

Tabla 5: Propiedades de la mezcla asfáltica convencional

Dosificación (%)	Densidad Bulk (g/cm ³)	RICE (g/cm ³)	Vacíos (%)	VAM (%)	VFA (%)	Estabilidad corregida (kN)	Flujo (mm)
5,0	2,244	2,463	8,87	14,78	40,03	17,4	2,62
5,5	2,263	2,431	6,90	14,53	52,50	18,3	2,88
6,0	2,282	2,401	4,94	14,25	65,31	19,0	2,96
6,5	2,305	2,379	3,10	13,85	77,60	19,1	3,22
7,0	2,323	2,359	1,54	13,67	88,76	18,5	3,56
Comprobación 6,25%	2,295	2,392	4,09	14,02	70,90	19,14	3,07

La mezcla convencional, con un porcentaje óptimo de asfalto del 6,25%, presenta una alta capacidad estructural y estabilidad, combinada con una baja deformación, lo que la clasifica como una mezcla rígida. El diseño de una mezcla que incorpore polvo de neumáticos fuera de uso (PNFU) puede contribuir a la obtención de una mezcla más flexible, cumpliendo con las especificaciones de una mezcla densa.

3.2. Diseño De La Mezcla Modificada Con PNFU

En el diseño de la mezcla modificada con PNFU, fue necesario garantizar su homogeneidad incrementando la temperatura y el tiempo de mezclado, hasta 180°C +/- 5°C y 120 segundos respectivamente. Después de varias pruebas se consideró necesario aplicar mayores porcentajes de asfalto que en la mezcla convencional, variando desde el 6,5% al 8,5%, en incrementos de 0,5%, como establece el método de diseño Marshall. En la tabla 6 se muestran los pesos de los diferentes agregados y del polvo de PNFU, en cada porcentaje de asfalto añadido.

Tabla 6: Pesos (g) individuales de agregados para la confección de briquetas.

Puntos de AC-20	Proporciones (%)	6,5%	7,0%	7,5%	8,0%	8,5%
AC - 20		97,50	105,00	112,50	120,00	127,50
Ripio de 19 mm (3/4")	16	224,40	223,20	222,00	220,80	219,60
Ripio de 9.5 mm (3/8")	25	350,63	348,75	346,88	345,00	343,13
Cisco	41	575,03	571,95	568,88	565,80	562,73
Arena de rio	16	224,40	223,20	222,00	220,80	219,60
PNFU	2	28,05	27,90	27,75	27,60	27,45
Total	100	1500	1500	1500	1500	1500

La figura 3 muestra los gráficos que representan las variaciones que experimentan los diferentes parámetros del Método Marshall respecto al contenido de asfalto. para el diseño de la mezcla modificada con PNFU. En la mezcla modificada, al ingresar con el 4% en el gráfico del porcentaje de vacíos de aire (VM), se fijó un contenido de asfalto de 8,0%. Con este porcentaje, el gráfico de estabilidad mostró un valor de 11,97 kN; el gráfico de flujo indicó un valor de 5 mm; y el gráfico de vacíos en el agregado mineral (VAM) presentó un valor significativamente mayor al 14%. Por lo tanto, se adoptó el 8% como el contenido óptimo de asfalto (COA) para este diseño. Finalmente, en el gráfico de gravedad específica, se obtuvo la gravedad aparente esperada para la mezcla modificada compactada con ese contenido óptimo de asfalto, igual a 2,18 g/cm³.

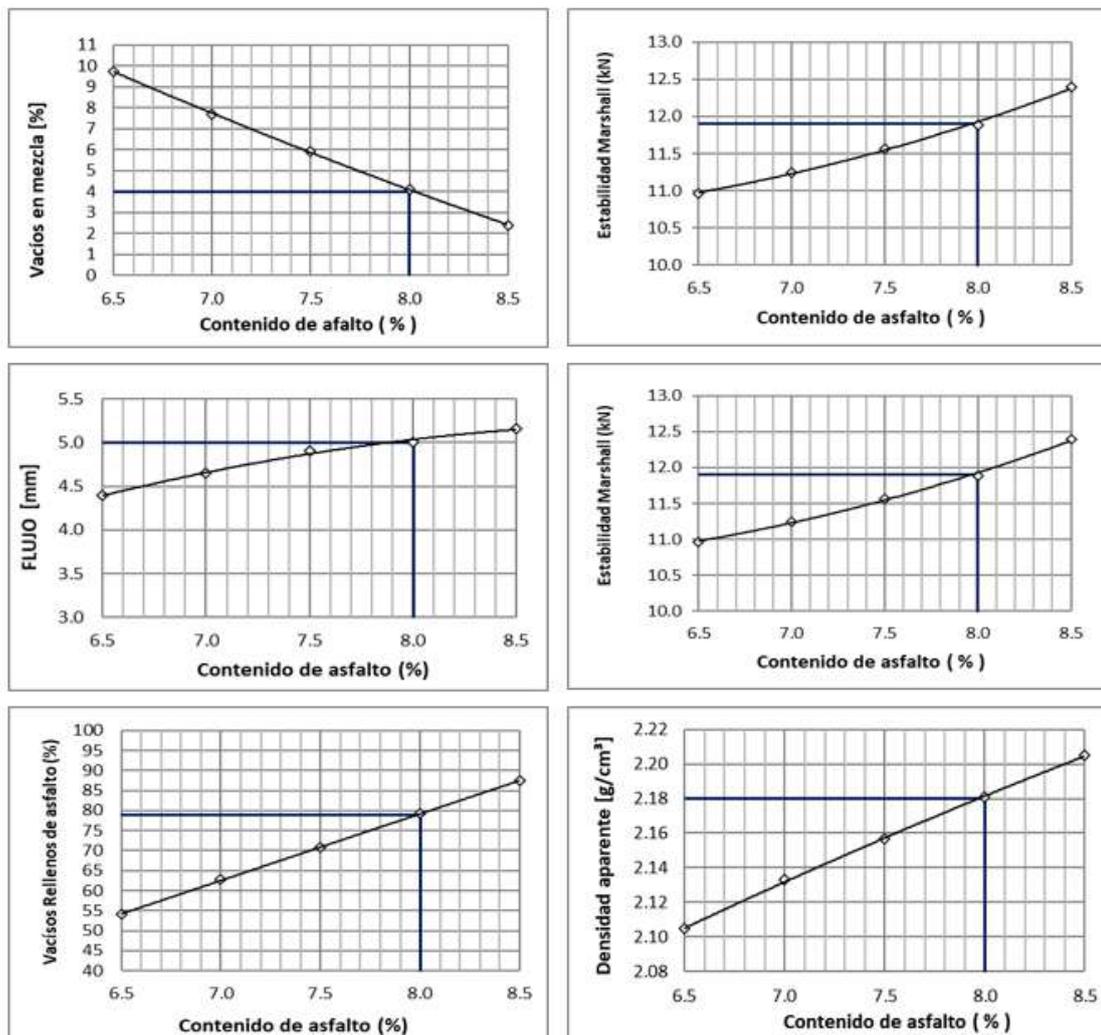


Figura 3: Resultados de metodología Marshall para mezclas modificadas con PNFU

De igual forma para la gravedad específica máxima teórica se utilizó el método RICE empelada en los cálculos de los porcentajes de vacíos en la mezcla asfáltica compactada. La tabla 7 contiene estos resultados, incluyendo la gravedad RICE para el porcentaje óptimo de asfalto. El peso específico del asfalto para el diseño es de 1,014 g/cm³.

Tabla 7: Ensayo de comprobación RICE para mezcla modificada con PNFU

Ensayo RICE						Comprobación
Porcentaje óptimo de asfalto	6,5%	7,0%	7,5%	8,0%	8,5%	8,00%
Peso estándar (g)	7321	7321	7321	7321	7321	7321
Peso + muestra (g)	8177,7	8171,7	8166,5	8161,4	8157	8160,8
Peso muestra (g)	1500	1500	1500	1500	1500	1500
RICE (g/cm ³)	2,332	2,310	2,292	2,274	2,259	2,272

La tabla 8 contiene un resumen de los resultados del diseño de la mezcla modificada y las comprobaciones en cada uno de los parámetros en briquetas preparadas con el contenido óptimo de asfalto, igual a 8,0%. En la comprobación el porcentaje de vacíos fue de 4,04%, por lo cual se verificó la mezcla como densa, para una Gravedad aparente de 2,18 g/cm³, Estabilidad de 11,97 kN y deformación o flujo de 5,0 mm en el momento de la rotura, por lo que se confirman todos los parámetros del diseño.

Tabla 8: Propiedades de la mezcla asfáltica modificada con PNFU (2%)

Dosificación (%)	Densidad Bulk (g/cm ³)	RICE (g/cm ³)	Vacíos (%)	VAM (%)	VFA (%)	Estabilidad corregida (kN)	Flujo (mm)
6,5	2,105	2,332	9,74	21,22	54,12	10,97	4,39
7,0	2,133	2,310	7,68	20,59	62,75	11,24	4,65
7,5	2,157	2,292	5,89	20,14	70,74	11,57	4,90
8,0	2,181	2,274	4,10	19,68	79,17	11,89	5,00
8,5	2,205	2,259	2,40	19,24	87,55	12,39	5,16
Comprobación 8,00%	2,180	2,272	4,04	19,71	79,50	11,97	5,0

3.3. Análisis De Los Resultados. Comparación Entre Los Diseños De La Mezcla Convencional Y La Modificada Con PNFU

Los diseños de las mezclas, tanto la convencional como la modificada mediante la incorporación de PNFU por vía seca, se han realizado aplicando el Método Marshall y siguiendo las especificaciones establecidas para una mezcla densa en las normas del Ministerio de Obras Públicas del Ecuador. De acuerdo con estas especificaciones, la mezcla asfáltica densa debe tener un porcentaje de vacíos en mezcla (VM) entre 3% y 5%, alcanzar una estabilidad mayor a 10 kN, y una deformación o flujo entre 2 y 5 mm. Además, el porcentaje de vacíos en el agregado mineral (VAM) debe ser mayor al 14%. A continuación, se analizan las diferencias en los resultados de ambos diseños.

En la tabla 9 se muestra un resumen de los resultados de los diseños, así como las especificaciones. En el diseño de la mezcla convencional se obtuvo un porcentaje óptimo de asfalto de 6,25%, mientras que para la mezcla modificada con un 2% de PNFU el porcentaje óptimo de asfalto se obtuvo con el 8,0%.

Tabla 9: Especificaciones y comprobaciones de propiedades Marshall

Comprobaciones	Especificaciones	Resultados de los diseños (C.O.A)	
		Mezcla convencional	Mezcla con PNFU
Contenido Óptimo de Asfalto	—	6,25%	8,0%
Densidad (g/cm ³)	—	2,392	2,272
Estabilidad (kN)	≥ 10	19,14	11,97
Flujo (mm)	2 – 5	3,07	5,00
VAM (%)	> 14%	14,02	19,71
Vacíos de aire (%)	3% - 5%	4,09	4,04

En el gráfico de la figura 4 se puede apreciar las diferencias encontradas en las densidades para los contenidos de asfalto añadidos a las mezclas. En ambos diseños se muestra un ascenso en la Densidad aparente en la medida en que se incrementó el porcentaje de asfalto, pero en la mezcla modificada los valores alcanzados en la Gravedad son apreciablemente menores.

Como se observa en la figura, para el contenido óptimo de asfalto (6,25%), en la mezcla convencional, la Densidad Aparente es de 2,29 g/cm³, mientras que en la mezcla modificada, en la que se ha requerido un mayor contenido de asfalto (8%), es de 2,181 g/cm³.

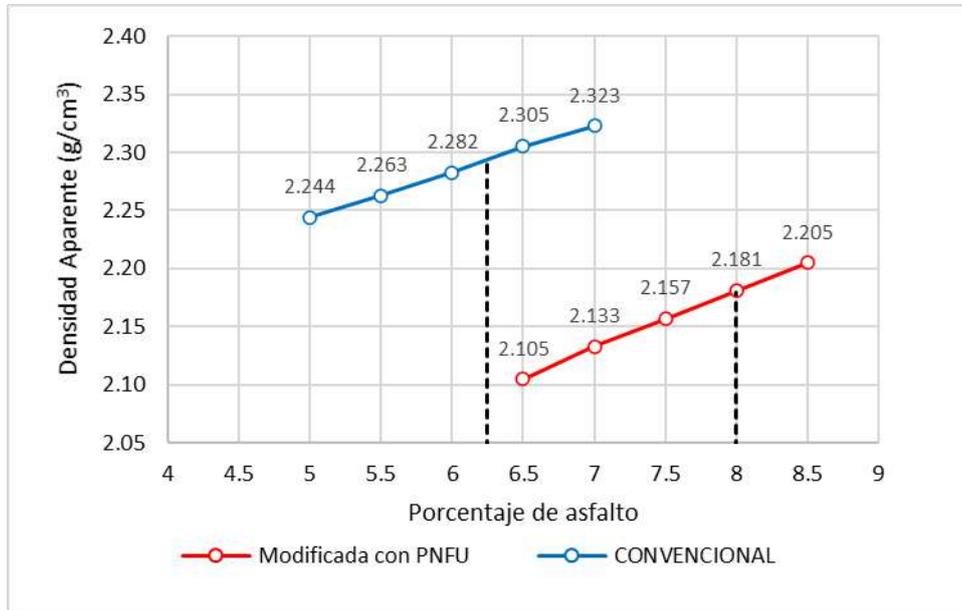


Figura 4: Curva de porcentajes de vacíos para mezcla convencional y con PNFU

En la Figura 5 se comparan las variaciones en el porcentaje de vacíos en las mezclas a medida que se incrementa el contenido de asfalto. Se observa que, para alcanzar la especificación del 4% de vacíos, como se exige en una mezcla densa, fue necesario aplicar un 8% de asfalto en la mezcla modificada con polvo de neumáticos fuera de uso (PNFU). Este valor es considerablemente superior al utilizado en la mezcla convencional, que fue de 6,25%. Es conocido que el porcentaje de vacíos en la mezcla se determina a partir de las densidades aparentes, por lo que es esperable que los porcentajes de vacíos en la mezcla con PNFU sean superiores a los de la mezcla convencional, debido a que las densidades en la mezcla modificada resultaron ser menores.

