

Revista Ciencia y Construcción

Vol.5 No.2 abril - junio 2025

ISSN: 2789-7605

06

**ANÁLISIS COMPARATIVO
DE DOS SISTEMAS DE
LOSA: NERVADA
BIDIRECCIONAL VS. STEEL
DECK EN LA CIUDAD DE
MACHALA**

93

**ADICIÓN DE PAVIMENTO DE
ASFALTO RECICLADO PARA
EVALUAR LA RESISTENCIA
DEL HORMIGÓN EN
PAVIMENTOS RÍGIDOS**

23

**ANÁLISIS NO LINEAL
ESTÁTICO DE UNA
ESTRUCTURA ESENCIAL
EN LA PROVINCIA DE EL
ORO**

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

Consejo Editorial	02
Sumario	03-04
Sección 1: Artículos de Investigación	05
Análisis Comparativo De Dos Sistemas De Losa: Nervada Bidireccional Vs. Steel Deck En La Ciudad De Machala <i>Gilbert Adrián Añazco Campoverde</i> <i>Paul André Añazco Campoverde</i> <i>Edinson Gonzalo Pérez Castillo</i>	06-22
Diseño De Una Mezcla Asfáltica En Caliente Con Pavimento Asfáltico Recuperado (RAP) <i>Jessica Gabriela Villafuerte Quimiz</i> <i>Wesner Oliver Castro Garcia</i> <i>Eduardo Tejeda Piusseaut</i>	23-33
Análisis No Lineal Estático De Una Estructura Esencial En La Provincia De El Oro <i>Paúl André Añazco Campoverde</i> <i>Josué Fernando Cun Gálvez</i> <i>Gilbert Adrián Añazco Campoverde</i>	34-52
Propuesta De Diseño De Un Vial De Acceso Siguiendo La Ruta Perimetral De La Universidad Técnica De Manabí <i>Ronny Damián Laz Torres</i> <i>Dania Olga Abreu Hernández</i> <i>Eduardo Tejeda Piusseaut</i>	53-66

Sumario 1

Evaluación De Un Muro De Contención
En Voladizo Aplicando Elementos
Finitos Para El Análisis De Estabilidad

*Ana Karina Sánchez Rueda
Elsi América Romero Valdiviezo
Leyden Oswaldo Carrión Romero
Gilbert Adrián Añazco Campoverde
Jorge Paul Cabrera Gordillo
Paul André Añazco Campoverde*

67-79

Estabilización De Suelos Finos
Usando Ceniza De Cáscara De Coco
Y De Bagazo De Caña De Azúcar

*Xavier Eduardo Loor Rosado
Jair Alejandro Quiroz Alvarado
Eduardo Ortiz-Hernández*

80-92

Adición de pavimento de asfalto
reciclado para evaluar la resistencia del
hormigón en pavimentos rígidos

*Marianela Delgado-Ponce
Anadelys Alonso Aenlle*

93-104

Diseño Sísmico Basado En Desempeño -
Vivienda Unifamiliar

*Gilbert Adrián Añazco Campoverde
Paúl André Añazco Campoverde*

105-
121

Sumario 2



Artículos de Investigación

1

Análisis Comparativo De Dos Sistemas De Losa: Nervada Bidireccional Vs. Steel Deck En La Ciudad De Machala

*Comparative Analysis Of Two Slab Systems:
Bidirectional Ribbed Slab Vs. Steel Deck Slab In
Machala City*

Autores

Gilbert Adrián Añazco Campoverde

Civil Engineer, Technical University of Machala, Ecuador

ganazco@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-9071-1601>

Paul André Añazco Campoverde

Civil Engineer, Technical University of Machala, Ecuador

panazco@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0001-8981-3769>

Edinson Gonzalo Pérez Castillo

Civil Engineer, Technical University of Machala, Ecuador

eperez3@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0003-3256-2289>

Nota Editorial: Recibido: 5 febrero 2025 Aceptado: 28 mayo 2025

1

Análisis Comparativo De Dos Sistemas De Losa: Nervada Bidireccional Vs. Steel Deck En La Ciudad De Machala

ABSTRACT

*This study analyzes the structural and economic performance of two slab systems used in buildings in Machala (Ecuador): the bidirectional ribbed concrete slab and the steel-concrete composite deck slab. Through ETABS modeling and under local (NEC-SE) and international (ACI, AISC) codes, deformations, internal stresses, and unit costs were evaluated under gravitational loads. Results indicate that the steel deck slab exhibits lower costs per square meter (≈ 90 USD/m²) due to its reduced thickness (10 cm) and material optimization, while the bidirectional ribbed slab demonstrates superior deformation control in upper floors (≤ 18.33 mm), complying with the $*L/240*$ normative limit. Both systems meet shear resistance requirements, though the steel deck requires secondary beams to mitigate critical deformations.*

The research emphasizes that system selection depends on factors such as building height, applied loads, and budget. For commercial projects with economic constraints, the steel deck proves efficient, whereas the ribbed slab is ideal for residential or taller structures due to its rigidity and geometric adaptability. Technical recommendations include standardizing local catalogs for metal profiles, validating numerical models with empirical data to minimize discrepancies, and complementing designs with geotechnical studies in soft soils. This work provides evidence-based criteria to optimize the selection of structural systems in Machala, balancing safety, efficiency, and costs.

Keywords: construction, bidirectional ribbed slab, steel deck slab, Machala, structural systems

RESUMEN

*Este estudio analiza el desempeño estructural y económico de dos sistemas de losas empleados en edificaciones de Machala (Ecuador): la losa nervada bidireccional de hormigón y la losa steel deck de acero y hormigón. Mediante modelación en ETABS y bajo normativas locales (NEC-SE) e internacionales (ACI, AISC), se evaluaron deformaciones, esfuerzos internos y costos unitarios bajo cargas gravitacionales. Los resultados indican que la losa steel deck presenta menores costos por metro cuadrado (≈ 90 USD/m²) debido a su menor espesor (10 cm) y optimización de materiales, mientras que la losa nervada bidireccional exhibe mayor control de deformaciones en pisos altos ($\leq 18,33$ mm), cumpliendo el límite normativo $*L/240*$. Ambos sistemas cumplen con los requisitos de resistencia al cortante, aunque el steel deck requiere vigas secundarias para reducir deformaciones críticas.*

La investigación destaca que la selección del sistema depende de factores como la altura del edificio, las cargas aplicadas y el presupuesto. Para proyectos comerciales con restricciones económicas, el steel deck resulta eficiente, mientras que la losa nervada es idónea en estructuras residenciales o de mayor altura por su rigidez y adaptabilidad geométrica. Como recomendaciones técnicas, se sugiere estandarizar catálogos locales de perfiles metálicos, validar modelos numéricos con datos empíricos para minimizar discrepancias, y complementar los diseños con estudios geotécnicos en suelos blandos. Este trabajo proporciona criterios fundamentados para optimizar la elección de sistemas estructurales en Machala, equilibrando seguridad, eficiencia y costos.

Palabras claves: Construcción, losa nervada bidireccional, losa steel deck, Machala, sistemas estructurales.

1. INTRODUCCIÓN

Las losas son elementos estructurales vitales en las edificaciones, encargadas de soportar tanto las cargas gravitacionales como lo son las cargas útiles, garantizando la estabilidad general de la estructura [1]. Entre los dos sistemas de losa usados en esta investigación tenemos, las losas tipo deck —caracterizadas por su rapidez y eficiencia en grandes vanos— y las losas nervadas —priorizadas por su rigidez y su capacidad de adaptarse de mejor manera a geometrías complejas— [2].

La selección entre los sistemas de losa deck y nervada dependen de criterios técnicos, económicos y normativos, aunque estudios recientes revelan que su elección suele basarse en prácticas reales, incrementando riesgos como sobrecostos o vulnerabilidades estructurales [3].

En Machala, Ecuador, esta problemática adquiere relevancia particular. Las losas nervadas predominan en construcciones residenciales por su durabilidad, mientras que las losas deck se emplean en proyectos comerciales debido a su rapidez de instalación [4] [5]. Sin embargo, la elección del sistema de losa carece frecuentemente de análisis técnicos rigurosos, agravada por la informalidad en la planificación y el incumplimiento de normativas sísmicas. En zonas de alta actividad sísmica, como la región costera ecuatoriana, una elección inadecuada compromete no solo la integridad estructural, sino también la seguridad humana [3].

La presente investigación busca resolver dos interrogantes centrales: ¿qué sistema de losa —deck o nervada— logra el mejor compromiso entre resistencia estructural, coste y cumplimiento de normativas en Machala? y ¿De qué forma las herramientas de modelación estructural influyen en la validación técnica de estos sistemas? Para responder la primera interrogante, se aborda un análisis comparativo basado en modelos ETABS, donde se contrastan los esfuerzos internos, las deformaciones y el análisis de costos, todo ello bajo los estándares NEC, ACI y AISC. Y en la segunda interrogante, se examina mediante un proceso de verificación y validación de los modelos: se estudian variables como el refinamiento de la malla, los métodos de cálculo y los protocolos de chequeo para evaluar la precisión y confiabilidad que aportan las herramientas de modelación.

Con este esquema, la investigación no solo facilita la elección informada del tipo de losa, sino que también genera recomendaciones técnicas que minimizan riesgos y optimizan la inversión en proyectos urbanos.

1.1. Objetivos Y Alcance

Este estudio compara el comportamiento de los dos sistemas de losa —la losa nervada bidireccional y la losa steel deck— en un edificio tipo de Machala (Ecuador), empleando modelación estructural con ETABS. Se evalúan ante cargas gravitacionales a través de deflexiones, momentos flectores y esfuerzos de corte, tanto en la comparativa del diseño original como en la propuesta con ampliación vertical. Al diferir estos resultados con los límites establecidos por las normas, se busca ofrecer recomendaciones técnicas claras que faciliten la elección del sistema más eficiente y seguro.

El alcance que presenta la investigación está enfocado en un edificio de tres niveles y cuenta con un mezzanine, excluyendo el análisis de los efectos sísmicos, para mantener un enfoque en la comparación gravitacional. Los resultados presentados incluyen tablas comparativas de desempeño y gráfico del desempeño en los costos. Esto genera desconocimiento sobre factores que provocan fallos estructurales, poniendo en riesgo la seguridad siendo la escasa información sobre losas crea incertidumbre en el diseño [6].

2. METODOLOGÍA

La presente investigación emplea un enfoque cuantitativo-comparativo para evaluar el comportamiento de los sistemas de losa deck y nervada bidireccional en el Edificio Sánchez Aguilar como se indica en la figura 1, bajo cargas gravitacionales y normativas locales e internacionales. La metodología integra dos fases: una documental, que recopila criterios técnicos de normativas y estudios previos, y otra experimental, basada en simulaciones numéricas para replicar el diseño original (tres niveles) y proponiendo ampliaciones verticales. Por ende, los cambios que se presentan actualmente en el país por una mala elección de losa, por ello la importancia de realizar un análisis comparativo y determinar el comportamiento según las normativas con la ayuda del programa de computación Etabs [7].

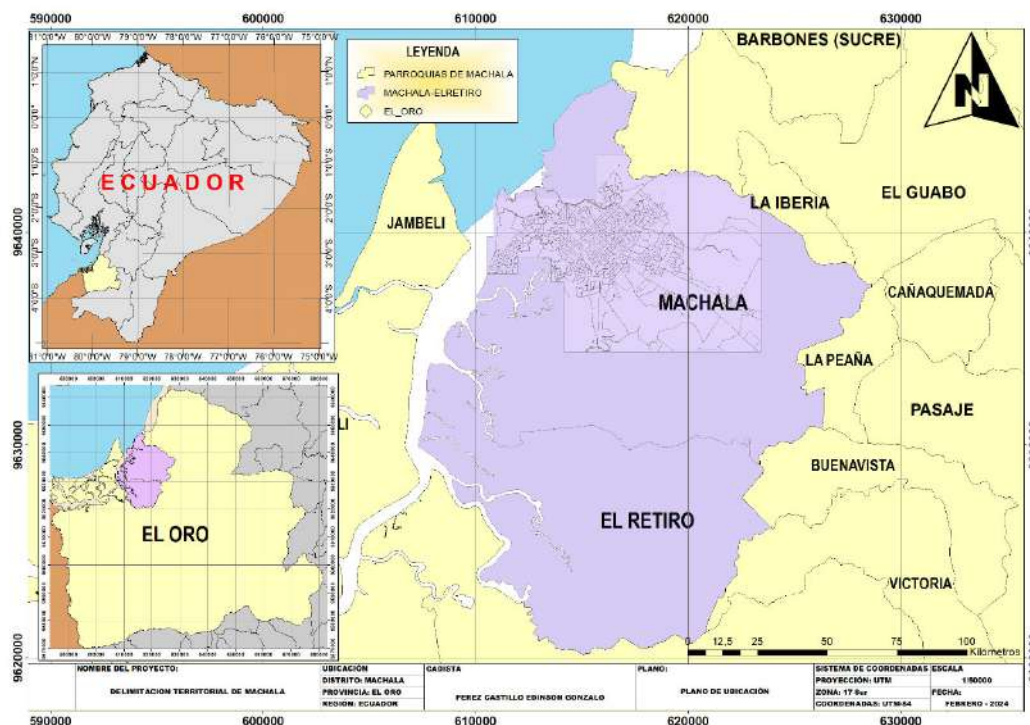


Fig. 1 - Zona de Estudio de la Edificación Machala, El Oro

Los modelos se construyen a partir de datos arquitectónicos y estructurales del edificio —hormigón armado y sistema mixto con placa colaborante—, recopilando datos de los planos de enero de 2020. Se excluyen efectos sísmicos, priorizando cargas gravitacionales (muertas y vivas) [8]. Para las losas nervadas, se aplican métodos teóricos como el Método de los Coeficientes (ACI) como indica las tablas 1,2 y 3, que determinan momentos positivos y negativos mediante ecuaciones y tablas de referencia, considerando condiciones de apoyo y distribución de cargas. Esta metodología simplifica el diseño estructural, garantizando que la losa nervada distribuya eficientemente las cargas gravitacionales y cumpla con los límites de deformación (*L/240*) y resistencia al cortante, tal como se validó en el modelo ETABS del estudio.

Tabla 1- Coeficiente para momento Negativo (Caso 2)

COEFICIENTES PARA MOMENTO NEGATIVO EN LA LOSA		
Relación		Caso 2
$m = \frac{L_{corto} \rightarrow (L_a)}{L_{largo} \rightarrow (L_b)}$		
0,95	$C_{a,neg}$	0,050
	$C_{b,neg}$	0,041

Tabla 2- Coeficiente para momento Positivo (CM) (Caso 2)

COEFICIENTES PARA MOMENTO POSITIVO DE CARGA MUERTA		
Relación		Caso 2
$m = \frac{L_{corto} \rightarrow (L_a)}{L_{largo} \rightarrow (L_b)}$		
0,95	$C_{a,pos D1}$	0,020
	$C_{b,pos D1}$	0,0016

Tabla 3- Coeficiente para momento Positivo (CV) (Caso 2)

COEFICIENTES PARA MOMENTO POSITIVO DE CARGA VIVA		
Relación		Caso 2
$m = \frac{L_{corto} \rightarrow (L_a)}{L_{largo} \rightarrow (L_b)}$		
0,95	$C_{a,pos LL}$	0,030
	$C_{b,pos LL}$	0,0025

Para la validación del modelo se empieza primero calculando de manera analítica los valores obtenidos de la deflexión, momentos flectores y los esfuerzos de corte según lo requerido en la norma, con dichos parámetros se simulan en el software ETABS bajo las mismas condiciones de carga. Por lo cual se comparan los resultados teóricos y de simulación para detectar las discrepancias y después se ajusta de manera interactiva la geometría (espesor de losa, nervaduras) y respectivamente los refuerzos de acero. De esta manera se mantienen las deformaciones dentro de los límites permitidos en las normas.

Se organizaron los datos en tablas comparativas y en gráficos que muestran cómo se reparte el esfuerzo, ya que el estudio de la falla por cortante en vigas de hormigón ha cobrado mucha importancia, tanto por las recientes actualizaciones de las normas como por el uso cada vez más frecuente en secciones más profundas del diseño estructural [9]. El análisis no se limita a estructuras en los suelos blandos de Machala [10], y por lo cual tiene aplicabilidad a proyectos de características similares, y enfatiza la optimización de diseños mediante lineamientos técnicos basados en evidencia numérica y normativa vigente.

2.1. Datos Y Estructura

El estudio analiza la eficiencia de dos sistemas de losas de entrepiso —losas nervadas bidireccionales y losas deck— en un edificio de 4 pisos de hormigón armado, considerando su comportamiento estructural y eficiencia constructiva. El edificio, diseñado para uso habitacional, presenta una altura variable entre plantas: 5,22 m en los niveles inferiores y 3,42 m en los superiores, alcanzando una elevación máxima de 15,48 m como se indica en la figura 2. Las losas nervadas se destacan por su rigidez y adaptabilidad a configuraciones complejas, mientras que las losas deck o compuestas son más populares debido a su estructura liviana, ahorro de costos y su rápido tiempo de construcción [11].

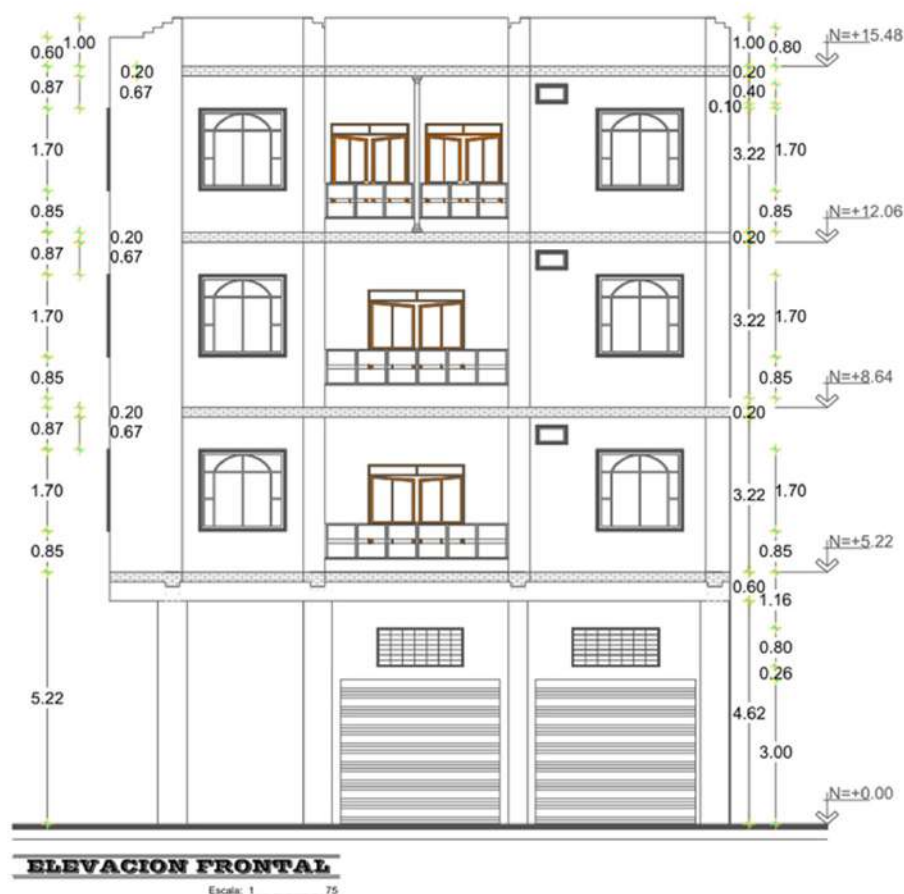


Fig. 2- Modelo del Edificio

Además de las características arquitectónicas, el análisis incorpora el uso específico de cada nivel (Tabla 4): la planta baja alberga locales comerciales, los pisos 1 y 2 contienen departamentos, la terraza incluye un departamento adicional, y el mezzanine funciona como cubierta. Esta distribución condiciona las cargas aplicables, requiriendo una evaluación diferenciada de cada sistema de losas según las exigencias estructurales y funcionales de cada espacio.

Tabla 4- Uso de la estructura

PISO	USO
PB	Locales comerciales
P1	Departamentos
P2	Departamentos
TERRAZA	Departamento
Mezzanine	Cubierta

2.2. Predimensionamiento

Para un edificio se han considerado las siguientes cargas: 200 kg/m² para el uso de cargas vivas en todos los niveles, y las cargas muertas que varían según el nivel esto se debe a su diferencia de áreas por metro cuadrado de cada piso, para obtener las cargas muertas consideramos los pesos propios de la Mampostería, enlucido, recubrimiento, instalaciones y alivianamiento, sumándolos y obteniendo la carga muerta de cada piso, en losas deck no se consideran los alivianamientos, considerando un ejemplo del primer piso como se muestra en la tabla 5. — 450 kg/m² en el primer piso, 350 kg/m² en el segundo y tercer piso, y 300 kg/m² en el mezzanine. Estos valores se establecen tomando en cuenta el área cubierta, los volúmenes y la densidad de los materiales para la edificación de hormigón Armado. El cambio que varía con una edificación con entrepiso de losa deck en sus cargas se indica la tabla 6.

Tabla 5- Carga Muerta

PESO PROPIO PRIMER PISO			
	Datos:	Formulas:	Resultados
Mampostería	Longitud de pared = 75,75 m	Área de mampostería = Longitud de Pared x Altura de Pared	395,42 m
	Altura de pared = 5,22 m	# Bloques = Área de mampostería x 12	4744,98 bloques
	Área Planta = 302,95 m ²	W Mampostería = # Bloques x 12	56939,76 kg
		PP mampostería = W mampostería / Área Planta	187,95 m
Enlucido	Espesor = 0,04 m γ _{HS} = 2100 kg/m ³	PP Enlucido = 1 x 1 x espesor total x γ _{HS}	84 kg/m²
Recubrimiento	Espesor = 0,02 m γ _{HS} = 2100 kg/m ³	PP Enlucido = 1 x 1 x espesor total x γ _{HS}	42 kg/m²
Instalaciones		Se uso un Valor empírico	5 kg/m²
Alivianamiento	Ancho del alivianamiento = 0,40 m Altura del alivianamiento = 0,15 m γ _{aliv} = 850 kg/m ³	(4) x (ancho del alivianamiento) ^2 x (altura) x (γ _{aliv})	81,6 kg/m²
PP – PRIMER PISO (CARGA MUERTA) =		(Mampostería + Enlucido+ Recubrimiento + Instalaciones + Alivianamiento)	450 kg/m²

Tabla 6- Carga Viva y Muertas del Edificio

CARGAS GRAVITACIONALES					
LOSA NERVADA BIDIRECCIONAL				LOSA DECK	
CARGA MUERTA	Piso 1	450	kg/m ²	350	kg/m ²
	Piso 2	350	kg/m ²	300	kg/m ²
	Piso 3 (TERRAZA)	350	kg/m ²	300	kg/m ²
	Piso 4 (MEZZANINE) - CUBIERTA	300	kg/m ²	300	kg/m ²
CARGA VIVA	[CV] vivienda – (NEC-SE-CG; Cargas no sísmicas)	200	kg/m ²	200	kg/m ²
CARGAS SISMICAS – NO SON CONSIDERADAS					

En cuanto a las propiedades de los materiales, el hormigón presenta un peso volumétrico de 2400 kg/m³, donde f'_c es la resistencia a la compresión del hormigón, fijada en 210 kg/cm². El acero empleado tiene un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm², con el peso volumétrico del acero de 7850 kg/m³ y un alivianamiento de 850 kg/m³, y el módulo de elasticidad del hormigón se calcula mediante la ecuación (1).

$$E_c = 15100 \times \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

La estructura se configura con un espaciamiento entre ejes en la dirección [X] de 4,07 m; 4,19 m; 2,96 m y la dirección [Y] de 2,97 m; 4,38 m; 3,40 m; 4,23 m; 4,10 m y 3,42 m, considerando que en ambos ejes poseen volados de 1,3 m por lo que se puede observar que es un edificio irregular como se ven en las figuras 3,4. Las dimensiones de altura de entre piso podemos observar en la figura 2. Las columnas más grandes y pequeñas ubicadas en cada nivel como las dimensiones de las vigas se observan en la tabla 7.

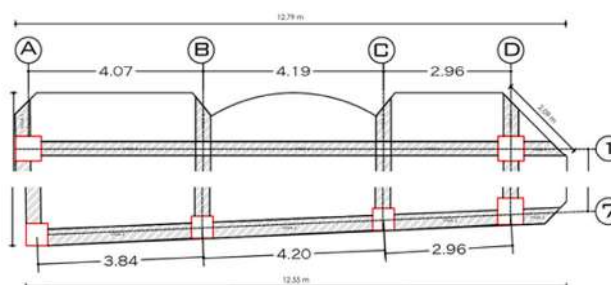


Fig. 3- Dimensiones en el eje X – 1 y X-7

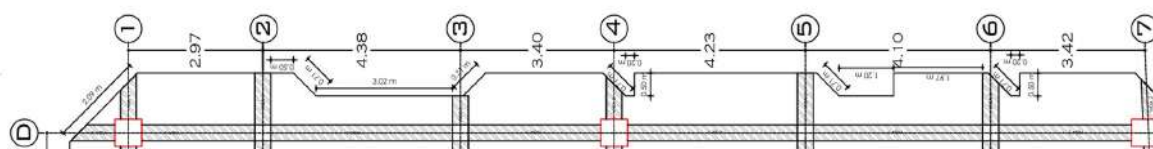


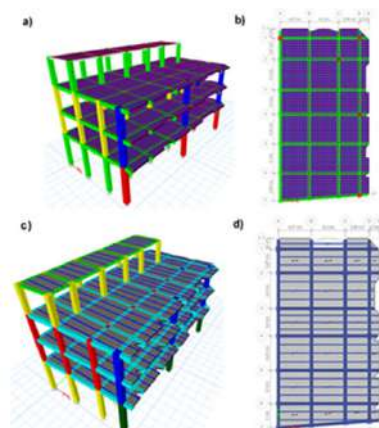
Tabla 7- Materiales y Dimensiones del Edificio.

MATERIALES			
f_c =	210	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del hormigón
F_y =	4200	kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
γ_c =	2400	kg/cm ³	Peso volumétrico del hormigón
γ_s =	7850	kg/cm ³	Peso volumétrico del acero
γ =	850	kg/cm ³	Peso volumétrico del alivianamiento
E_c =	218819,79	kg/m ²	Módulo de Elasticidad del hormigón
DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA			
Col. C1.	60 x 60	cm	Columnas grandes ubicadas en la PB y MEZZ.
Col. C2.	50 x 50	cm	Columnas pequeñas ubicadas en la PB y MEZZ.
Col. C1-1	60 x 60	cm	Columnas grandes ubicadas en la P1 y P2.
Col. C2-1	45 x 45	cm	Columnas pequeñas ubicadas en la P1 y P2.
Viga Tipo 1	35 x 15	cm	Vigas ubicadas solo en el Mezzanine
Viga Tipo 2 y 3	35 x 40	cm	Vigas ubicadas en todo el edificio.
VIGA IPE 160	16 x 8,2	cm	Perfil metálico en vigas secundarias IPE 160

En cuanto a las losas, se utiliza un sistema de losas nervadas bidireccionales con un espesor de 0,20 m desde la planta baja hasta el tercer nivel, reduciéndose a 0,15 m en el cuarto nivel (mezzanine), se reduce debido a que se considera como una cubierta sin acceso a ella tal como se encuentran en los planos. Por otro lado, la losa con placa colaborante (steel deck) cuenta con un espesor uniforme de 0,10 m en todos los niveles, como lo indica la tabla 8. Estás son apoyadas sobre vigas que transmiten sus cargas a las columnas y cimentaciones [12]. También podemos apreciar las estructuras modeladas en ETABS en la figura 5.

Tabla 8- Espesor de losas en la Edificación

	ESPESOR DE LAS LOSAS			
	Losa nervada 2 direcciones		Losa steel deck	
Piso 1	20	cm	10	cm
Piso 2				
Piso 3 (TERRAZA)				
Piso 4 (MEZZANINE)	15	cm		



2.3. Normativas Usadas

El estudio de las normativas AISC 360, NEC-SE y ACI 318 permite entender los criterios técnicos que influyen en el diseño de losas sometidas a cargas gravitacionales, garantizando su seguridad y funcionalidad. La evaluación considera parámetros clave como las cargas vivas y muertas especificadas por la NEC-SE (según el uso de cada nivel), los requisitos de resistencia del hormigón (f'_c) y acero (F_y) establecidos en el ACI 318 para la losa nervada bidireccional, y las disposiciones de la AISC 360 para la losa deck, enfocadas en la capacidad portante del perfil metálico de la viga secundaria de acero y la interacción con la lámina colaborante. Además, se analizan los factores de seguridad, las combinaciones de carga y los límites de deflexión admisibles ($L/360$ para cargas vivas), para optimizar el espesor, y los costos sin comprometer la estructura; no se incluyó la carga de viento debido a que su efecto en losas interiores es mínimo.

2.4. Elaboración del modelo mediante el software ETABS 2

Se usó el programa ETABS 21 para recrear el modelo del edificio en 3D resaltando los dos tipos de losas (nervada bidireccional y deck), pero en diferentes casos, verificando que cumplan con las normativas. Siendo que para el modelado se procedió a crear los ejes del mallado en x & y, también seleccionando el número de pisos, dándoles su respectivo nombre como lo muestra la figura 6. La estructura fue modelada según el análisis estático para coincidir con el uso correcto de las cargas. Se analizó cómo se distribuyen las cargas en cada piso según su uso, asegurando que las losas no se deformen.

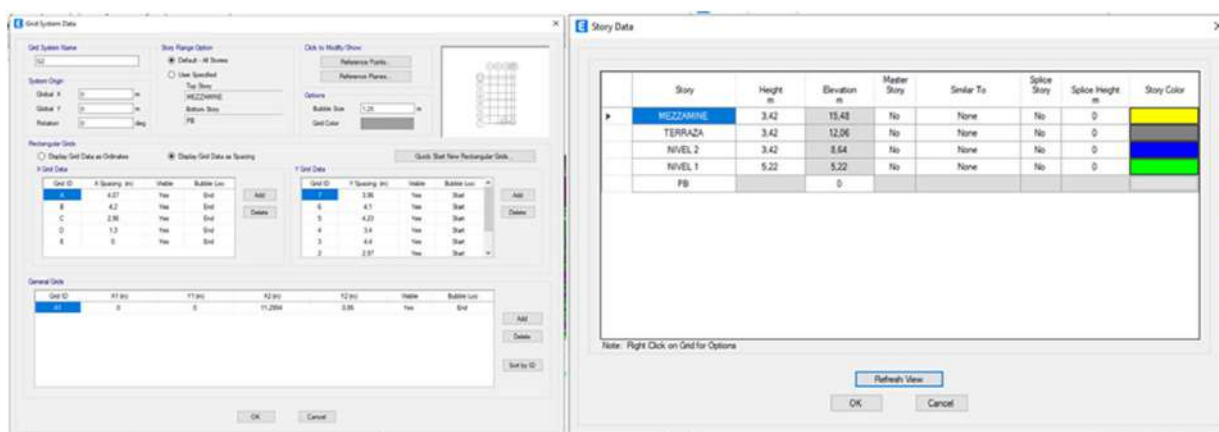


Fig. 6- Mallado y número de pisos

2.5. Análisis Comparativo Entre Losas

El análisis comparativo se realizó estableciendo variables fundamentadas en los parámetros de las normas previamente descritas, centrando la evaluación en las fuerzas máximas de diseño —incluyendo el momento flector, la fuerza cortante y las deflexiones de entrepiso— y considerando los costos de los materiales usados en cada una de las losas. Este enfoque permite valorar no solo la capacidad estructural de cada sistema, sino también su eficiencia económica, lo que resulta esencial para tomar decisiones fundamentadas en criterios técnicos y financieros que garanticen la seguridad y viabilidad de las soluciones de diseño.

2.6. Diseño Estructural de entrepiso

El diseño estructural para el análisis comparativo entre el sistema de losa nervada bidireccional y el sistema deck en la ciudad de Machala se realizó considerando únicamente la carga última. Para ello, se emplearon los fundamentos del diseño en hormigón armado según las normas ACI 318-19, asegurando un comportamiento dúctil adecuado ante grandes deformaciones. Cada elemento estructural —losa nervada, columnas y vigas— fue calculado mediante cálculos y el programa Etabs 21, tomando en cuenta requisitos técnicos, factores de seguridad, verificaciones y cuantías de refuerzo. Además, se evaluaron aspectos como la eficiencia estructural, la distribución de cargas.

3. RESULTADOS

3.1.. Losa Nervada Método 3 – Normas ACI 318 - 14

Se usó el Método 3 del ACI 318-14, normalmente usado para losas macizas, porque esta permite obtener rápidamente los momentos máximos con tablas de coeficientes según la forma y apoyos de la losa. Para adaptar este método a una losa nervada, se calcula primero un “ancho efectivo” que convierte la rigidez de las nervaduras en una franja de losa equivalente; así, al aplicar los coeficientes (C) de la tabla, los valores de momentos positivos y negativos ya incluyen el aporte de las nervaduras. De esa forma se combina la sencillez del Método 3 con la contribución real de las vigas inferiores de la losa nervada.

Los momentos negativos se calcularon multiplicando los coeficientes por la carga total mayorada (fórmula 2), mientras que los positivos separaron las cargas muertas (WD) y vivas (WL), aplicando coeficientes específicos a cada una. Esto aseguró que la losa resista las cargas de uso sin superar sus límites de resistencia, usando fórmulas validadas por normativas como el ACI. Representadas la figura 7 las dimensiones del panel. Los momentos positivos no se hace igual a los negativos esto se debe a las tablas que nos provee la norma y sus respectivas fórmulas.

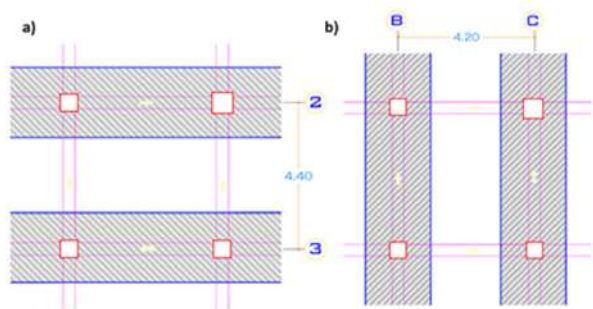


Fig. 7- a) lado más largo del panel (4,40 m), b) El lado más corto del panel (4,20 m). (paño crítico)

Se determinó con los datos propuesto, los momentos positivos y negativos en la longitud larga como indica la tabla 9 y con dichos datos se obtiene el acero de la losa.

Tabla 9- Momentos en la longitud más larga

MOMENTOS DE LONGITUD LARGA		
MOMENTO NEGATIVO	MOMENTO POSITIVO	
$M_{b,neg} = C_{b,neg} \cdot W \cdot Lb^2$	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
	$C_{b,dl} \cdot W_d \cdot Lb^2$	$C_{b,ll} \cdot W_l \cdot Lb^2$
	1640,36 N-m	1215,04 N-m
$M_{b,neg} =$	$M_{b,pos} =$	
6694,31 N - m	2855,40 N - m	

Se procedió a calcular los momentos positivos y negativos de la longitud corta del panel, como se muestra en la tabla 10.

Tabla 10- Momentos en la longitud más corta.

MOMENTOS DE LONGITUD CORTO		
MOMENTO NEGATIVO	MOMENTO POSITIVO	
$M_{a,neg} = C_{a,neg} \cdot W \cdot La^2$	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
	$C_{a,dl} \cdot W_d \cdot La^2$	$C_{a,ll} \cdot W_l \cdot La^2$
	1868,26 N-m	1660,66 N-m
$M_{a,neg} =$	$M_{b,pos} =$	
7438,54 N - m	3528,92 N - m	

Con los datos se procedió a realizar las deflexiones presentes en el paño crítico de la losa, en la tabla 11. Para los cálculos se procedió calculando las deflexiones instantáneas producidas por las cargas de servicio, las deflexiones por el momento negativo y momento positivo en el paño del lado más largo, con este resultado sumando las deflexiones a largo plazo más las deflexiones instantáneas se obtiene la deflexión total calculada, como se muestran en las ecuaciones 2,3,4:

$$\Delta = (5 \times W \times L^4) / (384 \times E_s \times I_e) \quad (2)$$

$$\Delta_2 = (M_a \times L^2) / (16 \times E_s \times I_e) \quad (3)$$

$$\Delta_3 = (M_b \times L^2) / (16 \times E_s \times I_e) \quad (4)$$

Tabla 11- Deflexiones por norma de Losa H.A.

DEFLEXIONES DE LOSA		
Δ_{total}	0,024 cm	Deflexión total calculada
Δ_{adm}	1,833 cm	Deflexión máxima propuesta ACI 318

Asimismo, los resultados obtenidos conforme a la norma se complementan con las deflexiones calculadas mediante el software, tal como se muestra en la Tabla 13. Al tratarse del análisis de un conjunto de losas, estos datos servirán de referencia para comparar y determinar los esfuerzos y las deflexiones máximas [13]. Según el ACI 318-14, en la Sección R24.2.2, las deflexiones máximas en losas macizas y nervadas se debe calcular según el rango que varía de $L/180$ a $L/480$, dependiendo del uso específico de la losa, como se indica en la tabla 12. Esto implica que no se incluyó explícitamente la pérdida de rigidez por fisuración del hormigón ni los efectos a largo plazo (como fluencia y contracción bajo cargas sostenidas). Las combinaciones de cargas mayoradas se realizan para que la estructura no solo cumpla los requisitos de resistencia, sino los límites de servicio bajo condiciones críticas.

Tabla 12- Deflexión máxima admisible calculada.

MIEMBRO	CONDICIÓN		DEFLEXION CONSIDERADA	LIMITE DE DEFLEXIÓN
Techos o Entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	La parte de la deflexión total que ocurre después que los elementos no estructurales se ligan (la suma de la deflexión a lo largo plazo debido a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional.)	L/480
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		L/240

Tabla 13- Deflexión máxima en losa H.A en ETABS

TIPO DE LOSA	ESPESOR DE LOSETA (m)	L (m)	DEFLEXIÓN MÁXIMA (mm)			δ_{max} (mm)	Condición	CARGAS
			Losa central	Losa Lateral	Losa esquinera	L/240	Defl max $\leq$ L/240	
LOSA NERVADA A PISO 1	0,20 m	4,40	5,981	13,171	4,802	18,33	OK	DEAD
			1,531	3,628	1,188		OK	LIVE
			7,512	16,079	5,960		OK	CM+CV
PISO 3	0,20 m	4,40	5,598	8,894	5,751	18,33	OK	DEAD
			1,600	2,828	1,593		OK	LIVE
			7,198	14,386	7,318		OK	CM+CV
MEZZANINA	0,15 m	4,40	14,886	11,371	12,399	18,33	OK	DEAD
			2,522	1,887	2,168		OK	LIVE
			17,389	13,275	15,155		OK	CM+CV

Se presentan los resultados de deflexiones de losas nervadas de hormigón armado evaluados mediante dos métodos: por norma y a través del software ETABS. En el método normativo se obtiene una deflexión total de 0,024 cm frente a una máxima admisible de 1,833 cm (18,33 mm), lo que demuestra el cumplimiento de la normativa, mientras que la tabla de ETABS detalla los valores de deflexión máxima en puntos estratégicos (central, lateral y esquina) comparados con los límites de L/240, se observa que la mayoría de las deflexiones cumplen con los límites de servicio, solo unas pocas combinaciones lo superan ligeramente, sin que se ponga en riesgo la estabilidad de la estructura, considerando que las diferencias entre los cálculos manuales según la norma y el resultado obtenido de Etabs son esperables, pues en la norma se emplea formulas simplificadas, mientras el software modela con más lujo de detalles, captando de mejor manera el comportamiento real.

Esfuerzos Cortantes de Losa Nervada

Para garantizar que la losa soporte las cargas sin fallar, se calculó la fuerza cortante máxima (V_u) que actúa en la zona crítica, considerando un ancho de 1 metro. Con los datos obtenidos de la siguiente tabla 14.

Tabla 14- Fuerza Cortante Losa H.A.

DATOS		
q	860 kg/m ²	Carga Última distribuida
b	20 cm	Espesor de losa
rec	3 cm	Recubrimiento de la losa
d	17 cm	Peralte de la losa
f _c	210 kg/cm ²	Resistencia del hormigón
Φ	0,75	factor de reducción de cortante
RESULTADOS		
V _c	2611,35 kg/cm ²	Esfuerzo cortante que soporta el hormigón
V _u	944,05 kg/cm ²	Fuerza Cortante último
Φ V _c	2219,647 kg/cm ²	Esfuerzo cortante

Se verificó que el hormigón resiste sin necesidad de refuerzo adicional (2219,65 kg $\geq$ 944,045 kg), cumpliendo así los requisitos de seguridad.

3.2. Análisis de Losa Steel Deck

La configuración de la losa Deck se basó en especificaciones técnicas proporcionadas por proveedores, adaptadas al edificio de hormigón armado en estudio. Se integraron vigas secundarias para optimizar la distribución de cargas, evaluando parámetros como la máxima luz admisible sin apuntalamiento, el volumen de hormigón requerido, la carga viva sobrepuesta y el espaciamiento entre apoyos. Estos criterios aseguraron un equilibrio entre la capacidad estructural, eficiencia material y cumplimiento de las exigencias funcionales del proyecto, a continuación, se mencionan los parámetros en la tabla 15 obtenidos de la ficha técnica de Kubiec-Kubilosa.

Tabla 15- Parámetros de lámina deck del proveedor (Kubilosa)

PROPIEDADES DEL PANEL					
ESPESOR	PESO [As _{sd}]	Ls (+)	Ls (-)	Ss (+)	Ss (-)
(mm)	(				

Se usaron especificaciones como un espesor total de 10 cm y un perfil metálico de 0,65 mm. Para garantizar su desempeño estructural, se evaluaron parámetros: propiedades del material (Módulo del acero $E_s = 2040 \text{ kg/m}^2$ y del hormigón $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$), capacidad de deformación (E_c), cargas distribuidas ($W_{wsd} = 100 \text{ kg/m}^2$), cargas puntuales ($P_{sd} = 225 \text{ kg}$), y dimensiones críticas (luz libre $l_{sd} = 1,10 \text{ m}$, altura del hormigón en el perfil $h_r = 5 \text{ cm}$, y posición del centroide $y_{cg} = 2,29 \text{ cm}$). Además, se verificó la interacción acero- hormigón, el peso propio ($W_{Dsd} = 320 \text{ kg/m}$), y la estabilidad bajo cargas de servicio, asegurando que el sistema cumpla con los requisitos de resistencia y rigidez. Estos criterios, junto con el análisis del equilibrio de fuerzas y la optimización geométrica, que consolida las variables técnicas esenciales para el diseño eficiente de la losa.

Con dichas consideraciones de diseño se puede obtener en primer caso las deflexiones que se presentan la losa deck por normas, calculando desde primer punto las deflexiones inmediatas presentes en la ecuación 5, las deflexiones a largo plazo, en la ecuación 6, y se obtiene la deflexión total la suma de las dos ecuaciones anteriores, ecuación 7, como lo indica la tabla 16:

$$\Delta'_{st} = (5 \times W \times L^4) / (384 \times E_c \times I_e) \quad (5)$$

$$\Delta_{LT} = \Delta'_{st} [2 - 1,2 \times (A's / A_{sd})] \quad (6)$$

$$\Delta_{total} = \Delta_{LT} + \Delta'_{st} \quad (7)$$

Tabla 16- Deflexiones de losa Deck

DEFLEXIONES DE LOSA DECK		
Δ_{total}	0,11 cm	Deflexión total calculada
Δ_{adm}	1,83 cm	Deflexión máxima admisible (L/ 240)
La deflexión obtenida no es mayor a la deflexión máxima admisible, propuesta en la norma		

Se determinan los momentos, mediante los esfuerzos de tensión por flexión en el sistema no compuesto, considerando las cargas puntuales y distribuidas el cálculo obtenido de momentos se representa en la siguiente tabla 17.

Tabla 17- Esfuerzos y Momentos de Losa Deck

ESFUERZOS DE TENSIÓN POR FLEXIÓN EN EL SISTEMA NO COMPUESTO			
MOMENTO POSITIVO	M (+)	842,29	Momento positivo en la lámina no compuesta (N-m)
	M (+)	478,37	
MOMENTO NEGATIVO	M (-)	583,10	Momento negativo en la lámina no compuesta (N-m)
ESFUERZOS	f+	893,83	Esfuerzo positivo en la lámina (kgf/cm ²)
	f-	408,94	Esfuerzo negativo en la lámina (kgf/cm ²)
CUANTIAS	pb	0,0274	Cuantía balanceada
	p	0,0083	Cuantía calculada
RESULTADOS			
MOMENTOS	Mn	11504,67	Momento Nominal (N-m)
	Md	10354.25	Momento de Diseño (N-m)

El que los esfuerzos reales en la lámina (893,83 kg/cm² en positivo y 408,94 kg/cm² en negativo) sean menores que el 60% de la resistencia a fluencia del acero ($0,6 \cdot f_y = 1521,82 \text{ kg/cm}^2$) indica que el material opera dentro de su rango elástico, evitando deformaciones plásticas y garantizando seguridad bajo cargas de servicio. Esto cumple con normativas como el AISC 360, que limita los esfuerzos admisibles para prevenir fallas prematuras, y refleja un diseño conservador con margen para soportar cargas imprevistas. Aunque sugiere potencial para optimizar el espesor o refuerzo, el criterio asegura durabilidad y funcionalidad en condiciones reales.

Diseño por Cortante

El diseño por cortante en losas colaborantes Deck se enfoca en garantizar que la interacción entre el perfil metálico y el hormigón resista las cargas verticales sin fallas. Para esto, se evalúa la capacidad del acero (contribución del deck) y del hormigón (resistencia al aplastamiento) mediante normativas como el AISC 360. Se verifica que la fuerza cortante máxima (V_u), no supere la resistencia proporcionada por el sistema (ϕV_n), donde ϕ es el factor de reducción (típicamente 0,75). Además, se considera la geometría del perfil trapezoidal (altura del nervio, espesor del acero) para obtener el A_c , la adherencia proporcionada por las losas del deck y la posible necesidad de conectores de corte para evitar el deslizamiento. Este análisis asegura que la losa mantenga su integridad bajo esfuerzos tangenciales, evitando fisuras o desprendimientos, y cumpla con los límites de seguridad y funcionalidad requeridos, los resultados se mostraran en la siguiente tabla 18.

Tabla 18- Resultado de diseños por cortante

DISEÑO POR CORTANTE					
Vn	4216,56 kg	Cortante nominal	Vu	1386 kg	Cortante entre los apoyos

Después de haber multiplicado el coeficiente de reducción por corte con la cortante nominal se obtiene la cortante entre apoyos menor a la cortante nominal. Se puede observar a una viga de sección compuesta a la siguiente figura 8.

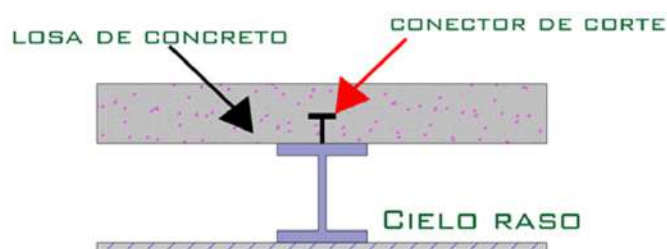


Fig. 8- Viga de Sección Compuesta.

Considerando los resultados obtenidos mediante norma se puede realizar una comparativa con los datos obtenidos por el software a continuación la siguiente tabla 19, se compara tal cual se mencionó en la tabla 12.

Tabla 19- Deflexión Máxima de la losa Steel Deck en vigas secundarias

TIPO DE LOSA	ESPESOR DE LOSETA (m)	L (m)	DEFLEXIÓN MÁXIMA (mm)	δ_{max} (mm)	CONDICIÓN	CARGAS
				L/ 240	Defl max≤ L/240	
Steel Deck P1	0,10	4,40	3,579	18,33	OK	DEAD
			3,452		OK	LIVE
			3,521		OK	CM+CV
Steel Deck P3	0,10	4,40	3,521	18,33	OK	DEAD
			3,452		OK	LIVE
			3,521		OK	CM+CV
Steel Deck P4	0,10	4,40	3,105	18,33	OK	DEAD
			2,756		OK	LIVE
			3,105		OK	CM+CV

En el análisis comparativo, tanto la evaluación normativa como el análisis realizado en ETABS muestran que las deflexiones de las losas deck se encuentran muy por debajo de los límites permitidos. La norma establece un máximo de 1,222 cm, mientras que ETABS arrojó una deflexión total de apenas 0,011 cm. Además, las deflexiones bajo cargas (muerta, viva y combinadas) cumplen con el criterio de $\Delta_{max} \leq L/360$, lo que confirma la robustez y adecuación del diseño estructural de las losas

3.3. Resultados De Costos

Se aplicaron las normas para garantizar la seguridad y al mismo tiempo optimizar costos, calculando el precio por metro cuadrado a partir del costo del hormigón (para columnas, vigas y losas), la lámina metálica Deck, el acero corrugado y la malla electrosoldada, los alivianamientos, la estructura metálica (vigas IPE), pernos y placas de anclaje; además, se incluyeron los gastos de encofrado y desencofrado y los de mano de obra y equipo, todos obtenidos de índices oficiales (INEC–IPCO, APUS) y catálogos de proveedores.

De tal manera que la figura 9 muestra una comparación de costos por metro cuadrado entre las losas nervadas (espesor 0,20 m) y las losas Deck (espesor 0,10 m) en diferentes niveles del edificio. Los costos de las losas nervadas resultan consistentemente más altos que los de las losas Deck, reflejando su mayor espesor y uso de materiales. Por ejemplo, en el primer piso la losa nervada alcanza un costo de \$117,80, mientras que la Deck se mantiene en \$ 90,60. Esta diferencia persiste en pisos superiores, aunque se reduce ligeramente en el mezanine (\$98,24 vs. \$90,41). Las losas Deck ofrecen ahorros significativos sin comprometer funcionalidad en áreas con menores cargas estructurales.



Fig. 9- Comparativa de costos m² losa deck y losa nervada

Como punto aparte del diseño estructura los costos se asocian destacando que el sistema nervado bidireccional proporciona una distribución más uniforme de las cargas, mientras que el sistema deck ofrece ventajas en rapidez constructiva y reducción del peso propio, lo que resulta fundamental para optimizar la selección del sistema más adecuado en función de las condiciones y necesidades específicas de Machala.

4. CONCLUSIONES

- El análisis mediante ETABS demostró que el sistema de losa steel deck presenta un costo unitario significativamente aproximado de 90 USD/m², frente a la losa nervada bidireccional aproximada de 117 USD/m², esto debido a su menor espesor 10 cm vs 20 cm, y la optimización de materiales. Sin embargo, la losa nervada demostró un mejor control de deformaciones en pisos altos (deflexiones máximas $\leq 18,33$ mm), cumpliendo con el límite normativo $*L/240*$ (ACI 318-14). Esta ventaja se debe a su rigidez y distribución equilibrada de las cargas gravitacionales, lo que la hace perfecta para edificios con alturas variables encontradas en Machala. Ambos sistemas cumplieron los requisitos de resistencia al cortante, validando su seguridad bajo cargas de servicio.
- La incorporación de vigas secundarias redujo las deformaciones críticas en la losa steel deck, mientras que, en la losa nervada, al incluir la adición de columnas centrales estas pueden disminuir las deflexiones presentes. Estos ajustes mejoran su respuesta estructural y garantizan el cumplimiento de los límites de la NEC. Para evitar discrepancias en modelos numéricos, se recomienda que se validen los resultados de ETABS con mediciones empíricas, dado que las simplificaciones teóricas pueden ignorar los esfuerzos locales.
- La elección entre losa tipo steel deck y losa nervada bidireccional debe hacerse en función de la finalidad y condición de cada proyecto. Para edificios comerciales con presupuesto y tiempo limitados, el steel deck es más barato y rápido de instalar, mientras que para edificios residenciales o de gran altura, las losas nervadas son más rígidas y adaptables a condiciones de suelo complejas, especialmente suelos blandos; sin embargo, este estudio no abordó las interacciones suelo-estructura, y se recomienda que el diseño se complemente con estudios de ingeniería geotécnica locales y pruebas de carga en el sitio.

1. López Guzmán Leonel Ivannovich, "Estudio del Comportamiento de Losas de Lámina y Concretos de Anthidrita Bajo Cargas Gravitacionales-Edición Única," INSTITUTO TECNOLÓGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY, Monterrey N L, 2003. Accessed: Feb. 02, 2025. [Online]. Available: <http://hdl.handle.net/11285/568931>
2. W. W. dos Santos et al., "Comparative Analysis between Ribbed and Steel Deck Slabs," International Journal of Advanced Engineering Research and Science, vol. 7, no. 7, 2020, doi: <https://doi.org/10.22161/ijaers.77.20>
3. A. Aljaafreh, Y. Alzubi, E. Al-Kharabsheh, and B. Yasin, "Seismic Performance of Reinforced Concrete Structures with Concrete Deficiency Caused by In-situ Quality Management Issues," Civil Engineering Journal (Iran), vol. 9, no. 8, 2023, doi: <https://doi.org/10.28991/CEJ-2023-09-08-010>
4. H. Rojas, A. Yaguana, and F. Baculima, "Herramienta para revisión digital y captación de datos de proyectos de construcción," CienciAmérica, vol. 11, no. 2, 2022, doi: <https://doi.org/10.33210/ca.v11i2.397>
5. D. Arias-Salazar and C. Naranjo-Bustos, "Comparación Económica De Dos Tipos De Losas Con Sistema Tradicionales vs. Losas Postensadas En Quito - Ecuador," 593 Digital Publisher CEIT, vol. 7, no. 4–2, 2022, doi: <https://doi.org/10.33386/593dp.2022.4-2.1084>
6. S. S. Aman, B. S. Mohammed, M. A. Wahab, and A. Anwar, "Performance of reinforced concrete slab with opening strengthened using CFRP," Fibers, vol. 8, no. 4, 2020, doi: <https://doi.org/10.3390/fib8040025>
7. J. E. De La Cruz Alvarez and R. R. Yoctun Rios, "Análisis comparativo del diseño estructural de una edificación regular e irregular de ocho niveles en sistema de pórticos aplicando la norma e.030 2003, 2016 y 2018 diseño sismorresistente en la ciudad de Lima," Gaceta Técnica, vol. 23, no. 1, 2022, doi: <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica231.5>
8. W. U. Nyong, O. O. Desmond, and O. S. Olalekan, "Comparative analysis and design of solid ribbed and waffle slabs for residential buildings: A review," 2023. doi: <https://doi.org/10.54905/disssi/v20i53/e14ije1014>
9. I. J. S. Ribeiro, J. R. de Castro Pessoa, and T. N. Bittencourt, "Analysis of shear strength of complementary mechanisms trends in reinforced concrete beams," Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, vol. 16, no. 2, 2023, doi: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952023000200008>
10. P. Cabrera, J. Ordoñez, L. Carrión, and R. Lima, "Geotecnia enfocada a cimentaciones de edificaciones de 3 pisos en la ciudad de Machala: Geotechnics focused on foundations of 3-story buildings in the city of Machala," Conference Proceedings (Machala), vol. 4, pp. 94–111, Jan. 2020, doi: <https://doi.org/10.48190/cp.v4n1a6>
11. C.-C. Yip, J.-Y. Wong, M. Amran, R. S. M. Rashid, and M. L. Nehdi, "Flexural performance of concrete composite metal decking with different base-metal-thickness new smart system," Case Studies in Construction Materials, vol. 19, p. e02245, Dec. 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02245>
12. M. M. Arévalo Navarrete, O. G. Latorre Garzón, J. E. Portilla Karolis, and J. G. Zapata Suárez, "Comparación de Dos Sistemas Constructivos Empleados en la Construcción de Edificios en la Ciudad de Quito," Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar, vol. 8, no. 1, pp. 11679–11700, Apr. 2024, doi: https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v8i1.10472
13. C. H. HIGUERA SANDOVAL and D. A. Hernández-Rojas, "Aplicación de elementos finitos para el chequeo de losas de concreto hidráulico," Respuestas, vol. 26, no. 1, 2021, doi: <https://doi.org/10.22463/0122820x.2527>

2

Diseño De Una Mezcla Asfáltica En Caliente Con Pavimento Asfáltico Recuperado (RAP)

*Design Of A Hot Mix Asphalt With Reclaimed
Asphalt Pavement (RAP)*

Autores

Jessica Gabriela Villafuerte Quimiz

Estudiante de Maestría en Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, Ecuador,

gabrielavillafuerte97@gmail.com,

<https://orcid.org/0009-0001-7065-21651>

Wesner Oliver Castro Garcia

Ingeniero Civil, Profesional Independiente, Portoviejo, Manabí, Ecuador,

oliver-cg@hotmail.com

<https://orcid.org/0009-0001-8725-84632>

Eduardo Tejeda Piusseaut

Docente en Universidad Técnica de Manabí, Universidad Técnica de Manabí, Ecuador,

eduardo.tejeda@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-0589-99893>

Diseño De Una Mezcla Asfáltica En Caliente Con Pavimento Asfáltico Recuperado (RAP)

2

RESUMEN

En Ecuador, el reciclado de pavimentos asfálticos mediante la incorporación de Pavimento Asfáltico Recuperado (RAP) no es una práctica común, a pesar de sus beneficios en la reducción del uso de nuevos agregados pétreos y el ahorro de asfalto, contribuyendo así a la preservación de los recursos naturales. En este estudio, se diseñó una mezcla asfáltica en caliente utilizando el método Marshall, incorporando un 30% de RAP y un 70% de agregado virgen. El proceso inició con la caracterización del RAP y el agregado nuevo, determinando la combinación óptima para lograr una granulometría dentro de la faja de 19 mm. A partir de la graduación del agregado, se estimó el contenido teórico de asfalto empleando las ecuaciones del Instituto de Asfalto. Posteriormente, se elaboraron briquetas de acuerdo con el método Marshall, variando el contenido de asfalto entre 5,5% y 7,5% en incrementos de 0,5%. Las propiedades Marshall y el análisis de densidad y vacíos permitieron determinar un Contenido Óptimo de Asfalto (COA) de 6,15%. Finalmente, se validaron los resultados mediante la fabricación de un nuevo conjunto de briquetas con dicho contenido de asfalto, confirmando el cumplimiento de los criterios Marshall para tráfico pesado.

Palabras claves: Método Marshall, mezcla asfáltica, pavimento asfáltico recuperado, reciclado de pavimento asfáltico.

ABSTRACT

In Ecuador, asphalt pavements recycling through the incorporation of Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) is not a common practice, despite its benefits in reducing the use of new aggregates and saving asphalt, thus contributing to the preservation of natural resources. In this study, a hot-mix asphalt mixture was designed using the Marshall method, incorporating 30% RAP and 70% virgin aggregate. The process began with the characterization of the RAP and the new aggregate, determining the optimal combination to achieve a grading within the 19 mm range. Based on the aggregate grading, the theoretical asphalt content was estimated using the equations of the Asphalt Institute. Subsequently, briquettes were prepared according to the Marshall method, varying the asphalt content between 5.5% and 7.5% in 0.5% increments. Marshall properties and density and void analysis determined an Optimum Asphalt Content (OAC) of 6.15%. The results were finally validated by manufacturing a new set of briquettes with this asphalt content, confirming compliance with the Marshall criteria for heavy traffic.

Keywords: Marshall method, asphalt mixture, reclaimed asphalt pavement, asphalt pavement recycling.

1. INTRODUCCIÓN

El Pavimento Asfáltico Recuperado (RAP) es el hormigón asfáltico extraído de infraestructuras vigentes, está constituido por recursos no renovables como es el asfalto y los agregados, por lo cual su empleo garantiza la sostenibilidad en la construcción de pavimentos flexibles [1]. El RAP puede ser empleado para fabricar nuevas Mezclas Asfálticas en Caliente (HMA por sus siglas en inglés Hot Mix Asphalt), Mezclas Asfálticas Tibias (WMA por sus siglas en inglés Warm Mix Asphalt) y Mezclas Asfálticas en Frío (CMA por sus siglas en inglés Cold Mix Asphalt), para cada una existen particulares criterios de diseño que deben cumplirse para obtener una nueva mezcla satisfactoria [2].

Los estudios acerca del uso del RAP se han realizado desde los años 80 por parte del Departamento de Transporte de Illinois y la Universidad de Illinois, estos elaboraron un procedimiento de diseño e investigaron la contribución de este material en las mezclas [3]. En 2020, Zhu et al. [4] analizaron el rendimiento de una mezcla asfáltica de alto módulo con RAP, emplearon el método Marshall integrando los principios del método EME (Enrobé à Module Élevé que en español significa Mezcla Asfáltica de Modulo Elevado) para la preparación de la mezcla. Se implementó un método de regeneración modificado para controlar la variabilidad de la graduación del RAP y la débil adherencia entre el ligante virgen y envejecido. El rendimiento de la mezcla fue evaluado con pruebas de laboratorio. Se determinó que el método de regeneración modificado obtuvo una mezcla más estable y compacta con respecto al método tradicional, mientras que el rendimiento a temperaturas bajas permanece por debajo del normado. También, se prepararon muestras con varios contenidos de RAP para examinar su efecto. Se halló que con un 40% de RAP se obtuvo una mezcla óptima con respecto al módulo dinámico y susceptibilidad al daño por humedad, mientras que el rendimiento a temperaturas bajas es poco significativo con respecto al RAP.

En 2022, Abdel-Jaber et al. [5] estudiaron el empleo del RAP en mezclas asfálticas en caliente mediante el método Marshall, diseñaron cuatro mezclas asfálticas, la mezcla de control, mezclas con incorporación de 25%, 50% y 75% de RAP con contenidos de asfalto de 3,5% a 5,5% en incrementos de 0,5%. Se observó que la estabilidad mejoró con el incremento de RAP para mezclas 25% y 50% de RAP con contenidos de asfalto de 3,5% a 4,5%, inclusive, la mezcla con 75% de RAP con un contenido de asfalto de 4% tuvo el mayor valor de estabilidad que corresponde a 15,11 kN. También, los vacíos llenos con asfalto incrementaban conforme incrementaban los contenidos de asfalto en las mezclas con RAP, sin embargo, altos contenido de RAP pueden alterar las propiedades mecánicas de la mezcla, el flujo y los vacíos en el agregado mineral disminuyeron en comparación con la mezcla de control.

En 2023, Kumar et al. [6] evaluaron mezclas asfálticas en caliente con incorporación de RAP en un intervalo de 0% a 30% en incremento de 10%, se obtuvo la estabilidad Marshall y resistencia a la tracción indirecta. Se determinó que la mezcla asfáltica con 20% de RAP es la adecuada.

El método Marshall, desarrollado y difundido por el Instituto de Asfalto [7], es el procedimiento más ampliamente utilizado a nivel internacional y el más empleado en Ecuador para el diseño de mezclas asfálticas. En esta investigación, se aplica este método para determinar el contenido óptimo de asfalto mediante un diseño de mezcla en caliente destinado a tráfico pesado, utilizando Pavimento Asfáltico Recuperado.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

La secuencia para un reciclaje de mezcla asfáltica en caliente debe iniciar con la graduación y contenido de asfalto del RAP, graduación del agregado nuevo, calcular la combinación de los agregados, obtener la demanda aproximada de asfalto de la combinación de los agregados, estimar el porcentaje de asfalto nuevo y finalmente efectuar las pruebas de la mezcla del método Marshall o Hveem [8], los cuales se realizan conforme a las normas ASTM D6927 [9] y ASTM D1560 [10], respectivamente.

El método Marshall permite su uso en proyectos de laboratorio y control de obra para mezclas asfálticas cuyo Tamaño Máximo del agregado (TM) es de 25 mm o inferior. Este procedimiento se caracteriza por desarrollar un análisis de densidades-vacíos y ensayos de estabilidad y fluencia a especímenes de mezcla asfáltica compactada de 63,5 mm de alto y 101,6 mm de diámetro [11]. Estas muestras se elaboran siguiendo procedimientos específicos descritos en la norma ASTM D6926 [12].

Los materiales que conformarán la mezcla asfáltica a diseñar corresponden a: Agregado de 19 mm y cisco proveniente de la cantera Uruzca localizada en el km 11 ½ autopista Portoviejo-Manta, arena de río del cantón Balzar, el asfalto de la Refinería Estatal de Esmeraldas y el RAP de la vía Puerto-Aeropuerto de Manta, carretera con flujo de tráfico pesado.

2.1. Caracterización Del Agregado Nuevo

Se inició con la caracterización del agregado nuevo que comprende al agregado de 19 mm, cisco y arena. La caracterización constó del análisis granulométrico, el cual proporciona la distribución de las partículas de acuerdo con el tamaño [13]. Se determinó la densidad relativa (gravedad específica) y la absorción de agregados gruesos y finos con la finalidad de proveer un valor promedio que simbolice la muestra de una fracción sólida de una cantidad considerable de partículas (excluyendo el volumen de vacíos entre partículas) [14], [15].

En las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones del Ecuador, se establecen las características que deben cumplir los agregados que conforman las mezclas asfálticas [16]. Por ello, se verificó que la resistencia a la degradación del agregado grueso, determinada mediante la máquina de Los Ángeles, fuera inferior al 40% [17]. Asimismo, se comprobó que la desintegración de los agregados expuestos a sulfato de sodio no superara el 12%, lo que permite simular su comportamiento frente a la intemperie [18]. Además, se verificó que el equivalente de arena fuera superior al mínimo del 50% establecido para tráfico pesado, lo que limita la presencia de finos similares a la arcilla en un agregado [19]. En cuanto a la forma de las partículas, se constató que el contenido de partículas planas y/o alargadas fuera inferior al 10% [20] y la presencia de materiales deletéreos en los áridos se confirmó como menor al 1% [21].

En la Tabla 1, se observan los resultados de los diversos ensayos de caracterización de los agregados utilizados en el diseño de la mezcla asfáltica, los cuales cumplen con los requerimientos establecidos en las normativas.

Tabla 1- Resultados de la caracterización del agregado virgen

Ensayos	Agregado de 19 mm	Cisco	Arena	Especificaciones	Norma
Gravedad específica (SH) (kg/m ³)	2685	2566	2562	-	
Gravedad específica (SSS) (kg/m ³)	2746	2646	2653	-	
Gravedad específica aparente (kg/m ³)	2858	2787	2816	-	
Absorción (%)	2,25	3,09	3,52	-	
Degradación (%)	21	-	-	< 40%	ASTM C131
Intemperismo (%)	10	-	-	< 12%	ASTM C88
Equivalente de arena (%)	-	76	-	> 50%	ASTM D2419
Partículas planas y/o alargadas (%)	4	-	-	< 10 %	ASTM D4791
Deletéreos (%)	0,62	0,85	0,80	< 1%	ASTM C142

2.2. Caracterización del RAP

El RAP utilizado como agregado en la mezcla fue obtenido mediante un proceso de fresado en una vía en rehabilitación. Se le realizó el análisis granulométrico, además de los ensayos de densidad relativa (gravedad específica) y la absorción de agregados gruesos y finos, cuyos resultados son mostrados en la Tabla 2.

Tabla 2- Gravedades específicas y porcentajes de absorción del RAP

Gravedad específica	RAP grueso	RAP fino
Gravedad específica (SH) (kg/m ³)	2572	2346
Gravedad específica (SSS) (kg/m ³)	2660	2404
Gravedad específica aparente (kg/m ³)	2821	2490
Absorción (%)	3,42	2,46

Adicionalmente, se determinó el contenido de asfalto presente en el RAP a través de la norma ASTM D2172, titulada "Métodos de prueba estándar para la extracción cuantitativa de aglutinante asfáltico de mezclas asfálticas". Esta norma propone cinco métodos que difieren principalmente por el equipo de extracción, manejo del disolvente y nivel de automatización [22]. El disolvente utilizado fue el tricloroetileno y el procedimiento aplicado corresponde al método A, el cual emplea una centrífuga de extracción. El contenido de asfalto se determinó por diferencia de peso, obteniéndose un valor de 4,21%.