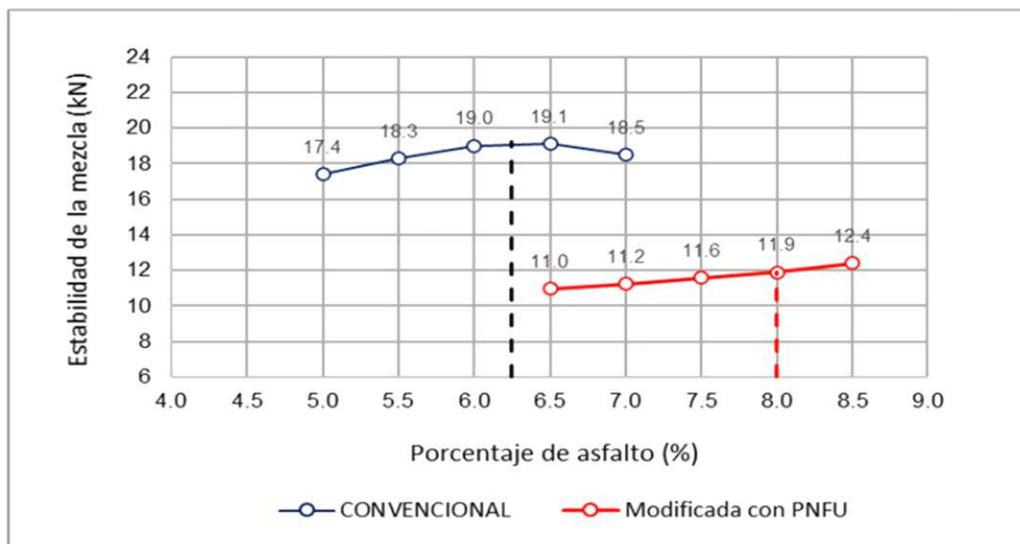


Figura 5: Curva de estabilidad para mezcla convencional y con PNFU

La Figura 6 muestra las diferencias encontradas en la estabilidad de las mezclas. Se observa que los valores de estabilidad en la mezcla modificada disminuyeron de forma apreciable en comparación con la mezcla convencional. Esta reducción en la resistencia se refleja en los valores obtenidos para los contenidos óptimos de asfalto de cada mezcla. Mientras que en la mezcla convencional se alcanzó una estabilidad de 19,14 kN con un 6,25% de asfalto, en la mezcla modificada la estabilidad fue de 11,97 kN, aplicando un mayor porcentaje de asfalto, igual al 8,0%. La reducción de la estabilidad en la mezcla modificada en comparación con la mezcla convencional, es una consecuencia de su menor densidad.

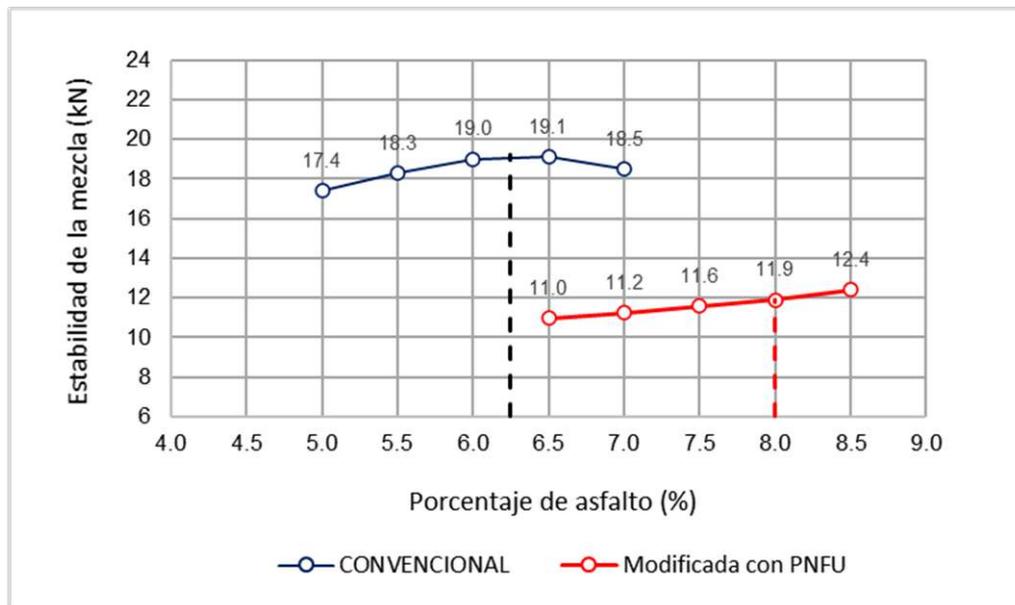


Figura 6: Curva de estabilidad para mezcla convencional y con PNFU

Para evaluar la respuesta de ambas mezclas asfálticas en el ensayo Marshall, se puede utilizar como parámetro la relación entre la estabilidad y el flujo (E/F). Esta relación, conocida como rigidez Marshall, es entendida físicamente como una resistencia mecánica evaluada en el estado de falla de las mezclas bajo carga [15]. En la mezcla convencional, la relación E/F es de 6,23 kN/mm, mientras que en la mezcla modificada con PNFU es de 2,39 kN/mm. Bajo este concepto, la diferencia de rigidez entre ambas mezclas se debe a varias razones relacionadas con las propiedades físicas y químicas del polvo de neumáticos y su interacción con el aglutinante asfáltico. El caucho de neumático añadido al asfalto modifica sus propiedades elásticas, haciendo que el ligante asfáltico sea más flexible y elástico debido a la presencia de polímeros en el caucho que aportan estas características.

El diseño de mezcla con la inclusión de polvo de neumáticos fuera de uso (PNFU) se concibió con una proporción del 2% de polvo de caucho en relación al peso total de la mezcla, siguiendo la experiencia española, que establece este porcentaje como mínimo para lograr resultados comparables con una mezcla convencional. Sin embargo, en la investigación se encontró que la mezcla modificada requería un incremento del 1,7% en el contenido de asfalto en comparación con la mezcla convencional, lo que podría no ser económicamente viable.

Los mayores porcentajes de asfalto en la mezcla, así como la baja densidad y estabilidad, se deben a que los agregados utilizados tienen un porcentaje de absorción elevado, lo cual es común en esta región del país. El porcentaje de absorción de los agregados combinados utilizados en las mezclas es del 4,4%. Generalmente, se recomienda que los agregados en mezclas asfálticas tengan un porcentaje de absorción de agua bajo, idealmente inferior al 2%. Un mayor porcentaje de absorción puede indicar la presencia de porosidad en los agregados, lo que puede llevar a la absorción de más asfalto en la mezcla, afectando negativamente sus propiedades, la durabilidad y el desempeño de la pavimentación. En resumen, se deben considerar en nuestra región, contenidos más bajos de PNFU que el utilizado en esta investigación.

Las mezclas asfálticas que utilizan polvo de neumáticos presentan una serie de ventajas. Entre ellas, se destaca la mejora de las propiedades elásticas del asfalto, lo que le permite soportar mejor las deformaciones bajo carga y reducir la aparición de grietas. Estas mezclas tienden a tener una mayor resistencia a la fatiga, lo que puede prolongar la vida útil del pavimento, además de mejorar la resistencia al envejecimiento. También pueden contribuir a reducir el ruido generado por el tráfico gracias a la mayor flexibilidad del pavimento. Un aspecto muy importante que justifica su uso es que contribuyen a disminuir los desechos sólidos, ofreciendo una solución ambientalmente amigable para el manejo de neumáticos fuera de uso.

No obstante, existen varias desventajas que deben considerarse. Las mezclas modificadas con polvo de neumáticos pueden ser más costosas debido a los costos adicionales de materiales y procesos de mezcla. Su proceso de fabricación es complejo, ya que requiere ajustes en la producción, lo que puede complicar la fabricación y aumentar el tiempo necesario para la preparación de la mezcla. Además, presentan una densidad inferior en comparación con las mezclas convencionales, lo que puede afectar algunas de sus propiedades mecánicas. Finalmente, la interacción entre el polvo de neumáticos y el aglutinante asfáltico puede variar, lo que podría influir en la homogeneidad y consistencia de la mezcla.

4. CONCLUSIONES

La importancia de la utilización de neumáticos fuera de uso en las mezclas asfálticas en caliente radica fundamentalmente en la reducción del impacto ambiental como resultado de la eliminación de los vertederos producidos por los neumáticos que son desechados, cada vez en mayor medida. La incorporación de estos materiales de residuo también puede favorecer el comportamiento de estas mezclas, porque funcionan, una vez añadidos, como modificadores del asfalto, aunque es más efectivo cuando se añaden por vía húmeda.

La comparación entre los diseños de las mezclas convencional y modificada añadiendo el 2% de PNFU, demostraron que la estabilidad en la mezcla se reduce de manera significativa con la incorporación del residuo, necesitando además un mayor porcentaje de asfalto para cumplir las especificaciones de una mezcla densa. En la mezcla modificada la densidad se redujo para el porcentaje óptimo de asfalto, respecto a la convencional y consecuente también la resistencia; en la mezcla convencional se alcanzó una alta estabilidad de 19,14 kN, con el 6,25% de asfalto, mientras que con la adición del PNFU la estabilidad disminuyó hasta 11,97 kN, con un contenido óptimo del 8%.

Los altos valores de estabilidad en las mezclas convencionales, unido a baja deformación muestran una mezcla más rígida, por tanto, la adición de PNFU puede, sin embargo, contribuir con el aumento de la flexibilidad en las mezclas con mayor capacidad de resistencia a la fatiga y durabilidad, siempre que el incremento del contenido de asfalto resulte viable desde el punto de vista económico. Menores porcentajes de PNFU que el utilizado en esta investigación, puede incrementar la estabilidad de estas mezclas.

1. M. O. Vizúete Montero, A. E. Miranda Campaña, R. M. Avilés Riera y M. J. Nole Salazar, «Reutilización de neumáticos fuera de uso para reducir niveles de contaminación y su aprovechamiento en espacios recreacionales,» *Ciencia Latina Revista Multidisciplinar*, vol. 7, pp. 6746-6761, nº 1, Enero 2023.
2. O. Campaña Cruz, S. Galeas Hurtado y V. Guerrero Barragán, «Obtención de asfalto modificado con polvo de caucho proveniente del reciclaje de neumáticos de automotores,» *Revista Politécnica*, vol. 36, pp. 1-6, nº 3, Septiembre 2015.
3. O. A. Lubo Gómez y R. A. Martínez Giraldo, «Asfaltos modificados con cauchos en vías primarias en las ciudades Santa Marta, Barranquillas y Bogotá como alternativa de mejoramiento de la capa de rodadura de los pavimentos flexibles entre los años 2012-2019,» *Universidad Cooperativa de Colombia, Facultad de Ingenierías, Ingeniería civil*, vol. 1, pp. 1-10, nº 1, 2019.
4. S. Figueroa Infante, E. B. Fonseca Santillana y F. A. Reyes Lizcano, «Caracterización fisicoquímica y morfológica de asfaltos modificados con material reciclado,» *Investigación y transferencia de la Universidad de la Salle*, vol. 13, pp. 45-70, nº 1, Enero 2009.
5. R. E. Vasquez Llamo, W. R. Vasquez Ramirez y S. P. Muñoz Pérez, «Uso de aditivos adherentes en el diseño de mezclas asfálticas en caliente: Una revisión,» *Revista Gaceta Técnica*, vol. 22, pp. 66-78, nº 1, Enero 2021.
6. Baldi, N. Cajina Cruz, J. P. Aguiar Moya y E. Camacho Garita, «Evaluación de desempeño de la mezcla asfáltica modificada con residuos de PVC tipo blíster,» *Revista Infraestructura Vial*, vol. 23, pp. 13-22, nº 42, Julio 2021.
7. W. Cando, P. Bonilla, G. Yáñez, J. Bucheli, A. Muñoz, M. F. Orquera, L. Fernández y P. Espinoza Montero, «Efecto de la incorporación por vía seca de residuos de caucho obtenido tras su remoación de una pista de aterrizaje de aeropuerto en un asfalto AC-20,» *Revista Técnica de la facultad de Ingeniería*, vol. 43, pp. 3-11, nº 1, Enero 2020.
8. M. Calahorra, Z. Giménez, R. Herrera, J. Martínez y L. Salazar, «Análisis de ciclo de vida de mezcla asfáltica con/sin caucho: Estudio de caso,» *Revista nuevas tendencias en la construcción sostenible*, vol. 16, pp. 1-10, nº 17, Noviembre 2016.
9. P. Flores, A. Gatica, D. Trinidad y V. Sulca, «Uso de grano de caucho reciclado para mejorar la resistencia y durabilidad en pavimentos: una revisión literaria,» *Investigatio*, vol. 18, pp. 34-49, Marzo 2022.
10. W. Al-Salih, «Using crumb rubber to improve the bituminous mixes: Experimental investigation of rutting behavior of flexible asphalt mix for road construction,» *Journal of Physics: Conference Series*, pp. 1-8, nº 1527, 2020.
11. Z. Yildirim y M. Karacasu, «Modelado de residuos de caucho y fibra de vidrio con método de superficie de respuesta en mezcla asfáltica en caliente,» *Materiales de construcción y construcción*, pp. 11-19, nº 227, 2019.
12. L. M. Hoyos Díaz, S. P. Muñoz Pérez y K. d. C. Puicon Herrera, *Uso del caucho granulado en mezclas asfálticas: Una revisión literaria, Revista infraestructura Vial*, vol. 23, nº 41, pp. 11-19, 2021.
13. K. Ayala Cabrera y J. Heredia Miranda, *Mezclas asfálticas mejoradas con caucho de llantas añadido por vía seca, Guayaquil: Universidad Católica de Guayaquil*, 2019.
14. D. Y. Villamil Torres, *Análisis comparativo de parámetros de diseño de mezcla asfáltica con grano de caucho reciclado (GRC) mediante la metodología de incorporación por vía húmeda vs vía seca, Bogotá*, 2022.
15. B. Rivela Carballal y J. D. Moscoso-Saquicela, «Estrategia de circularidad para la reducción de impactos: diseños de una mezcla asfáltica caliente con caucho reciclado en la provincia de Azuay,» *Green World Journal*, vol. 6, pp. 1-11, nº 2, Julio 2023.