2.3. Graduación del agregado combinado

La graduación de los agregados que hace referencia a la distribución de tamaños de las partículas que conformarán la mezcla asfáltica, es un proceso de gran envergadura, tiene influencia en la estabilidad, flujo, vacíos de aire, vacíos de agregado mineral, vacíos llenos con asfalto y densidad de la mezcla asfáltica. Para representar la granulometría, se emplea comúnmente una gráfica semilogarítmica, donde en el eje de las abscisas se encuentra el tamaño de abertura del tamiz en milímetros cuya escala es logarítmica y en el eje de las ordenadas se presenta el porcentaje pasante por cada tamiz con escala lineal. La selección de una faja granulométrica adecuada está dada en función del Tamaño Máximo Nominal del agregado (TMN) y los rangos de porcentajes pasantes para cada tamiz que definen las líneas de control, como lo indica la norma ASTM D3515 [23].

En la Tabla 3 se muestra la dosificación de los agregados que conforman la mezcla asfáltica, la granulometría resultante de la mezcla, los límites mínimos y máximos establecidos para la mezcla asfáltica densa de un TMN de 19mm.

Tabla 3- Combinación de agregados de la mezcla asfáltica con RAP

Material	Porcentaje utilizado (%)	Graduación combinada de la mezcla										
		25mm	19mm	12,5m m	9,5m m	No. 4	No. 8	No. 16	No. 30	No. 50	No. 100	No. 200
Agregado de 19 mm	42	100,0	99,4	62,2	33,1	1,8	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
RAP	30		100,0	98,2	92,8	76,3	58,7	45,2	34,4	25,2	12,4	6,0
Cisco	14				100,0	97,2	76,2	59,2	46,0	35,1	25,0	16,6
Arena	14				100,0	98,8	96,2	88,6	62,2	26,8	6,4	2,4
Mezcla obtenida		100,0	99,7	83,6	69,8	51,1	42,3	34,8	26,0	16,8	8,7	5,0
Especificación ASTM D3515	Inferior	100	90		56	35	23			5		2
	Superior	100	100		80	65	49			19		8
Media		100	95		68	50	36			12		5
Tolerancias		±8	±8	±8	±7	±7	±6	±6	±5	±5	±4	±3
Faja de trabajo inferior		100,0	92,0	76,0	63,0	44,0	36,0	29,0	21,0	12,0	5,0	2,0
Faja de trabajo superior		100,0	100,0	87,9	77,0	58,0	48,0	38,9	29,1	19,0	13,0	8,0

La mezcla asfáltica resultante quedó compuesta por un 42% de agregado de 19 mm", 14% cisco, 14% arena y 30% RAP, cuya curva granulométrica se muestra en la Figura 1. Como se observa está dentro de las líneas de control normadas y las fajas de trabajos obtenidas que consideran las tolerancias, sin puntos de inflexión notables y sigue una forma similar convexa.

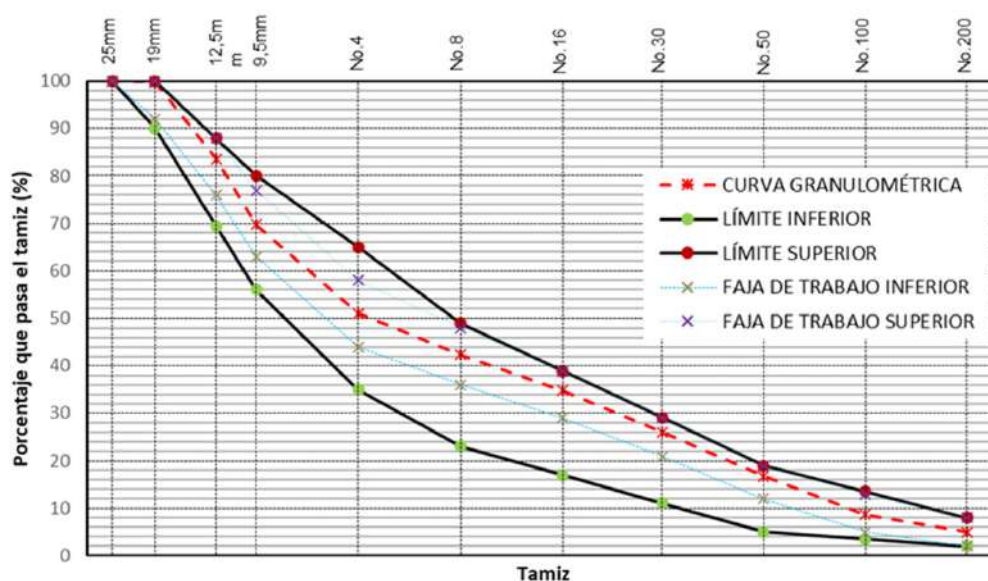


Fig. 1- Curva granulométrica de la combinación de agregados de la mezcla asfáltica

La elección de un 30% de RAP como porcentaje de sustitución se basa en un informe técnico titulado "Pavimento asfáltico recuperado en mezclas asfálticas: Estado de la práctica" de la Administración Federal de Carreteras (FHWA por sus siglas en inglés Federal Highway Administration), el cual menciona que con base a una evaluación de pavimentos con un 30% de RAP a través del programa Desempeño de Pavimentos a Largo Plazo (LTPP por sus siglas en inglés Long-Term Pavement Performance) se determinó que el rendimiento de los pavimentos que contienen hasta un 30% de RAP es similar al de los pavimentos construidos con materiales vírgenes [24].

2.4. Porcentaje Teórico De Asfalto

La demanda aproximada de asfalto para la mezcla, con la combinación de agregados determinada, se puede establecer mediante el método de prueba estándar para el equivalente centrífugo de keroseno (CKE por sus siglas en inglés Centrifuge Kerosine Equivalent), ensayo basado en la norma ASTM D5148 y que forma parte del procedimiento del método Hveem para el diseño de mezclas asfálticas en caliente [25]. También puede determinarse a través de una ecuación empírica cuyos parámetros dependen de la granulometría y absorción combinadas de los agregados [8].

$$P = 0,035a + 0,045b + Kc + F \quad (1)$$

Donde:

P : Demanda total aproximada de asfalto de la mezcla, en porcentaje en peso de la mezcla

a : Porcentaje de agregado mineral retenido en el tamiz de 2,36 mm (No. 8)

b : Porcentaje de agregado mineral que pasa por el tamiz de 2,36 mm (No. 8) y retenido en el tamiz de 75 μ m (No. 200)

c : Porcentaje de agregado mineral que pasa por el tamiz de 75 μ m (No. 200)

K : 0,15 para el 11-15% que pasa por el tamiz de 75 μ m (No. 200)

0,18 para el 6-10% que pasa por el tamiz de 75 μ m (No. 200)

0,20 para el 5% o menos que pasa por el tamiz de 75 μ m (No. 200)

F : 0-2. Basado en la absorción del agregado liviano o pesado. En ausencia de otros datos, se sugiere un valor de 0,7.

Sustituyendo en la ecuación (1), el porcentaje de asfalto P tiene un valor de 6,70%.

2.5. Porcentaje De Asfalto Nuevo

La cantidad de asfalto nuevo a ser incorporado a la mezcla asfáltica con RAP se obtiene mediante una ecuación dada en uno de los capítulos de Reciclaje de Mezcla Asfáltica en Caliente del Instituto de Asfalto [8], que depende de la demanda aproximada de asfalto de la mezcla, el contenido de asfalto del RAP y el conjunto de porcentaje de agregado mineral nuevo y recuperado.

$$P_{nb} = P_b - \frac{(100-r)P_{sb}}{100} \quad (2)$$

Donde:

P_{nb} : Asfalto adicional y/o agente de reciclaje en la mezcla reciclada

P_b : Demanda total aproximada de asfalto de la mezcla, en porcentaje en peso de la mezcla

P_{sb} : Contenido de asfalto de la mezcla recuperada (RAP)

r : Porcentaje de material de agregado nuevo y/o recuperado con respecto al agregado total en la mezcla reciclada

Empleando la ecuación (2) se obtuvo el porcentaje adicional de asfalto (P_{nb}) que debe utilizarse para los diferentes contenidos de asfalto en las briquetas, según el método Marshall.

2.6. Resistencia del flujo plástico de mezclas bituminosas

Para el diseño de la mezcla asfáltica se elaboraron tres especímenes por cada contenido de asfalto que van desde 5,5%, 6,0%, 6,5%, 7,0% y 7,5%, empleando 30% de RAP y 70% de agregado virgen, en todas las muestras. Los especímenes de mezcla asfáltica compactada son de 63,5 mm de alto y 101,6 mm de diámetro.

Con la dosificación de los agregados definidos, se procedió a secarlos en el horno a una temperatura de 110°C para posteriormente tamizarlos. Para cada espécimen se pesó en varios recipientes la cantidad de cada porción de tamaño requerida para elaborar el espécimen con las dimensiones normadas cuyo peso es de aproximadamente 1200 g. Los agregados fueron calentados en el horno a una temperatura de 155 °C, luego al retirarlos fueron mezclados en seco, creándose un cráter para adicionar el asfalto cuya temperatura debía encontrarse a 150 °C, para finalmente mezclarlos uniformemente en un tiempo no superior a 90 segundos [9]. Es importante mencionar, que el RAP fue calentado a una temperatura de 125 °C, lo cual evita envejecer el asfalto existente al calentarlo por separado y al incorporarlo en conjunto con los agregados vírgenes y el asfalto nuevo.

Simultáneamente a la preparación de la mezcla asfáltica, la placa base, el conjunto de molde y la cara del martillo de compactación se limpiaron y se calentaron en una placa caliente a una temperatura entre 93,3 y 148,9 °C. Previo al vertido de la mezcla asfáltica en el interior del molde, se colocó un papel filtro en el fondo para impedir la adherencia con el mismo. Se vertió la mezcla asfáltica en el molde y se le hincó con una espátula 15 veces por el perímetro y 10 veces en el interior, colocando otro papel filtro e introduciéndose el martillo de compactación en el molde [9], para aplicar a la cara superior e inferior 75 golpes con una caída libre de 457,2 mm, correspondiente a un tráfico pesado de acuerdo con los criterios del método Marshall dados por el Instituto de Asfalto [7]. Después de la compactación, se dejó enfriar por aproximadamente 2 horas, se retiraron las muestras de los moldes y se colocaron sobre una superficie plana y lisa para que reposen a temperatura ambiente durante la noche (mínimo 12 horas). Se procedió a medir y pesar las muestras [9].

Desarrollado el proceso de mezclado y compactación, los especímenes fueron sometidos a baño María entre 30 y 40 min a una temperatura de 60 °C, para luego colocar el espécimen en el segmento inferior del cabezal de rotura y sobre la muestra colocar el segmento superior del cabezal de rotura, este conjunto completo fue puesto en su respectiva posición en la prensa Marshall para poder aplicar carga a una velocidad constante de 50,8 mm/min hasta llegar a la carga máxima (estabilidad Marshall). Simultáneamente a la obtención de la estabilidad Marshall, se sostuvo el medidor de deformaciones sobre la barra guía y cuando empezó a disminuir la carga, se anotó la lectura como valor de flujo [9].

El análisis de densidad-vacíos fue desarrollado en dos fases. La primera fase fue previo a la falla de las briquetas, en la cual se determinó la densidad de mezclas asfálticas compactadas no absorbentes (ASTM D2726), también conocida como densidad Bulk [26]. La segunda fase fue culminado el ensayo de estabilidad y flujo, en la cual se determinó la gravedad específica máxima teórica de mezclas de pavimento bituminoso no compactadas a 25°C (ASTM D2041), también llamada densidad Rice [27], parámetros que son afectados por la constitución de los materiales en función de sus propiedades y dosificación.

Empleando la gravedad específica de la mezcla de los agregados, densidad Bulk y la densidad Rice, se calculó el porcentaje de vacíos de aire, porcentaje de vacíos en el agregado mineral y porcentaje de vacíos llenos con asfalto.

3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

3.1. Selección del contenido óptimo de asfalto

Se elaboraron un total de quince especímenes, tres para cada contenido de asfalto desde 5,5% hasta 7,5% con incrementos de 0,5%. Los resultados de los ensayos de densidad Bulk, Estabilidad y Flujo, así como con los cálculos de los porcentajes de vacíos de aire, vacíos en el agregado mineral (VMA) y vacíos llenos con asfalto (VFA) para cada contenido de asfalto fueron representados en diferentes gráficos, en conjunto con los criterios Marshall para una mezcla asfáltica de tráfico pesado dados por el Instituto de Asfalto que corresponde a: Estabilidad mínima de 8006 N, el flujo debe estar entre 2,032 mm y 3,556 mm, los vacíos de aire están entre 3% y 5%, el mínimo de los vacíos en el agregado mineral es de 13% y los vacíos llenos con asfalto deben estar entre 65% y 75% [7], como se muestra en la Fig. 2.

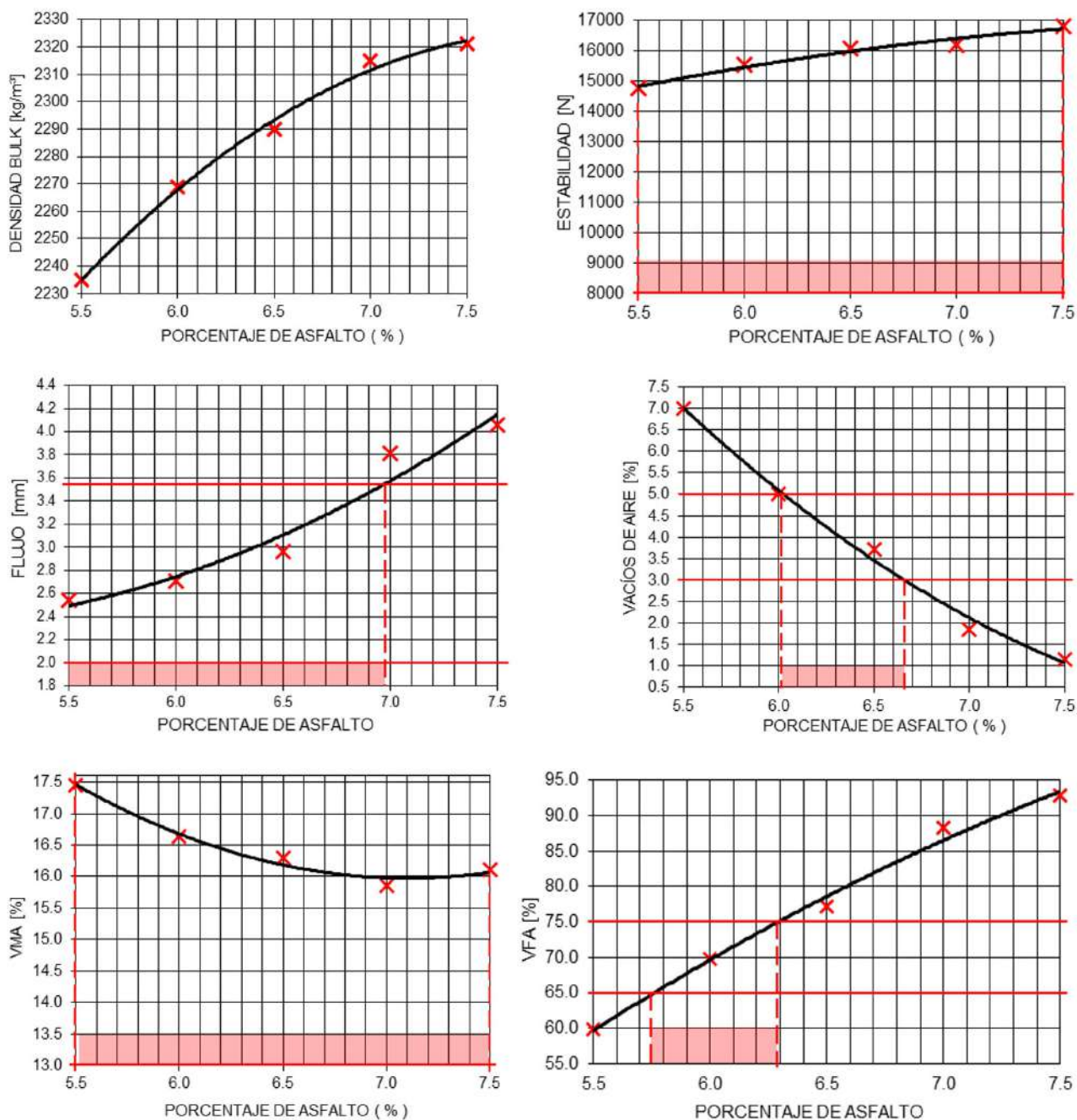


Fig. 2- Gráficas de las propiedades Marshall para diferentes contenidos de asfalto

Se pudo observar que la densidad Bulk aumentó con el incremento del contenido de asfalto, este comportamiento se debe a que un mayor contenido de ligante mejora el recubrimiento de los agregados y facilita una mejor distribución durante la compactación, reduciendo los vacíos de aire. Aunque teóricamente esta densidad alcanza un máximo y luego disminuye con exceso de asfalto.

Al igual que la densidad, la estabilidad aumentó con el incremento del contenido de asfalto, esto sucede debido a una mayor cohesión del ligante y mejor adherencia entre el asfalto y los agregados, lo que incrementa la resistencia de la mezcla. Tampoco se pudo evidenciar el punto en el que un exceso de ligante disminuya la estabilidad.

Con respecto al flujo, incrementó con el aumento del contenido de asfalto, esto se debe a que a medida que el asfalto recubre en mayor proporción los agregados, la mezcla tiende a volverse más plástica, permitiendo mayores deformaciones sin fracturarse. Aunque valores elevados podrían indicar una mezcla blanda y pérdida de estabilidad.

En el análisis de vacíos, se observó que el porcentaje de vacíos de aire disminuyó a medida que incrementó el contenido de asfalto, debido a una mayor compactación y menor espacio no ocupado. En cuanto al porcentaje de vacíos en el agregado mineral, mostraron una tendencia descendente inicial, seguida de un aumento, lo cual indica el paso de una mezcla densa a una con exceso de ligante. Finalmente, el porcentaje de vacíos llenos con asfalto aumentó de forma continua, reflejando una mayor proporción de vacíos ocupados por el ligante.

El análisis de los gráficos, en comparación con las especificaciones de la mezcla, permite establecer un rango de contenido de asfalto que cumple con cada uno de los requisitos evaluados. Asimismo, se determina el intervalo en el que se satisfacen simultáneamente todas las propiedades exigidas, lo que permite seleccionar el contenido óptimo de asfalto. Para la mezcla con un 30 % de RAP, el porcentaje óptimo de asfalto determinado es de 6,15 %.

3.2. Comprobación De Propiedades Marshall Con El Contenido Óptimo De Asfalto

Para validar los resultados, finalmente se elaboraron tres briquetas de comprobación con el contenido óptimo de asfalto obtenido de 6,15%, las que fueron sometidas a los ensayos respectivos para la obtención de las propiedades Marshall. Los resultados se muestran en la Tabla 4, en la cual se evidencia que la mezcla asfáltica cumplió con los parámetros establecidos en la normativa para una mezcla densa de tráfico pesado.

Tabla 4- Propiedades de la mezcla asfáltica con el contenido óptimo de asfalto

Propiedades	Resultados	Especificaciones
Estabilidad (N)	15454	> 8006
Flujo (mm)	2,88	2,032 - 3,556
Vacíos en el agregado mineral (%)	16,56	> 13
Vacíos de aire (%)	4,63	3 - 5
Vacíos llenos con asfalto (%)	72,01	65 - 75

4. CONCLUSIONES

La mezcla asfáltica fue diseñada con una distribución granulométrica correspondiente a un TMN de 19 mm, incorporando un 30% de RAP y un 70% de agregado virgen. La combinación de agregados resultante consistió en un 42% de árido de tamaño de 19 mm, un 14% de cisco, un 14% de arena y un 30% de RAP, obtenido del fresado de un pavimento en proceso de rehabilitación.

Los ensayos de caracterización indicaron que el contenido de asfalto en la fracción recuperada (RAP) era del 4,21%. A partir del diseño de la mezcla, se determinó un contenido óptimo de asfalto del 6,15%.

Los resultados obtenidos evidencian que la mezcla cumple holgadamente con los requisitos de estabilidad exigidos para mezclas densas destinadas a tráfico pesado, con un valor promedio de 15454 N. Asimismo, el flujo registrado fue de 2,88 mm, dentro del rango especificado de 2,032 a 3,556 mm. En cuanto al porcentaje de vacíos en la mezcla, el valor obtenido fue del 4,63%, lo que se encuentra dentro del intervalo normativo de 3% a 5% para mezclas densas.

La incorporación del 30 % de RAP en la mezcla asfáltica en caliente ha demostrado que, con los áridos empleados, es posible obtener una mezcla cuyas propiedades mecánicas cumplen con las especificaciones técnicas establecidas por el Instituto del Asfalto. Los resultados de la investigación confirman que este porcentaje permite satisfacer los requisitos estructurales exigidos para mezclas diseñadas para soportar tráfico pesado. No obstante, la presencia de asfalto envejecido en el material fresado es un factor determinante, ya que sus características influirán directamente en la determinación del contenido óptimo de asfalto de la nueva mezcla, afectando su desempeño y durabilidad.

1. G. Tarsi, P. Tataranni, and C. Sangiorgi, "The challenges of using reclaimed asphalt pavement for new asphalt mixtures: A review," *Materials*, vol. 13, no. 18, pp. 1–26, 2020, doi: <https://doi.org/10.3390/ma13184052>
2. J. Montañez, S. Caro, D. Carrizosa, A. Calvo, and X. Sánchez, "Variability of the mechanical properties of Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) obtained from different sources," *Constr Build Mater*, vol. 230, pp. 1–12, 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116968>.
3. A. S. Figueroa Infante and E. Fonseca Santanilla, "Desempeño del pavimento con mezcla reciclada-RAP y grano de caucho reciclado-GCR," *Infraestructura Vial*, vol. 22, no. 39, pp. 20–28, Jul. 2020, doi: <https://doi.org/10.15517/iv.v22i39.41205>
4. J. Zhu, T. Ma, J. Fan, Z. Fang, T. Chen, and Y. Zhou, "Experimental study of high modulus asphalt mixture containing reclaimed asphalt pavement," *J Clean Prod*, vol. 263, pp. 1–11, 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.121447>.
5. M. Abdel-Jaber, R. A. Al-shamayleh, R. Ibrahim, T. Alkharrissat, and A. Alqatamin, "Mechanical properties evaluation of asphalt mixtures with variable contents of reclaimed asphalt pavement (RAP)," *Results in Engineering*, vol. 14, pp. 1–7, 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2022.100463>.
6. S. Kumar Pradhan, U. Das, and A. Ranjan Patra, "Utilization of reclaimed asphalt pavement (RAP) materials in HMA mixtures for flexible pavement construction," *Mater Today Proc*, May 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.04.464>.
7. Asphalt Institute, MS2: Asphalt Mix Design Methods, 7th ed. Lexington, KY, USA: Asphalt Institute, 2014. [Online]. Available: <https://es.scribd.com/document/558949727>
8. Asphalt Institute, MS-20: Asphalt Hot-Mix Recycling, 2nd ed. College Park, MD, USA: Asphalt Institute, 1986. [Online]. Available: <https://p2infohouse.org/ref/33/32444.pdf>
9. ASTM D6927-22, Standard Test Method for Marshall Stability and Flow of Asphalt Mixtures, vol. 04.03. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2022. doi: <https://doi.org/10.1520/D6927-22>.
10. ASTM D1560-15, Standard Test Methods for Resistance to Deformation and Cohesion of Asphalt Mixtures by Means of Hveem Apparatus (Withdrawn 2024). West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2015. [Online]. Available: <https://store.astm.org/d1560-15.html>
11. Asphalt Institute, MS-4: The Asphalt Handbook, 7th ed. Lexington, KY, USA: Asphalt Institute, 2007. [Online]. Available: <https://idoc.pub/documents/manual-del-asfalto-instituto-del-asfaltodecrypted-34m7w87d1p46>
12. ASTM D6926-20, Standard Practice for Preparation of Asphalt Mixture Specimens Using Marshall Apparatus, vol. 04.03. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2020. doi: <https://doi.org/10.1520/D6926-20>.
13. ASTM C136/C136M-19, Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates, vol. 04.02. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2019. doi: https://doi.org/10.1520/C0136_C0136M-19.
14. ASTM C127-24, Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate, vol. 04.02. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2024. doi: <https://doi.org/10.1520/C0127-24>.
15. ASTM C128-22, Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Fine Aggregate, vol. 04.02. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2022. doi: <https://doi.org/10.1520/C0128-22>.
16. Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes. MOP-001-F, 1era ed. Quito, Ecuador: MOP, 2002. [Online]. Available: https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2021/01/MPR_Chimborazo_Cumanda_Especificaciones-Tecnicas-MOP-001-F-2002.pdf
17. ASTM C131/C131M-20, Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine, vol. 04.02. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2020. doi: https://doi.org/10.1520/C0131_C0131M-20.
18. ASTM C88/C88M-24, Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate, vol. 04.02. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2024. doi: https://doi.org/10.1520/C0088_C0088M-24.

19. ASTM D2419-22, Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate, vol. 04.03. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2022. doi: [https://doi.org/ 10.1520/D2419-22](https://doi.org/10.1520/D2419-22)
20. ASTM D4791-19(2023), Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate, vol. 04.03. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2019. doi: [https://doi.org/ 10.1520/D4791-19R23](https://doi.org/10.1520/D4791-19R23)
21. ASTM C142/C142M-17(2023), Standard Test Method for Clay Lumps and Friable Particles in Aggregates, vol. 04.02. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2017. doi: [https://doi.org/ 10.1520/C0142_C0142M-17R23](https://doi.org/10.1520/C0142_C0142M-17R23).
22. ASTM D2172/D2172M-24, Standard Test Methods for Quantitative Extraction of Asphalt Binder from Asphalt Mixtures, vol. 04.03. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2024. doi: [https://doi.org/ 10.1520/D2172_D2172M-24](https://doi.org/10.1520/D2172_D2172M-24).
23. ASTM D3515-01, Standard Specification for Hot-Mixed, Hot-Laid Bituminous Paving Mixtures (Withdrawn 2009). West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2001. [Online]. Available: <https://store.astm.org/d3515-01.html>
24. Federal Highway Administration, "Reclaimed Asphalt Pavement in Asphalt Mixtures: State of the Practice," Washington, D.C., USA, 2011. [Online]. Available: <https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/40918>
25. ASTM D5148-10, Standard Test Method for Centrifuge Kerosine Equivalent (Withdrawn 2018). West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2010. [Online]. Available: <https://store.astm.org/d5148-10.html>
26. ASTM D2726/D2726M-21, Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Asphalt Mixtures, vol. 04.03. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2021. doi: https://doi.org/10.1520/D2726_D2726M-21
27. ASTM D2041/D2041M-19, Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Asphalt Mixtures, vol. 04.03. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2019. doi: [https://doi.org/ 10.1520/D2041_D2041M-19](https://doi.org/10.1520/D2041_D2041M-19)

Análisis No Lineal Estático De Una Estructura Esencial En La Provincia De El Oro .

*Nonlinear Static Analysis Of An Essential Structure
In The Province Of El Oro*

Autores

Paúl André Añazco Campoverde

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, panazco@utmachala.edu.ec
ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8981-3769>

Josué Fernando Cun Gálvez

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, jcun5@utmachala.edu.ec
ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-9176-488X>

Gilbert Adrián Añazco Campoverde

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, ganazco@utmachala.edu.ec
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9071-1601>

Análisis No Lineal Estático De Una Estructura Esencial En La Provincia De El Oro .

RESUMEN

La presente investigación surge de la necesidad de conocer el nivel de desempeño de una estructura de categoría esencial como es el edificio de uso clínico llamado "Clínica San Marcos" de la ciudad de Pasaje, Provincia de El Oro. Para ello, se comenzó realizando una modelación estructural del objeto de estudio empleando datos obtenidos por planos estructurales y datos tomados en campo con el que, posteriormente, se realizará un análisis no lineal estático para identificar la curva de desempeño de la edificación para ambas direcciones de análisis. Finalmente, se planteó analizar los niveles de desempeño aplicando diferentes rangos de objetivos en base a distintos periodos de retorno por nivel de amenaza sísmica según lo establece la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). Según los resultados obtenidos por la evaluación del nivel de desempeño se infiere que la edificación para uso clínico no cumple con los criterios establecidos según la matriz de objetivos establecida por la Asociación de Ingeniería Estructural de California (SEAC) ya que, debiendo alcanzar un nivel de objetivo de seguridad crítica, esta alcanzó un nivel de desempeño inaceptable ante la aplicación de cargas sísmicas para diferentes periodos de retorno. Además, se denota un comportamiento dúctil insuficiente y un factor de sobrerresistencia menor al requerido para edificaciones de concreto.

Palabras clave: análisis no lineal estático, comportamiento dúctil, nivel de desempeño, nivel de objetivo.

ABSTRACT

This research arises from the need to know the level of performance of a structure of essential category such as the building for clinical use called "San Marcos Clinic" in the city of Pasaje, Province of El Oro. For this purpose, we began by performing a structural modeling of our object of study using data obtained from structural plans and data taken on site with which, subsequently, a static nonlinear analysis will be performed to identify the performance curve of the building for both directions of analysis. Finally, it was proposed to analyze the performance levels by applying different target ranges based on different return periods by seismic hazard level as established by Federal Emergency Management Agency (FEMA). According to the results obtained from the evaluation of the performance level, it is inferred that the building for clinical use does not meet the required criteria according to the target matrix established by Structural Engineering Association of California (SEAC) since it should reach a critical safety target level and it reached an unacceptable performance level with the application of seismic loads for different return periods. In addition, insufficient ductile behavior and an over-resistance factor lower than that required for concrete buildings are denoted.

Keywords: Nonlinear static analysis, performance levels, target level, ductile behavior.

1. INTRODUCCIÓN

Al estar situada una estructura en una zona con una actividad sísmica alta, es importante realizar un análisis sismorresistente que determine las capacidades estructurales de los edificios ya que, en caso de que se manifieste uno de estos eventos, hay posibilidad de que algunas estructuras no presenten el desempeño eficiente debido a diversos factores que pueden llegar a aumentar la vulnerabilidad de la estructura [1], tales como la construcción informal, la mala selección de materiales, la inexistencia de licencias de construcciones rígidas y el incumplimiento de la Norma Ecuatoriana de Construcción perteneciente al año 2015 [2]. Existen varios métodos para evaluar el desempeño estructural, tanto estáticos como dinámicos. Sin embargo, el análisis no lineal estático, o análisis pushover, es uno de los más empleados y recomendados debido a su menor costo computacional en comparación con los análisis no lineales dinámicos, además de ofrecer resultados similares en los cálculos matemáticos [3].

El Cinturón de Fuego es una región de alto peligro sísmico que afecta a varios países, incluyendo Chile, Ecuador, Perú, países del norte y algunos de Centroamérica como Costa Rica, Nicaragua y El Salvador. Este cinturón se caracteriza por la actividad sísmica debido al movimiento constante de placas tectónicas. En el pasado, Chile experimentó uno de los terremotos más devastadores registrados el 22 de mayo de 1960, con una magnitud de 9,5 Mw. Este evento desencadenó erupciones volcánicas, destrucción de infraestructuras terrestres y un tsunami que afectó severamente la costa chilena y áreas costeras en Japón y Hawái [4] [5].

Ecuador se sitúa sobre la placa sudamericana, la cual está en continua interacción con las placas Nazca, Cocos y Caribe [6], provocando un desplazamiento anual estimado de 2 a 5 mm. A pesar de esta dinámica, el país no ha experimentado eventos telúricos con mayor frecuencia, pero si se tiene registro de los más significativos a lo largo de los años (Ver Fig. 1).

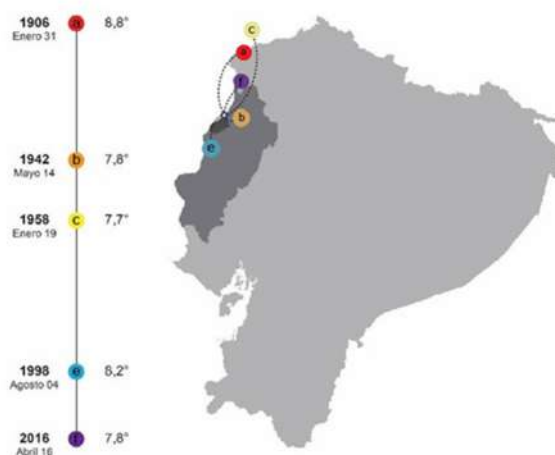


Fig. 1- Historia del pasado sísmico de Ecuador [7].

Esta situación ha resultado en una falta de atención hacia los estándares de diseño sismorresistente, a pesar de la existencia de la Norma Ecuatoriana de Construcción. Es por tal motivo que dicha normativa carece de información suficiente para asegurar un desempeño adecuado frente a cargas sísmicas de alta magnitud [8]. Dicho problema fue evidenciado el pasado 16 de abril del 2016 en la provincia de Manabí, cantón Pedernales donde se presenció uno de los mayores terremotos ocurridos en el país, evento que tuvo una magnitud de 7,8 Mw y dejó como resultado un saldo de 661 personas fallecidas, miles de heridos y afectados que perdieron sus viviendas, negocios y bienes debido al mal desempeño que tuvieron las estructuras ante un evento sísmico de gran magnitud [9][10][11].

Otro evento a tomar en cuenta fue el sismo ocurrido el 18 de agosto del 2023, el cual afectó fuertemente a la Provincia de El Oro con una magnitud de 6,5 Mw [12] donde trágicamente once personas perdieron la vida y cientos de persona se vieron afectadas por daños estructurales en sus viviendas siendo las ciudades de El Guabo, Machala y Pasaje las más afectadas. En la Provincia de El Oro, en años recientes se ha notado un aumento notorio de diseños sismorresistentes, especialmente en estructuras de carácter importante como edificaciones educativas, edificaciones de salud y edificios gubernamentales las cuales serán denominadas como estructuras especiales o esenciales dependiendo de su especificación dada por la NEC 2015 en el capítulo de peligro sísmico. Dicho aumento se evidencia en el estudio de Vulnerabilidad física realizado por el autor Morocho [6] donde se evaluó el comportamiento elástico de un bloque de aulas, frente a cargas sísmicas [13] concluyendo que la estructura a evaluar conformada por marcos especiales a momento no sufrirá riesgos estructurales.

1.1. Alcances Y Objetivos

La presente investigación tiene planteado como objetivo principal analizar el desempeño sísmico de una estructura empleando un análisis no lineal estático aplicando criterios de la Norma Ecuatoriana de Construcción 2015 para la obtención de la respuesta sísmica de un edificio de categoría esencial ante la aplicación de una carga sísmica significativa; Esto con la finalidad de precautelar y garantizar la seguridad de las personas que día a día acuden a dichas instalaciones frente al peligro sísmico potencial que se vive en el país. Como alcance del presente trabajo se obtuvo el desempeño sísmico de la Clínica “San Marcos” (Ver Fig. 2)., la cual fue el caso de estudio proporcionando la respuesta estructural con la que se pudo llegar a las conclusiones pertinentes.



Fig. 2- Clínica San Marcos de la Ciudad de Pasaje.

2. METODOLOGÍA

Como punto de partida, se optó por adoptar como universo a las estructuras esenciales las cuales la NEC 2015 define como estructuras que deben permanecer operativas después de un sismo para poder atender emergencias. Por tal motivo, Se requerirán verificaciones de comportamiento inelástico para los diferentes niveles de sismos con la finalidad de limitar los daños estructurales a la par de buscar un mayor nivel de protección por parte de las mismas. De las ciudades comprendidas en la Provincia de El Oro se tomará como muestra la Clínica San Marcos de la Ciudad de Pasaje, Parroquia Ochoa León, en la cual se obtendrá la información necesaria para determinar el desempeño ante una amenaza sísmica. En la **Fig. 3** se puede observar de manera detallada la zona del objeto de estudio comprendida entre las calles Sucre y Av. Quito.



Fig. 3- Delimitación del objeto de estudio.

El objeto de estudio está conformado por una estructura de concreto compuesta de marcos resistentes a momento y contará con un mezanine, tres plantas altas y una cubierta. El mezanine posee un área de 439,04 m² mientras que las tres plantas altas y la cubierta poseen un área de 666,85 m² y cada piso contará con una altura de 2,7m. Adicional a ello, contará con vigas peraltadas en el eje X, vigas banda en el eje Y, vigas en voladizo para ambas direcciones y diferentes secciones de columnas en base a la carga que reciben.

Dentro del campo de la investigación, se emplearon diversos tipos de ejecución. Uno de ellos es el enfoque documental, el cual implica obtener información a partir de fuentes confiables como bases de datos indexadas, revistas científicas y trabajos de posgrado, entre otros recursos. Por otro lado, está la investigación de campo, que se centra en recopilar datos mediante procesos de medición y dimensionamiento directamente en el lugar de estudio. Esta metodología utiliza herramientas de apoyo y evaluaciones visuales para obtener información precisa y detallada.

Para la metodología empleada en la evaluación del desempeño sísmico, se realizaron tres análisis detallados en la **Tabla 1** para determinar el nivel de desempeño de la estructura [3], tal como se aprecia en la investigación de los autores Martínez y Nungaray [14] en donde se determinó el nivel de tres estructuras y concluyendo que dos de estas entran en un rango aceptable.

Tabla 1- Descripción de la metodología aplicada [Elaboración propia].

Tipos de análisis	Procesos	Herramientas	Resultados
Análisis lineal dinámico [15]	- Sismo dinámico - Sismo estático - Masa reactiva	Espectro de diseño para un periodo de retorno de 475.	Análisis modal, periodo de vibración fundamental
Análisis lineal estático [16] [17] [18]	- Ajuste por cortante - Coeficiente sísmico C - Coeficiente relacionado con el periodo de vibración K	Análisis modal	Desplazamientos máximos, derivas elásticas e inelásticas
Análisis no lineal estático [19] [20] [21] [22] [23]	- Estados de cargas no lineales para ambas direcciones - Estado de carga gravitacional - Rótulas plásticas	- Curvas de peligro sísmico - Espectros de diseño en aceleraciones	- Curva de capacidad - Distribución de fuerzas laterales - Nivel de desempeño estructural

El software empleado para el modelamiento estructural fue el SAP 2000, donde se hizo uso de datos iniciales como distancias, materiales y secciones de vigas y columnas detallados en la **Tabla 2**. para poder realizar como análisis preliminar un análisis lineal dinámico que evaluará la respuesta estructural del edificio dando como resultado los periodos fundamentales y participación de masa, correspondientes a los diferentes modos de vibración. Se definió la masa reactiva como el 100% de carga muerta + 25% de carga viva.

Tabla 2- Resumen de las secciones de los elementos [Elaboración propia].

Tipo	Nombre	Sección (cm)	Acero long. (mm)	Acero transversal (mm)	Concreto (kg/m²)
VIGA	V1	40x25	5Φ18mm	Φ8mm c/14cm	240
	VA	30x45	5Φ18mm	Φ8mm c/14cm	240
	Vvol	25x25	5Φ18mm	Φ8mm c/14cm	240
COLUMN A	C1	20x25	4Φ18mm	Φ8mm c/15cm	240
	C2	30x30	6Φ18mm	Φ8mm c/15cm	240
	C3	35x35	6Φ18mm	Φ8mm c/15cm	240
	C4	40x40	6Φ18mm	Φ8mm c/15cm	240
	C5	45x45	6Φ18mm	Φ8mm c/15cm	240
	C6	50x50	6Φ18mm	Φ8mm c/15cm	240
LOSA	Losa	Espesor: 25 cm			240

Con la información previamente obtenida, se emplearon coeficientes sísmicos en ambas direcciones (C) y el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura (K). Adicionalmente, se corroboran los valores del sismo estático y dinámico con el fin de determinar si se requiere un ajuste de cortante. Dichos requerimientos deben ser cumplidos antes de continuar con el análisis según lo establecido por la NEC 2015. Entrando al análisis lineal estático se evaluarán los desplazamientos máximos provocados por la acción de una fuerza externa con respecto al piso consecutivo y, posteriormente se determinará si dichos resultados cumplen con lo solicitado según la NEC 2015 la cual establece que las derivas inelásticas tendrán que ser menores al 2%.

Como punto final se realizará el análisis no lineal estático o Pushover en donde mediante la curva de capacidad se podrá determinar el punto de desempeño de la estructura y determinar si cumple o no con los objetivos de desempeño en base a los diferentes periodos de retorno que proporciona la FEMA 356, siendo estos los siguientes:

- Para un sismo *Frecuente* corresponderá un periodo de retorno de 72 años.
- Para un sismo *Ocasional* corresponderá un periodo de retorno de 225 años.
- Para un sismo *Raro* corresponderá un periodo de retorno de 475 años.
- Para un sismo *Muy Raro* corresponderá un periodo de retorno de 2500 años.

También se tomará en cuenta que, para cada periodo se deberá evaluar los rangos operacionales los cuales son: Inmediatamente operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención de colapso y colapso. Se empleará esta información junto con los periodos de retorno para así formar la matriz de objetivos proporcionada por la SEAC con la cual se podrá obtener el desempeño de una estructura.

Los objetivos de desempeño ordenados de mayor a menor importancia son:

- Objetivo de seguridad crítica
- Objetivo esencial o peligroso
- Objetivo básico
- Desempeño inaceptable

Según los rangos operacionales obtenidos en los diferentes periodos de retornos se determinarán los objetivos tal como se muestra en la siguiente Fig. (Fig. 4):

	Inmediatamente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente (72 años)				
Ocasional (225 años)				
Raro (475 años)				
Muy raro (2500 años)				

Fig. 4- Matriz de objetivos de desempeño [24].

Además, se determinará el factor de sobre resistencia (Ω) el cual se define como la resistencia adicional que ha alcanzado una estructura de hormigón armado y el factor de reducción de resistencia sísmica (R) según la NEC, cumple con la función de reducir fuerzas sísmicas de diseño aplicadas en una estructura considerando un comportamiento adecuadamente dúctil. Dicho factor afectará directamente a un espectro elástico y, consecuentemente generando uno inelástico. Además, el valor que adoptará dependerá del tipo de sistema estructural dúctil que se vaya a emplear y estos valores pueden oscilar desde un valor de cinco hasta un máximo de ocho según la rigidez que aporte el sistema estructural. Para el presente caso se empleará como punto de partida el valor de 6 para el factor de reducción de resistencia sísmica.

La evaluación del desempeño estructural de edificaciones sometidas a cargas sísmicas es crucial para garantizar la seguridad de sus ocupantes. Este estudio se justifica por la necesidad de identificar cómo estas estructuras responderán ante eventos sísmicos, especialmente en zonas con suelos inestables. A través de una revisión bibliográfica exhaustiva en diferentes bases de datos, se analizaron los factores que influyen en la vulnerabilidad estructural y se propusieron procedimientos para mejorar la resistencia sísmica. Los hallazgos proporcionan una base sólida para el diseño de futuras edificaciones en áreas propensas a sismos, asegurando construcciones más seguras y resilientes, particularmente en suelos altamente saturados o con estratigrafía desfavorable.

3. RESULTADOS

Se modeló la edificación empleando planos estructurales y datos tomados en campo. No se tomó en cuenta la mampostería debido a que se desconoce qué tipo de desempeño tendrá por sus características. Además, se asignó factores de agrietamiento a los elementos estructurales siendo 0,8 para columnas y 0,5 para vigas con la finalidad de acercarse lo más posible al comportamiento que presentará la estructura física [2].

Comenzando con el análisis de los resultados obtenidos se irá detallando cada resultado y cada proceso hasta llegar al análisis no lineal estático o también conocido como análisis Pushover. Para ello, como punto de partida se deberá realizar un análisis lineal dinámico para poder obtener los periodos fundamentales de la edificación.

3.1. Análisis Dinámico Espectral

Como primer punto se define el espectro de diseño en aceleraciones mediante el uso de la Norma Ecuatoriana de Construcción para el sismo dinámico de la estructura [25]. Para ello, se asumió que la estructura se aloja en un suelo Tipo D con un periodo de retorno de 475 años y con una zonificación sísmica Tipo IV dando como resultado el espectro visionado en la **Fig. 5**.

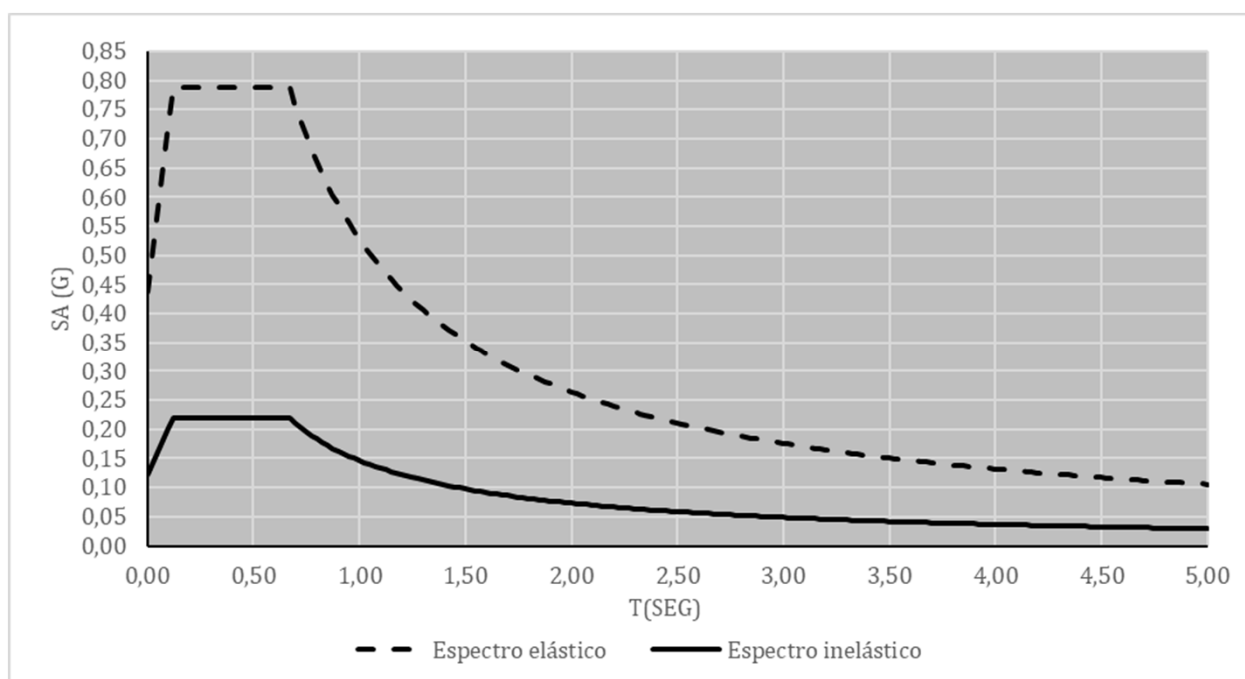


Fig. 5- Espectros de diseño para la ciudad de Pasaje con un periodo de retorno de 475 años [Elaboración propia].

Mediante la ejecución del análisis lineal se obtendrán los periodos correspondientes a los modos de vibración de la estructura (ver **Tabla 3**) tomando en consideración que para cada planta de la estructura se establecerán 3 modos, teniendo un total de 12 modos de vibración. En base a los resultados se determina que el modo fundamental de vibración que posee la estructura es de $T=0,9864$ seg y tiene una participación de masa del 73,16% en traslación en la dirección Y. Además, se puede apreciar que en el sexto modo se cumple el 90% de participación de masa en ambas direcciones de análisis.

Tabla 3- Periodos fundamentales y participación de masa [Elaboración propia].

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUx	SumUy
1	0,9864	0,0118	0,7316	0,0001	0,0118	0,7316
2	0,8650	0,0253	0,0798	0,0000	0,0371	0,8114
3	0,7992	0,7818	0,0036	0,0001	0,8189	0,8150
4	0,3418	0,0021	0,0918	0,0010	0,8210	0,9068
5	0,2991	0,0037	0,0074	0,0000	0,8248	0,9141
6	0,2809	0,1018	0,0003	0,0018	0,9266	0,9144
7	0,2385	0,0001	0,0014	0,0000	0,9267	0,9158
8	0,2348	0,0000	0,0032	0,0048	0,9267	0,9190
9	0,2283	0,0000	0,0174	0,0141	0,9268	0,9364
10	0,2107	0,0000	0,0047	0,0498	0,9268	0,9411
11	0,2071	0,0000	0,0000	0,0000	0,9268	0,9411
12	0,2011	0,0000	0,0000	0,0001	0,9268	0,9411

También se comprobará si las derivas inelásticas en ambas direcciones cumplen con los requisitos que establece la normativa:

Tabla 4- Cálculo de derivas elásticas e inelásticas en ambas direcciones.

Derivas para sismo dinámico en X						Derivas para sismo dinámico en Y					
Planta	Altura (cm)	Derivas elásticas		Derivas inelásticas		Planta	Altura (cm)	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
		X	Y	X	Y			X	Y	X	Y
Cubierta	270	0,15%	0,02%	0,69%	0,09%	Cubierta	270	0,03%	0,19%	0,13%	0,87%
3ra planta	270	0,29%	0,04%	1,31%	0,18%	3ra planta	270	0,05%	0,34%	0,22%	1,55%
2da planta	270	0,41%	0,06%	1,83%	0,26%	2da planta	270	0,07%	0,48%	0,30%	2,14%
1ra planta	270	0,36%	0,06%	1,62%	0,29%	1ra planta	270	0,06%	0,47%	0,29%	2,10%
Mezanine	270	0,23%	0,04%	1,04%	0,16%	Mezanine	270	0,02%	0,26%	0,11%	1,17%
Planta baja	0	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	Planta baja	0	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

Se evidencia que para el eje X se obtuvo una deriva de 1,83% mientras que para el eje Y se obtuvo 2,14% por lo que se concluye que para el eje Y no cumple con el requisito mínimo del 2% en deriva inelástica. Este resultado es justificado por la configuración estructural de la edificación ya que en el eje X se utilizaron vigas peraltadas y se registró un comportamiento más favorable en términos de desplazamiento y deriva.

3.2.. Análisis sísmico estático

Una vez obtenidos los periodos correspondientes a los modos de vibración X y Y, se procede a calcular los diferentes coeficientes empleados para los patrones de carga pertenecientes al sismo estático haciendo uso de las ecuaciones empleadas por la NEC-SE-DS, siendo estos el coeficiente sísmico (C) y el coeficiente relacionado con el periodo de vibración (K). También se deberá realizar la verificación por ajuste de cortante para cada dirección de sismo, la cual dice que la relación existente entre el sismo dinámico y el estático será mayor o igual a 0,85 para el caso presentado a continuación:

Tabla 5- Verificación para ajuste de cortante.

Sismo	Eje X	Eje Y
Estático	-533,323	-432,1254
Dinámico	431,0064	339,5932
Relación SD/SE	-0,81	-0,79
Reajuste gravedad	-10,3145	-10,6070

Dado que el resultado fue menor al 85% requerido, se divide el valor de 85% entre la relación del sismo dinámica con el estático y dicho valor se lo multiplicará por la gravedad dando como resultado los siguientes valores:

Tabla 6- Valores del ajuste de cortante.

Sismo	Eje X	Eje Y
Estático	-533,323	-432,1254
Dinámico	453,3243	367,3065
Relación SD/SE	-0,85	-0,85

3.3. Distribución de fuerzas laterales por piso

Para poder determinar las fuerzas laterales que estarán sometiendo cada piso perteneciente a la edificación, se hará uso de datos previamente definidos como la carga sísmica, altura de entrepiso, número de plantas y cortante de diseño. Para el cortante de diseño se hará uso del coeficiente sísmico correspondiente al periodo de vibración fundamental y la carga reactiva como se puede ver a continuación:

$$C_s = 0,149$$

$$W_{\text{reactiva}} = 28721,32 \text{ kN}$$

$$V_{\text{diseño}} = 0,149 * 28721,32 \text{ kN} = 4268,64 \text{ kN}$$

Con el cortante de diseño se procede a realizar las fuerzas laterales por piso (**Tabla 4 y Tabla 5**) [26].

Tabla 7- Datos iniciales para el cálculo de fuerzas laterales [Elaboración propia].

Cálculos sísmicos		
# Pisos	5	u
Altura	2,7	m
Tn	0,986	seg
Sa elástica	0,535	g
Cs	0,149	
W sísmico	28721,32	kN
V diseño	4268,63	kN

Tabla 8- Cálculo de fuerzas laterales para cada piso [Elaboración propia].

Fuerzas laterales / Piso						
Nombre del piso	# Piso	hi^k (m)	Wi (kN)	Wi*hi^k (kN-m)	%	Fi (kN)
Cubierta	5	25,425	5744,25	146047,56	36,5%	1556,21
3era planta alta	4	19,265	5744,25	110662,98	27,6%	1179,25
2da planta alta	3	13,472	5744,25	77386,54	19,3%	824,64
1era planta alta	2	8,138	5744,25	46746,71	11,7%	498,18
Mezanine	1	3,438	5744,25	19748,73	4,9%	210,45
			Σ	400592,51	Σ	4268,63

3.4. Análisis No Lineal Estático

Como paso previo, se realizó la representación de la curva de capacidad mediante modelos bidimensionales para ambas direcciones de análisis con la finalidad de emplear dichos resultados y determinar el punto de desempeño y los niveles de desempeño [27][28]. Para el comportamiento no lineal del concreto se empleó el modelo de Mander, el cual representa el comportamiento no lineal del concreto confinado, describiendo la relación tensión-deformación del hormigón, como se muestra en la Fig. 6.

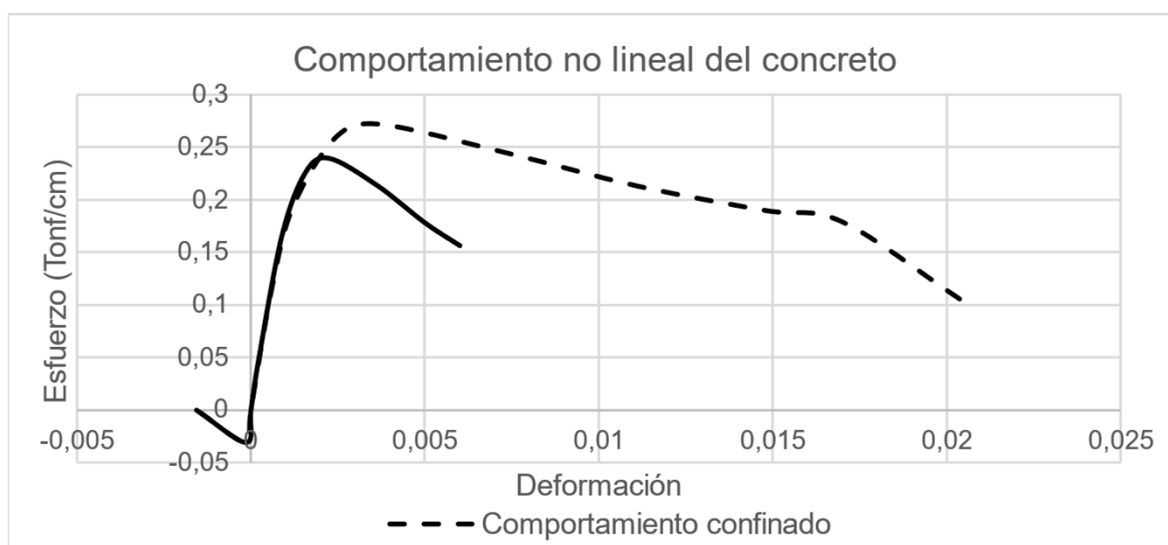


Fig. 6- Modelo de Mander [27]

Para el modelo estructural no se consideraron los efectos P-delta. El diseño de las rótulas plásticas se efectuó mediante los requerimientos establecidos por la ASCE 41-17 [29] evaluando el desempeño de la rótula a través de los diferentes rangos operacionales (Fig. 7).

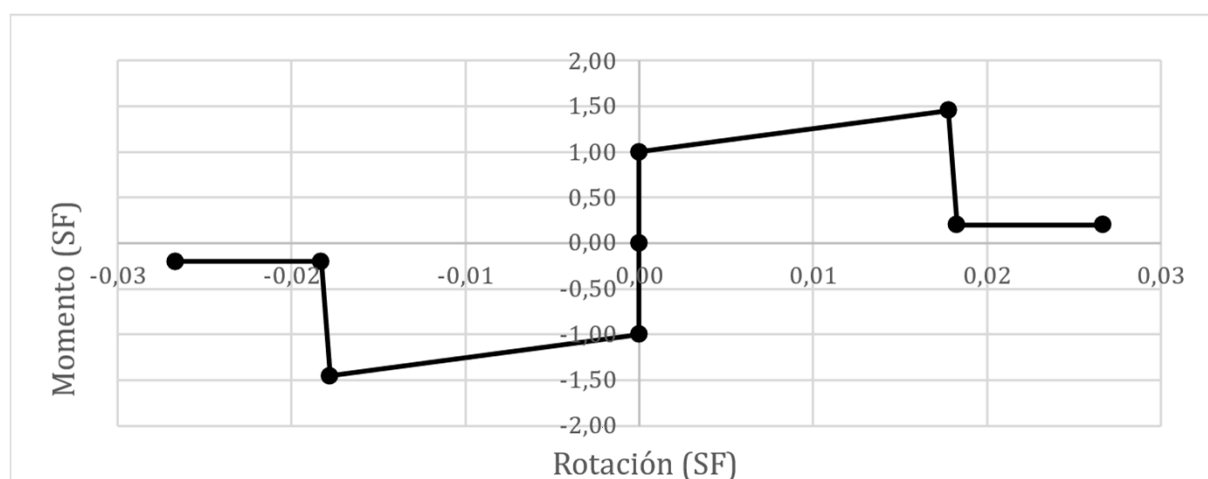


Fig. 7- Gráfica momento vs Rotación

Se utilizaron cuatro espectros de diseño correspondientes a diferentes periodos de retorno sísmico (72, 225, 475 y 2500 años) (Fig. 8). Si bien es cierto, la Norma Ecuatoriana de Construcción solo proporciona un espectro de aceleraciones correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. Es por tal motivo que para la obtención de los espectros de los demás periodos de retorno se hizo uso de las curvas de peligro sísmico proporcionadas por la NEC 2015.

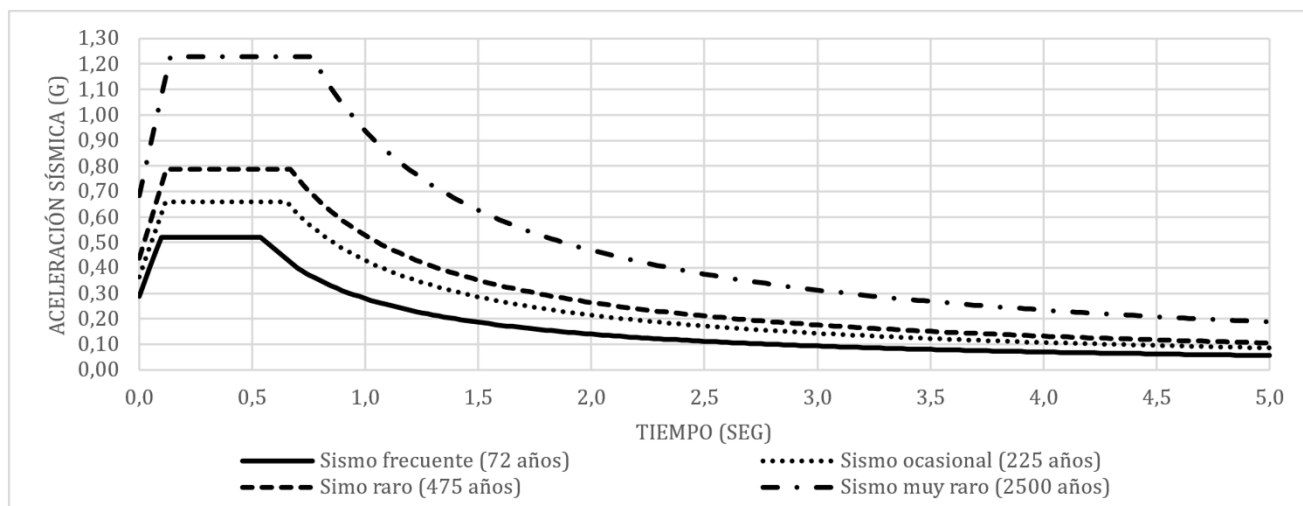


Fig. 8- Espectros de respuesta en aceleraciones para distintos periodos de retorno [Elaboración propia].

Adicional a ello, se calcularán las ductilidades de la estructura, el factor de sobrerresistencia Ω y el factor R bajo los procedimientos establecidos por la FEMA 356 y la NEC 2015. Para el caso de la sobrerresistencia Ω se calcula como la división del cortante máximo para el cortante de diseño, obteniendo los siguientes factores para ambas direcciones:

Para el sismo en X (dirección longitudinal): $\Omega=1,13$ y para el sismo en Y (dirección transversal): $\Omega=1,20$

Según los resultados se comprueba que la estructura posee poca sobre resistencia según los resultados del factor Ω teniendo como punto de referencia de que para estructuras de hormigón armado se tenga un factor de al menos tres [26].

Para un sismo de clasificación frecuente (72 años) se obtuvieron las siguientes gráficas (**Fig. 9** y **Fig. 10**) para ambas direcciones de análisis:

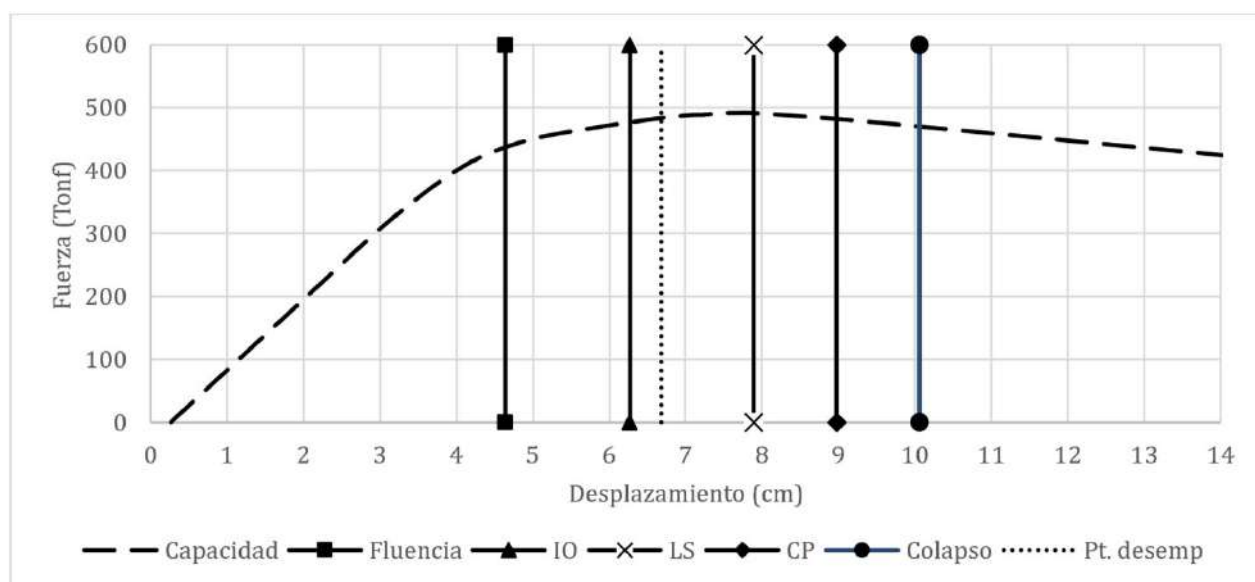


Fig. 9- Nivel de desempeño para un sismo frecuente (72 años) en dirección X [Elaboración propia].

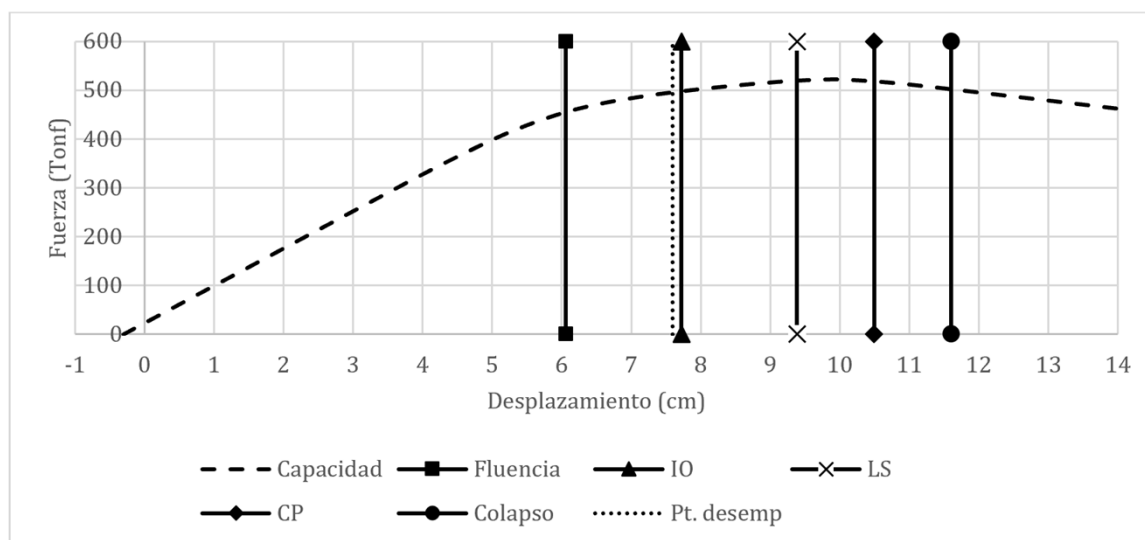


Fig. 10- Nivel de desempeño para un sismo frecuente (72 años) en dirección Y [Elaboración propia].
Para el mismo sismo se obtuvo los siguientes datos de ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica calculado (**Tabla 9**):

Tabla 9- Cálculo de las ductilidades de la estructura para un sismo frecuente [Elaboración propia].

Sismo en X		Sismo en Y	
Ductilidad μ máxima	2,17	Ductilidad μ máxima	1,91
Ductilidad μ demanda	1,44	Ductilidad μ demanda	1,25
Ductilidad μ Reserva	0,73	Ductilidad μ Reserva	0,66
Necesita reforzamiento		Necesita reforzamiento	
Factor R	2,711	Factor R	2,393

Para que una estructura se considere dúctil su ductilidad de reserva debe ser mayor a la mitad de la ductilidad máxima obtenida por lo que concluimos que la estructura necesita reforzamiento. Este criterio es reforzado con los resultados del factor R ya que los valores obtenidos fueron menores al factor de diseño ($R_{\text{diseño}} = 6$) siendo este último un valor considerado en un escenario de una estructura con comportamiento dúctil.