Estabilización De Arcillas Expansivas En Subrasante De Carreteras Con Cemento Tipo MH Y Con Otros Agentes Estabilizadores: Polvo Clinker Tipo I, Polvo Clinker, OPC Y Cal Viva

Stabilization Of Expansive Clays In Road Subgrade With MH Type Cement And With Other Stabilizing Agents: Type I Clinker Dust, Clinker Dust, OPC And Quicklime

Autores

Kevin Franco Mera¹ , Eduardo Ortiz Hernández²

¹Ingeniero Civil, Investigador Independiente, Portoviejo, Manabí, 130105, Ecuador, kevinfrancomera@hotmail.com UTM. Portoviejo, Ecuador. ORCID ID: <https://orcid.org/0009-0000-4938-3020>. kfranco3569@utm.edu.ec

²Ingeniería Civil, Maestrante del Instituto de Posgrado de la Universidad Técnica de Manabí Departamento 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>. eduardo.ortiz@utm.edu.ec

RESUMEN

La falta de estabilización adecuada de las arcillas expansivas donde se construyen diferentes estructuras es una amenaza para las cimentaciones, ya que puede provocar asentamientos durante los períodos secos y expansión durante los períodos húmedos. Para abordar este tema se realizó un análisis comparativo de la ciudadela Fabián Palacios en la parroquia Andrés de Vera del Cantón Portoviejo. El objetivo de la investigación radica en mitigar la expansión de la arcilla estabilizando la subrasante utilizando cemento tipo MH y otros agentes estabilizadores. El análisis involucró varias mezclas que contenían cemento MH y agentes estabilizantes adicionales. Los resultados del estudio enfatizan el potencial del uso de una mezcla de 5% de cemento MH y 1% de cal viva para mejorar las características del suelo. Esta mezcla particular demuestra ser muy eficaz para reducir el límite líquido y la expansividad libre del suelo. Además, mejora la resistencia del suelo, como lo demuestra el índice de Soporte de California (CBR). Estos hallazgos indican que esta combinación ofrece una solución viable para estabilizar y mejorar la calidad del suelo en diversos proyectos de construcción e ingeniería civil.

Palabras claves: agentes estabilizadores, arcilla expansiva, cemento, cal viva.

ABSTRACT

The lack of adequate stabilization of expansive clays where different structures are built is a threat to foundations, as it can cause settlement during dry periods and expansion during wet periods. To address this issue, a comparative analysis of the Fabián Palacios Citadel in the Andrés de Vera Parish of the Portoviejo Canton was carried out. The objective is to mitigate clay expansion by stabilizing the road subgrade using Type MH Cement and other stabilizing agents. The analysis involved several mixtures containing MH Cement and additional stabilizing agents. The results of the study emphasize the potential of using a mixture of 5% MH Cement and 1% quicklime to improve soil characteristics. This particular mixture proves to be very effective in reducing the liquid limit and free expansiveness of the soil. Additionally, it improves soil resistance, as demonstrated by the California Bearing Index (CBR). These findings indicate that this combination offers a viable solution to stabilize and improve soil quality in various construction and civil engineering projects.

Keywords: stabilizing agents, expansive clay, cement, quicklime.

Nota Editorial: Recibido: Abril 2024 Aceptado: Agosto 2024

1. INTRODUCCIÓN

A escala nacional, se sabe que los suelos arcillosos sufren cambios volumétricos en condiciones de humedad, lo que produce un efecto de expansión y contracción cuando se secan, dando lugar a la formación de grietas. Este fenómeno recurrente se observa comúnmente en proyectos de construcción de carreteras [1].

Según Valle [2] el paisaje natural de Manabí está compuesto predominantemente por suelos residuales, específicamente arcillas plásticas y expansivas. Estos suelos poseen propiedades que los hacen altamente susceptibles a la movilización, perdiendo sus propiedades y parámetros en los que respecta a la textura del suelo, los niveles de pH, la disponibilidad de nutrientes, la materia orgánica y la salinidad poco después de la excavación. En consecuencia, la erosión se convierte en una preocupación importante, especialmente cuando se exponen a las fuerzas de las corrientes de agua. En la ciudad de Portoviejo se puede observar un ambiente aluvial, caracterizado por depósitos recientes formados por la erosión de terrenos de mayor elevación. Estos depósitos suelen consistir en limo, grava, arcilla y arena [2].

La estabilización de suelos se utiliza ampliamente en muchas aplicaciones de ingeniería civil, como la construcción de subbases y subrasantes, la construcción de vías férreas y carreteras, la construcción de cimientos y terraplenes, el relleno para pilares de puentes y muros de contención, etc [3]. Técnicas bien establecidas de mejora y estabilización para suelos arcillosos mediante la adición de agentes cementantes como la cal viva y el cemento se utilizan a menudo para obtener materiales de ingeniería con propiedades/desempeños superiores [4, 5].

Vdovin et al., [6] en su estudio sobre estabilización de suelos, indica que la introducción de cemento Portland tipo I en suelos arcillosos produce comportamientos variables en términos de plasticidad. El límite líquido inicialmente disminuye y luego aumenta ligeramente, mientras que los valores límite plástico aumentan a medida que se añade cemento. En todas las combinaciones el índice de plasticidad disminuye, alcanzando su valor más bajo con un tratamiento del 7%, resultando un índice de plasticidad de 4,27%. Esta transformación cambia el suelo, de un suelo muy arcilloso (con un índice de plasticidad superior a 20) a un suelo con bajo contenido de arcilla (con un índice de plasticidad inferior a 7).

Del mismo modo, Arcata [7] determinó con éxito el impacto del cemento y la ceniza de quinua sobre la capacidad de soporte CBR en arcillas expansivas. Esta influencia tuvo un efecto positivo, resultando en un aumento en los valores de capacidad portante (CBR). Los resultados detallados son los siguientes: la muestra natural tuvo un valor de CBR de 4,15%, mientras que al utilizar combinaciones C-1, C-2, C-3, C-4, C-5, C-6 de materiales estabilizante con diferentes porcentajes de cemento y ceniza de quinua presento un incremento para C-1 de 7,75%, para C-2 alcanzó un 11,25%, para C-3 subió a 14,30%, para C-4 fue de 8,80%, para la combinación C-5 aumentó a 11,25%, y finalmente, para C-6 alcanzó un valor de 7,85%.

También, Espiritu Huaman [8] en su investigación utiliza la savia de aloe como medio de estabilización, con el objetivo de mejorar la capacidad de soporte CBR y minimizar la expansión de la subrasante a lo largo de la carretera Malconga - Matamarca. Los resultados indican que el suelo natural experimentó una tasa de expansión del 3,72%, mientras que la aplicación de un 25% de savia de aloe dio como resultado una tasa de expansión reducida del 2,61%. De manera similar, Sánchez [9] realizó un estudio utilizando diferentes porcentajes de cemento (3%, 5% y 7%) para mitigar la expansión. Se determinó que un contenido de cemento del 3% redujo el hinchamiento en un 57%, mientras que un contenido del 5% logró una reducción del 74%. Finalmente, con la adición de un 7% de cemento, la tasa de expansión se redujo en un impresionante 87%.

Castro y Navarro [10], realizaron un estudio sobre el uso de diferentes porcentajes de cemento Portland como agente estabilizante de suelos arcillosos de alta plasticidad. El objetivo era reducir o regular los cambios volumétricos en estos suelos. Luego de analizar el suelo natural se encontró que la expansión máxima fue del 10,14%. Sin embargo, al utilizar un contenido de cemento del 10%, la expansión disminuyó a 2,96%. De manera similar, un contenido de cemento del 15% resultó en una expansión mínima del 3,90%, y un contenido de cemento del 20% resultó en una expansión mínima del 3,18%; este fundamento coincide con trabajos presentados por Amakye y Abbey [11], Sosahab et al., [12] y Shahin y Putra [13].

Siguiendo un mismo enfoque, Kuswaya et al., [14] determinó que luego de realizar un análisis sobre el porcentaje de cemento Portland tipo I necesario para minimizar la expansión en suelos arcillosos con alta plasticidad, se puede concluir que una relación de suelo cemento con un contenido de cemento Portland tipo I del 3% es la óptima. Esta conclusión toma en consideración las normas señaladas en la técnica E-0,50 para suelos y cimentaciones. Implementando esta relación óptima, el potencial de expansión se puede reducir de medio a bajo, con una disminución del 10,58% al 7,47%. De manera similar, al medir el potencial de expansión en función del índice de plasticidad (IP), se puede lograr un potencial de expansión bajo al pasar de un índice de plasticidad medio del 33,60% a un potencial de expansión bajo con un valor de índice de plasticidad del 15,45%.

Sobre la base de los fundamentos presentados anteriormente, el objetivo de esta investigación es determinar alternativas de porcentajes con aglutinantes para estabilizar las arcillas con expansión y determinar un beneficio económico, comparando las diferentes proporciones de cemento MH¹ y mezclas de cemento MH con: Polvo Clinker Tipo I, Polvo Clinker, OPC y Cal Viva para reducir el hinchamiento de la arcilla. Por lo que se planteó realizar ensayos de laboratorios para determinar las expansiones ya sean libres o controladas obteniendo valores para cada una de las muestras de cemento MH como mezclas de cemento MH con otros tipos de agentes estabilizadores ya indicados.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

En la etapa de investigación se realizaron los ensayos de laboratorio para determinar las propiedades físicas de expansión del suelo arcilloso de la Ciudadela Fabián Palacios del Cantón Portoviejo, tomando en cuenta las especificaciones técnicas de la norma de la Sociedad Estadounidense para Pruebas y Materiales por sus siglas en inglés (*American Society for Testing and Materials*) ASTM [16]. El ensayo de granulométrica, evidencia los granos que forman la mezcla como se muestra en la tabla 1 y la figura 1:

Tabla 1: Resultados de Ensayo de Granulometría a suelo natural

Tamiz		Retenido Parcial (gr)	Retenido Parcial (%)	Retenido Acumulado (%)	Pasante Acumulado (%)
AST M	mm				
4"	100,00	00,00	00,00	00,00	100,00
3"	75,00	00,00	00,00	00,00	100,00
2"	50,80	00,00	00,00	00,00	100,00
1 ½"	38,10	00,00	00,00	00,00	100,00
1"	25,40	00,00	00,00	00,00	100,00
¾"	19,05	00,00	00,00	00,00	100,00
3/8"	9,53	00,00	00,00	00,00	100,00
N° 4	4,75	00,00	00,00	00,60	99,40
N° 10	2,00	00,00	00,00	00,60	99,40
N°40	0,43	00,00	00,00	00,60	99,40
N°200	0,08	77,30	05,60	06,20	93,80
Total de muestra		1381,10			

¹ Tipo de cemento obtenido mediante la molienda de clinker Tipo I, yeso y puzolana, que posee un calor de hidratación moderado. Se utiliza con frecuencia en la estabilización de suelos [15].

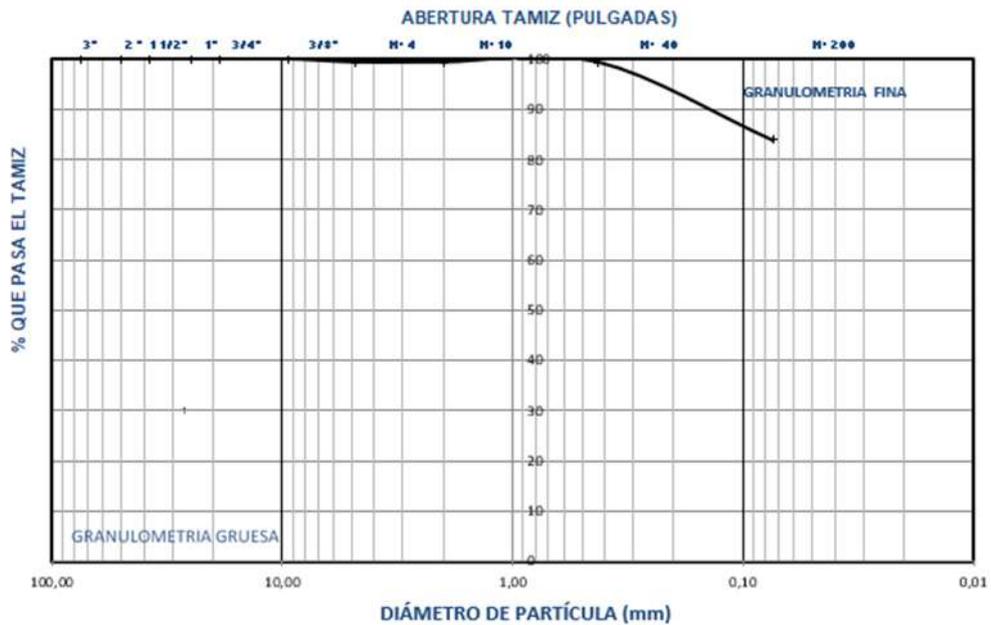


Figura 1: Curva Granulométrica del suelo natural

Asimismo, se realizaron los ensayos para obtener los límites de Atterberg que son parámetros únicos de las partículas finas de los suelos. El índice de plasticidad (IP) es la diferencia entre el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP) como se observa los valores en la Tabla 2, siendo un parámetro que refleja las características del material para presentar deformaciones a medida que pierde o gana humedad desde el estado sólido.