Para un sismo de clasificación ocasional (225 años) se obtuvieron las siguientes gráficas (**Fig. 11** y **Fig. 12**) para ambas direcciones de análisis:

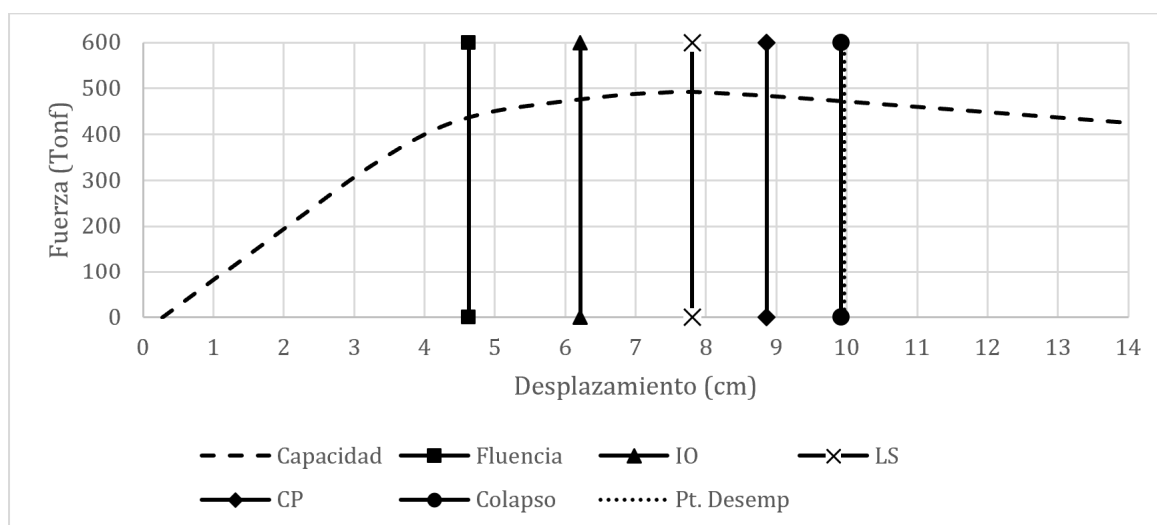


Fig. 11- Nivel de desempeño para un sismo ocasional (225 años) en dirección X [Elaboración propia].

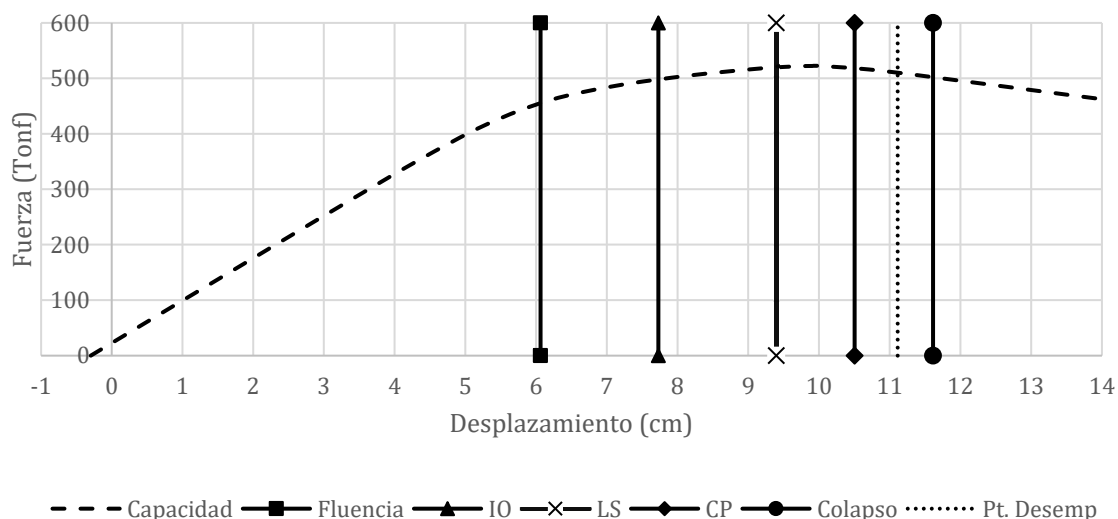


Fig. 12- Nivel de desempeño para un sismo ocasional (225 años) en dirección Y [Elaboración propia].

Para el mismo sismo se obtuvo los siguientes datos de ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica calculado (**Tabla 10**):

Tabla 10- Cálculo de las ductilidades de la estructura para un sismo ocasional [Elaboración propia].

Sismo en X		Sismo en Y	
Ductilidad μ máxima	2,14	Ductilidad μ máxima	1,92
Ductilidad μ demanda	2,15	Ductilidad μ demanda	1,83
Ductilidad μ Reserva	-0,01	Ductilidad μ Reserva	0,08
Necesita reforzamiento		Necesita reforzamiento	
Factor R	2,680	Factor R	2,394

Se concluye que la estructura necesita reforzamiento. Este criterio es reforzado con los resultados del factor R ya que los valores obtenidos fueron menores al factor de diseño ($R_{\text{diseño}} = 6$) siendo este último un valor considerado en un escenario de una estructura con comportamiento dúctil.

Para un sismo de clasificación Raro (475 años) se obtuvieron las siguientes gráficas (**Fig. 13** y **Fig. 14**) para ambas direcciones de análisis:

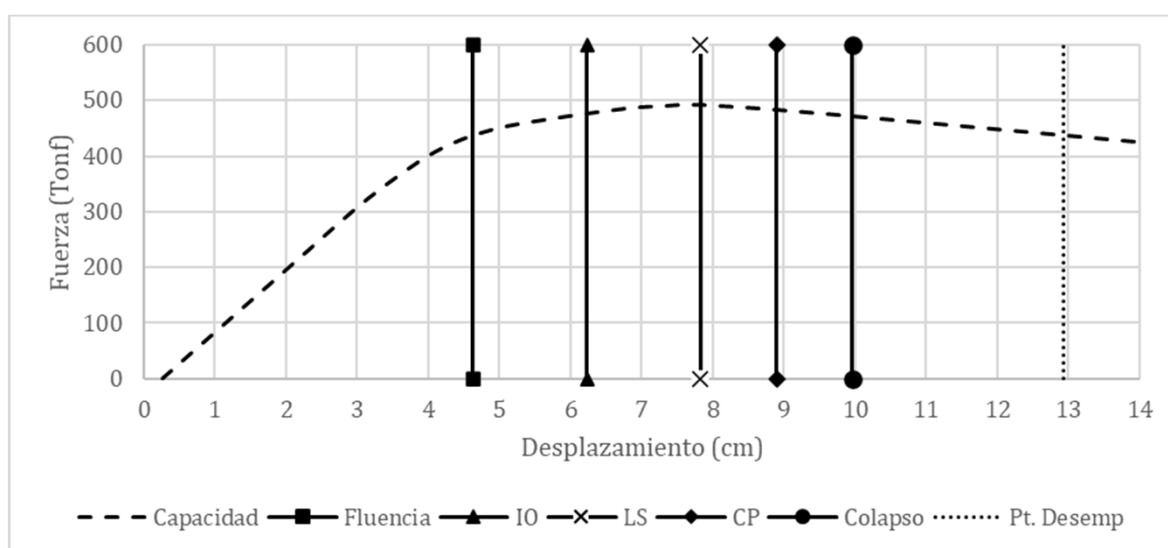


Fig. 13- Nivel de desempeño para un sismo raro (475 años) en dirección X [Elaboración propia].

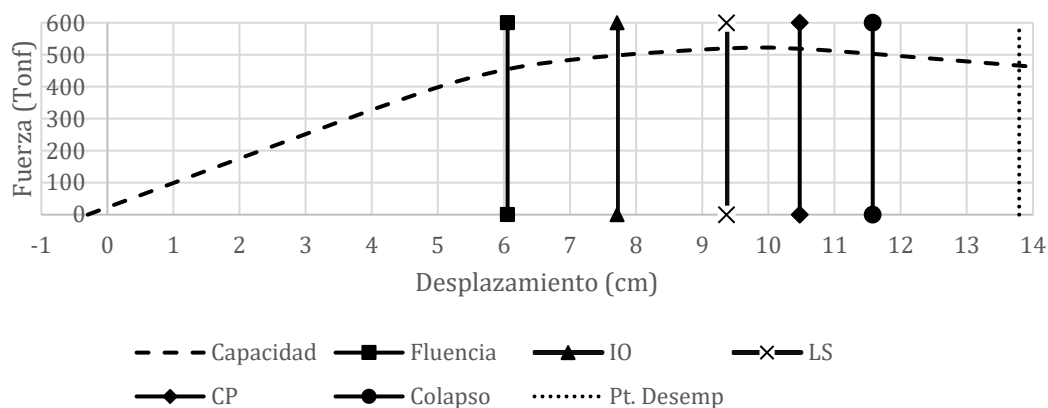


Fig. 14- Nivel de desempeño para un sismo raro (475 años) en dirección Y [Elaboración propia].

Para el mismo sismo se obtuvieron los siguientes datos de ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica calculado (Tabla 11):

Tabla 11- Cálculo de las ductilidades de la estructura para un sismo raro [Elaboración propia].

Sismo en X		Sismo en Y	
Ductilidad μ máxima	2,15	Ductilidad μ máxima	1,91
Ductilidad μ demanda	2,79	Ductilidad μ demanda	2,28
Ductilidad μ Reserva	-0,64	Ductilidad μ Reserva	-0,37
Necesita reforzamiento		Necesita reforzamiento	
Factor R	2,689	Factor R	2,390

Se concluye que la estructura necesita reforzamiento. Este criterio es reforzado con los resultados del factor R ya que los valores obtenidos fueron menores al factor de diseño ($R_{\text{diseño}} = 6$) siendo este último un valor considerado en un escenario de una estructura con comportamiento dúctil.

Para un sismo de clasificación muy raro (2500 años) se infiere que la estructura tiende a un colapso puesto que para el sismo anterior de un periodo de retorno de 475 años el punto de desempeño cayó en el área de colapso, por lo tanto, se obvia dicho sismo.

Una vez obtenido los puntos de desempeño para los diferentes sismos de diseño y, posteriormente haber ubicado el nivel ocupacional que tendrá la estructura para cada sismo se procede a elaborar la matriz de objetivos de desempeño (Tabla 12 y Tabla 13) proporcionada por la SEAC (Structural Engineering Association of California).

Tabla 12- Matriz de objetivos de desempeño para el sismo X [24].

	Inmediatamente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente (72 años)				
Ocasional (225 años)				
Raro (475 años)				
Muy raro (2500 años)				

Desempeño inaceptable

Objetivo básico

Objetivo esencial o peligroso

Objetivo de seguridad crítica

Tabla 13- Matriz de objetivos de desempeño para el sismo Y [24].

	Inmediatamente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente (72 años)	<i>Objetivo de seguridad crítica</i>	<i>Objetivo esencial o peligroso</i>	<i>Objetivo básico</i>	<i>Desempeño inaceptable</i>
Ocasional (225 años)				
Raro (475 años)				
Muy raro (2500 años)				

La matriz de objetivos de desempeño indicó que la estructura no cumple con su objetivo básico de seguridad crítica, necesario para una estructura de ocupación esencial. Finalmente se corroboran los resultados obtenidos con la evidencia fotográfica tomada del sismo ocurrido el 18 de agosto del 2023 que, con una magnitud de 6,5 Mw afectó fuertemente la ciudad de Pasaje, lugar donde se ubica el objeto de estudio. Realizando una comparación con los resultados obtenidos en el programa SAP 2000 se puede corroborar que uno de los puntos más críticos se ubica en la zona donde comienza el voladizo, ya que en dicho punto hubo daños significativos debido a la generación de rótulas plásticas tal como se puede apreciar a continuación (Ver **Fig. 15**, **Fig. 16** y **Fig. 17**):

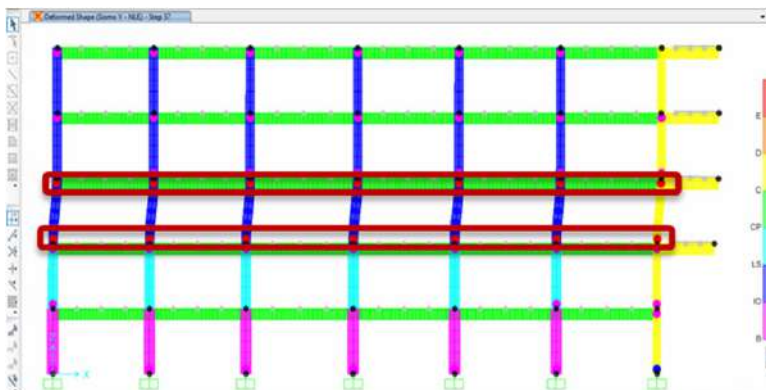


Fig. 15- Formación de rótulas plásticas en el software SAP 2000 [Elaboración propia].



Fig. 16- Daños evidenciados en fachada de la clínica San Marcos [Elaboración propia].



Fig. 17: Daños en la parte interna de la zona de voladizo. a) Fallo por corte en viga
b) Colapso de pared interior [Elaboración propia].

El sismo ocurrido en marzo de 2023 en Ecuador causó daños significativos en la Clínica San Marcos de la ciudad de Pasaje, Provincia de El Oro. En la Fig. 13, se observan rótulas plásticas formadas en la zona de voladizo, lo que indica un punto crítico de la estructura donde se concentraron las deformaciones inelásticas. La Fig. 14 muestra daños evidenciados en la fachada de la clínica, con grietas visibles en las áreas de mayor estrés. Finalmente, la Fig. 15 presenta fallos en la parte interna de la zona de voladizo, incluyendo un fallo por corte en una viga y el colapso de una pared interior, evidenciando la falta de capacidad de los elementos estructurales para resistir las cargas sísmicas aplicadas.

Para abordar los daños presentados en la Clínica San Marcos, se propone reforzar los voladizos, dado que esta zona mostró formación de rótulas plásticas y fallos por corte, se recomienda la instalación de refuerzos adicionales como vigas de acero para aumentar la capacidad de carga y mejorar la distribución de esfuerzos. Se pueden colocar placas de acero en las zonas de conexión para aumentar la rigidez y resistencia.

También se deberá reparar las grietas en la fachada utilizando morteros de reparación de alta resistencia y productos epóxicos que permitan restituir la continuidad estructural y evitar la propagación de las fisuras. Es fundamental evaluar la profundidad y extensión de las grietas para aplicar el método de reparación adecuado.

Para las columnas y vigas se recomienda el uso de encamisados de acero o fibras de carbono (FRP) en las columnas y vigas más afectadas. Estos materiales incrementan la capacidad de carga y ductilidad de los elementos, permitiendo que la estructura disipe mejor la energía sísmica. Adicionalmente, se pueden aplicar métodos de confinamiento mediante el uso de mallas de acero o envoltentes de concreto reforzado. Es importante mencionar que el uso de estos materiales como reforzamiento de la estructura también aumentaría el peso de la edificación, llegando a afectar a la cimentación, por tanto, es necesario chequear también su comportamiento en el proceso de elaboración del proyecto de rehabilitación.

Es esencial revisar y mejorar las conexiones entre los distintos elementos estructurales, como las uniones entre vigas y columnas. Se pueden utilizar pernos de alta resistencia, anclajes adicionales y soldaduras mejoradas para asegurar una transferencia adecuada de cargas y evitar fallos prematuros.

Estas medidas de reforzamiento y reparación no solo buscan restaurar la integridad estructural de la Clínica San Marcos, sino también mejorar su capacidad para resistir futuros eventos sísmicos, asegurando la seguridad de los usuarios y prolongando la vida útil de la edificación. El método de reforzamiento a aplicar deberá ser escogido en base a un análisis económico y al desempeño objetivo deseado según la normativa ecuatoriana.

4. CONCLUSIONES

La estructura evaluada no cumple con el límite máximo de derivas inelásticas establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, superando el umbral del 2%. Este comportamiento indica excesos de deformaciones laterales, una deficiente capacidad de disipación de energía sísmica y una potencial pérdida de funcionalidad estructural ante eventos severos.

Aunque se alcanzó un nivel adecuado de participación modal (superior al 90% en el sexto modo de vibración), los resultados del análisis revelan que la fuerza sísmica de diseño está siendo subestimada, dado que el factor de reducción sísmica R obtenido fue consistentemente inferior a 6 para todos los sismos analizados. Esto compromete la seguridad estructural y pone en evidencia la necesidad de revisión en el dimensionamiento de elementos estructurales.

Los resultados del análisis Pushover demostraron que la edificación no logra satisfacer la ductilidad demandada en ninguno de los niveles de amenaza sísmica definidos por FEMA. En particular, los valores de ductilidad de reserva fueron negativos o muy bajos, evidenciando un comportamiento que no es admisible para estructuras esenciales.

Se identificó una zona crítica de formación de rótulas plásticas en el voladizo del edificio. Esto se pudo corroborar con el sismo ocurrido el 18 de marzo del 2023, evento que tuvo una magnitud de 6,5 Mw y afectó fuertemente a cientos de edificaciones, incluyendo la estructura de análisis escogida para el presente trabajo. Esta coincidencia confirma que el modelo estructural refleja las debilidades del sistema resistente, y valida la necesidad de una intervención estructural.

La matriz de objetivos de desempeño elaborada conforme a la SEAC (Structural Engineering Association of California) evidencia que la edificación no alcanza el objetivo de seguridad crítica exigido para edificaciones de categoría esencial, quedando en un nivel de desempeño inaceptable incluso bajo escenarios de amenaza moderada (sismo ocasional de 225 años).

El bajo nivel de sobre resistencia estructural indica que la capacidad excedente del sistema frente a la demanda sísmica es insuficiente. Esta característica muestra la vulnerabilidad estructural e impone la necesidad de incorporar elementos de reforzamiento sísmico, tales como encamisados, refuerzos o sistemas disipadores de energía.

El análisis integral sugiere que la intervención estructural debe contemplar no solo la mejora de secciones resistentes, sino también la revisión de las conexiones estructurales, condiciones de cimentación, y sistemas no estructurales para garantizar la integridad global de la edificación.

La metodología empleada demuestra ser replicable y efectiva para la evaluación de otras estructuras esenciales en zonas de alta sismicidad del país, sentando un precedente técnico y metodológico para futuros estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones de salud y servicio público.

1. M. A. Jaimes, M. Niño, I. Franco, S. Trejo, F. A. Godinez, and A. D. Garcia-Soto, "Seismic Risk of Weak First-Story RC Structures with Inerter Dampers Subjected to Narrow-Band Seismic Excitations," *Buildings*, vol. 13, no. 4, Apr. 2023, doi: 10.3390/buildings13040929.
2. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), "Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente". Quito, Ecuador, 2015, <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
3. E. M. Flores Vega, "Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso," *Journal Boliviano de Ciencias*, vol. 17, no. 50, 2021, doi: 10.52428/20758944.v17i50.20.
4. C. N. Panduro Saavedra, "Evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis no lineal Pushover y propuesta de reforzamiento estructural del Hotel SuiSui Tarapoto, 2021," 2021. Accessed: Feb. 11, 2023. [Online]. Available: <https://hdl.handle.net/20.500.12692/66552>
5. M. D. Joyner and M. Sasani, "Building performance for earthquake resilience," *Eng Struct*, vol. 210, p. 110371, May 2020, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110371>.
6. F. Cunalata and P. Caiza, "Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador," *Revista Politécnica*, vol. 50, no. 1, pp. 55–64, Aug. 2022, doi: 10.33333/rp.vol50n1.06.
7. Lara, M. L., Aguirre, H., & Gallegos, M. "Estructuras aporticadas de hormigón armado que colapsaron en el terremoto del 16 de abril de 2016 en Tabuga-Ecuador". *Revista Politécnica*, 42(1), 37–46, 2018, https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/961/pdf
8. P. D. Quinde Martínez and E. Reinoso Angulo, "Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca," *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 94, 2016, doi: 10.18867/ris.94.274.
9. C. Castillo Peñaherrera and J. Santillán Berrones, "¿Qué aprendimos del terremoto de abril de 2016? Respuesta del Gobierno ecuatoriano a la emergencia," *Estudios de la Gestión. Revista Internacional de Administración*, pp. 33–53, 2021, doi: <https://doi.org/10.32719/25506641.2021.10.2>.
10. K. Chunga, F. Ochoa-Cornejo, M. Mulas, T. Toulkeridis, and E. Menéndez, "Characterization of seismogenic crustal faults in the gulf of Guayaquil, Ecuador," *Andean Geology*, vol. 46, no. 1, 2019, doi: 10.5027/andgeov46n1-2991.
11. L. P. Viera Arroba, D. M. Quizanga Martínez, and J. L. Andino Carranco, "Análisis estático no lineal de edificios aporticados de hormigón armado aplicando normativa ecuatoriana, colombiana y peruana," *FIGEMPA: Investigación y Desarrollo*, vol. 1, no. 1, 2020, doi: 10.29166/revFig.v1i1.2186.
12. J. R. Orellana, Informe Evento Sísmico N. 2023-036, Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador, Mar. 2023. [En línea]. Disponible en: <https://www.igepn.edu.ec>
13. J. C. Morocho Orellana, C. L. Inca Balseca, P. J. Cornejo Reyes, and Á. P. Mena Reinoso, "Vulnerabilidad sísmica en edificaciones educativas ecuatorianas evaluadas mediante modelos matemáticos de análisis dinámico," *Polo del conocimiento*, vol. 7, pp. 2073–2092, 2022, doi: 10.23857/pc.v7i4.3937.
14. V. Martínez Reyes and C. Nungaray Pérez, "Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones compuestas de marcos rígidos de acero en zonas hondureñas de alto peligro sísmico," *Informes de la Construcción*, vol. 71, no. 556, p. 314, Dec. 2019, doi: 10.3989/ic.64333.
15. R. Mata, E. Nuñez, M. Hernández, C. Correa, and G. Bustamante, "Seismic Performance of RC Moment Frame Buildings Considering SSI Effects: A Case Study of the New Venezuelan Seismic Code," *Buildings*, vol. 13, no. 7, 2023, doi: 10.3390/buildings13071694.

16. L. J. García Vines, J. Palacios Rodríguez, A. M. Escobar Molina, and L. D. Zambrano Cevallos, "Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí," *Revista de Investigaciones en Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT* ISSN: 2588-0721, vol. 6, no. 1, 2021, doi: 10.33936/riemat.v6i1.3686.
17. K. P. Yaguana Torres, B. D. Borja Sánchez, D. P. Guerrero Cuasapaz, and D. M. Sánchez Oñate, "Análisis de vibraciones por acción de caminado en edificios metálicos empleando pórticos resistentes a momento," *Green World Journal*, vol. 4, no. 2, p. 17, May 2021, doi: 10.53313/gwj42017.
18. Y. Huang, Q. Wu, and T. Tang, "Seismic Performance and Design of the Fully Assembled Precast Concrete Frame with Buckling-Restrained Braces," *Buildings*, vol. 12, no. 11, 2022, doi: 10.3390/buildings12111818.
19. J. S. García Carrera and E. Tapia Hernández, "Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraviento excéntrico," *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 100, 2019, doi: 10.18867/ris.100.478.
20. H. A. Abass y H. K. Jarallah, "Comparative Study of the Seismic Assessment According to ATC-40, FEMA-356 and FEMA-440 for Existing Hospital Building Located at Baghdad City," *International Journal of Civil Engineering*, vol. 1, no. 1, pp. 1–10, 2021. https://www.acapublishing.com/dosyalar/baski/PACE_2021_342.pdf
21. D. P. Guerrero Cuasapaz and G. J. Maza Diaz, "Análisis no lineal de estructuras regulares de acero con pórticos especiales resistentes a momento utilizando OpenSees y Ceinci-Lab," *Green World Journal*, vol. 5, no. 1, p. 013, Mar. 2022, doi: 10.53313/gwj51013.
22. S. G. Abd-Elhamid, R. M. G. E. El-Tahawy, and M. N. El-Din Fayed, "Dynamic behavior of multi-story concrete buildings based on non-linear pushover & time history analyses," *Advances in Science, Technology and Engineering Systems*, vol. 5, no. 2, 2020, doi: 10.25046/aj050219.
23. A. Abdi Hassan and A. Adan Yasin, "Pushover Analysis of Multi-Story Reinforced Concrete Frame Structure," *J Econ Managem Res*, vol. 4, no. 2, pp. 1–8, 2023, doi: 10.47363/JESMR/2023(4)175.
24. Structural Engineers Association of California, *Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings*, Sacramento, CA, 1995. <https://www.scribd.com/document/416420604/seaoc-vision-2000-pdf>
25. C. Medina, C. Medina, P. Cobos, and S. Medina, "Espectro de amenaza sísmica específico para el campus Huachi de la Universidad Técnica de Ambato en función de fallas ciegas inversas," *Ciencia*, vol. 20, no. 1, pp. 84–104, Mar. 2018, doi: 10.24133/ciencia.v20i1.558.
26. G. Añazco, P. Añazco, L. Carrión, "Static Non-linear Analysis (Pushover) Of Composite Special Moment Frames (C-SMF)," *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 4, no. 2, 2023, Accessed: Mar. 14, 2024. [Online]. Available: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/201>
27. R. Aguayo, J. Carvallo, and J. C. Vielma, "Evaluating Seismic Performance in Reinforced Concrete Buildings with Complex Shear Walls: A Focus on a Residential Case in Chile," *Buildings*, vol. 14, no. 3, p. 761, Mar. 2024, doi: 10.3390/buildings14030761.
28. A. Naeem, K. Koichi, and J. Lee, "Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Building Structure Retrofitted with Self-Centering Disc-Slit Damper and Conventional Steel Slit Damper," *Buildings* 2024, vol. 14, p. 795, 2024, doi: 10.3390/buildings14030795.
29. American Society of Civil Engineers, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17)*, Reston, VA: ASCE, 2017. <https://pubs.asce.org/Product?isbn=9780784414859>

4

Propuesta De Diseño De Un Vial De Acceso Siguiendo La Ruta Perimetral De La Universidad Técnica De Manabí

Design Proposal For An Access Road Following The Perimeter Route Of The Technical University Of Manabí

Autores

Ronny Damián Laz Torres,

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, ronnylaz1989@gmail.com
<https://orcid.org/0009-0007-7505-6593>

Dania Olga Abreu Hernández

Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica de La Habana (Cujae), daniah1973@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0003-1282-5387>

Eduardo Tejeda Piusseaut

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, wardy2015@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-0577-0448>

Propuesta De Diseño De Un Vial De Acceso Siguiendo La Ruta Perimetral De La Universidad Técnica De Manabí.

4

RESUMEN

La necesidad de mejorar la conectividad interna en el campus de la Universidad Técnica de Manabí motivó esta investigación, cuyo objetivo es desarrollar una propuesta de diseño vial para una nueva vía perimetral que sirva como alternativa al recorrido existente, facilitando la conexión entre distintas áreas de la institución. Para ello, se realizó un levantamiento topográfico mediante fotogrametría con dron (Mavic 2 Pro), complementado con mediciones de alta precisión obtenidas mediante tecnología GNSS RTK. El análisis topográfico permitió caracterizar el relieve del terreno destinado a la vía, diseñada como una carretera tipo Colector IV, con una velocidad de diseño de 50 km/h. El diseño geométrico fue desarrollado en AutoCAD Civil 3D, siguiendo los lineamientos establecidos por la Norma Ecuatoriana de Carreteras (NEVI-12), tanto para el alineamiento horizontal como vertical. La caracterización del suelo, basada en estudios previos, identificó un material limoso de alta plasticidad (clasificación MH según ASTM), con un Índice de Soporte California (CBR) de 5%. La propuesta busca optimizar la circulación vehicular y mejorar la seguridad dentro del campus, al reducir la dependencia de un único eje vial de conexión. Asimismo, el uso de tecnologías avanzadas para el levantamiento y modelado topográfico aporta un enfoque metodológico innovador y replicable en otros contextos universitarios.

Palabras clave: alineamiento horizontal y vertical, levantamiento fotogramétrico, pavimento flexible, ruta perimetral

ABSTRACT

The need to improve internal connectivity on the Technical University of Manabí campus motivated this research project, which aims to develop a road design proposal for a new perimeter road that would serve as an alternative to the existing route, facilitating connections between different areas of the institution. To this end, a topographic survey was conducted using drone photogrammetry (Mavic 2 Pro), complemented by high-precision measurements obtained using RTK GNSS technology. The topographic analysis allowed for the characterization of the terrain intended for the road, designed as a Collector IV highway with a design speed of 50 km/h. The geometric design was developed in AutoCAD Civil 3D, following the guidelines established by the Ecuadorian Highway Standard (NEVI-12), for both horizontal and vertical alignment. Soil characterization, based on previous studies, identified a highly plastic silty material (ASTM classification MH), with a California Bearing Index (CBR) of 5%. The proposal seeks to optimize vehicular traffic and improve safety within the campus by reducing dependence on a single connecting road. Furthermore, the use of advanced technologies for topographic surveying and modeling provides an innovative methodological approach that can be replicated in other university contexts.

Keywords: horizontal and vertical alignment, photogrammetric survey, flexible pavement, perimeter route

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad, el desarrollo y diseño de infraestructuras viales en las instituciones de educación superior se ha convertido en un factor crucial para promover una movilidad segura y eficiente [1]. Numerosas universidades a nivel mundial han llevado a cabo mejoras en sus sistemas viales internos con el objetivo de optimizar el flujo vehicular y mejorar la accesibilidad a sus instalaciones [2]. La necesidad de contar con una infraestructura vial adecuada en el campus universitario ha sido abordada en un estudio previo, considerando su influencia en la calidad de vida de la comunidad académica y el crecimiento que la universidad ha venido experimentando en los últimos años [3].

La Universidad Técnica de Manabí (UTM) fue creada con el objetivo de contribuir al desarrollo educativo, científico y tecnológico de la región, consolidándose como uno de los principales centros de aprendizaje en el Ecuador. En los últimos años ha experimentado un crecimiento constante, expandiendo tanto su infraestructura como su oferta académica para atender a una población estudiantil cada vez mayor [3]. Como parte de este proceso de mejoramiento, la optimización de la red vial interna se ha convertido en una necesidad para facilitar la conexión y el acceso dentro del campus.

La red vial interna de la UTM comprende vías que vinculan a distintas facultades, zonas administrativas y áreas recreativas. Sin embargo, la infraestructura existente presenta deficiencias en materia de conectividad y movimiento vehicular, lo que genera congestión en puntos críticos, especialmente en horas pico. La falta de una vía perimetral diseñada para facilitar la circulación eficiente de vehículos ha generado desafíos relacionados con la movilidad interna, impactando tanto a estudiantes como al personal administrativo y docente [4].

En este contexto, la construcción de un vial en la zona perimetral de la universidad representa una oportunidad significativa para optimizar la circulación y mejorar la seguridad vial dentro del campus [5]. Entre las ventajas principales de esta obra están la reducción de la concentración de autos, mejora en los tiempos de viaje y mitigar el efecto negativo sobre el medio ambiente en las zonas centrales de la Universidad. Además, ayudará a una mejor distribución del flujo de vehículos, con más fácil el acceso a las diferentes partes del campus [6].

Desde el punto de vista técnico, el diseño vial se basa en principios fundamentales de ingeniería de transporte, los cuales incluyen el análisis del tránsito, la evaluación de la capacidad portante del suelo y la selección de materiales adecuados para la pavimentación [7]. La aplicación de normativas vigentes, como el método AASHTO 93, garantizará la resistencia y durabilidad del pavimento, asegurando una inversión eficiente y sostenible a largo plazo [8]. Asimismo, la integración de tecnologías avanzadas, como levantamientos fotogramétricos y modelado digital, permitirían un diseño preciso y acorde a las necesidades de la universidad.

El objetivo principal de este estudio es diseñar un pavimento funcional y sostenible para el vial de acceso a la Universidad Técnica de Manabí desde la Avenida Pablo Zamora, optimizando la infraestructura vial y garantizando su eficiencia operativa. Para lograrlo, se llevarán a cabo estudios de tráfico, análisis geotécnicos y modelado geométrico del vial con el fin de desarrollar una solución técnica que mejore la movilidad y seguridad dentro del campus universitario. Con ello, se busca no solo modernizar la infraestructura de la UTM, sino también contribuir al bienestar de la comunidad académica y al desarrollo sostenible de la institución.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El desarrollo del proyecto se estructuró en tres fases técnicas: levantamiento topográfico, caracterización del suelo, y diseño geométrico y estructural de la vía, con el objetivo de garantizar un diseño adecuado y una implementación eficiente.

En la primera fase se realizó un levantamiento fotogramétrico mediante un dron Mavic 2 Pro, complementado con un sistema GNSS (RTK) de alta precisión. Esta combinación permitió obtener una representación detallada del área de estudio a partir de imágenes de alta resolución, lo que facilitó la identificación de posibles obstáculos y la generación de modelos digitales del terreno, fundamentales para el desarrollo del diseño geométrico de la vía [9][10].

La segunda fase consistió en la caracterización del suelo, determinando su capacidad portante a través del método CBR (California Bearing Ratio), mediante ensayos de laboratorio y pruebas de campo con el Penetrómetro Dinámico de Cono. Estas actividades fueron ejecutadas por docentes y exalumnos de la Universidad Técnica de Manabí [10]. La información obtenida fue clave para caracterizar la resistencia de la subrasante y calcular el espesor del pavimento, considerando adicionalmente factores como el volumen de tráfico, los materiales disponibles para la estructura y las condiciones de drenaje.

La tercera fase abarcó el diseño geométrico y estructural de la vía. El diseño geométrico consideró un trazado que se adaptara al entorno y cumpliera con la normativa vigente, asegurando tanto la seguridad vial como la comodidad en la circulación. Para ello, se emplearon los programas Agisoft Metashape y AutoCAD Civil 3D, mediante los cuales se generó un modelo tridimensional de la vía que permitió definir el alineamiento, radios de curvatura, pendientes y secciones transversales.

Para la clasificación del tipo de vía, se utilizó el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA), conforme a las Normas de Diseño Geométrico de Carreteras del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador [11]. Según esta normativa, se clasificó como vía colectora tipo IV, correspondiente a corredores con un TPDA proyectado entre 100 y 300 vehículos diarios al final del período de diseño.

El diseño geométrico, elaborado con AutoCAD Civil 3D, tomó en cuenta las condiciones topográficas del terreno, ya que estas influyen directamente en la estabilidad estructural, el volumen de movimientos de tierra y la seguridad vial. De acuerdo con la clasificación establecida en el estudio "Diseño Geométrico de Carreteras" de J. Cárdenas [12], el terreno fue clasificado como montañoso, al presentar pendientes longitudinales entre el 3 % y el 6 %, y transversales entre el 6 % y el 12 %.

Para determinar la velocidad de diseño, se siguieron las recomendaciones de las Normas de Diseño Geométrico de Carreteras [12], ajustadas al relieve del área. Dado que el terreno es montañoso y la vía corresponde a una categoría IV, se adoptó una velocidad de diseño de 50 km/h. Este valor se aplicó en el diseño del perfil longitudinal y en el dimensionamiento de los elementos de la sección transversal, así como en los componentes geométricos del proyecto.

El dimensionamiento del pavimento se realizó utilizando el método AASHTO 93, que permitió calcular los espesores de las capas estructurales en función del tráfico estimado y de las condiciones del suelo. Se evaluaron distintas alternativas de pavimentación, comparando opciones flexibles y rígidas en términos de costos, durabilidad y facilidad de mantenimiento. Finalmente, se seleccionó la alternativa más viable, considerando criterios técnicos, económicos y ambientales.

Según el Ministerio de Transporte y Obras Públicas [13], la base debe presentar un porcentaje de desgaste por abrasión inferior al 40 % y un CBR igual o superior al 80 %; en tanto, la subbase debe tener una capacidad de soporte con un CBR igual o mayor al 30 %.

El diseño del pavimento contempla la construcción de una estructura tipo flexible, conforme a los lineamientos de la norma AASHTO 93. Este método permite determinar el Número Estructural (SN) a partir del análisis del tráfico proyectado [8]. Para ello, se emplearon los coeficientes de equivalencia estructural de espesor a_1 , a_2 y a_3 , correspondientes a las capas de superficie, base y subbase, respectivamente. En lugar de los ábacos tradicionales, estos coeficientes fueron calculados mediante ecuaciones basadas en los módulos de resiliencia de cada capa (E_1 , E_2 y E_3).

La Guía para el Diseño de Estructuras de Pavimentos (AASHTO 1993) [8] establece espesores mínimos recomendados para las capas de superficie y base granular. Según el tráfico proyectado para un periodo de diseño de 15 años, se estimó un número de ejes simples equivalentes (ESAL) entre 5×10^4 y $1,5 \times 10^5$. En correspondencia con estos rangos, los espesores mínimos recomendados son de 5 cm para la capa de rodadura y 10 cm para la base granular.

El proceso de planificación también incluyó el diseño de un esquema de circulación para la nueva vía, contemplando la apertura de un nuevo punto de acceso y su integración con la red vial existente dentro del campus universitario. Se prevé que esta intervención contribuya significativamente a la reducción de la congestión vehicular y a la mejora de la movilidad interna en la Universidad.

3. RESULTADOS

Levantamiento topográfico

Antes de realizar el levantamiento topográfico, se llevó a cabo un reconocimiento del sitio de intervención con el objetivo de evaluar las condiciones del terreno, identificar posibles obstáculos y establecer puntos de referencia clave para el diseño vial. El área de estudio abarca una vía perimetral que rodea la Universidad Técnica de Manabí, cuya planificación busca optimizar la conectividad interna y el acceso a los distintos sectores de la institución. El trazado propuesto inicia con la incorporación de una rotonda estratégica, diseñada para facilitar una conexión eficiente con el ingreso principal de la universidad y sus zonas de estacionamiento (Fig. 1). Este diseño no solo mejora el flujo vehicular, sino que también contribuye significativamente a la seguridad y organización del tránsito en el entorno.

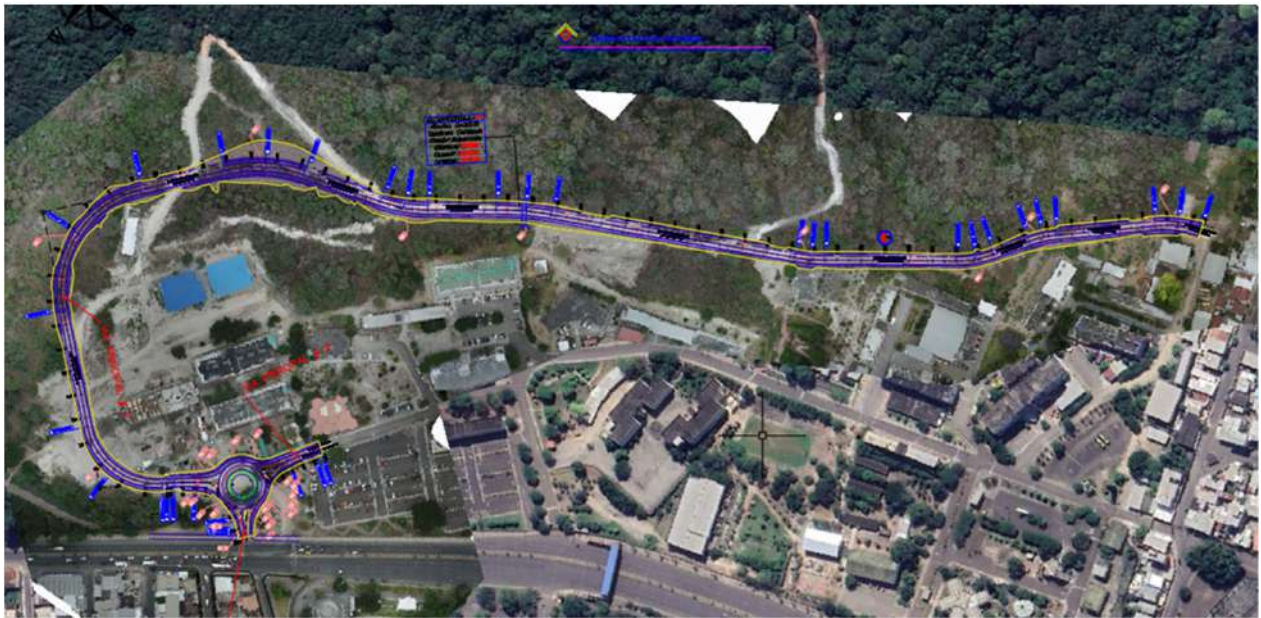


Fig. 1- Ubicación del sitio de intervención

El levantamiento topográfico se realizó mediante GNSS de alta precisión en tiempo real (RTK), lo que permitió obtener coordenadas con correcciones instantáneas, mejorando la exactitud de los datos recopilados. Este procedimiento se complementó con un levantamiento fotogramétrico utilizando un dron Mavic 2 Pro, el cual capturó imágenes aéreas de alta resolución. Posteriormente, estas imágenes fueron procesadas en el software Agisoft Metashape para generar un modelo digital de elevación (MDE), permitiendo conocer con precisión la topografía del terreno y optimizar el análisis geoespacial (Fig. 2). Con base en los datos obtenidos se determinó que la zona presenta un relieve característico de terreno montañoso.

Para garantizar la precisión del levantamiento, se ubicaron puntos de control estratégicamente a lo largo del área de estudio. Estos puntos georreferenciados funcionaron como puntos de referencia para calibrar el modelo y validar los datos adquiridos del levantamiento fotogramétrico. La integración de estas dos técnicas proporcionó una representación completa y precisa de la superficie, lo que ayudó en el proceso de toma de decisiones para la planificación del proyecto vial.

Con base en los estudios realizados por Mejía et al. [14] quienes determinaron el CBR in situ del suelo utilizando el Penetrómetro Dinámico de Cono (DCP), así como en los análisis de laboratorio efectuados por estudiantes y docentes, se clasificó el suelo como un material limoso de alta plasticidad, correspondiente al grupo MH según el sistema de clasificación SUCS. El valor del CBR para la subrasante se estimó en un rango de 3% a 5%, adoptándose un valor del 5% para efectos del diseño del pavimento. Se priorizaron los resultados obtenidos mediante el DCP, ya que las pruebas de laboratorio suelen arrojar valores más conservadores en comparación con los obtenidos directamente en campo [15].

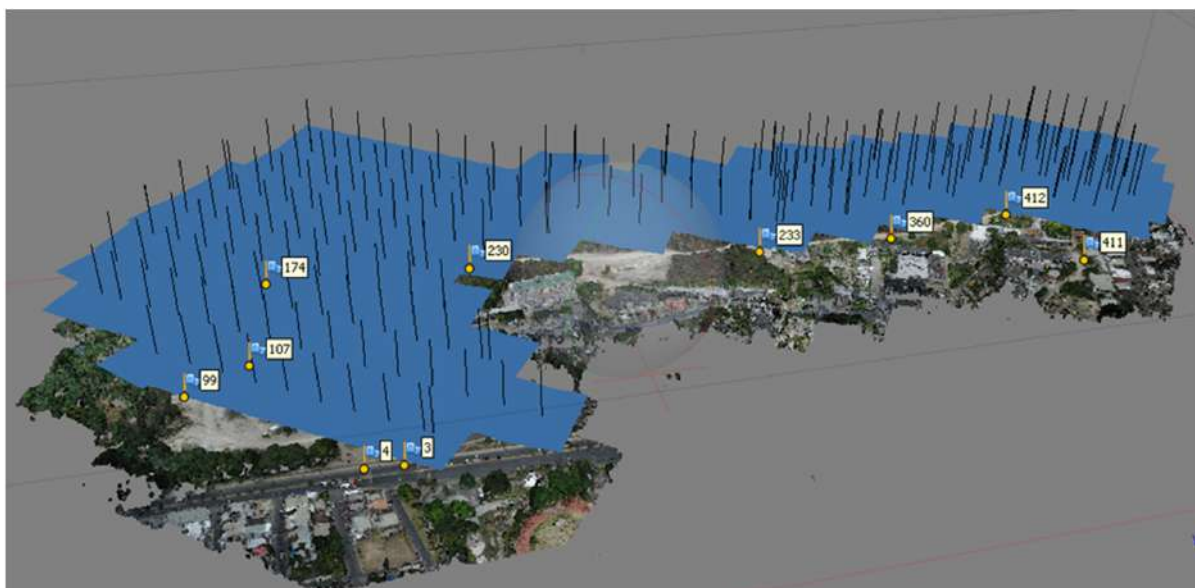


Fig. 2- Modelo digital de elevación

Tráfico (Número de ESAL's)

En el estudio de tráfico el Número de Ejes Equivalentes (ESALs), calculado mediante la metodología AASHTO 93, fue de $1,43 \times 10^5$. Para estos cálculos se consideró un período de diseño de 15 años, una tasa de crecimiento del tráfico del 1,80% y un índice de serviciabilidad final de 2,5. En los análisis correspondientes sobre el tránsito y su proyección en la zona de intervención, se clasificó la vía como una Colectora Tipo IV. En consecuencia, el Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) al inicio del diseño se estimó entre 100 y 300 vehículos/día, de acuerdo con la categoría vial establecida en la normativa ecuatoriana.

Diseño geométrico de la vía

Para el desarrollo del diseño geométrico se consideraron los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12) y las Especificaciones Técnicas del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP). Dado que el proyecto se ubica en una zona de terreno ondulado, se adoptó una velocidad de diseño de 50 km/h, conforme a lo estipulado en la normativa vigente. El trazado horizontal contempla una calzada de 7,20 m de ancho, distribuida en dos carriles de circulación. En cuanto al diseño vertical, se respetó una pendiente máxima del 10%, en cumplimiento con la NEVI-12, garantizando condiciones adecuadas de seguridad y estabilidad para el tránsito vehicular. Adicionalmente, se definió una pendiente transversal del 2% para favorecer el drenaje superficial y prevenir la acumulación de agua sobre la calzada (Fig. 3).

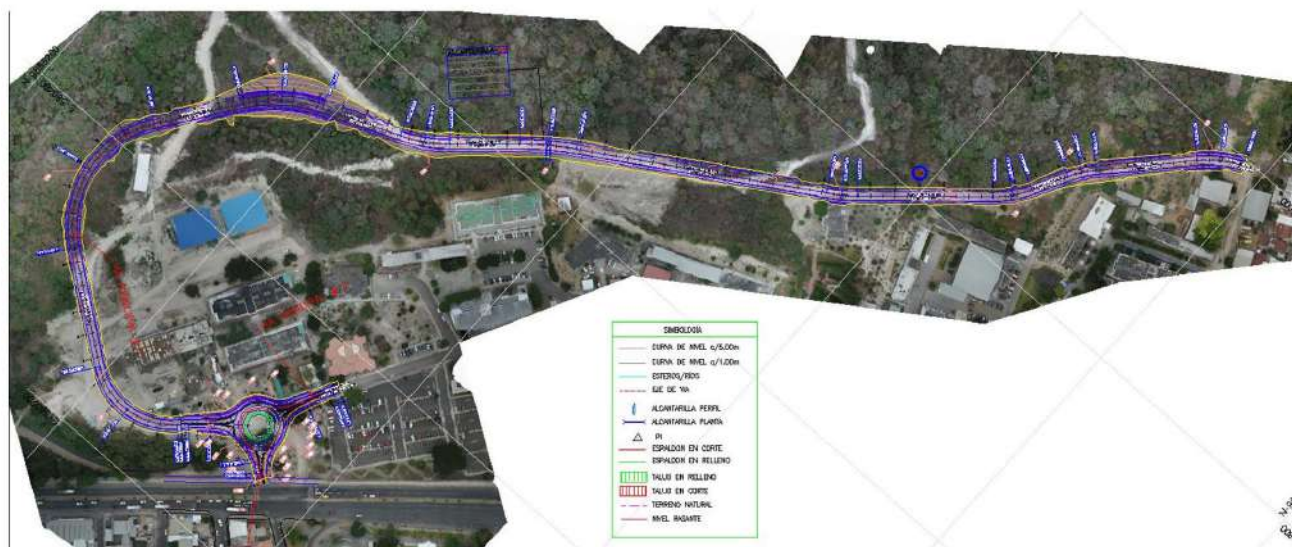


Fig. 3- Diseño horizontal final

En la Tabla 1 se presenta el diseño detallado de las curvas que conforman el trazado vial, incluyendo los radios de giro y los peraltes seleccionados para cada sección. Estos parámetros fueron definidos con base en las condiciones topográficas del terreno, la velocidad de diseño adoptada y los criterios de seguridad establecidos por la normativa NEVI-12. Para la selección de los radios de curvatura y peraltes, se consideró garantizar la estabilidad y maniobrabilidad de los vehículos, especialmente en tramos con pendientes pronunciadas, donde el riesgo de deslizamientos o pérdida de control puede incrementarse.

Tabla 1- Detalle y características de las curvas

Ubicación	Identidad de curva	Radio (m)	Delta (Δ)	Longitud (M)	Flecha (M)	Cuerda (M)	Esternal (M)	Tangente (M)
Perfil principal # 1	C1	60,00	82°02'16"	85,910	14,730	78,757	19,524	52,192
	C2	86,00	88°54'23"	133,447	24,611	120,456	34,478	84,374
	C3	120,00	32°12'20"	67,451	4,708	66,567	4,900	34,643
	C4	120,00	19°15'24"	40,331	1,690	40,142	1,715	20,358
	C5	266,72	9°58'23"	46,427	1,010	46,368	1,013	23,272
	C6	150,00	9°37'56"	25,217	0,530	25,187	0,531	12,638
	C7	90,00	20°39'14"	32,443	1,458	32,267	1,482	16,399
	C8	90,00	14°52'28"	23,365	0,757	23,299	0,764	11,749
	C9	90,00	23°31'43"	36,959	1,890	36,700	1,931	18,743
Detalles de curvaturas del redondeo - vía principal # 2 y # 3	C10	30,00	19°36'12"	10,264	0,438	10,214	0,444	5,183
	C11	20,00	61°36'04"	21,503	2,821	20,482	3,284	11,923
	C12	30,00	19°41'24"	10,310	0,442	10,259	0,448	5,206
	C13	20,00	7°55'46"	2,768	0,048	2,766	0,048	1,386
	C14	19,98	76°10'45"	26,558	4,254	24,645	5,405	15,657
	C15	20,00	6°58'44"	2,436	0,037	2,435	0,037	1,220
	C16	20,00	13°37'22"	4,755	0,141	4,744	0,142	2,389
	C17	19,98	93°15'15"	32,511	6,257	29,040	9,112	21,143
	C18	20,00	8°52'17"	3,097	0,060	3,094	0,060	1,551
	C19	335,14	6°23'06"	37,347	0,520	37,328	0,521	18,693
	C20	45,07	19°01'12"	14,960	0,619	14,892	0,628	7,550
	C21	30,00	13°20'46"	6,988	0,203	6,972	0,205	3,510
	C22	30,00	20°53'23"	10,938	0,497	10,877	0,505	5,530
	C23	20,00	25°55'11"	9,048	0,509	8,971	0,523	4,603
	C24	30,00	20°06'41"	10,530	0,461	10,476	0,468	5,320
	C25	30,00	25°13'49"	13,210	0,724	13,104	0,742	6,714
	C26	30,00	20°16'08"	10,613	0,468	10,558	0,476	5,363
	C27	77,92	5°20'06"	7,256	0,084	7,253	0,085	3,630
	C28	30,00	16°16'36"	8,522	0,302	8,494	0,305	4,290
	C29	320,50	8°26'33"	47,225	0,869	47,183	0,872	23,655
	C30	74,26	14°48'20"	19,190	0,619	19,137	0,624	9,649

En las Fig.s 4,5,6 y 7 se muestra el alineamiento horizontal y vertical correspondiente al trazado de las vías principales. Se pueden observar los perfiles longitudinales, donde se aprecian que las pendientes han sido optimizadas con el objetivo de reducir los movimientos de tierra excesivos y mejorar la eficiencia constructiva del proyecto.

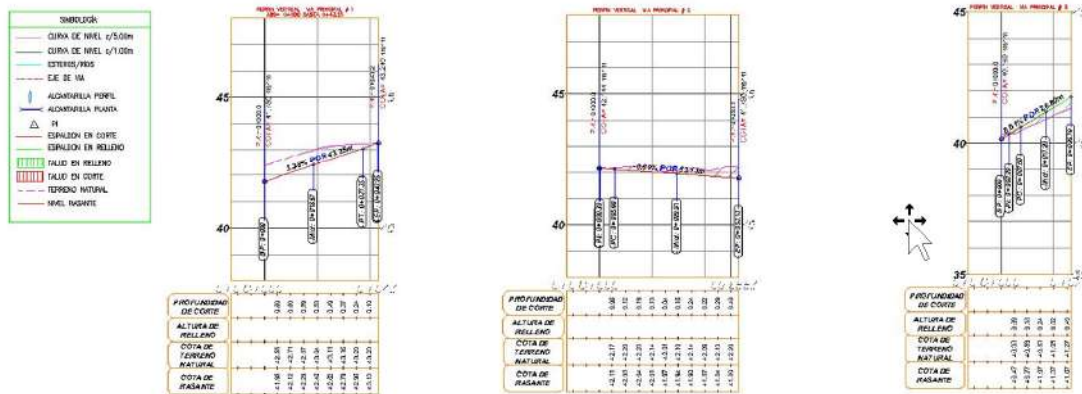
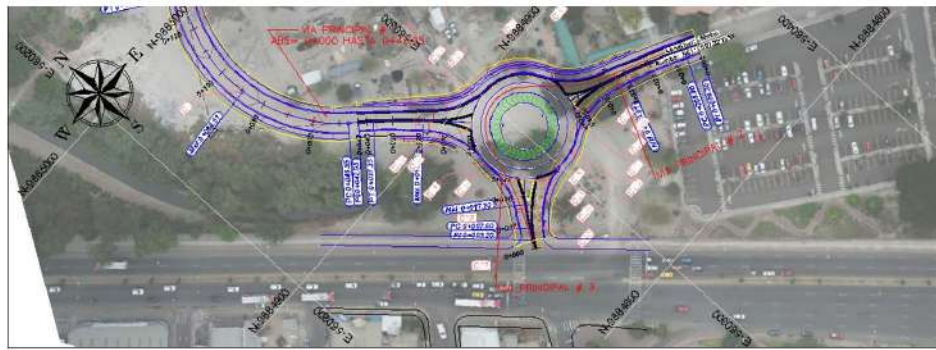


Fig. 4- Alineamiento horizontal y perfil longitudinal de los tramos iniciales de las vías principales 1, 2 y 3. Abscisas comprendidas entre 0+000 y 0+043.

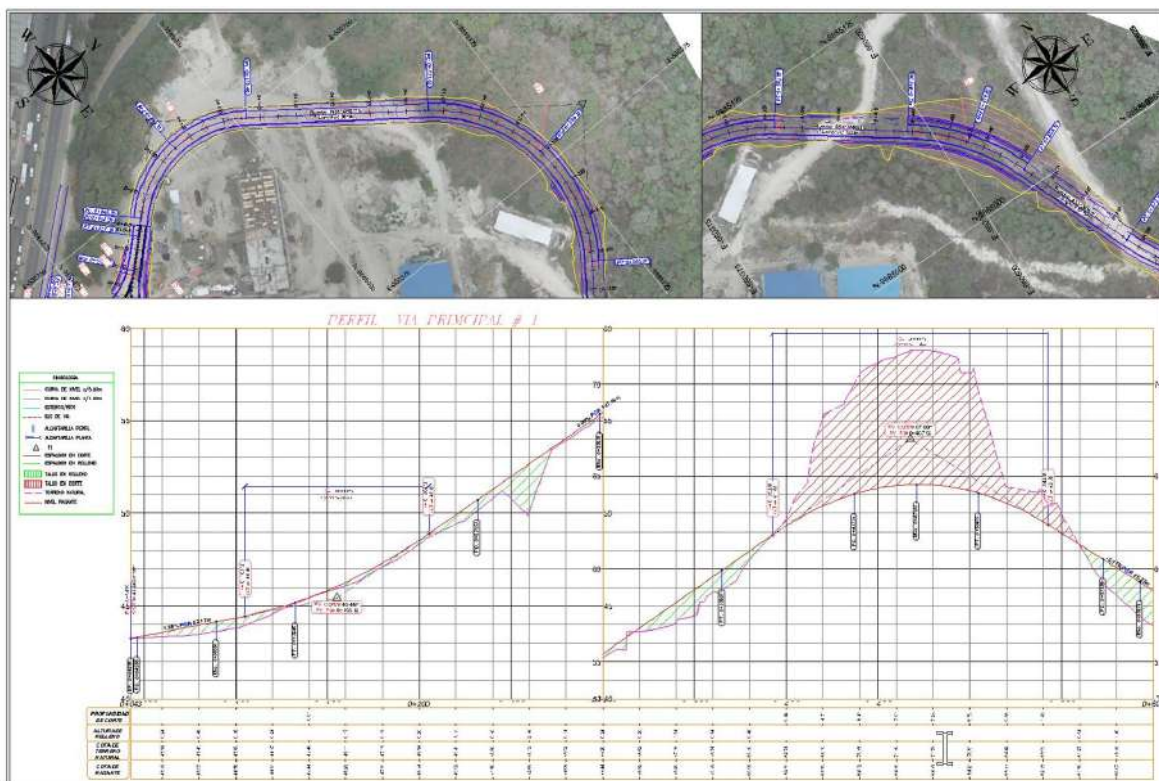
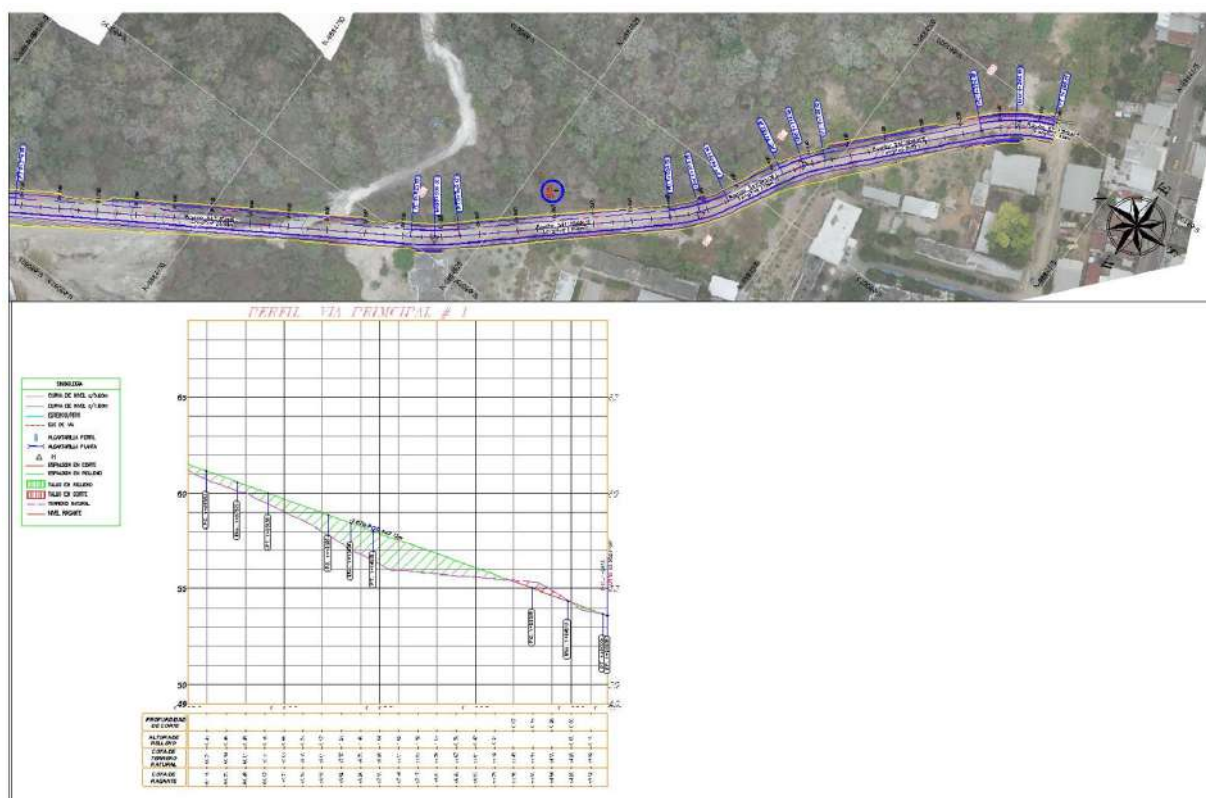
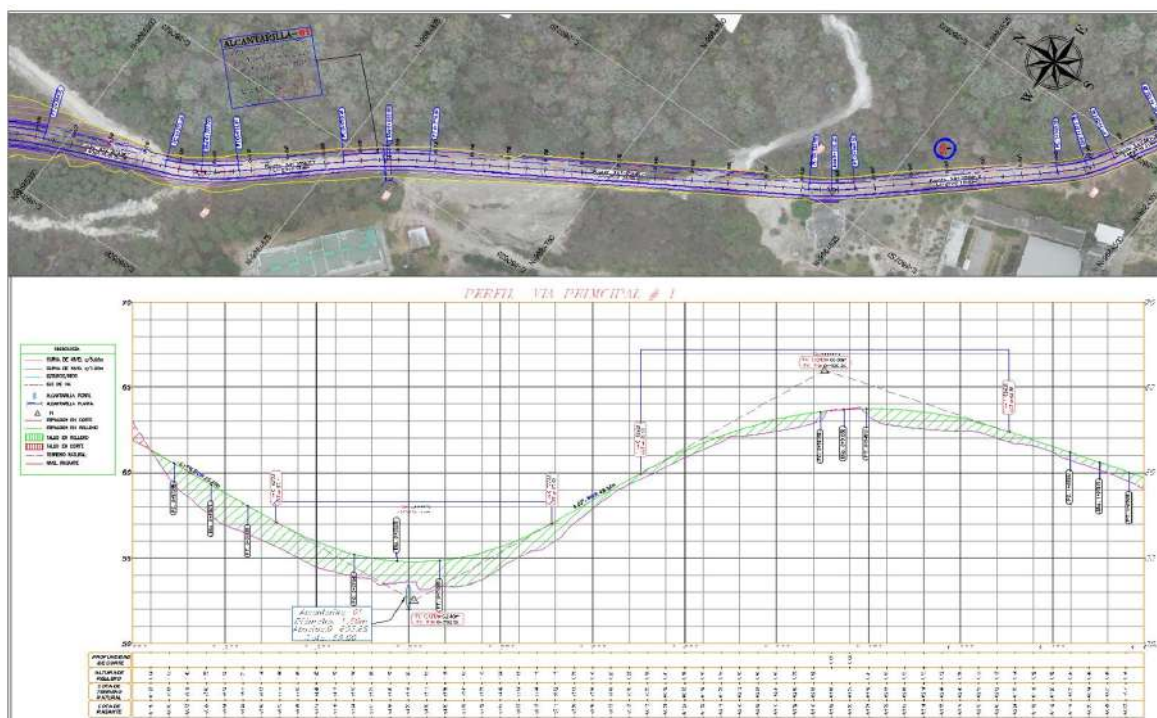


Fig. 5- Alineamiento longitudinal y vertical del tramo de vía principal # 1 desde la abscisa 0+043,25 hasta la abscisa 0+550.



Diseño de pavimento

El dimensionamiento de la estructura del pavimento flexible se basó en las especificaciones de la AASHTO, con la verificación de espesores mediante análisis matemáticos y la interpretación de ábacos o fórmulas derivadas de estos. El diseño consideró un tránsito acumulado de 143 000 ejes simples equivalentes (ESAL) durante un periodo de diseño de 15 años, y una subrasante con una resistencia representada por un CBR del 5 %.

La Tabla 2 presenta un resumen de las variables utilizadas en el cálculo. Se adoptó un nivel de confiabilidad del 90 %, correspondiente a un valor estándar de 1,282, con un error estándar de 0,45. Los valores de serviciabilidad inicial y finales considerados en el diseño fueron de 4,2 y 2,5, respectivamente.

Tabla 2- Datos adquiridos

Confiabilidad	90%
Zr	-1,282
So	0,45
Po	4,2
Pt	2,5
ESAL's	143000 ejes equivalentes

Con estos datos, se calcularon los números estructurales SN con la Aplicación Web AASHTO '93, obtenidos del nomograma de diseño para pavimentos flexibles de AASHTO-93. Utilizando el respectivo Módulo resiliente de cada capa se calculan los números estructurales y también se calcularon los coeficientes a_1 , a_2 y a_3 que se presentan en las Tablas 3 y 4.

Tabla 3- Resultados para determinar el paquete estructural

	CBR	Mr	SN
Base	80	295898	1,49
Subbase	30	15000	1,93
Subrasante	5	7500	2,52

Tabla 4- Coeficientes para determinar el paquete estructural

	Coeficiente		m
Superficie asfáltica	a_1	0,36	
Base	a_2	0,13	1,15
Subbase	a_3	0,11	1,15

Comprobación del Número Estructural

Tal como se explicó anteriormente, para determinar el Número Estructural se emplea una ecuación que relaciona los coeficientes estructurales, espesores y factores de drenaje de las capas del pavimento, como se muestra en la ecuación (1)

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3 \quad (1)$$

Cálculo por capas estructurales

Primera capa (D_1):

Se determina el espesor mínimo requerido de la capa superior (generalmente la carpeta asfáltica) con la siguiente relación:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

Dado que el número estructural de la primera capa es:

$$SN_{1*} = D_1 * a_1 = 3 * 0,36 = 1,08$$

El espesor propuesto de 3 pulgadas cumple con el mínimo requerido (tabla # 4), ya que:

$$D_1 \geq 4,13 \text{ pulgada}$$

Segunda capa (D_2):

Para la base granular se utiliza la siguiente ecuación:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_1 * m_2}$$

Sustituyendo los valores:

$$D_2 \geq \frac{2,08 - 1,08}{0,4 * 1,0}$$

Con un espesor propuesto de 6 pulgadas, se obtiene:

$$SN_2^* = D_2 * a_2 * m_2 = 6 * 0,14 * 1 = 0,93$$

Tercera capa (D_3):

Finalmente, para la subbase se emplea la siguiente fórmula:

$$D_3 \geq \frac{SN_3 - (SN_2^* + SN_1^*)}{a_1 * m_3}$$

Sustituyendo:

$$D_3 \geq \frac{2,52 - (0,93 + 1,08)}{0,11 * 1,0} = 4,55$$

Se propone un espesor de 6 pulgadas, por lo que:

$$SN_3^* = D_3 * a_3 * m_3 = 6 * 0,11 * 1 = 0,66$$

Comprobación final del número estructural

Sustituyendo los valores calculados en la ecuación (1):

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3 = 0,36 (3) + 0,14 (1)(6) + 0,11 (1)(6) = 2,74$$

La norma AASHTO establece que el diseño del pavimento debe garantizar que el SN proporcionado por la combinación de capas seleccionadas sea igual o superior al SN requerido. Dado que el número estructural obtenido (2,74) supera el requerido (2,52), se verifica que el diseño propuesto cumple con las especificaciones estructurales necesarias.

En el cálculo de D_1 , el valor obtenido inicialmente fue mayor al mínimo establecido. Dado que la normativa indica que una selección adecuada de espesores influye directamente en el costo de construcción y mantenimiento [14], se optó por seleccionar valores más cercanos a los mínimos recomendados, optimizando así la viabilidad económica del diseño sin comprometer su desempeño estructural.

Es importante recalcar que la ecuación para el cálculo del número estructural no tiene una única solución, ya que pueden existir múltiples combinaciones de espesores de capa que satisfacen la ecuación. En este caso, los espesores seleccionados garantizan una estructura de pavimento eficiente y económicamente viable. En la Fig. 8 se presentan los espesores del paquete estructural diseñado, así como en la tabla 4, el presupuesto de obra correspondiente.



Fig. 8- Estructura de pavimento

Tabla 4- Presupuesto referencial del proyecto del vial de acceso siguiendo la ruta perimetral de la Universidad Técnica de Manabí

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
Preliminar					2 429,78
1	Replanteo y nivelación vías	m ²	24 297,81	0,10	2 429,78
Movimiento de tierra					329 965,85
2	Excavacion	m ³	20 332,77	4,21	85 523,84
3	Relle y compactacion	m ³	6 121,27	22,05	134 974,00
4	Desalojo con volquete (5-7) km con material caragado a máquina	m ³	14 211,50	7,70	109 468,00
Estructura de la via					121 451,15
5	Sub base	m ³	1 522,26	10,39	15 816,28
6	Base	m ³	1 522,26	12,65	19 256,59
7	Asfalto	m ²	3 960,00	9,16	36 273,60
8	Material de mejoramiento	m ³	3 129,09	8,46	26 472,10
	Trasporte material	m ³ -km	81 491,65	0,29	23 632,58
Obras complementaria					119 648,23
9	Bordillo interno	m	2 819,00	15,68	44 201,92
10	Bordillo externo	m	2 819,00	11,63	32 784,97
11	CONTRAPISO de h°s° f'c=180 kg/cm² e= 7cm+acero, suministro y elaboración	m ²	2 819,00	15,13	42 661,34
Obras de drenaje					6 738,60
12	Alcantarilla 1,5 diámetro h,a	m	20,00	336,93	6 738,60
Subtotal					580 233,60
Iva				15%	87 035,04
Total					667 268,65

4. CONCLUSIONES

La implementación de la vía perimetral debe contribuir a mejorar la movilidad dentro del campus universitario y reducir la congestión en las vías aledañas. Asimismo, el mejoramiento de los accesos perimetrales debe favorecer una mayor seguridad y eficiencia en el tránsito dentro de la Universidad Técnica de Manabí.