Tabla 2: Resultados de los límites del suelo natural

Parámetros	Método	Resultados
Límite Líquido	ASTM D-4318	80%
Límite Plástico	ASTM D-4318	40%
Índice de Plasticidad	ASTM D-4318	41%

Sobre la base de los resultados de los ensayos de granulometría y límites de Atterberg, se determinó que el suelo posee un contenido de fino (Fc) del 93,80 % y un índice de plasticidad del 41 %. En consecuencia, según el Sistema Único de Clasificación de Suelos (SUCS), la muestra se puede clasificar como suelo MH (Limo de alta plasticidad), mientras que, de acuerdo con los estándares AASHTO, se incluye en la clasificación de suelo A-7-5, que denota específicamente un suelo arcilloso de regular a pobre, a continuación, en la tabla 3 se ilustra su clasificación:

Tabla 3: Clasificación de suelo natural

Parámetros	SUCS	AASHTO
Límite Líquido	Mayor 50%	Mínimo 41%
Índice de Plasticidad	Mínimo 55%	Mínimo 11%
Pasa Tamiz N°200	Mayor 50%	Mínimo 36%
Caracterización	MH Limo de Alta Plasticidad	A-7-5 (IP<LL-30) Suelo Arcilloso (regular a pobre)

Siguiendo los lineamientos establecidos en la norma ASTM D-1557 [8], fue realizada la prueba Proctor modificado para determinar la densidad seca máxima alcanzable al compactar el suelo. Los resultados revelaron una densidad máxima seca de 1496,20 Kg/m³ y un contenido de humedad óptimo de 25,20%. Utilizando estos parámetros específicos de densidad y humedad, posteriormente se realizó la prueba CBR, arrojando un valor del 2%. Además, después de sumergir las probetas en agua durante cuatro días, se observó que el hinchamiento promedio de las tres muestras ascendió a 17,05%.

En el ensayo de expansión libre enmarcado con la norma ASTM D-4829 para determinar el cambio volumétrico del material para lo cual se sumergió en agua, considerando los valores de densidad máxima seca y su humedad óptima del ensayo Proctor Modificado y aplicando una carga vertical sobre la muestra. Posteriormente, se le incorporó agua en las dos probetas que se trataron en un tiempo de 24 horas con los que reflejó un valor de 17% de expansión libre bajo la norma ASTM D-4546. Se procedió a cortar las muestras para ser colocadas en un anillo de confinamiento y con un edómetro obteniendo la lectura inicial sin la incorporación de agua y la lectura posterior añadiendo agua cuando el suelo se expande. Luego, se añade peso al edómetro hasta que el esfuerzo transmitido equilibre el comportamiento expansivo de la muestra sin provocar que esta se expanda dando valor de 22000 Kg/m² de esfuerzo de expansión.

Para la estabilización del suelo como subrasante vial, es esencial reducir los esfuerzos de expansión y aumentar los valores de CBR, dado que existen varios agentes estabilizadores en el mercado y es crucial identificar el más adecuado. Según el ACI 230.1R-09, para la clasificación de suelo AASHTO (A-7), se especifica un rango de contenido de cemento requerido entre el 10% y el 16%.

Entre los criterios para la estabilización de suelos se incluyen los utilizados por la Fuerza Aérea de los Estados Unidos. Al seleccionar un agente estabilizador, se consideran parámetros del suelo como granulometría, índice de plasticidad y textura. Además, se tiene en cuenta la clasificación de suelos expansivos según la NSR 2010 Título H-Estudios Geotécnicos en la tabla H.9.1-1, donde su potencial de expansión es clasificado como Muy Alto.

La granulometría del suelo, que se clasifica como suelo fino, es una consideración ideal al momento de mezclar cemento y sus componentes adicionales, como se muestra en la Tabla 4 de esta investigación:

Tabla 4: Porcentaje de mezclas de cemento MH y de los agentes estabilizadores

Parámetros	Mezcla 1	Mezcla 2	Mezcla 3	Mezcla 4	Mezcla 5	Mezcla 6	Mezcla 7	Mezcla 8
Suelo natural	X	X	X	X	X	X	X	X
Cemento MH	5%	10%	15%	20%	5%	5%	5%	5%
Clinker EU					1%			
Clinker Prensado						1%		
OPC Tipo I							1%	
Cal Viva								1%

Tal como se observa en la tabla 4, la composición de cada mezcla comprende varios elementos, como suelo natural, cemento MH, clinker EU, clinker prensado, OPC Tipo I y cal viva. La proporción específica de cada elemento difiere según la mezcla particular. A modo de ejemplo, ciertas mezclas consisten únicamente en proporciones variables de suelo natural y cemento MH, mientras que otras incorporan cantidades adicionales de clinker EU, clinker prensado, OPC Tipo I y cal viva en porcentajes variables.

En cada mezcla existe una inclusión al suelo natural de cemento MH, lo que indica su papel como componente fundamental como se puede observar en la Tabla 4, destaca su importancia como aglutinante en la mayoría de las formulaciones.

El uso de clinker EU, clinker prensado, OPC Tipo I y cal viva en diversas proporciones dentro de diferentes mezclas indica que se combinan estratégicamente para dar cualidades específicas a cada mezcla, incluida resistencia, durabilidad y otros atributos deseados como reducción de cambio volumétrico, reducción de plasticidad, características de compactación que son esenciales para fines de construcción.

3. RESULTADOS

Los resultados de los ensayos de límite líquido, límite plástico y de índice de plasticidad se muestran en la tabla 5 donde se refleja los resultados para las muestras estudiadas. Se observaron incrementos en el LL en las mezclas 1, 5, 6 y 7 respecto a los valores iniciales del suelo natural, tan solo en la mezcla 8 que es la proporción con 5% de cemento MH y 1% de cal viva se redujo el valor del límite líquido del suelo natural.

Tabla 5: Resultados de los límites Atterberg de los porcentajes de cemento MH y de las diferentes Mezclas

Parámetros	Mezcla 1	Mezcla 2	Mezcla 3	Mezcla 4	Mezcla 5	Mezcla 6	Mezcla 7	Mezcla 8
Límite Líquido	87%				104%	102%	104%	79%
Límite Plástico	47%				68%	47%	70%	55%
Índice de Plasticidad	40%				35%	55%	34%	24%

Al examinar la Tabla 5, se evidencia que la mezcla 1, compuesta por el suelo natural y 5% de cemento MH, arrojó un límite líquido de 87%, un límite plástico de 47% y un índice de plasticidad de 40%. En consecuencia, la adición de cemento MH al suelo natural resultó en un aumento de contenido de humedad del suelo, por lo que no es viable realizar los ensayos de límites de Atterberg en las mezclas 2, 3 y 4.

En las mezclas 5, 6 y 7 que son la composición de suelo natural con cemento MH y (Clinker EU, Clinker Prensado, OPC Tipo I) se presentaron valores de límites líquidos más alto que en el suelo natural por su composición química como el silicato de calcio al reaccionar y mantener el agua.

Al mezclar cemento MH, cal viva y el suelo natural (mezcla 8), se obtuvo un límite líquido del 79%, un límite plástico del 47% y un índice de plasticidad del 24% como se muestra la Figura 2 del proceso del ensayo. Esto resultó en la ventajosa activación de la cal viva al entrar en contacto con el agua, lo que provocó una reacción exotérmica que redujo el contenido de humedad en el suelo natural.



Figura 2: Secado de las muestras para obtención de los Límites Atterberg

El esfuerzo de expansión que provoca la variación de volumen del material, en la mezcla 8 que contiene la adición al suelo natural de un 5% de cemento MH y 1% de Cal Viva presentó un mejor desempeño para disminuir el esfuerzo de expansión con un valor de 2500 Kg/m², lo que representa una disminución del 89% del esfuerzo de expansión del suelo natural.

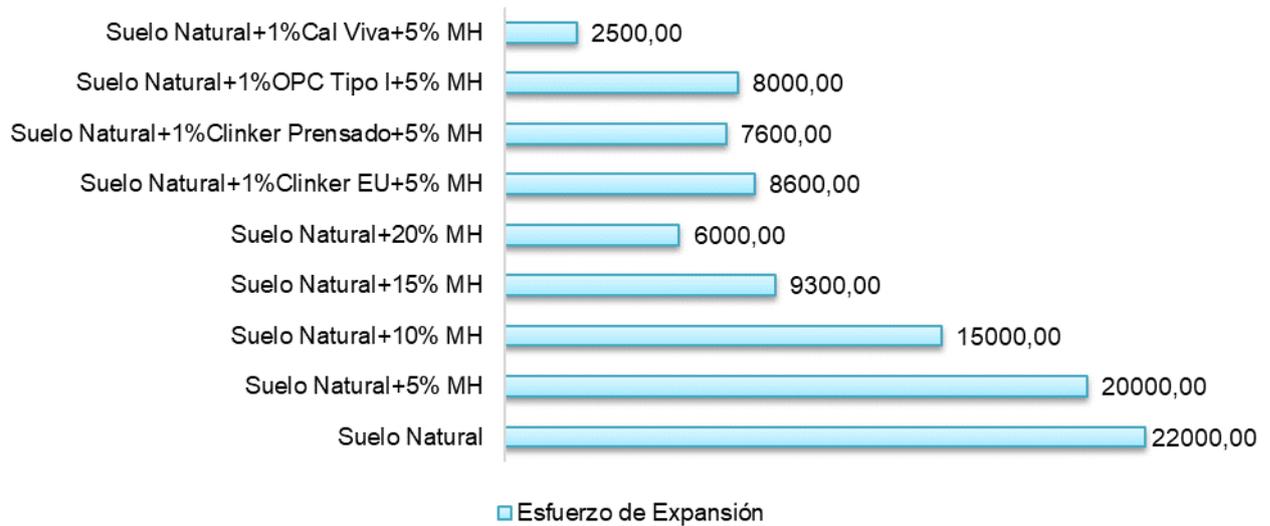


Figura 3: Esfuerzo de expansión (Kg/m²)

La muestra que presenta mejores resultados, como se muestra en la Figura 4, en cuanto a la reducción de la expansividad es la mezcla 8 con 5% de cemento MH más 1% de Cal Viva, para la que se obtiene un valor de expansión libre de 3% con un potencial expansivo bajo de acuerdo el NSR 2010 Titulo H-Estudios Geotécnicos, este valor representa una reducción de la expansividad del 82% con respecto a la muestra de suelo natural. Cabe destacar que la muestra con mayor adición de cemento MH, es decir con 20%, solo alcanza un resultado de 9% de expansión y un potencial expansivo bajo, por lo cual no representa una alternativa aceptable por temas de costos.

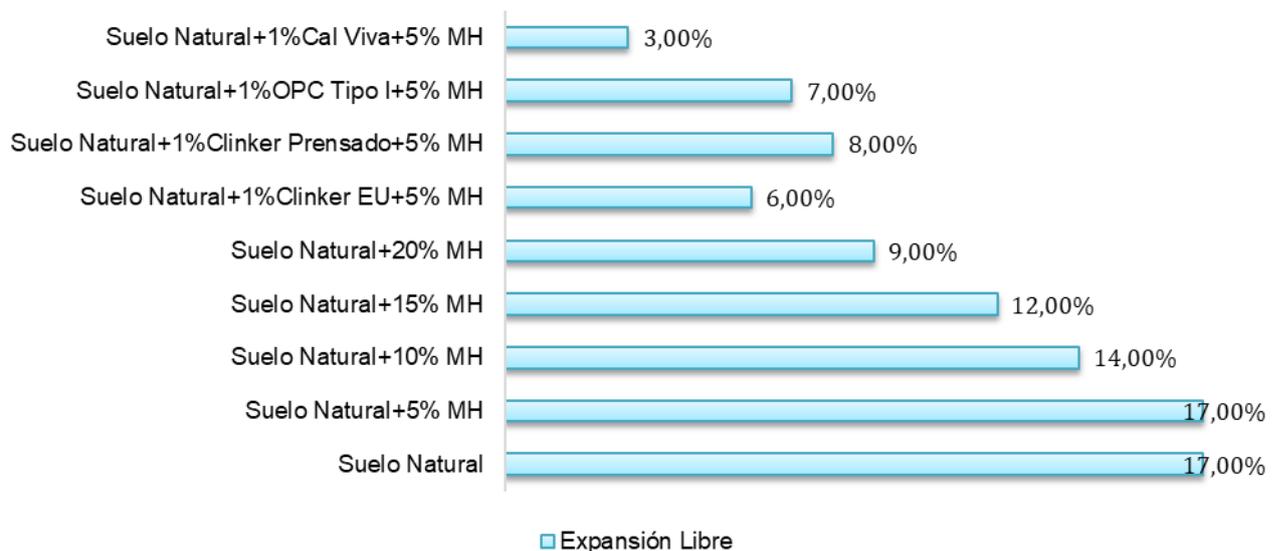


Figura 4: Esfuerzo de expansión libre

Los resultados de los ensayos de CBR mostrados en la figura 5 indican que la muestra que presenta mejores resultados es la que tiene adición de 20% de cemento MH con un valor de 47% de CBR, seguido de la muestra con 15% de cemento MH con un valor de 31% de CBR y la muestra con 5% de MH y 1% de cal viva, con un valor de 29% de CBR, convirtiéndola en la opción con mejores resultados dentro del grupo de muestras con la adición al suelo natural de 5% de cemento MH más 1% de cal viva.

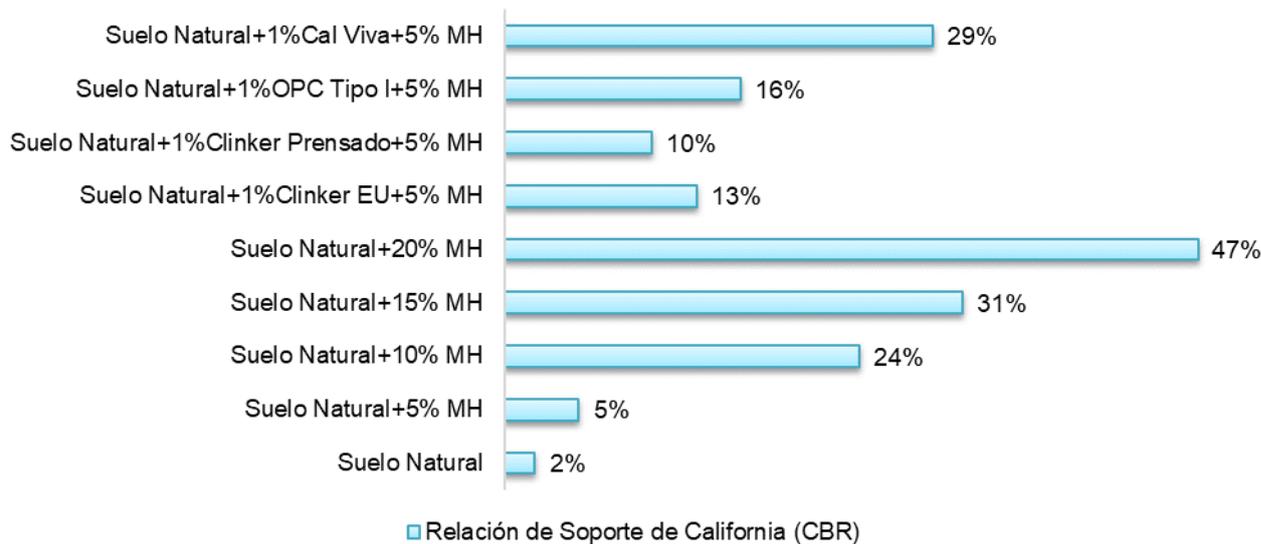


Figura 5: Relación de Soporte de California (CBR)

Al utilizar una combinación de 5% de cemento MH y 1% de cal viva, el esfuerzo de expansión de la arcilla se redujo efectivamente a 2500 Kg/m², lo que llevó a una reducción del 88,63% respecto al suelo natural. Además, la capacidad de resistencia del suelo CBR experimentó un incremento, alcanzando un notable incremento del 29% con relación a la capacidad del suelo natural.

4. CONCLUSIONES

Las propiedades del suelo están muy influenciadas por la composición de las diversas mezclas, como lo demuestran los resultados de las pruebas de límite plástico, límite líquido, índice de plasticidad y expansión. Cabe destacar que la introducción de cemento MH y otros materiales cementosos conduce a un aumento del límite líquido para la mayoría de las mezclas. Sin embargo, en el caso de la mezcla 8, que incorpora un 5% de cemento MH y un 1% de Cal Viva, el límite líquido en realidad disminuye.

Entre las diversas mezclas probadas, la combinación que contenía 5 % de cemento MH y 1 % de cal viva produjo los resultados más favorables en términos de minimizar el esfuerzo de expansión. Esta mezcla en particular mostró una impresionante disminución del 89 % de esfuerzo de expansión en comparación con el suelo natural. Además, exhibió una reducción sustancial del 82 % en la expansividad libre, demostrando un potencial expansivo bajo con respecto a la clasificación de la NSR 2010 en contraste con otras muestras.

Cuando se trata de resistencia del suelo, la combinación de 5% de cemento MH y 1% de cal viva, demostró una mejora significativa a las características del suelo, mostrando un aumento del 29% en el Índice de Soporte de California (CBR) en comparación con el suelo natural del 2%. Esta mezcla específica es muy prometedora para su implementación en proyectos de construcción viales e ingeniería civil, y presenta una alternativa práctica y rentable para mejorar la estabilidad y la longevidad de estructuras construidas en terrenos con alto porcentaje de expansión.

1. J. C. Fano Descalzi y M. Chávez Céspedes, «Diseño estructural de un pavimento básico reciclado y mejorado con cemento portland para diferentes dosificaciones en el proyecto de conservación vial de Huancavelica». Tesis de masterado. 2017. <https://upc.aws.openrepository.com/handle/10757/622302>
2. E. Valle Gómez, «Diseño de la dosificación para hormigón compactado con rodillo y base estabilizada con cemento para su uso en las vías de Manabí. Trabajo final para la obtención del título: Ingeniero Civil.». Tesis de doctorado. ESPOL. FICT, 2009. <https://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/45463>
3. A. Behnood y E. M. Golafshani, «Predicting the compressive strength of silica fume concrete using hybrid artificial neural network with multi-objective grey wolves», *J Clean Prod*, vol. 202, pp. 54-64, 2018. https://www.researchgate.net/publication/326977569_Predicting_the_compressive_strength_of_silica_fume_concrete_using_hybrid_artificial_neural_network_with_multi-objective_grey_wolves
4. E. A. Basha, R. Hashim, H. B. Mahmud, y A. S. Muntohar, «Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement», *Constr Build Mater*, vol. 19, n.o 6, pp. 448-453, 2005. https://www.researchgate.net/publication/229363540_Stabilization_of_residual_soil_with_rice_husk_ash_and_cement
5. S. K. E. L. A. J. Buitrón Landeta, «Estudio de la estabilización de arcillas expansivas de Manabí con ceniza del volcán Tungurahua». Tesis de doctorado. Escuela Politécnica Nacional. pp. 1-138, 2018. <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19654>
6. Vdovin, E., Mavliev, L., & Stroganov, V. Interaction of clay soil components with portland cement and complex additive based on octyltriethoxysilane and sodium hydroxide. *n IOP conference series: Materials Science and Engineering(1)*, 890. 2020. <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/890/1/012031>
7. Arcata, G. Aplicación de cemento y ceniza de quinua en la estabilización de arcillas expansivas en el camino vecinal Chijichaya – Siraya, Puno 2022. Tesis de master. Universidad Cesar Vallejo. 2020. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/98720>
8. Espiritu, A. Mejoramiento de la capacidad de soporte de la subrasante mediante la aplicación de savia de sabila en la carretera la esperanza-malcongá, km 5 matamarca-2018. Tesis de master. Universidad de Huanuco. 2019. <http://repositorio.udh.edu.pe/123456789/1819>
9. Sánchez, M. Estabilización de suelos expansivos con cal y cemento en el sector Cacical del cantón Tosagua provincia de Manabí. *Revista Científica UNTRM: Ciencias Naturales e Ingeniería*, 3(2), 33-40. 2020. <http://bibliotecavirtualoducal.uc.cl/vufind/Record/oai:localhost:123456789-1434135>
10. Castro, M., & Navarro, J. Propuesta de mejora de suelos arcillosos de alta plasticidad a nivel de subrasante mediante la adición de cemento 99 Portland para disminuir el cambio volumétrico provocado por las condiciones climáticas en la Av. Padre salas, Villa Rica, Oxapampa, Pasco. Tesis de doctorado. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. 2020. <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/652573>
11. Amakye, S. Y., & Abbey, S. J. Understanding the performance of expansive subgrade materials treated with non-traditional stabilisers: A review. *Cleaner Engineering and Technology*, 4, 100159. 2021. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2666790821001191>
12. Sosahab, J. S., Ardakani, A., & Hassanlourad, M. Resilient response and strength of highly expansive clay subgrade stabilized with recycled concrete aggregate and granulated blast furnace slag. *Construction and Building Materials*, 408, 133816. 2023. <https://ouci.dntb.gov.ua/en/works/ldwP6G04/>
13. Shahin, M., & Putra, A. 2019. Use of slag (with cement) for improving the performance of expansive soil of road pavement subgrade. In *International Conference on Advances in Civil and Environmental Engineering*. 2019. https://www.researchgate.net/publication/331777632_Use_of_slag_with_cement_for_improving_the_performance_of_expansive_soil_of_road_pavement_subgrade
14. Kuswaya, W., Marsiano, W., & Syafalni, S. Jambi and Palembang clay soil stabilization for pavement matrix in road construction by using Portland cement type I. In *MATEC Web of Conferences*. EDP Sciences, 276. https://www.researchgate.net/publication/331776283_Jambi_and_Palembang_clay_soil_stabilization_for_pavement_matrix_in_road_construction_by_using_Portland_cement_type_I
15. E. R. Dorsey et al., «Global, regional, and national burden of Parkinson's disease, 1990–2016: a systematic analysis for the Global Burden of Disease Study 2016», *Lancet Neurol*, vol. 17, n.o 11, pp. 939-953, 2018. <https://pubmed.ncbi.nlm.nih.gov/30287051/>
16. D. ASTM, W. A. Test, C. S. Test, y A. R. Test, «American society for testing and materials (ASTM)», *American Association of State Highway and Transportation Officials-AASHTO Standards, United States*, 1950. <https://downloads.transportation.org/hm-33tableofcontents.pdf>

Comportamiento Dinámico De Torre Autosoportada Modelo Moyano Ante Acciones Sísmicas

Dynamic Behavior Of The Moyano Model Self-Supporting Tower Under Seismic Actions

Autores

Elvia Teresa Castro Figueredo ¹, Eduardo R. Álvarez Deulofeu ²

¹ Ingeniera Civil, Empresa de Telecomunicaciones de Cuba (ETECSA), Rubén Noguera #108^a/ Figueredo y H. Hechavarría, elvia.castro@etecsa.cu

² Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias Técnicas, Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Construcciones, Universidad de Oriente. Santiago de Cuba, Cuba, Calle 6 #16, entre Garzón y Escario, Rpto: Santa Barbara, Santiago de Cuba, ealvarez@uo.edu.cu

RESUMEN

En Cuba las torres de comunicaciones son fuertemente afectadas por vientos extremos debido al paso de huracanes lo que ha provocado las fallas de estas estructuras. El riesgo hidrometeorológico no es el único que está presente en el país, también existen zonas con distintos grados de sismicidad destacándose la región oriental considerada la de mayor peligro sísmico. En esta zona se encuentran las provincias de Granma, Santiago de Cuba y Guantánamo, por lo que estudiar el comportamiento de estas estructuras ante las acciones sísmicas es de vital importancia. Esta investigación tiene como objetivo revisar el comportamiento dinámico, chequear el cumplimiento de los requisitos de servicio establecidos por la norma ANSI/TIA-222-H del 2018 y realizar el chequeo estructural de las torres autosoportadas modelo Moyano ubicadas en la provincia de Granma según los requisitos de resistencia establecidos en la norma americana ANSI/AISC341-16. Se realizó el análisis estructural de la torre autosoportada Moyano, ejecutándose el modelo matemático con el Software SAP2000 V22. Las características dinámicas fueron obtenidas mediante Análisis Modal. Se tuvo en cuenta el peso propio, el de las antenas y escalera, así como las fuerzas sísmicas, las que se consideraron a partir del establecimiento de un espectro de respuesta de diseño. El análisis arrojó que las torres autosoportadas modelo Moyano emplazadas en zona de sismicidad 2 según la NC 46 del 2017 en la provincia Granma cumplen con los requisitos de servicios establecidos por la norma americana ANSI/TIA-222-H del 2018 pero incumplen los requisitos de resistencia establecidos por la norma americana ANSI/AISC341-16.

Palabras claves: análisis modal, acciones sísmicas en torres, comportamiento dinámico, requisitos de servicios

ABSTRACT

In Cuba, communications towers are strongly affected by extreme winds due to the passage of hurricanes, which has caused the failures of these structures. The hydrometeorological risk is not the only one that is present in the country, there are also areas with different degrees of seismicity, highlighting the eastern region considered the one with the greatest seismic danger. The provinces of Granma, Santiago de Cuba and Guantánamo are located in this area, so studying the behavior of these structures under seismic actions is of vital importance. This research aims to review the dynamic behavior, check compliance with the service requirements established by the ANSI/TIA-222-H standard of 2018 and perform the structural check of the Moyano model self-supporting towers located in the province of Granma according to the resistance requirements established in the American standard ANSI/AISC341-16. The structural analysis of the Moyano self-supporting tower was carried out, running the mathematical model with the SAP2000 V22 Software. The dynamic characteristics were obtained by modal analysis. The self-weight, the antennas and ladder were taken into account, as well as the seismic forces, which were considered from the establishment of a design response spectrum. The analysis showed that the Moyano model self-supporting towers located in seismicity zone 2 according to NC 46 of 2017 in the province of Granma comply with the service requirements established by the American standard ANSI/TIA-222-H of 2018 but do not meet the resistance requirements established by the American standard ANSI/AISC341-16.

Keywords: dynamic behavior, modal analysis, seismic actions on towers, service requirements

Nota Editorial: Recibido: Agosto 2024 Aceptado: Septiembre 2024

1. INTRODUCCIÓN

Las redes de telecomunicaciones en la actualidad se han tornado indispensables, por la creciente informatización de la sociedad que obliga a mantenerse conectados, así mismo en caso de desastres naturales son de vital importancia ya que se necesitan para poder brindar una respuesta oportuna, rápida y adecuada a las personas afectadas. Para lograr una red de telecomunicaciones fuerte se debe garantizar que las infraestructuras que se dispongan sean resistentes y perdurables antes las acciones de la naturaleza.

Cuba es afectada por vientos extremos debido al paso de huracanes, lo que ha provocado las fallas de varias torres de celosías, solo de transmisión eléctrica se han reportado 523 desde 1996 al 2017 [1], mientras que de radio y televisión han sido 33 hasta el 2008 [2] y 13 de comunicación hasta el 2020 según reportes de la Empresa de Telecomunicaciones de Cuba (ETECSA). El riesgo hidrometeorológico no es el único que está presente en el país, también existen zonas con distintos grados de sismicidad destacándose la región oriental considerada la de mayor peligro sísmico del país, por su cercanía al límite de la placa de Norteamérica y la microplaca de Gonave. En los últimos 500 años se han reportado varios sismos de intensidades de 8 a 9 grados en la escala MSK [3], encontrándose en esta región las provincias de Granma, Santiago de Cuba y Guantánamo.