Para el desarrollo de la propuesta de diseño se utilizó un dron Mavic 2 Pro, complementado con mediciones de alta precisión mediante tecnología GNSS RTK. Esta combinación permitió llevar a cabo un levantamiento fotogramétrico detallado, lo que resultó en una considerable reducción en el tiempo de concepción del proyecto, optimizando procesos que, de otro modo, habrían sido más complejos y demandantes.

El diseño geométrico de la vía se elaboró conforme a los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12) y en las Normas de Diseño Geométrico de Carreteras (2003), garantizando así una infraestructura funcional y segura. La selección de radios de curvatura, pendientes longitudinales y transversales, así como la velocidad de diseño adoptada, aseguran condiciones óptimas de transitabilidad y seguridad para los usuarios.

Se ha optado por una solución estructural de pavimento flexible, compuesta por una capa asfáltica de 8 cm de espesor, una base granular de 15 cm y una subbase granular de igual espesor. Esta decisión se basa principalmente en el menor costo inicial asociado a este tipo de estructura. Sin embargo, se enfatiza la necesidad de implementar un adecuado plan de mantenimiento para garantizar su buen desempeño a largo plazo y prevenir fallos prematuros en la superficie de rodadura.

El procedimiento adoptado para el diseño geométrico, que integra técnicas modernas como el levantamiento fotogramétrico mediante dron y el uso de softwares especializados, reviste especial relevancia en el contexto ecuatoriano, donde aún se trabaja en la estandarización e incorporación de estas herramientas en los proyectos viales. Además, este enfoque constituye un importante referente para los estudios de ingeniería en la Universidad Técnica de Manabí, promoviendo la aplicación de tecnologías innovadoras tanto en el ámbito académico como en el profesional.

1. Chuquiguanga M. La infraestructura vial en las teorías y enfoques del desarrollo: una síntesis desde la literatura. *Epistemia Revista Científica*. 2024; 8(1): p. 86-96. <https://orcid.org/0000-0002-8742-6607>
2. Gozzoli P, Rongrat T, Gozzoli R. Design thinking and urban community Development: East Bangkok. *Sustainability*. 2022; 14(7): p. 4117. <https://doi.org/10.3390/su14074117>
3. Universidad Técnica de Manabí. Historia y evolución de la UTM.; 2021. <https://www.utm.edu.ec/la-universidad/nuestra-universidad/historia>
4. Gobierno Autónomo Descentralizado de Manabí. Plan de desarrollo territorial y movilidad urbana.; 2020. https://www.manabi.gob.ec/wp-content/uploads/2021/08/PDOT_Manabi_2021-2030_Borrador.pdf
5. Cafiso S, Di Graziano A, Marchetta V, Pappalardo G. Urban road pavements monitoring and assessment using bike and e-scooter as probe vehicles. *Case Studies in Construction Materials*. 2022; 16: p. e00889. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e00889>
6. Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Manual de Diseño de Carreteras y Normativas Viales en Ecuador. Quito, Ecuador. ; 2019. https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/12/01-12-2013_Manual_NEVI-12_VOLUMEN_2A.pdf
7. Tsigdinos S, Tzouras P, Bakogiannis E, Kepaptsoglou K, Nikitas A. The future urban road: A systematic literature review-enhanced Q-method study with experts. *Transportation Research Part D: Transport and Environment*. 2022; 102: p. 103158. https://pure.hud.ac.uk/ws/portalfiles/portal/41862661/manuscript_tsigdinos_et al future urban road.pdf
8. AASHTO. Guide for Design of Pavement Structures. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C.; 1993. <https://habib00ugm.files.wordpress.com/2010/05/aashto1993.pdf>
9. Guaneme G. Apoyo técnico en levantamientos topográficos, fotogramétricos y participación en BIM.; 2023. <https://repository.udistrital.edu.co/server/api/core/bitstreams/00d8dc23-28cd-42b2-9053-34b4cf010ccc/content>
10. Ortiz N. Implementación de drones y autocad 3D para la generación de diseño geométrico de vías y el cálculo de movimientos de tierra. ; 2024. <https://repository.ucc.edu.co/entities/publication/091e9b73-44fe-436b-9540-0a6c4a12a813>
11. MTOP. Normas de Diseño Geométrico de Carreteras.; 2003. https://snavarro.files.wordpress.com/2011/08/manual-dedisec3b1o-de-carretera_2003-ecuador.pdf
12. Cárdenas J. Diseño Geométrico de Carreteras. Bogotá; 2013. https://www.academia.edu/41350934/Diseño_Goemétrico_de_Carreteras_James_Cárdenas_Grisales
13. Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12 - MTOP. Quito; 2013. https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/12/01-12-2013_Manual_NEVI-12_VOLUMEN_6.pdf
14. Mejía C, Gilces J, Ortiz E, García J. Análisis comparativo de suelo de campo y laboratorio para la medición de su capacidad portante con ensayos de Valor de Soporte de California (CBR) y Cono Dinámico de Penetración (DCP) en la Universidad Técnica de Manabí. *RIEMAT*. 2019; 4(2): p. 78-83. <https://doi.org/10.33936/riemat.v4i2.2491>
15. Delgado, R. Diseño vial urbano del pavimento para mejorar la movilidad en las calles de la ciudadela El Bosque comuna Bajos del Pechiche cantón Montecristi. 2024. <https://repository.unesum.edu.ec/handle/53000/6547?mode=simple>

Evaluación De Un Muro De Contención En Voladizo Aplicando Elementos Finitos Para El Análisis De Estabilidad

Evaluation Of A Cantilever Retaining Wall Using Finite Elements For Stability Analysis

Autores

Ana Karina Sánchez Rueda

Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala, Ecuador

asanchez12@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0006-7571-830X>

Elsi América Romero Valdiviezo

Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala, Ecuador

eromero@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0001-7482-7324>

Leyden Oswaldo Carrión Romero

Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala, Ecuador

locarrion@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0003-1627-7306>

Gilbert Adrián Añazco Campoverde

Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala, Ecuador

ganazco@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-9071-1601>

Jorge Paul Cabrera Gordillo

Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala, Ecuador

jcabrera@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0003-2065-7109>

Paul André Añazco Campoverde

Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala, Ecuador

panazco@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0001-8981-3769>

Evaluación De Un Muro De Contención En Voladizo Aplicando Elementos Finitos Para El Análisis De Estabilidad

RESUMEN

Un muro de contención en voladizo es una estructura diseñada para resistir el empuje lateral del terreno, conformada generalmente por un muro vertical y una zapata que actúa como base, evitando deslizamientos y aportando estabilidad. Esta investigación tiene como objetivo evaluar el desempeño estructural y geotécnico de un muro de contención en voladizo de 6 metros de altura, ubicado en el cantón Santa Rosa, provincia de El Oro (Ecuador), utilizando tanto el enfoque analítico como el modelado numérico. El análisis se desarrolló mediante el método tradicional de diseño, siguiendo los criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), y mediante simulaciones por elementos finitos con el software Plaxis 3D, bajo condiciones estáticas y sísmicas. Se evaluaron los factores de seguridad frente a los modos de falla más comunes: volteo, deslizamiento y capacidad portante. Los resultados evidenciaron que el diseño cumple con las exigencias normativas, mientras que el modelado numérico permitió visualizar con mayor precisión la distribución de esfuerzos, desplazamientos y la interacción suelo-estructura. Se concluye que la combinación de ambos métodos proporciona una visión más integral para optimizar la seguridad y eficiencia en el diseño de muros de contención.

Palabras clave: elementos finitos, estabilidad, factor de seguridad, muro de contención en voladizo, Plaxis 3D.

ABSTRACT

A cantilever retaining wall is a structure designed to resist the lateral pressure of soil, typically composed of a vertical stem and a base footing, providing slope stability and preventing soil displacement. This study aims to evaluate the structural and geotechnical performance of a 6-meter-high cantilever retaining wall located in Santa Rosa, El Oro Province (Ecuador), using both analytical and numerical approaches. The analysis was carried out following the traditional design method based on the Ecuadorian Construction Code (NEC-2015), and through finite element simulations using Plaxis 3D under both static and seismic conditions. Safety factors were assessed for the most common failure modes: overturning, sliding, and bearing capacity. The results confirmed compliance with regulatory requirements, while the numerical modeling provided greater insight into the stress distribution, displacements, and soil-structure interaction. It is concluded that combining both approaches offers a more comprehensive basis for optimizing the safety and efficiency of retaining wall designs.

Keywords: finite elements, stability, safety factor, cantilever retaining wall, Plaxis 3D.

1. INTRODUCCIÓN

La función más importante de los muros es servir de elemento o estructura de contención ya sea de agua o de tierra, estas previenen que se desborde el material del que están siendo barrera. Además, son estructuras que están en constante empuje ya sea temporal o permanente del suelo. Son construidos de hormigón armado y tienen una base sólida y rígida.

La función principal de los muros de contención es proteger y retener los suelos de edificios o de otras estructuras, evitar el movimiento descendente del suelo o también resistir la presión lateral que existe de la tierra [1].

Estas estructuras rígidas cumplen un papel esencial al retener el suelo y permitir que se mantenga a distintos niveles a cada lado, especialmente en terrenos con pendientes pronunciadas. Su función es clave cuando se requiere un cambio abrupto en la topografía o cuando es necesario estabilizar y proteger taludes naturales propensos a deslizamientos o inestabilidad del terreno [2].

Los muros de contención son estructuras muy eficientes, que en la actualidad son usadas para mitigar el impacto de los desastres naturales y con la construcción de ellos han ofrecido muchos beneficios a las poblaciones. Según H.M. Arévalo Algarra [3] los eventos de inundación en áreas urbanas como Tunja muestran la importancia de estructuras de contención bien diseñadas frente a condiciones geotécnicas extremas. Este tipo de riesgos naturales destaca la necesidad de muros con capacidad estructural y estabilidad comprobada en zonas vulnerables.

Los muros en voladizo son aplicados comúnmente en construcciones de carreteras, puentes y ferrocarriles y se formulan con la ayuda de variables de diseño seleccionadas y se restringe en función de factores de seguridad contra los modos de falla ya sea por deslizamiento, vuelco y tensión de soporte [4].

En South Gippsland, Australia, se utilizaron muros de contención con mallas de geomembrana y pilotes para mitigar problemas de estabilidad de pendientes y proteger la infraestructura. Se obtuvo como resultados que los muros de contención optimizados con pilotes pueden estabilizar la carretera y la pendiente de manera económica sin perder el margen de seguridad [5].

En zonas ribereñas como Kuin, el diseño de muros de contención fue esencial para proteger márgenes de ríos. La implementación de diseños adecuados ante condiciones hidráulicas apoya el análisis de estabilidad mediante herramientas como Plaxis 3D [6].

Comparando costos y estabilidad de diferentes tipos de muros, se concluyó que los muros en voladizo son más económicos que los de tablestacas en alturas medias, lo que respalda su elección para proyectos civiles [7].

Las inestabilidades en los taludes se relacionan con alteraciones en la topografía, el movimiento de agua, la disminución de la resistencia del suelo y las variaciones en los estados de esfuerzo. Estos factores pueden generar interrupciones en vías de comunicación y colapsos de estructuras.

El análisis dinámico de muros de contención en sistemas ferroviarios muestra que el comportamiento bajo cargas repetidas puede evaluarse eficazmente con modelos numéricos. Esto refuerza la aplicabilidad del modelo de elementos finitos para verificar seguridad y sostenibilidad en obras civiles [8].

El análisis sísmico numérico de muros de concreto demostró que es crucial modelar correctamente las interacciones dinámicas para garantizar el desempeño estructural. Esto se alinea con la evaluación de estabilidad usando elementos finitos [9].

El estudio del comportamiento sísmico del muro de contención es importante para un diseño seguro y para conocer el comportamiento de cómo la respuesta del suelo influye en el movimiento de la estructura [10].

El análisis por elementos finitos se ha posicionado como una herramienta precisa para evaluar la estabilidad estructural de muros de contención, permitiendo simular la interacción suelo-estructura de forma más realista [11].

El objetivo de esta investigación es evaluar la estabilidad de un muro de contención en voladizo en condiciones estáticas y sísmicas, mediante el método analítico utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y modelo numérico basado en elementos finitos con el software Plaxis 3D el cual permite simular con alta precisión las condiciones del terreno y la interacción suelo-estructuras. El alcance incluye determinar el factor de seguridad al volcamiento y deslizamiento considerando las condiciones y características del terreno y las cargas esperadas.

2. METODOLOGÍA

La investigación se basa en el análisis geotécnico-estructural de un muro de contención en voladizo con una altura $H = 6$ m, considerando tanto condiciones estáticas como sísmicas, utilizando datos del terreno y simulaciones de cargas y esfuerzos.

Se realizaron estudios de campo y laboratorio que permitieron determinar las propiedades del suelo predominante: Tipo de suelo, peso específico seco (γ), Cohesión (c), ángulo de fricción interna (ϕ), módulo de elasticidad (E), relación de Poisson (ν), nivel freático.

El método propuesto por Terzaghi es una de las herramientas más empleadas en la geotecnia para determinar la capacidad portante de los suelos que soportan cimentaciones superficiales. Esta metodología toma en cuenta distintos modos de falla del terreno, como el gradual y el asentamiento. Además, analiza la capacidad de carga considerando tres aspectos fundamentales: la cohesión del terreno, su peso específico y tanto la profundidad como la geometría de la cimentación [12].

El análisis granulométrico proporciona información valiosa sobre la distribución de tamaños de partículas y sus propiedades mecánicas, permitiendo evaluar el comportamiento del suelo en diversas aplicaciones, como cimentaciones, pavimentos y terraplenes [13].

Estas propiedades sirvieron como insumo para el modelo numérico, empleando el criterio de Mohr-Coulomb como modelo constitutivo del suelo, ampliamente utilizado en análisis geotécnicos por su simplicidad y buena representación del comportamiento plástico inicial [14].

Las fallas que afectan la estabilidad de taludes están asociadas con las modificaciones de la topografía, flujos de agua, pérdida de resistencia y cambios en los estados de esfuerzo, que pueden provocar interrupciones en caminos, derrumbes de construcciones y hasta la pérdida de vidas humanas [15].

Un muro de contención, puede fallar por volcamiento, deslizamiento, capacidad de carga, por falla cortante o por asentamiento profundo de un suelo débil [16].

El tramo analizado tiene una longitud total de 800 m, se dividió la longitud total por módulos de 5.00 m. Las dimensiones se definieron siguiendo rangos recomendados en manuales de diseño estructural NEC 2015 y referencias geotécnicas como Braja M. Das como se muestran en la Fig. 1 y Tabla 1.

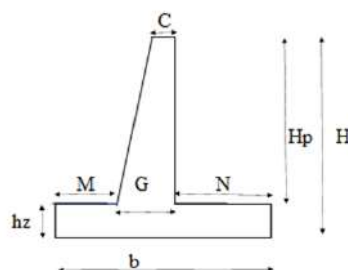


Fig. 1- Esquema del muro de contención

Tabla 1- Rangos recomendados en manuales de diseño estructural.

Descripción	Nomenclatura	Condiciones para el dimensionamiento
Base	b	$0.5 H - 0.7 H$
Base central	G	$0.1 * H \text{ min}$
Corona de muro	C	≥ 0.30
Punta del muro	M	$0.1 * H \text{ min}$
Talón del muro	N	
Altura de zapata	hz	$H/6 - H/8$
Altura de pantalla	Hp	
Altura total	H	

La base del muro se definió con el 70 % de su altura que en este caso se considera H de 6m, permitiendo equilibrio frente a posibles deslizamientos o volcamiento, ancho de la base central $0.1 * H \text{ min}$, la corona del muro se estableció en ≥ 0.30 , la punta del muro $0.1 * H \text{ min}$ y la altura de zapata $H/6$, cumpliendo con los mínimos estructurales necesarios para resistir los esfuerzos a lo largo de su altura.

El factor de seguridad depende en gran medida de las propiedades del suelo, como la cohesión y el ángulo de fricción. Esto aplica al diseño de muros en voladizo, donde asegurar un valor adecuado del factor de seguridad es clave para evitar deslizamientos. En la Tabla 2 se presentan los factores de seguridad de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC.

Tabla 2- Factores de seguridad normativos (NEC)

CONDICIÓN	F.S.I.M ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Las representaciones matemáticas utilizadas para el cálculo en condición estática y con sismo fueron las siguientes:

Condición estática:

Cálculo del empuje en condición activa por el método de Mohr Coulomb, presión que el suelo ejerce sobre la estructura, como se muestra en la ecuación 1.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta * \cos(\delta + \theta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) * \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (1)$$

El coeficiente de empuje Pasivo K_p , como se muestra en la ecuación 2.

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta * \cos(\delta - \theta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta - \phi) * \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) * \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2)$$

Donde:

θ = Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal

ϕ =Ángulo de fricción interna del relleno

α = Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal

δ = Ángulo fricción suelo muro = $(2/3 * \phi/2)$, según Terzaghi

El cálculo del empuje activo E_a del suelo por unidad de longitud del muro, como se muestra en la ecuación 3.

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma * H^2 \right) * K_a \quad (3)$$

Donde:

γ = Peso específico del suelo de relleno (Tn/m^3)

H = Altura total del muro (m)

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta del muro de contención, se muestra en la ecuación 4.

$$Fs(volteo) = \frac{\sum M_R}{\sum M_0} \quad (4)$$

Donde:

$\sum M_R$ = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo.

$\sum M_0$ = Suma de los momentos de las fuerzas que tienen a voltear el muro.

Los deslizamientos de tierra son uno de los procesos geológicos más destructivos que llegan afectar a personas, causando miles de muertes y daños materiales cada año, sin embargo, hay muchas personas que aún no están conscientes de la importancia que tiene.[17]

Los deslizamientos son provocados por un alto grado de saturación de agua, es por ello que ocurre en las superficies donde el suelo tiene baja cohesión y posee alto grado de porosidad, en estos fenómenos se involucran mecanismos físicos ya sea: la gravedad, la fricción y rodamiento que sufren los materiales al someterse a una fuerza.[18]

El deslizamiento de tierra es uno de los desastres naturales que ocurren con frecuencia en pendientes que son naturales y en pendientes artificiales, esto debido al desequilibrio de fuerzas que actúan sobre la pendiente.[19]

El factor de seguridad por deslizamiento se calcula acorde a la ecuación 5.

$$Fs(\text{deslizamiento}) = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} \quad (5)$$

Donde:

$\sum F_R$ = Suma de las fuerzas horizontales resistentes

$\sum F_d$ = Suma de las fuerzas horizontales de empuje

Con sismo:]

Cálculo del coeficiente de presión dinámica activa K_{ae} se calcula acorde a la ecuación 6.

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \eta)}{\cos \eta * \cos^2 \theta * \cos(\delta + \theta + \eta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \eta)}{\cos(\delta + \theta + \eta) * \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2} \quad (6)$$

En donde

Θ = Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal

ϕ = Ángulo de fricción interna (del relleno)

α = Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal

δ = Ángulo de fricción suelo muro

η = Coeficiente Eta

Cálculo del coeficiente de empuje pasivo k_p , acorde a la ecuación 7.

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta * \cos(\delta - \theta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta - \phi) * \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) * \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (7)$$

En donde

Θ = Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal

ϕ = Ángulo de fricción interna (del suelo de fundación)

α = Ángulo del talud de terreno del relleno con la horizontal

δ = Ángulo de fricción suelo muro

Cálculo del empuje activo E_a del suelo se calcula acorde a la ecuación 8.

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma * H^2 \right) * K_a \quad (8)$$

En donde

γ = Peso Específico del suelo de relleno (Tn/m^3)

H = Altura total del muro (m)

La precisión numérica del análisis de elementos finitos (FEA) depende de la cantidad de elementos finitos que sean utilizados en la discretización del espacio, este puede variar dependiendo del tamaño de la malla. Cuanto mayor sea la cantidad de elementos, más precisos serán los resultados.[20]

Los elementos finitos (EF) fueron utilizados para analizar el comportamiento pasivo de un muro de contención de hormigón diseñado para resistir las fuerzas de gravedad.[21]

Para analizar el comportamiento de los muros en voladizo, se utilizó el software Plaxis 3D, que permite simular cómo se deforma y resiste una estructura según sus características reales. Este procedimiento consiste en reducir progresivamente los parámetros de resistencia del suelo, es decir, la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ), hasta que el modelo alcanza un estado de inestabilidad o colapso global.

3. ESTUDIO DE CASO

En este estudio se evalúa cómo se comporta tanto estructural como geotécnicamente un muro de contención en voladizo, empleando el método analítico utilizando la Norma Ecuatoriana de Construcción y simular las condiciones del muro bajo los parámetros del suelo por el método de elementos finitos a través del software Plaxis 3D. El análisis se realiza bajo condiciones estáticas y sísmicas, para determinar el factor de seguridad por volteo, deslizamiento y capacidad portante del suelo. La investigación se desarrolla en el cantón Santa Rosa, parroquia Victoria, Provincia de El Oro, en el río Buenavista, como se muestra en la Fig. 2.



Fig. 2- Ubicación del proyecto

4. RESULTADOS

El dimensionamiento se determinó verificando que los factores de seguridad y las condiciones de estabilidad se cumplan. Como se muestra en la Fig. 3.

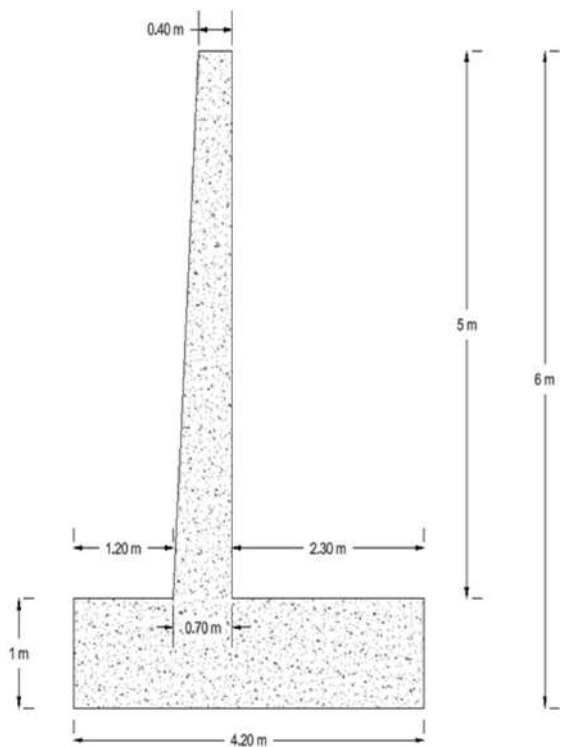


Fig. 3- Dimensiones de muro de contención en voladizo

La altura del muro $H= 6\text{m}$, la base $b= 4.20\text{m}$, la base central $G= 0.70\text{m}$, corona del muro $C= 0.40\text{m}$, punta del muro $M= 1.20\text{m}$, talón del muro $N= 2.30\text{m}$, altura de zapata $h_z= 1.00\text{m}$, altura de pantalla $= 5.00\text{m}$.

Con las dimensiones establecidas, se revisaron los factores de seguridad aplicando un enfoque analítico estático y con sismo. Se analizaron aspectos clave como el riesgo de volcamiento, el deslizamiento y la capacidad del terreno para soportar cargas, comprobando que el diseño propuesto cumple con los requisitos mínimos establecidos por la normativa ecuatoriana vigente (NEC). Los resultados se muestran en las tablas 3, 4 y 5.

Tabla 3- Resultados del análisis del empuje de tierra

Coeficiente activo (K_a)	0.361
Coeficiente pasivo (K_p)	2.427
Empuje activo (E_a)	12.989 ton/m
Momento empuje activo (M_a)	25.978 ton-m/m
Momento empuje por sobrecarga (M_s)	12.989 ton-m/m
Empuje total (E_t)	17.319 ton/m
Cálculo del empuje pasivo (E_p)	19.226 ton/m

Tabla 4- Resultados de las Fuerzas verticales actuantes

Ppmuro de concreto	16.68 ton/m
Momento de peso del muro en x (M_{ppx})	31.848 ton-m/m
Momento de peso del muro en y (M_{ppy})	26.640 ton-m/m
Peso de sobrecarga (W_s)	4.60 ton/m
Momento por la sobrecarga (M_s)	14.030 ton-m/m
Peso del relleno (W_r)	23 ton/m
Momento del relleno (M_r)	70.150 ton-m/m
Resultantes de la fuerza vertical (R_v)	44.280 ton/m
Momento estabilizante (M_e)	116.028 ton-m

Tabla 5- Resultados del análisis del empuje de tierra con sismo

Fuerza sísmica del peso propio (F_{spp})	5.338 ton/m
Momento de la fuerza sísmica (M_{spp})	8.525 ton-m/m
Coeficiente de presión dinámica (k_{ae})	0.949
Incremento dinámico del empuje activo (ΔDe_a)	13.896 ton/m
Momento del incremento dinámico (M_{sis})	55.584 ton-m/m
Empuje total (E_t)	25.728 ton/m
Resultantes de la fuerza vertical (R_v)	39.68 ton/m
Momentos actuantes del suelo (M_{as})	77.098 ton-m/m

La Fig. # 4 muestra la representación gráfica y tabla # 6 los valores obtenidos para factores de seguridad por volteo, deslizamiento y capacidad de carga del muro en voladizo en condición estática y sísmica.

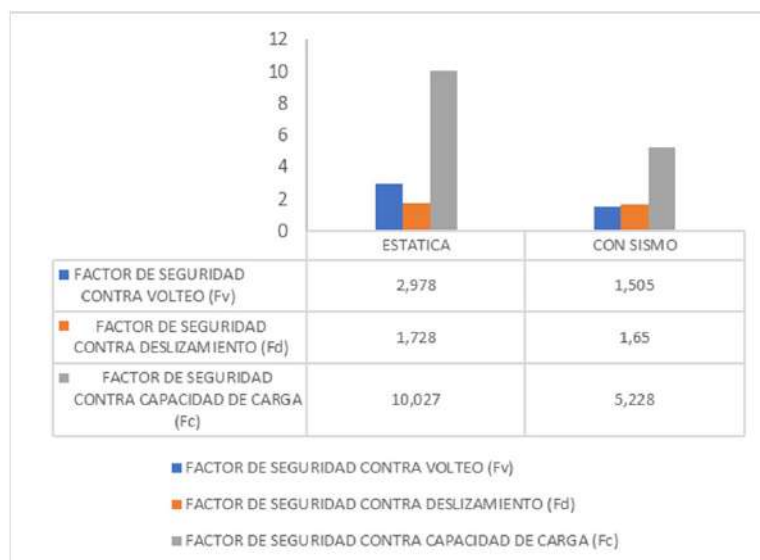


Fig. 4- Factor de seguridad por volteo, deslizamiento y capacidad de carga en el muro en voladizo.

Tabla 6- Resultados de los factores de seguridad en condición estática, con sismo y factores de seguridad mínimos.

ESTABILIDAD DEL MURO	ESTÁTICA	CON SISMO	F.S. min
F.S contra el volteo	2.978	1.505	1.50
F.S contra deslizamiento	1.728	1.65	1.50
F.S contra capacidad de carga	10.027	5.228	3.00

El factor de seguridad contra el volteo en condición sísmica $1.505 \approx 1.50$, es un diseño ajustado pero aceptable. El deslizamiento, los resultados cumplen el mínimo exigido 1.728 y 1.65, garantizando estabilidad frente al empuje del terreno. La capacidad portante, los resultados son superiores al mínimo 10.027 y 5.228, lo que demuestra una excelente distribución de cargas sobre el terreno y baja probabilidad de hundimiento.

Para el análisis del modelo estructural en Plaxis 3D, la Fig. 5 muestra un modelo tridimensional mallado, del muro de contención y el suelo de fundación, que fueron discretizados utilizando elementos finitos tetraédricos de 15 nodos, lo que permite la interpolación de esfuerzos y deformaciones internas.

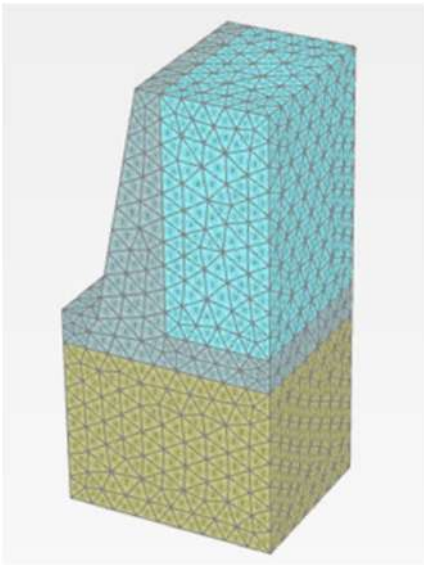


Fig. 5- Fuente Plaxis 3D, Modelo tridimensional mallado

La Fig. 6 refleja una interacción suelo-estructura bien equilibrada, sin zonas críticas que indiquen posibles fallas, la deformación horizontal máxima, no supera los 0.5 mm, se mantiene dentro de los valores aceptables para estructuras de este tipo, lo cual indica un buen desempeño.

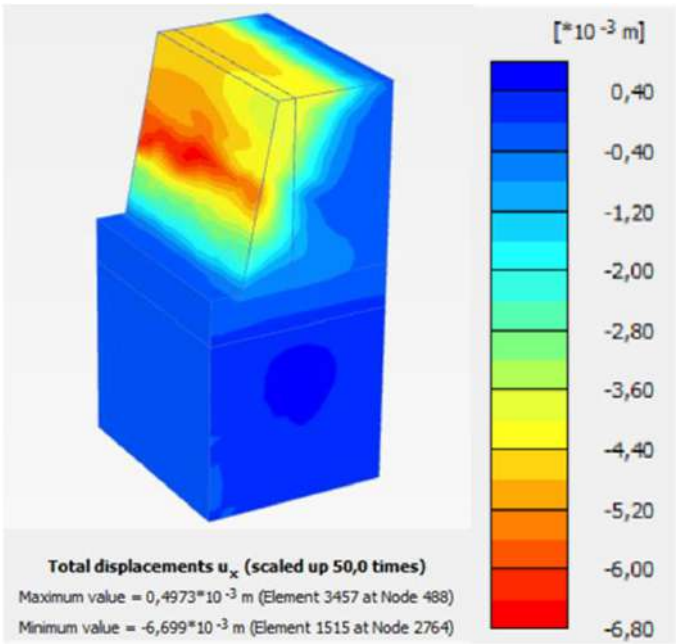


Fig. 6- Fuente Plaxis 3D, Desplazamientos horizontales ux

Los desplazamientos verticales son mínimos $< \pm 0.35$ mm y mecánicamente aceptables para una estructura rígida de contención, la interacción entre el muro y el suelo se mantiene dentro de límites de seguridad, validando así el diseño estructural propuesto, el muro no presenta problemas de hundimiento ni levantamientos excesivos, como se muestra en la Fig. 7.

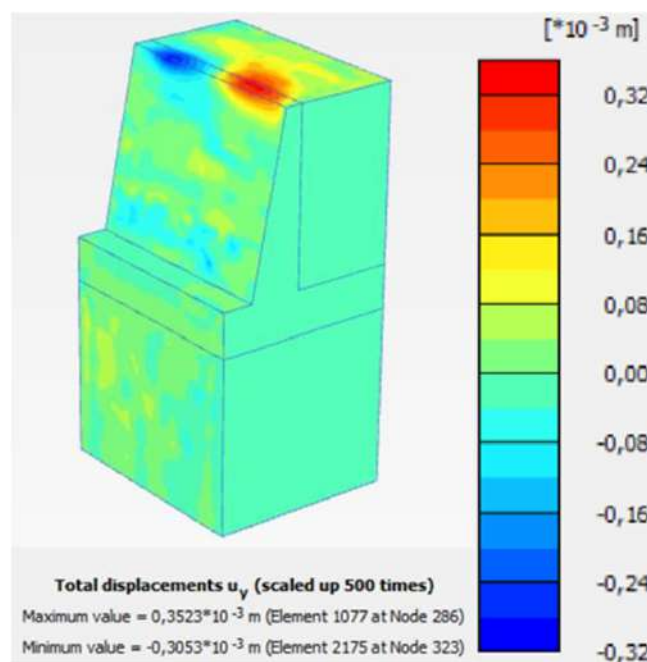


Fig. 7- Fuente Plaxis 3D, Desplazamientos verticales u_y

En la Fig. 8, muestra la distribución de desplazamientos en dirección longitudinal (eje Z) del muro de contención en voladizo, se observa un desplazamiento positivo máximo de +0.985 mm, indicando un ligero avance o empuje hacia adelante del muro y un desplazamiento negativo mínimo de -8.512 mm, principalmente en el terreno bajo el talón del muro. La magnitud del desplazamiento no compromete la estabilidad general del sistema, lo que valida el diseño adoptado y la adecuada rigidez del conjunto muro-zapata.