Las torres de comunicación empleadas en la isla son de disímiles modelos, alturas y nacionalidades, como son las TAS, MOYANO, AUX-42 (torres autosoportadas) las GNC y las AT (torres atirantadas), entre otras. A pesar de que no existe una evidencia o registro de daños causados a la infraestructura de los sistemas de telecomunicaciones por ocurrencia de sismos de alta magnitud en el territorio nacional, no significa que ante la ocurrencia de un fenómeno de esta índole no sean afectadas. Razón por la cual la evaluación del comportamiento de estas estructuras, se debe realizar no solo para las cargas de vientos extremos presentes, sino también para las cargas sísmicas, siendo de especial importancia para la región sur oriental del país.

Esta investigación se enmarcó en la provincia de Granma, en la que están presente zonas de peligrosidad sísmico desde bajas (zona 2) hasta alta (zona 4), según la norma cubana de sismo vigente NC-46 [4]. Esta provincia es después de Santiago de Cuba, la más afectada en frecuencia e intensidad por los terremotos. De los 28 sismos fuertes reportados en la isla con daños en las construcciones y en la población, cinco han tenido su epicentro en esta región [5]. Además, en ella están presente dos de las diez áreas con sismicidad significativa identificadas en el país, Cabo Cruz y Pílon-Baconao [6]. En Granma se encuentran distribuidas 15 torres autosoportadas de las cuales tres son modelo Moyano, siendo las de mayor altura (42 m), son de procedencia española y están emplazadas en zonas de peligrosidad sísmica baja (zona 2) y moderada (zona 3).

El aumento de las torres en altura, trae consigo el aumento de sus períodos de oscilación, lo que las convierte en estructuras sensibles a cargas dinámicas como el sismo y el viento, la instalación de estas en zonas de alta sismicidad, ha provocado que se le preste mayor atención al análisis bajo carga sísmica de estas estructuras. Esto se evidencia en la inserción del análisis sísmico en las últimas ediciones de las normas más avanzadas en el mundo sobre las torres de telecomunicaciones como son: la estadounidense ANSI/TIA-222-H [7], la canadiense CAN-CSA-S37-18 [8] y el Eurocódigo 1998-6:2005 [9], así como las diversas investigaciones en pregrado y posgrado realizadas por estudiantes de varias universidades del mundo. Se destacan los estudios realizados por autores como Ghodrati and Masah [10] en Irán y Mehta and Patel [11] en la India, los que demuestran que las fuerzas predominantes en estas estructuras son las generadas por el viento ya que estas se presentan con mayor frecuencia que las cargas sísmicas, no obstante, coinciden que en zonas de altas sismicidades es necesario evaluar su comportamiento. En estudios propiamente del comportamiento sísmico de las torres autosoportadas, autores como Ghodrati and Masah [10] al investigar las formas modales de la torre, corroboraron que las tres primeras formas modales, más bajas en frecuencia son suficientes para el análisis dinámico de torres de telecomunicaciones autosoportadas. Aunque consideran que tener en cuenta los cinco modos más bajos mejoraría la precisión del análisis, especialmente en el caso de torres más altas. Por otra parte Chandra and Sengupta [12] demuestran cómo la altura de la torre influye en el aumento de los desplazamientos, siendo casi lineal en torres de altura de 30 a 40 m, observándose un fuerte aumento a medida que la altura de la torre se incrementa de 40 a 50 m. Haciendo referencia al tipo de análisis sísmico a utilizar, Saudi and Aly [13] comprueban que el método estático equivalente para el análisis sísmico produce resultados conservadores en comparación con los resultados del análisis del espectro de respuesta; en su estudio obtienen diferencias aproximadas de 38% y 93% en la estimación de las reacciones de apoyo y las tensiones en las columnas principales, respectivamente.

En Cuba los estudios de análisis sísmicos de estas estructuras son reducidos, las investigaciones se han centrado en los estudios del comportamiento ante las acciones del viento, debido a que el territorio nacional es azotado frecuentemente por huracanes. Uno de los primeros reportes de estudios del comportamiento de las torres autoportadas antes las acciones sísmicas es de Oliva, et al. [14] quienes estudian la respuesta sísmica de seis torres autoportadas de comunicación de la provincia Granma en función de la estimación del peligro sísmico puntual del sitio donde estaban ubicadas. La caracterización estructural de las torres y la determinación del período fundamental del suelo y de las torres fueron estimados de forma instrumental. Luego Martín and Elena [15] realizaron estudios de análisis sísmico de modelos cubanos de torres autoportadas de telecomunicaciones (Modelo Versalles y Modelo Najasa) a partir de modelos computacionales. Luis Garcia, et al. [16] realizan una caracterización del comportamiento dinámico de cuatro torres autoportadas de sección triangular a partir de determinar sus períodos naturales, formas modales y el por ciento de participación de la masa. Con estos estudios se disipa el desconocimiento del comportamiento de los modelos cubanos de torres autoportadas instaladas en el país, no así en el caso de la torres autoportadas extranjeras existentes en el territorio nacional de las que no hay registro de estudios, razón por la cual esta investigación tiene como objetivo: revisar el comportamiento dinámico, chequear el cumplimiento de los requisitos de servicio establecidos por la norma ANSI/TIA-222-H del 2018 y realizar el chequeo estructural de las torres autoportadas modelo Moyano ubicadas en la provincia de Granma según los requisitos de resistencia establecidos en la norma americana ANSI/AISC341-16.

2. DESARROLLO

2.1. Materiales Y Métodos

Para dar cumplimiento al objetivo relacionado con el comportamiento dinámico se realizó el análisis estructural de la torre autoportada Moyano, ejecutándose el modelo matemático con la ayuda del Software SAP2000 V22. El procedimiento utilizado fue el Análisis Modal, que establece la realización de un estudio para determinar los modos naturales de vibración de la estructura, incluido el período de cada modo, el vector de forma modal y el factor de participación de masa modal. El análisis incluyó el número suficiente de modos para obtener una participación modal combinada de al menos el 85%. Para desarrollar los objetivos relacionados con los criterios de revisión de servicio y resistencia se consultaron las normas americanas ANSI/TIA-222-H [7] y ANSI/AISC341-16 [17] respectivamente.

2.2. Geometría Y Materiales Componentes De La Estructura

La torre autoportada modelo Moyano, caso de estudio, tiene una altura de 42 m, está anclada en el suelo a través de una cimentación monobloque. Está compuesta de dos tramos prismáticos de distintas secciones cuadradas con estructura de celosía, de 18,70 y 21,25 m de altura con secciones de 1,70 x 1,70 m y 1,25 x 1,25 m respectivamente y un tramo de transición entre ellos de 1,75 m, como se aprecia en la figura 1. Los elementos componentes son perfiles angulares de acero galvanizados en caliente de diferentes secciones transversales y propiedades físico mecánicas. Los montantes están constituidos por perfiles laminados en acero S355 J0 y los restantes elementos son perfiles laminados en acero S 275 JR.

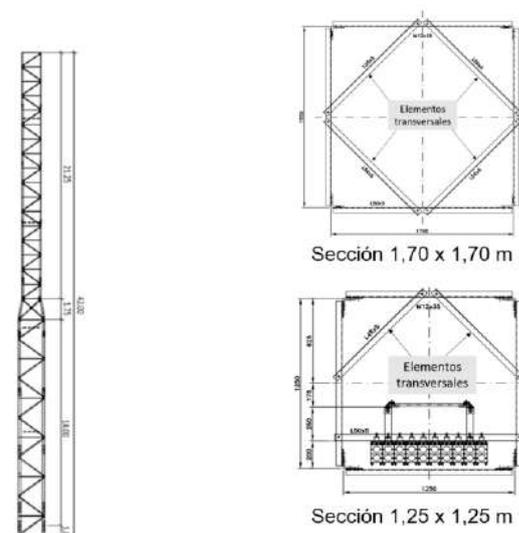


Figura 1. Elevación y secciones de torre Moyano. Fuente: Adaptado del fabricante, 2024

2.3. Norma De Revisión Aplicada

El reglamento cubano de construcción sismorresistente NC-46 [4] (Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción), establece en su alcance los requerimientos mínimos para el diseño y construcción de edificaciones; sin embargo, el diseño de torres de celosía no está contemplado en este documento ya que no entra dentro de las clasificaciones de los sistemas sismorresistentes (E1, hasta E6). Sobre la base de lo anterior, es necesario utilizar una norma extranjera para evaluar el comportamiento de estas estructuras ante cargas sísmicas. En este caso se utilizó la norma americana ANSI/TIA-222-H [7] (Structural standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures) adaptándolas a las condiciones nacionales, con el fin de evaluar si la torre en estudio cumple con los criterios de servicios que establece esta norma para resistir los efectos de los movimientos sísmicos del suelo. Para chequear la resistencia y estabilidad se empleó la norma americana de diseño ANSI/AISC341-16 [17] (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings), ya que esta aborda el diseño y la construcción de sistemas constructivos de acero estructural específicamente detallados para la resistencia sísmica. La norma cubana se utilizó para la clasificación del tipo de suelo en el que se encuentra emplazada la torre y para la obtención del espectro elástico de diseño.

2.4. Cargas

2.4.1. Cargas Permanentes, Muertas O De Gravedad (G)

Se consideró el peso propio de las torres, es decir, los elementos primarios que conforman el ensamble de la estructura como: diagonales, horizontales, placas de unión, montantes y tornillería, según los datos del fabricante. Además, se incluyó el peso de los elementos no estructurales como: escalera de acceso, escalerilla de cables, plataforma de trabajo, de antenas y radios.

Se consideró el peso de tres antenas tipo Kathrein ubicadas a 40,00 m de altura, 3 radios 3 RRU 5904 (4G) emplazados a 37,00 m de altura y una antena parabólica UKY 210 95/DC12 colocada a 20,00 m (Tabla 1).

Tabla 1. Cargas permanentes que soporta la torre por concepto de accesorios.

Catálogo	Accesorios	Dimensiones (m)	Cant.(u)	Posición (m)	Peso Unit. (kg)	Peso Total (kg)
UKY 210 95/DC12	Parábola	0,79 x 0,79 x 0,64	1	20,00	28,70	28,70
RRU 5904 (4G)	Radio	0,40 x 0,30 x 0,15	3	37,00	22,00	66,00
Kathrein XXXPol Panel 80010864	Antena	1,40 x 0,37 x 0,16	3	40,00	27,2	81,60
	Escalera	0,54 x 42,00	1	42,00	546,00	546,00
Sumatoria						722,30

2.4.2. Consideraciones Estructurales Y Procedimiento De Análisis

Las torres de telecomunicaciones y transmisión asumen un comportamiento de celosía simple, donde todas las conexiones diseñadas se consideran articuladas, excepto las de columna-columna que se consideran continuas. El análisis general de la estructura se realizó como una viga en voladizo y los elementos que la conforman trabajan similar a una cercha, es decir, a esfuerzos de tracción y compresión únicamente. La norma ANSI/TIA-222-H [7] complementa esta idea, establece que los modelos aceptados son aquellos que corresponden a una cercha tridimensional, compuesto por tramos rectos conectados en nodos, y articulados de tal manera que produzcan únicamente fuerzas axiales en los miembros. La norma establece las limitaciones de uso de cada procedimiento de análisis sísmico según las alturas de las estructuras. En este caso se seleccionó el método de procedimiento de análisis sísmico No. 3: Procedimiento de Análisis Modal, ya que no presenta límite de altura para torres autosoportadas. Plantea que se debe construir un modelo matemático que represente la distribución espacial de masa y rigidez en toda la estructura, y luego realizar una evaluación del comportamiento dinámico de la torre basado en los modos de oscilación de la estructura, que incluye período de oscilación de cada modo, el vector de forma modal y el factor de participación de masa modal. Se recomienda incluir un número suficiente de modos de oscilación para obtener una participación masiva modal combinada de al menos el 85%. Además, orienta establecer un espectro de respuesta de diseño.

El espectro de respuesta de diseño se determinó de acuerdo con las ecuaciones y criterios planteados en la norma cubana NC-46 [4], luego de definido los factores necesarios se obtuvo el espectro de respuesta para un sismo ordinario en la zona de peligrosidad 2 en el municipio Yara de la provincia Granma, en un perfil de suelo clasificado como tipo E, y un coeficiente de disipación de energía $R=3$, valor recomendado por la normativa norteamericana ANSI/TIA-222-H [7], el que se muestra en la figura 2.

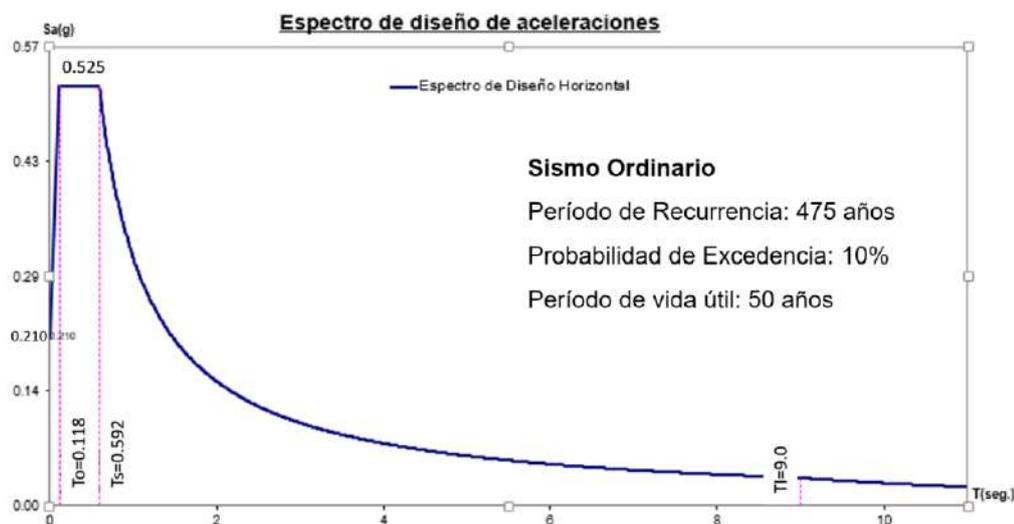


Figura 2. Espectro de respuesta elástico de diseño (Municipio Yara, Provincia Granma, Tipo de Suelo E).

2.4.3. Combinaciones De Carga De Estado Límite De Resistencia

Atendiendo a las especificaciones de la norma americana ANSI/TIA-222-H [7] y las recomendaciones de la norma cubana para construcciones sismorresistente NC-46 [4] se plantearon las siguientes combinaciones de carga:

$G + 100\% S_x + 30\% S_y$	(1)	$0.9G + 30\% S_x + 100\% S_y$	(5)
$G + 30\% S_x + 100\% S_y$	(2)	$0.9G + 100\% S_x + 30\% S_y$	(6)
$1.2G + 100\% S_x + 30\% S_y$	(3)	$0.9G - 30\% S_x + 100\% S_y$	(7)
$1.2G + 30\% S_x + 100\% S_y$	(4)	$0.9G - 100\% S_x + 30\% S_y$	(8)

Donde:

G : Cargas permanentes, muertas o de gravedad.

S_x : Cargas sísmicas en X.

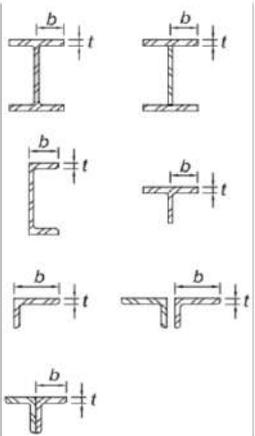
S_y : Cargas sísmica en Y.

La modelación de la torre se realizó mediante el uso del Software SAP2000 V22, el cual permite evaluar las solicitaciones en cada uno de los elementos que componen la torre, para las combinaciones de cargas especificadas. Esto permite generar el reporte para efectuar la revisión de los criterios de resistencia y estabilidad establecidos por las normativas ANSI/AISC341-16 [17] y los de servicio establecidos por la norma ANSI/TIA-222-H [7], al chequear los desplazamientos máximos y la rotación de la torre causada por el sismo.

2.4.4. Análisis Estructural

La norma americana de diseño ANSI/AISC341-16 [17] (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) plantea entre sus especificaciones a cumplir por las estructuras metálicas en zonas sísmicas: que las secciones de acero estructural para miembros moderadamente dúctiles y miembros altamente dúctiles deben tener bridas conectadas continuamente al alma o almas. Además, establece que los elementos de compresión no deben exceder las relaciones límite de ancho a espesor (λ_{md}), ver Tabla 2.

Tabla 2. Limitación de las relaciones entre anchura y espesor para elementos de compresión para miembros moderadamente dúctiles y muy dúctiles. Fuente: Adaptado de [17]

Descripción de los elementos	Relación ancho-espesor	Limitación de la relación ancho-espesor		Ejemplo
		λ_{hd} Miembros altamente dúctiles	λ_{md} Miembros moderadamente dúctiles	
Bridas de laminado o Construido en forma de L Secciones, canales y tees; piernas de ángulos simples o de doble ángulo miembros con separadores; Piernas sobresalientes de pares de ángulos en Contacto continuo.	$\frac{b}{t}$	$0,32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0,40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

Plantea que siempre que se requiera se proporcionarán arriostros de estabilidad para restringir el pandeo lateral de vigas de acero estructural y designadas como miembros moderadamente dúctiles o miembros altamente dúctiles, para estos establece un espaciamiento máximo del arriostros de los miembros de viga altamente dúctiles según la ecuación 9.

$$Lb = \frac{0,095 \cdot r_y \cdot E}{(R_y \cdot F_y)} \quad (9)$$

Donde:

Lb = Longitud entre puntos que están arriostros contra el desplazamiento lateral de la brida de compresión o arriostros contra la torsión de la sección transversal, en milímetros.

La relación entre demanda y capacidad se estableció óptima para valores inferiores a 1.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Revisión De Los Parámetros De Control Fundamentales. Participación Modal De La Masa.

En este caso se fijó el análisis para 30 modos de oscilación, lográndose la participación modal de las masas requerida por el código americano a partir del modo 28 en la dirección (x) y del modo 27 en la dirección (y) (Tabla 3). Estos resultados no se corresponden con los obtenidos por Ghodrati and Masah [10], los que demuestran que a medida que aumenta la altura de la torre, el porcentaje de participación modal de masa disminuye; sus estudios demostraron que la participación modal de más del 90 % para torres de 40,00 m de altura se alcanza a partir del modo 19.

Los primeros cuatro modos de vibración que arroja el programa conforman los dos primeros modos a flexión de la estructura (figura 3) produciéndose en pares con frecuencias naturales y formas de modales ortogonales muy parecidas, como lo corroboran Luis García, et al. [18] al realizar el análisis modal de torres autosoportadas. A partir del quinto modo de vibración hasta el séptimo aparecen los modos a torsión, los que se presentan con periodos y frecuencias muy parecidos, resultado que coincide con el obtenido por Luis, et al. [19] los que corroboran que, en el caso de torres de 30,00 m de altura y más, el primer modo de torsión tiene lugar después del segundo modo de flexión.

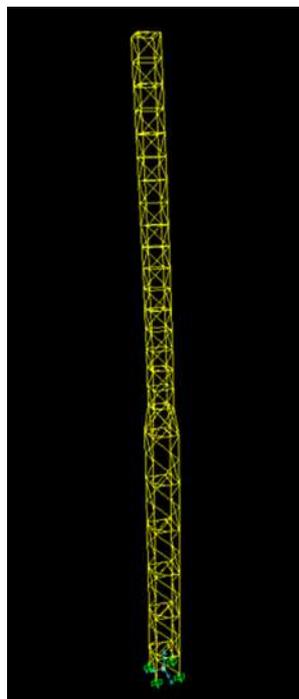
En el primer modo a flexión la participación de masas no superó el 50%, valor que concuerda con el obtenido por Ghodrati and Masah [10], los que obtuvieron para todas las torres estudiadas valores de participación de las masas superiores a 50% para el primer modo de flexión. Sin embargo, el 90 % aproximadamente de la participación total de la masa lo encontraron en los tres primeros modos de flexión. En el caso de estudio el 85% de la participación de las masas no se encontró en los dos primeros modos de flexión, lo que muestra que no es suficiente solo tener en cuenta estos modos de flexión para la realización de un análisis dinámico.

En la tabla 3 se muestra un fragmento de los resultados arrojados del análisis en el que se expresa el periodo de oscilación en cada modo y la participación modal.

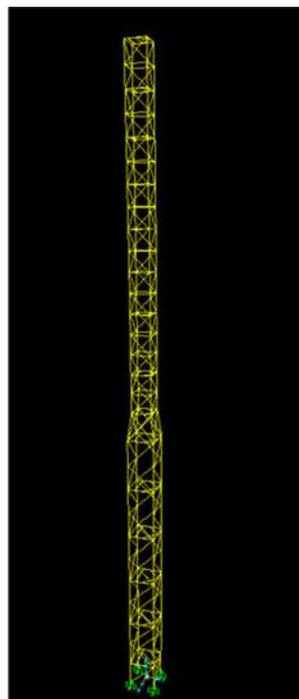
Tabla 3. Periodos de oscilación en cada modo y participación modal de la masa.

Fuente: Software SAP2000 V22.

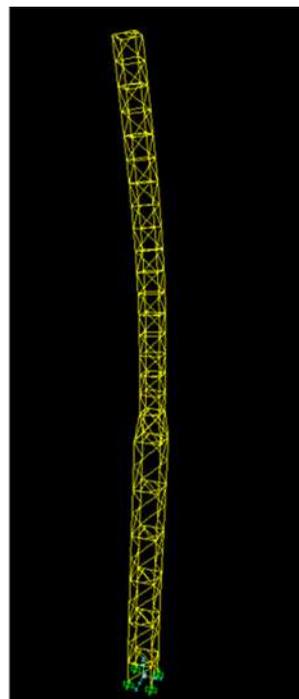
Número Modos	Periodo Sec.	UX Sin unidades	UY Sin unidades	SumUX Sin unidades	SumUY Sin unidades
MODAL 1	0,8515	0,1732	0,2774	0,1732	0,2774
MODAL 2	0,8509	0,2773	0,1728	0,4505	0,4502
MODAL 3	0,2348	0,0003	0,2530	0,4508	0,7031
MODAL 4	0,2341	0,2535	0,0003	0,7043	0,7034
MODAL 5	0,1459	0,0001	0,0000	0,7044	0,7034
MODAL 6	0,1241	0,0000	0,0000	0,7044	0,7034
MODAL 7	0,1035	0,0076	0,0030	0,7120	0,7065
MODAL 27	0,0574	0,0010	0,0449	0,8342	0,8763
MODAL 28	0,0556	0,0489	0,0005	0,8831	0,8768
MODAL 29	0,0516	0,0000	0,0020	0,8832	0,8788
MODAL 30	0,0514	0,0000	0,0014	0,8832	0,8802



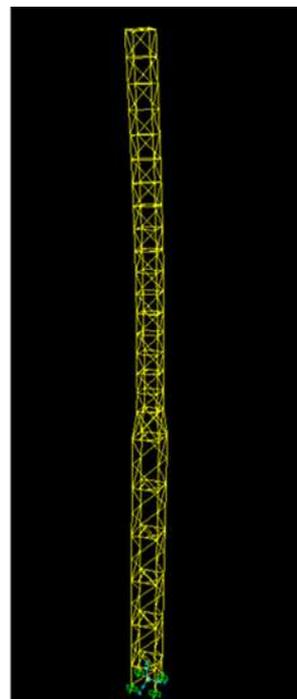
Modo 1: Flexión en X.
T=0,8515 ; F=1,17435



Modo 2: Flexión en Y.
T=0,8509 ; F=1,17529



Modo 3: Flexión en X.
T=0,2348 ; F=4,25867



Modo 4: Flexión en Y.
T=0,2341 ; F=4,2708

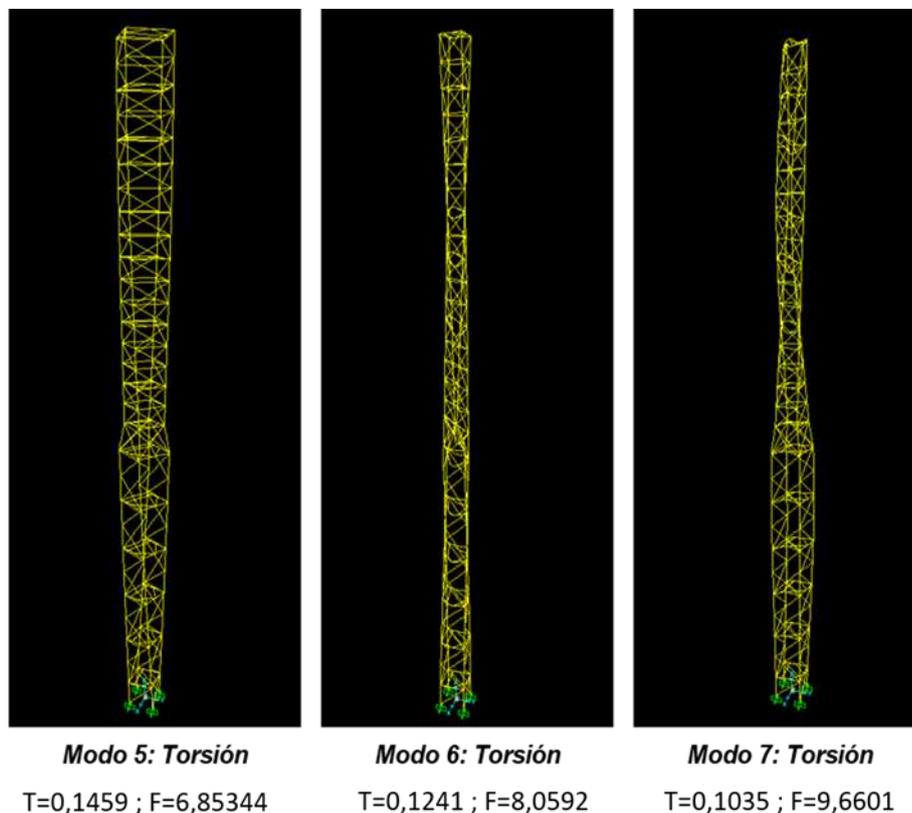


Figura 3. Formas modales obtenidas y características (*T* es periodo en segundos y *F* es frecuencia en Hz).

3.1.1. Período Fundamental De Vibración Y Frecuencias Naturales

El análisis dinámico de la torre con antenas arroja que el periodo fundamental de vibración del modo 1 es igual a 0,8515 s, valor que se asemeja a los obtenidos por Chaudhary and Pujari [20]. Sharma, et al. [21] aseguran que a medida que aumenta la altura de la torre, la masa comienza a desempeñar un papel más importante que la rigidez de la estructura al reducir la frecuencia natural de la misma. Shwetha Shetty, et al. [22] concuerdan con esta afirmación al comprobarlo en sus estudios. Las frecuencias obtenidas se asemejan a las alcanzadas por Sharma, et al. [21] para torres de 45 m, siendo las frecuencias de los modos de torsión las más elevadas.

Al analizar la torre sin antenas se comprueba que el periodo fundamental de vibración del modo 1 disminuye hasta 0,7967 s y las frecuencias aumentan (Tabla 4); lo que significa que las antenas tienen influencia en el comportamiento dinámico de estas estructuras. López, et al. [23] corroboran este resultado cuando comprueban que las antenas definidas provocan aumentos significativos en los períodos de oscilación de los modos flectores de las cinco torres autosoportadas analizadas. El resultado obtenido confirma lo planteado por Sharma, et al. [21] y Shwetha Shetty, et al. [22], pues aumentaron las frecuencias al disminuir la masa por no considerarse el peso de las antenas.

Tabla 4. Periodos de oscilación y frecuencia naturales en los primeros modos de vibración

Número de Modos		Periodos	Frecuencia
		Sec.	Cyc/sec.
MODAL	1	0,7967	1,2551
MODAL	2	0,7959	1,2563
MODAL	3	0,2274	4,3961
MODAL	4	0,2266	4,4127
MODAL	5	0,1400	7,1401
MODAL	6	0,1227	8,1455
MODAL	7	0,1015	9,8518

3.2. Revisión De Los Requisitos De Servicios

El código americano ANSI/TIA-222-H [7] platea que las deformaciones bajo cargas de servicio en cualquier punto de una estructura, a menos que se requiera lo contrario, no deberán exceder lo siguiente:

- Un desplazamiento horizontal del 3 % de la altura de la estructura.
- Rotación de 4 grados sobre el eje vertical (giro) o cualquier eje horizontal (balanceo) de la estructura.

3.2.1. Desplazamientos Máximos

Los desplazamientos máximos de la estructura para la combinación de servicio de cargas (1) y (2), se muestran en la Tabla 5, los que corresponden a los puntos más elevados de la torre, los mismos están en el orden de 0,036 m (36 mm). Sharma, et al. [21] y Chaudhary and Pujari [20] comprueban que existe un fuerte aumento en el desplazamiento en zonas sísmicas según sea la altura de las torres, el arriostamiento de la misma y el tipo de suelo en la que esté emplazada. Sin embargo, los valores obtenidos por estos para torres de 45 y 60 m son inferiores (19,10 mm y 27,10 mm respectivamente) a las obtenidas en este estudio para una torre de 42 m. En cambio, los desplazamientos obtenidos por estos para torres de 30 m son inferiores a los obtenidos para la torre caso de estudio Moyano de 42 m.

Tabla 5. Desplazamientos máximos por las combinaciones de carga (1) y (2) con presencia de antenas. Fuente: Elaboración propia, 2024

Puntos	Combinaciones	Tipo	U1 (m)	U2 (m)
243	Comb1 Sin Mayorar 100%Sx	Máx	0,03488	0,01066
133	Comb 2 Sin Mayorar 100%Sy	Máx	0,01069	0,03495

El desplazamiento permisible de la torre autoportada modelo Moyano de 42 m es 1,26 m, valor que es superior al desplazamiento calculado, por lo que, la estructura cumple con el requerimiento de servicio de la norma ANSI/TIA-222-H [7]. Este requisito también se cumple en el estudio realizado por Saudi and Aly [13] los que realizaron un análisis dinámico detallado para investigar la respuesta estructural de torres autoportantes bajo cargas sísmicas existente en Egipto según las disposiciones de ANSI/TIA-222-G-2005, para la evaluación estructural adoptaron los métodos estático equivalente, el espectro de respuesta y los métodos de historia temporal. El estudio proporcionó una investigación exhaustiva del comportamiento dinámico de las torres autoportadas existentes ya que utilizaron un modelo numérico validado preciso de la torre para realizar de manera confiable los análisis dinámicos.

3.2.2. Rotación Sobre Los Ejes

Las rotaciones horizontales y verticales de la estructura para la combinación de servicio de cargas (1) y (2), con presencia de antenas se muestran en la tabla 7, las mismas no llegan a un 1 grado, valor inferior al máximo establecido en el requisito de servicio de la norma ANSI/TIA-222-H [7] por lo que la torre caso de estudio cumple con las especificaciones de servicio de esta norma.

Tabla 7. Rotaciones horizontales y verticales por las combinaciones de carga (1) y (2) con presencia de antenas. Fuente: Elaboración propia, 2024.

Puntos	Combinaciones	Tipo	R1 Grados	R2 Grados
133	Comb 1 Sin Mayorar 100%Sx	Máx	0,0135	0,1074
134	Comb 2 Sin Mayorar 100%Sy	Máx	0,0694	0,0431

3.3. Chequeo De Resistencia De Los Elementos Componentes De La Torre

El chequeo de la estructura arroja que sus elementos no fallan por demanda de capacidad; sin embargo, incumplen los requisitos para zonas sísmica que establece la norma ANSI/AISC341-16 [17] para este tipo de estructuras. Como se observa en la tabla 8, todos de los elementos incumplen la relación de ancho - espesor para varias combinaciones, incluso con distintas secciones. El criterio de arriostramiento, aunque en menor medida también es infringido, coincidiendo la mayoría de los elementos con los que incumplen el primer criterio. Los elementos que más incumplen ambos criterios son los tranques, teniendo una mayor incidencia en ellos la combinación 3. La combinación 1 es la que más influye en los elementos de columna y la combinación 3 en los elementos diagonales.

Tabla 8. Elementos estructurales que incumplen los criterios establecidos por la norma americana ANSI/AISC341-16 para estructuras metálicas en zona sísmica.

Combinaciones	Elementos	Sección	Cantidad en Falla	Criterio de Falla	
				Espaciamiento máximo de arriostramiento $L_b/r_y > 0.095 \cdot E / (R_y \cdot F_y)$	Relación ancho - espesor (λ_{md})
Comb. 1	Columnas	L 100 x10	3	Incumplen	Incumplen
		C L120x12	5	Incumplen	Incumplen
		C L150x15	4	Incumplen	Incumplen
		C L60x6	2	Incumplen	Incumplen
		CL 70x7	9	Incumplen	Incumplen
Comb. 3	Columnas	C L90x10	3	Incumplen	Incumplen
		C L150x15	3	Incumplen	Incumplen
Comb. 4	Columnas	C L150x18	3	Incumplen	Incumplen
		C L150x15	1	Incumplen	Incumplen
Comb. 4	Columnas	C L150x18	1	Incumplen	Incumplen
		C L150x15	1	Incumplen	Incumplen

Combinaciones	Elementos	Sección	Cantidad en Falla	Criterio de Falla	
				Espaciamiento máximo de arriostramiento $L_b/r_y > 0.095 \cdot E / (R_y \cdot F_y)$	Relación ancho - espesor (λ_{md})
Comb. 3	Tranques	L 45x5	26	Incumplen	Incumplen
			41	Incumplen	Incumplen
			4	Incumplen	Incumplen
		L 50x5	13	Incumplen	Incumplen
			2	Incumplen	Incumplen
			6	Incumplen	Incumplen
Comb. 4	Tranques	L 60x6	14	Incumplen	Incumplen
			30	Incumplen	Incumplen
			5	Incumplen	Incumplen
Comb. 5	Tranques	L 45x5	1	Incumplen	Incumplen
			7	Incumplen	Incumplen
			1	Incumplen	Incumplen
Comb. 6	Tranques	L 50x5	1	Incumplen	Incumplen
			1	Incumplen	Incumplen
Comb. 6	Tranques	L 45x5	1	Incumplen	Incumplen
			2	Incumplen	Incumplen

Combinaciones	Elementos	Sección	Cantidad en Falla	Criterio de Falla	
				Espaciamiento máximo de arriostramiento $L_b/r_y > 0.095 \cdot E / (R_y \cdot F_y)$	Relación ancho - espesor (λ_{md})
Comb.3	Diagonales	D L 60x6	18	Incumplen	Incumplen
			18		Incumplen
			7		Incumplen
		D L 70x7	1	Incumplen	Incumplen
			1		Incumplen
			2		Incumplen
Comb.4		D L 80x8	16	Incumplen	Incumplen
			18		Incumplen
		D L 60x6	1	Incumplen	Incumplen
			18		Incumplen
			1		Incumplen

4. CONCLUSIONES

La torre autosoportada modelo moyano de 42 m de altura ubicada en el municipio de yara provincia de granma, localizado en zona sísmica 2 y con una categoría de suelo E según la clasificación de la norma sísmica cubana NC 46, 2017 cumple con las especificaciones de servicio del código americano ANSI/TIA-222-H, pero incumple con los requisitos de resistencia establecido por la norma americana ANSI/AISC341-16 para estructuras de acero. Sin embargo, los elementos no fallan por demanda de capacidad. El 85% de la participación modal de las masas no se encontró en el número de modos estimados por investigaciones internacionales. Se comprobó que la existencia de antenas influye en el comportamiento dinámico de las torres autosoportadas modelo MOYANO aumentando su periodo fundamental de vibración; sin embargo, no tienen la misma influencia en los desplazamientos ya que estos no se modifican significativamente con su presencia.

1. G. P. Martínez, A. H. Hernández, P. M. Rodríguez, and V. E. Parnás, "Revisión de las investigaciones del colapso progresivo.," Revista ciencia y construcción, vol. 2, no. 4, pp. 06-20, 2021. [Online]. Available: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/77>
2. V. E. Parnás, "Fallas estructurales en torres reticuladas para telecomunicaciones.," Revista científica de Arquitectura y Urbanismo, vol. 29, no. 2-3, pp. 57-63, 2008. [Online]. Available: <https://www.redalyc.org/pdf/3768/376839855008.pdf>
3. E. D. A. Arias, M. A. P. Flores, L. Á. Barrientos, and J. A. B. Rodríguez, "Nueva valoración sismotectónica de la Región Oriental de Cuba en el contexto geodinámico del Norte del Caribe.," Sexta Convención Cubana de Ciencias de la tierra, GEOCIENCIAS 2015., 2015.
4. NC46. Construcciones sismorresistentes — Requisitos básicos para el diseño y construcción. , O. N. d. N. (NC), 2017.
5. M. A. Iturralde Vinent and E. D. Arango Arias, "Ciudades de Cuba en alerta sísmica," Minería y Geología, vol. 36, no. 4, pp. 366-376, 2020. [Online]. Available: <http://scielo.sld.cu/pdf/mg/v36n4/1993-8012-mg-36-04-366.pdf>
6. M. O. C. Rodríguez, D. C. Barba, and L. Á. Gómez, "Características de las principales áreas sísmicas de Cuba," GEOS, vol. 40, no. 2, 2020. [Online]. Available: <https://geos.cicese.mx/index.php/geos/article/view/60>
7. ANSI/TIA-222-H. Structural Standard for Antenna and Supporting Structures and Antennas, 2018.
8. CAN-CSA-S37-18. Antennas, towers, and antennasupporting structures, N. S. o. Canada, 2020.
9. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 6: Torres, mástiles y chimeneas., 2005.
10. G. A. Ghodrati and S. R. Masah, "Seismic response of 4-legged self-supporting telecommunication towers," IJE Transactions B: Applications, vol. 20, no. 2, pp. 107-126, 2007. [Online]. Available: https://www.sid.ir/en/vewssid/j_pdf/85620072b01.pdf
11. N. S. Mehta and H. V. Patel, "Performance of Telecommunications Tower During Seismic and Wind Loading Condition," International Journal of Scientific Research & Engineering Trends, vol. 7, no. 4, 2021. [Online]. Available: https://ijsret.com/wp-content/uploads/2021/07/IJSRET_V7_issue4_509.pdf
12. T. Chandra and S. Sengupta, "Dynamic Analysis of Telecommunication Tower for Optimum Modal Combination and Elemental Discretization," Int. J. Eng. Adv. Technol, vol. 9, pp. 2229-2237, 2019, doi: 10.35940/ijeat.A9720.109119
13. G. N. E. Saudi and E. Aly, "Structural response of a self-supporting tower under seismic loads," Al-Azhar University Civil Engineering Research Magazine (CERM), vol. 39, no. 1, 2017. [Online]. Available: <http://www.azharcermjournal.com/CERMF1701/P17-01-11.pdf>
14. R. A. Oliva et al., "Respuesta sísmica de las torres de comunicación de la provincia Granma, Cuba.," in Nuevas Investigaciones sismológicas en Cuba. , T. J. C. R. L. A. Gómez Ed. La Habana. Cuba: Academia, 2002, p. 37.
15. P. M. Rodríguez and V. E. Parnás, "Análisis sísmico de modelos cubanos de torres autosoportadas de telecomunicaciones," Revista Cubana de Ingeniería, vol. 3, no. 2, pp. 25-34, 2012. [Online]. Available: <https://rci.cujae.edu.cu/index.php/rci/article/view/86>
16. K. L. García, P. M. Rodríguez, and V. E. Parnás, "Comportamiento dinámico de torres autosoportadas.," Revista Ciencia y Construcción, vol. 2, no. 3, pp. 40-51, 2021. [Online]. Available: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/50>
17. ANSI/AISC341-16. Seismic provisions for structural steel buildings., 2016.
18. K. L. García, K. Maes, V. E. Parnás, and G. Lombaert, "Operational modal analysis of a self-supporting antenna mast," Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 209, p. 104490, 2021, doi: 10.1016/j.jweia.2020.104490
19. K. L. García, V. E. Parnás, K. Maes, and G. Lombaert, "Mediciones a escala real de torre autosoportada empleando acelerómetros y strain gauges," Ingeniería y Desarrollo, vol. 38, no. 1, pp. 259-278, 2020, doi: <https://doi.org/10.14482/inde.38.1.531.38>
20. G. Chaudhary and A. Pujari, "Wind and non linear dynamic analysis of self supporting telecommunication tower.," OAIJSE.COM, pp. 93-99, 2021, doi: DOI 10.51397/OAIJSE07.2021.0014
21. K. K. Sharma, S. Duggal, D. K. Singh, and A. Sachan, "Comparative analysis of steel telecommunication tower subjected to seismic & wind loading," Civil Engineering and Urban Planning: An International Journal (CIVEJ), vol. 2, no. 3, pp. 15-17, 2015. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/283850292>
22. M. Shwetha Shetty, M. Anusha, A. Ashwini, and T. Rajiv, "Dynamic analysis of 4-legged steel telecommunication tower," IJCIET, vol. 10, pp. 1535-1550, 2019. [Online]. Available: <http://www.iaeme.com/ijciyet/issues.asp?JType=IJCIET&VType=10&IType=01>
23. V. E. Parnás, A. C. Luzardo, I. F. Lorenzo, A. L. Llanusa, and P. M. Rodríguez. Monografía Metodología de cálculo para torres Atirantada. (2012). Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría. Departamento de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería Civil. Cuba. [Online]. Available: <https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/56921377/MonografiaMetodologadecalculoparatorresAtirantada-libre.pdf>