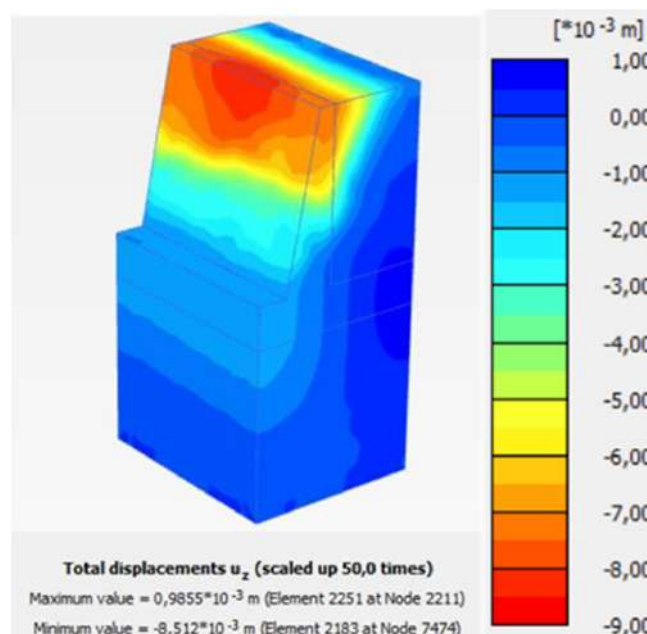


Fig. 8- Fuente Plaxis 3D, Desplazamientos longitudinales u_z

El diseño analítico tradicional con el modelado numérico en Plaxis 3D permitió observar cómo ambos enfoques se complementan en el análisis de muros de contención en voladizo. El método analítico sigue siendo una herramienta útil para validar rápidamente si un diseño cumple con los factores de seguridad mínimos exigidos. Sin embargo, al usar Plaxis 3D se logró ir más allá, simulando de forma detallada cómo interactúan el suelo y la estructura bajo diferentes condiciones de carga, tanto estáticas como sísmicas.

La evaluación de la estabilidad del muro de contención en voladizo se llevó a cabo a través del cálculo de factores de seguridad bajo condiciones estáticas y sísmicas, considerando tres posibles modos de falla: volteo, deslizamiento y capacidad portante del terreno. Los valores obtenidos fueron comparados con los mínimos exigidos por la normativa ecuatoriana de construcción, el Factor de seguridad calculado fue superior a 1.5, lo que indica un diseño seguro.

El análisis numérico realizado en Plaxis 3D permitió evaluar con precisión el comportamiento estructural y geotécnico de un muro de contención en voladizo. Los desplazamientos obtenidos fueron bajos y distribuidos de forma regular, lo que indica una buena interacción suelo-estructura. Los factores de seguridad alcanzados en todos los modos de falla analizados cumplen ampliamente con los requisitos normativos. Por lo tanto, se concluye que el diseño adoptado es técnicamente viable y seguro frente a condiciones estáticas y sísmicas.

Este tipo de modelado permitió visualizar cómo se distribuyen los esfuerzos, hacia donde se desplaza el muro y qué zonas podrían estar más comprometidas. Gracias a eso, se pudo confirmar que el diseño propuesto no solo es estable, sino también eficiente. En resumen, si bien los métodos clásicos siguen siendo necesarios, los análisis numéricos enriquecen el proceso de diseño y aportan mayor seguridad.

1. A. Udomchai, M. Hoy, S. Horpibulsuk, A. Chinkulkijniwat, y A. Arulrajah, «Failure of riverbank protection structure and remedial approach: A case study in Suraburi province, Thailand», *Engineering Failure Analysis*, vol. 91, pp. 243-254, sep. 2018, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2018.04.040>
2. Civil Engineer T.E. (Technological Educational Institute of Thessaly et al., «Construction Cost Analysis of Retaining Walls», *IJEAT*, vol. 9, n.o 4, pp. 1909-1914, abr. 2020, doi: <https://doi.org/10.35940/ijeat.D8929.049420>
3. H. M. Arevalo Algarra, N. R. Perico Granados, C. A. Reyes Rodríguez, M. C. Vera, J. Monroy, y C. Perico Martínez, «Sitios de inundaciones causadas por los ríos La Vega y Jordán, Tunja (Boyacá).», *Tecnura*, vol. 25, n.o 67, pp. 86-101, ene. 2021, doi: <https://doi.org/10.14483/22487638.15248>
4. E. N. Kalemci, S. B. İkizler, T. Dede, y Z. Angın, «Design of reinforced concrete cantilever retaining wall using Grey wolf optimization algorithm», *Structures*, vol. 23, pp. 245-253, feb. 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.09.013>
5. Y. Wang, J. V. Smith, y M. Nazem, «Optimisation of a Slope-Stabilisation System Combining Gabion-Faced Geogrid-Reinforced Retaining Wall with Embedded Piles», *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 25, n.o 12, pp. 4535-4551, dic. 2021, doi: <https://doi.org/10.1007/s12205-021-1300-6>
6. A. Yasrifullah y A. Adriani, «The Desig of the Construction of Retaining Walls on the River Slopes of Kuin», *CERUCUK*, vol. 4, n.o 1, p. 83, jun. 2021, doi: <https://doi.org/10.20527/crc.v4i1.3580>
7. F. Bari, «Optimal Cost of Slope Stabilization with Retaining Wall», *GEOMATE*, vol. 22, n.o 93, may 2022, doi: <https://doi.org/10.21660/2022.93.3129>
8. G. Feng, Q. Luo, P. Lyu, D. P. Connolly, y T. Wang, «An Analysis of Dynamics of Retaining Wall Supported Embankments: Towards More Sustainable Railway Designs», *Sustainability*, vol. 15, n.o 10, p. 7984, may 2023, doi: <https://doi.org/10.3390/su15107984>
9. E. A. Cuesvas Rosero, R. Ortega Caraballo, P. S. Torres Arbeláez, J. Marulanda Casas, y P. Thomson Roach, «Simulación numérica del comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado», *hya*, dic. 2020, doi: <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2865>
10. P. Patil y M. V. Waghmare, «Dynamic Analysis of Cantilever Retaining Wall», *SMSJ*, vol. 14, n.o Spl-2 issu, pp. 207-212, jun. 2022, doi: <https://doi.org/10.18090/samriddhi.v14spli02.1>
11. A. K. Tiwary et al., «Performance Comparison and Critical Finite Element Based Experimental Analysis of Various Forms of Reinforcement Retaining Structural System», *Mathematical Problems in Engineering*, vol. 2022, pp. 1-13, feb. 2022, doi: <https://doi.org/10.1155/2022/4434679>
12. G. Juneja y R. Sharma, «Numerical Analysis of Square and Circular Skirted Footings Placed on Sand using PLAXIS 3D Software», *Journal of Mining and Environment*, vol. 13, n.o 4, oct. 2022, doi: <https://doi.org/10.22044/jme.2022.12458.2261>
13. W. Á. Gutiérrez Rodríguez, «Ensayo granulométrico de los suelos mediante el método del tamizado», *Ciencia Latina*, vol. 7, n.o 2, pp. 6908-6927, may 2023, doi: https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v7i2.5834
14. S. Harabinova y E. Panulinova, «Numerical analysis of slope stability», *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.*, vol. 1252, n.o 1, p. 012084, sep. 2022, doi: <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1252/1/012084>

15. L. A. Figueroa Cardozo, M. F. Porras Forero, y N. I. Rojas Gamba, «Análisis de estabilidad del talud km 8 + 200 vía Soracá (Boyacá), usando diferentes métodos», Revista Agunkuyâa, vol. 11, n.o 1, pp. 42-58, ene. 2021, doi: <https://doi.org/10.33132/27114260.1985>
16. Braja M. Das, Fundamentos de Ingenieria Cimentaciones, Septima Edicion. [En línea]. Disponible en: <https://latinoamerica.cengage.com>
17. J. Briones-Bitar, F. Morante-Carballo, M. Á. Chávez-Moncayo, R. Blanco-Torrens, y P. Carrión-Mero, «Engineering Solutions for the Stabilisation of a Hill Located in an Urban Area. Case Study: Las Cabras Hill, Duran-Ecuador», IJSDP, vol. 17, n.o 3, pp. 823-832, jun. 2022, doi: <https://doi.org/10.18280/ijsdp.170312>
18. C. J. Vega Laguna y G. D. L. Á. Velásquez Espinoza, «Análisis de inestabilidad del talud tramo NIC-7 (km 177-178) Santo Tomás, departamento de Chontales», Rev. Científica FAREM-Estelí, n.o 34, pp. 169-179, jul. 2020, doi: <https://doi.org/10.5377/farem.v0i34.10016>
19. A. Ilham, T. Trides, H. Hasan, R. Oktaviani, y A. J. Pontus, «The Analysis of Slope Stability using The Simplified Bishop Method and Geometry of Retaining Walls in Palaran District, Samarinda City, East Kalimantan Province», NuCE, vol. 2, n.o 1, pp. 43-52, ene. 2023, doi: <https://doi.org/10.32487/nuce.v2i1.450>
20. H. Shaowu Yuchi, V. Roshan Joseph, y C. F. Jeff Wu, «Design and Analysis of Multifidelity Finite Element Simulations», Journal of Mechanical Design, vol. 145, n.o 6, p. 061703, jun. 2023, doi: <https://doi.org/10.1115/1.4056874>
21. M. Akbar, P. Huali, O. Guoqiang, M. U. Arshid, B. Ahmed, y T. Umar, «Investigation of the displacement-based seismic performance of geogrid earth-retaining walls using three-dimensional finite element modeling», Results in Engineering, vol. 21, p. 101802, mar. 2024, doi: <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2024.101802>

Estabilización De Suelos Finos Usando Ceniza De Cáscara De Coco Y De Bagazo De Caña De Azúcar

Stabilization Of Fine Soils Using Coconut Husk Ash And Sugarcane Bagasse Ash

Autores

Xavier Eduardo Loor Rosado

Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, Ecuador.

xloor2330@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0008-8637-0024>

Jair Alejandro Quiroz Alvarado

Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, Ecuador.

jquiroz9426@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0003-2253-6631>

Eduardo Ortiz-Hernández

Dpto. Construcciones Civiles, Universidad Técnica de Manabí, Ecuador.

eduardo.ortiz@utm.edu.ec

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

Estabilización De Suelos Finos Usando Ceniza De Cáscara De Coco Y De Bagazo De Caña De Azúcar

6

RESUMEN

En proyectos de ingeniería civil, se recurre frecuentemente a intervenciones para optimizar las características del suelo y adaptarlo a requerimientos constructivos. Los métodos tradicionales usando cemento y cal, aunque efectivos, tienen un alto impacto ambiental debido a las emisiones de dióxido de carbono. Este estudio evalúa el uso de ceniza de cáscara de coco y ceniza de bagazo de caña de azúcar como estabilizadores alternativos para suelos finos, teniendo como objetivo reducir el impacto ambiental mientras se mejoran las propiedades como la capacidad portante y la plasticidad. Los ensayos de laboratorio se llevaron a cabo con muestras de suelo estabilizadas con 5% de ceniza de cáscara de coco + 5% de ceniza de bagazo de caña de azúcar y 10% de ceniza de cáscara de coco + 10% de ceniza de bagazo de caña de azúcar, comparadas con el suelo natural. Los resultados indicaron que estos materiales redujeron el contenido de finos y la plasticidad mientras mejoraron la resistencia mecánica, particularmente con la mezcla de 10% de cada ceniza. Se concluyó que la ceniza de cáscara de coco y la ceniza de bagazo de caña de azúcar mejoraron significativamente el comportamiento del suelo, haciéndolos una alternativa viable para estabilizar suelos finos.

Palabras clave: capacidad portante, ceniza de bagazo de caña, ceniza de cáscara de coco, estabilización de suelos.

ABSTRACT

In civil engineering projects, interventions are frequently used to optimize soil characteristics and adapt it to construction requirements. Traditional methods using cement and lime, although effective, have a high environmental impact due to carbon dioxide emissions. This study evaluates the use of coconut husk ash and sugarcane bagasse ash as alternative stabilizers for fine soils, aiming to reduce the environmental impact while improving properties such as bearing capacity and plasticity. Laboratory tests were conducted with soil samples stabilized with 5% coconut husk ash + 5% sugarcane bagasse ash and 10% coconut husk ash + 10% sugarcane bagasse ash, compared to natural soil. The results indicated that these materials reduced fines content and plasticity while improving mechanical strength, particularly with the 10% mixture of each ash. It was concluded that coconut husk ash and sugarcane bagasse ash significantly improved soil performance, making them a viable alternative for stabilizing fine soils.

Keywords: bearing capacity, bagasse ash, coconut husk ash, soil stabilization

1. INTRODUCCIÓN

La estabilización de suelos se emplea para mejorar las propiedades geotécnicas de los suelos naturales. Al aumentar atributos como la resistencia mecánica, la capacidad portante, la permeabilidad y la durabilidad, los suelos estabilizados resultan adecuados para una amplia gama de aplicaciones de ingeniería. Estas aplicaciones abarcan su uso como capas de subrasante y subbase en la construcción de carreteras y ferrocarriles, así como en cimentaciones, presas y terraplenes [1].

Las técnicas tradicionales de estabilización de suelos, como la aplicación de cemento y cal, son muy eficaces; sin embargo, plantean considerables problemas medioambientales debido a los procesos de producción que implican [2]. La estabilización de suelos con cal fue demostrada en una investigación realizada en Ecuador, en la ciudad de Portoviejo [3], donde se añadieron diferentes porcentajes de cal [4], comprobándose que un contenido no mayor al 6% permite controlar adecuadamente la expansividad del suelo, lo que garantiza una buena estabilización [5].

El cemento, ampliamente utilizado en la construcción, es uno de los principales responsables de las emisiones mundiales de CO_2 , ya que la industria cementera es responsable del 5% al 7% del total de las emisiones mundiales [6]. La producción de cemento está estrechamente relacionada con la producción de cal, ya que ésta es el precursor primario de la industria cementera. La cal, principal producto de la calcinación de la piedra caliza, es el óxido simple más demandado en todo el mundo [7].

En consecuencia, se ha intensificado la búsqueda de alternativas sostenibles desde el punto de vista medioambiental; diversas alternativas al cemento han sido estudiadas [8]. Si bien se reconoce el potencial de las cenizas evaluadas en esta investigación como estabilizantes, este estudio se centra en investigar sus efectos sobre las propiedades mecánicas del suelo, dejando la evaluación ambiental para investigaciones futuras.

Por otro lado, la investigación sobre diversos tipos de cenizas de biomasa ha arrojado diversos resultados respecto a su posible aplicación en la estabilización de suelos [9, 10, 11]. Las biomasas derivadas de residuos industriales pueden clasificarse en dos tipos: cenizas de fondo de biomasa y cenizas volantes de biomasa. Las cenizas volantes de biomasa, caracterizadas por su diversa composición, son un subproducto de la combustión de materiales vegetales [12].

En cambio, las cenizas de fondo presentan mayor resistencia y menor lixiviación de metales en comparación con las cenizas volantes, lo que las hace aptas para su uso en todas las capas de materiales de construcción de carreteras. Estas cenizas de residuos industriales son altamente reciclables, lo que ofrece ventajas tanto económicas como ambientales [13].

La ceniza de cáscara de coco (CCC) y la ceniza de bagazo de caña de azúcar (CBCA) son cenizas de biomasa derivadas de subproductos agroindustriales que tiene el potencial de favorecer el mejoramiento de suelos. La CBCA está compuesta predominantemente de sílice con cantidades menores de alúmina, óxido de hierro, óxido de calcio y otros óxidos menores que contribuyen a su actividad puzolánica [14]. La CCC está compuesto por varios elementos químicos, incluyendo SiO_2 , CaO , K_2O , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , SO_3 , y P_2O_5 , junto con otros elementos traza. Aunque su contenido de sílice es significativamente menor al de otras cenizas de subproductos agrícolas, la CCC puede contribuir a mejorar las propiedades del suelo [15].

Esta investigación tiene como objetivo evaluar la eficacia de las cenizas de cáscara de coco (CCC) y de bagazo de caña de azúcar (CBCA) como agentes estabilizadores de suelos finos, dadas las preocupaciones medioambientales asociadas a los métodos estabilizadores convencionales como el cemento y la cal. El estudio explora el potencial de estas cenizas de biomasa como alternativas sostenibles. Específicamente, examina el impacto de CCC y CBCA en las propiedades clave del suelo, incluyendo la capacidad portante y la expansividad.

Para alcanzar este objetivo, se realizaron ensayos de laboratorio en muestras de suelo fino tratadas con proporciones variables de CCC y CBCA (5% CCC + 5% CBCA y 10% CCC + 10% CBCA). Estas muestras tratadas se compararon con suelo fino no tratado utilizando límites de Atterberg y pruebas de *California Bearing Ratio* (CBR). El estudio busca determinar si la incorporación de CCC y CBCA mejora la resistencia del suelo y reduce la expansividad, ofreciendo así una alternativa viable para la estabilización del suelo en proyectos de construcción.

La elección de los porcentajes a adicionar (5% y 10% de cada uno de los aditivos) se fundamentó de antecedentes experimentales previamente reportados de artículos científicos. En particular, se consideró ensayos que evaluaron mezclas similares, y observaron mejoras significativas en estabilidad y resistencia de suelos arcillosos. Investigadores reportaron mejoras significativas en propiedades geotécnicas al utilizar estos niveles de dosificación, demostrando su eficacia y viabilidad [16]. A partir de esta base experimental, el presente estudio adopta dichos porcentajes con el fin de evaluar su impacto en la estabilización del suelo utilizando ceniza de cáscara de coco y de bagazo de caña de azúcar.

1. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Toma Y Preparación De Muestras

Las muestras de suelo fueron recolectadas mediante la excavación de una calicata en La Pila, Parroquia Montecristi, Ecuador (Zona 17S, 546122 m E, 9878043 m S). Este sitio fue seleccionado en base al conocimiento previo de un suelo fino. La calicata midió 1,00 m x 1,00 m con una profundidad de 1,50 m.

Se extrajeron muestras de suelo en tres intervalos de profundidad (0 – 0,50, 0,50 – 1,00 y 1,00 – 1,50 m), de cada capa se tomaron muestras para realizar ensayos de humedad natural, límites de consistencia y granulometría, sin embargo, solo la capa de 0-0,50 m se utilizó para ensayos de estabilización de suelos, puesto que esta capa es la más afectada por la carga superficial y condiciones ambientales, por lo que es la más pertinente para las aplicaciones prácticas.

Las muestras se dividieron para diferentes ensayos y se prepararon para según los métodos establecidos en cada norma técnica.

2.2. Preparación De Estabilizantes

Las cáscaras de coco y el bagazo de caña de azúcar se obtuvieron de diferentes lugares. Las cáscaras de coco se recolectaron en un sitio de la carretera Tosagua-Chone, donde se habían acumulado estos residuos, mientras que el bagazo de caña se obtuvo en Junín, región conocida por la producción de panela y aguardiente, entre otros productos.

Ambos materiales pasaron por el mismo proceso de combustión para garantizar la homogeneidad. Las cáscaras y el bagazo se quemaron por separado en un tanque de cemento con ventilación controlada para permitir una combustión eficiente; no se utilizó combustible externo, porque los materiales estaban lo suficientemente secos como para mantener la autocombustión. Si bien el proceso de combustión de los residuos genera ciertas emisiones, no se utilizaron combustibles fósiles ni aditivos, y al tratarse de materiales de desecho agrícola, su aprovechamiento representa una forma de valorización que reduce su impacto como residuo.

El procedimiento continuó hasta que la mayor parte de la materia orgánica había sido incinerada y la combustión sólo se consideró finalizada cuando ya no había llamas visibles, sin embargo, quedaron algunos residuos parcialmente carbonizados, que se eliminaron tamizándolos con malla No. 4 (4,75 mm) una vez enfriadas las cenizas de manera natural, posteriormente se almacenaron en recipientes para evitar su contaminación.

Aunque en este estudio se empleó una metodología artesanal a pequeña escala, se reconoce que la implementación de este proceso a nivel industrial requerirá evaluar la sostenibilidad de la producción de cenizas, incluyendo su impacto ambiental, consumo energético y logística de recolección y procesamiento de residuos. Por ello, se recomienda que estudios futuros analicen la viabilidad técnica y ambiental del escalamiento del proceso.

No se registraron la temperatura ni el tiempo de combustión porque el proceso se llevó a cabo en una estructura artesanal abierta donde no fue posible realizar mediciones directas; sin embargo, durante la incineración se mantuvo un flujo de aire adecuado para garantizar una combustión uniforme y minimizar los residuos no quemados.

Esta decisión metodológica se adoptó considerando que el enfoque del estudio estuvo orientado a evaluar el efecto de las cenizas sobre el comportamiento del suelo bajo condiciones prácticas y reproducibles. Aunque parámetros como la temperatura o el tiempo de combustión no se controlaron, se priorizó la caracterización del impacto de las cenizas en propiedades clave del suelo. Se reconoce, sin embargo, que la calcinación controlada puede influir en la calidad del material, especialmente en relación con su potencial puzolánico, ya que temperaturas inadecuadas podrían limitar la formación de fases como la sílice amorfa.

No obstante, los resultados obtenidos en términos de mejoramiento mecánico sugieren que, aún con un proceso de quema no controlado, las cenizas generadas presentan un efecto estabilizante, esto permite plantear que podrían alcanzar cierto nivel de actividad puzolánica, aunque sin una caracterización química específica no puede afirmarse con certeza. Por ello, se propone que futuras investigaciones profundicen en el estudio de la mineralogía y reactividad de estas cenizas bajo diferentes condiciones de calcinación.

2.3. Análisis Granulométrico

El análisis granulométrico se realizó para determinar la distribución del tamaño de las partículas del suelo natural y evaluar los efectos de los agentes estabilizantes. El procedimiento siguió la norma ASTM D6913/D6913M-17 [16], empleando el tamizado en húmedo para asegurar la correcta separación de partículas finas. Debido al alto contenido de arcilla en el suelo, se utilizaron los tamices No. 10 (2,00 mm), No. 40 (0,425 mm), y No. 200 (0,075 mm).

Cada muestra se secó en horno a 110°C durante 24 horas antes de los ensayos, y se utilizó una masa seca de 200 g para cada análisis. Esto incluyó muestras de suelo natural de cada capa de la calicata, una mezcla que contenía 5% de CCC + 5% de CBCA y una mezcla de 10% de CCC + 10% de CBCA.

El tamizado en húmedo se ejecutó manualmente lavando meticulosamente las muestras con agua corriente, agitando las muestras hasta que no pasó más material por los tamices y asegurándose de que el agua que pasaba era completamente transparente. El material retenido en cada tamiz se secó a la temperatura y durante el tiempo antes mencionados y luego se pesó para determinar la masa retenida en cada tamaño de malla y el porcentaje que pasó a través del tamiz n.º 200.

2.4. Ensayo De Consistencia: Límites De Atterberg

El límite líquido (LL) y el límite plástico (LP) de las muestras de suelo se determinaron siguiendo la norma ASTM D4318 [17] para evaluar la plasticidad y la variación con los estabilizantes. Las muestras fueron preparadas usando el método seco, donde las muestras fueron secadas en horno a una temperatura no superior a 60°C, luego se pulverizó usando un mortero y se tamizó usando una malla No. 40 (0,425 mm).

El LL se determinó usando el método multipunto con la copa Casagrande y el LP se obtuvo manualmente enrollando hilos de suelo hasta que alcanzaron un diámetro de 3,2 mm. Los ensayos se realizaron con muestras de suelo natural y con suelo mezclado con un contenido de cada estabilizante del 5% y 10%.

2.5. Ensayo Proctor Modificado

El ensayo Proctor modificado se realizó siguiendo la norma ASTM D1557 [18] para determinar la densidad máxima seca y el contenido de humedad óptimo tanto del suelo natural como las mezclas estabilizadas. El ensayo se realizó sobre tres materiales: suelo natural (de la capa 0 – 0,50 m de profundidad), suelo mezclado con 5% de CCC + 5% de CBCA, y suelo mezclado con 10% de CCC + 10% de CBCA.

El proceso de compactación siguió el método A de ASTM D1557, usando un molde de 101,60 mm y un martillo operado manualmente de 4,536 kg. El suelo se tamizó a través de la malla No. 4 (4,75 mm) y se añadió agua de forma manual en incrementos de 5%, lo que excede el rango recomendado por ASTM D1557, sin embargo, se optó por este enfoque para reducir el número de puntos de prueba y capturar eficazmente la curva de compactación.

Tras mezclar el suelo con agua, las muestras se dejaron reposar durante aproximadamente 16 horas para garantizar una distribución uniforme de la humedad antes de la compactación. Cada espécimen se compactó en 5 capas, aplicando 25 golpes por capa. Los puntos de humedad variaron en función del material: se utilizaron cuatro puntos para el suelo natural y la mezcla 10% de CCC + 10% de CBCA, mientras que se utilizaron cinco puntos para la mezcla de 5% de CCC + 5% de CBCA. Esta diferencia se debió a que en cada caso se detuvo el ensayo al observar una disminución de la densidad seca, siguiendo el criterio de haber alcanzado el punto de máxima compactación.

2.6. Ensayo CBR (California Bearing Ratio)

Los ensayos CBR fueron realizados para evaluar la capacidad portante del suelo natural y del suelo estabilizado con 5% de CCC + 5% de CBCA y 10% de CCC + 10% de CBCA, siguiendo la norma ASTM D1883-21 [19]. Las probetas se compactaron usando el método de Proctor Modificado (ASTM D1557, Método C) a su contenido de humedad óptimo.

Para evaluar la influencia de la energía de compactación en la resistencia del suelo, se aplicaron tres niveles de compactación en 5 capas: baja (11 golpes por capa), intermedia (27 golpes por capa) y alta (61 golpes por capa). Este enfoque sigue la metodología descrita en ASTM D1883-21, en la que se utilizan diferentes esfuerzos de compactación para analizar las variaciones del CBR en un rango de densidades secas.

Las probetas compactas se sumergieron en agua por 96 horas bajo una sobrecarga estándar, con mediciones de expansividad diarias, tras el remojo, se sometieron a ensayos de penetración a una velocidad constante de 1,27 mm/min utilizando un pistón de diámetro de 49,60 mm $\pm$ 0,20 mm.

3. RESULTADOS

3.1. Humedad Natural

La humedad natural varía con la profundidad, mostrando una tendencia creciente desde la superficie hacia capas más profundas. Los resultados se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1- Contenido de humedad natural a diferentes profundidades

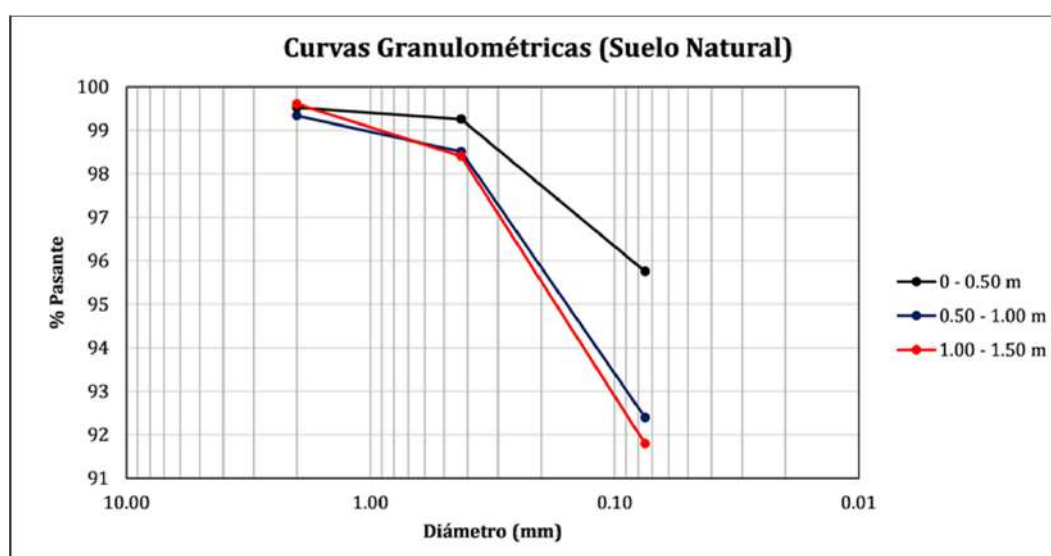
Profundidad (m)	Humedad (%)
0,00 – 0,50	20,41
0,50 – 1,00	25,57
1,00 – 1,50	28,95

3.2. Granulometría

Los resultados de la granulometría del suelo natural y el suelo estabilizado se muestran en la Tabla 2. Las curvas granulométricas del suelo natural se muestran en la Fig. 1, mientras que las curvas granulométricas del suelo estabilizado con 5% de CCC + 5% de CBCA y del suelo estabilizado con 10% de CCC + 10% de CBCA con la del suelo natural de la capa 0 – 0,50 m se muestran en la Fig. 2.

Tabla 2- Comparación granulométrica entre suelo natural y suelo tratado con aditivo

Muestra de suelo	% pasante No. 10 (2.00 mm)	% pasante No. 40 (0.425 mm)	% pasante No. 200 (0.075 mm)
Suelo natural (0 – 0,50 m)	99,53	99,26	95,76
Suelo natural (0,50 – 1,00 m)	99,34	98,51	92,40
Suelo natural (1,00 – 1,50 m)	99,61	98,41	91,80
Suelo Natural + 5% de ceniza de cáscara de coco + 5% de ceniza de bagazo de caña de azúcar	99,60	98,51	92,01
Suelo natural + 10% de ceniza de cáscara de coco + 10% de ceniza de bagazo de caña de azúcar	99,28	96,60	82,36

**Fig. 1-** Curvas granulométricas del suelo natural

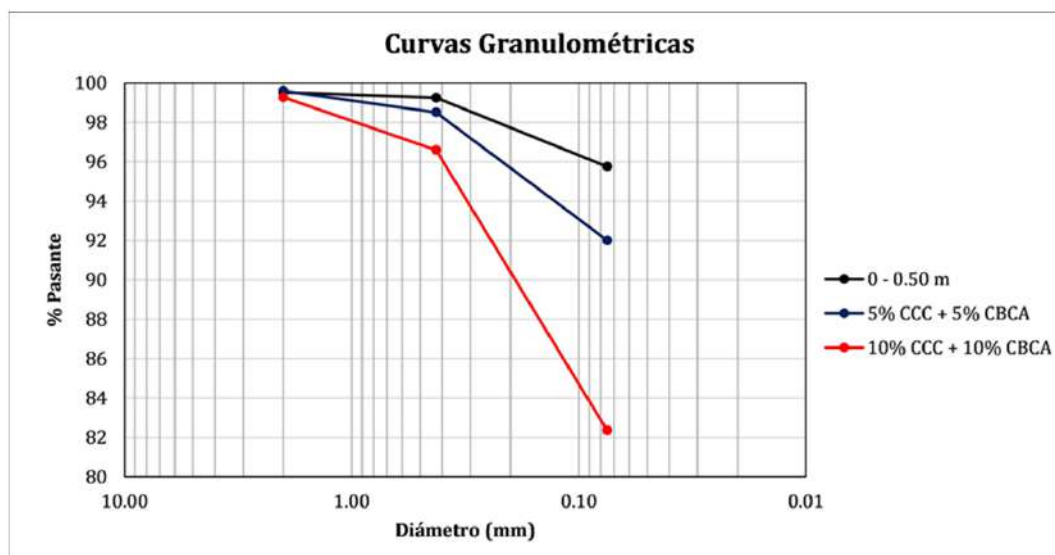


Fig. 2- Curvas granulométricas de suelo estabilizado y suelo natural de la capa 0 – 0,50 m

Estos resultados indican que el suelo natural presenta un alto contenido de partículas finas en todos los estratos, confirmando que se trata de un suelo arcilloso/limoso. La estabilización con 5% de CCC + 5% de CBCA reduce el porcentaje de finos de 95,76% a 92,01%, por otro lado, la estabilización con 10% de CCC y 10% de CBCA reduce el porcentaje de finos de 95,76% a 82,36%, posiblemente por la formación de agregados.

3.3. Límites De Consistencia

Los límites de Atterberg indican que el suelo natural aumenta su plasticidad con la profundidad, al estabilizar la primera capa con cenizas, el comportamiento varía: con 5% de cada ceniza el índice de plasticidad (IP) aumenta, sugiriendo una interacción inicial que aumenta la cohesión, mientras que con 10% de cada ceniza, el IP disminuye por debajo del estado natural sugiriendo una alteración estructural más drástica. La Tabla 3 se muestra los resultados de los límites de consistencia del suelo natural y el suelo estabilizado. En la Fig. 3 se presenta la carta de plasticidad del suelo natural en todas sus capas y en la Fig. 4 se muestra la carta de plasticidad del suelo natural de la capa 0 – 0,50 m y del suelo estabilizado.

Tabla 3- Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de plasticidad del suelo natural y el suelo tratado

Muestra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Suelo natural (0 – 0,50 m)	43,40	28,57	14,83
Suelo natural (0,50 – 1,00 m)	49,65	31,98	17,67
Suelo natural (1,00 – 1,50 m)	55,91	36,43	19,48
Suelo + 5% de CCC + 5% de CBCA	48,04	29,02	19,02
Suelo + 10% de CCC + 10% de CBCA	45,03	32,77	12,26

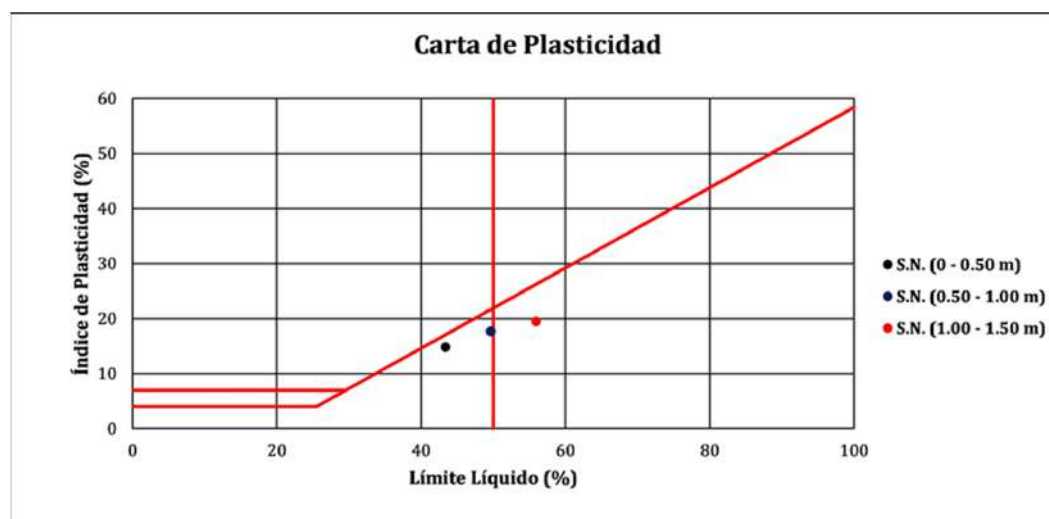


Fig. 3- Carta de plasticidad del suelo natural

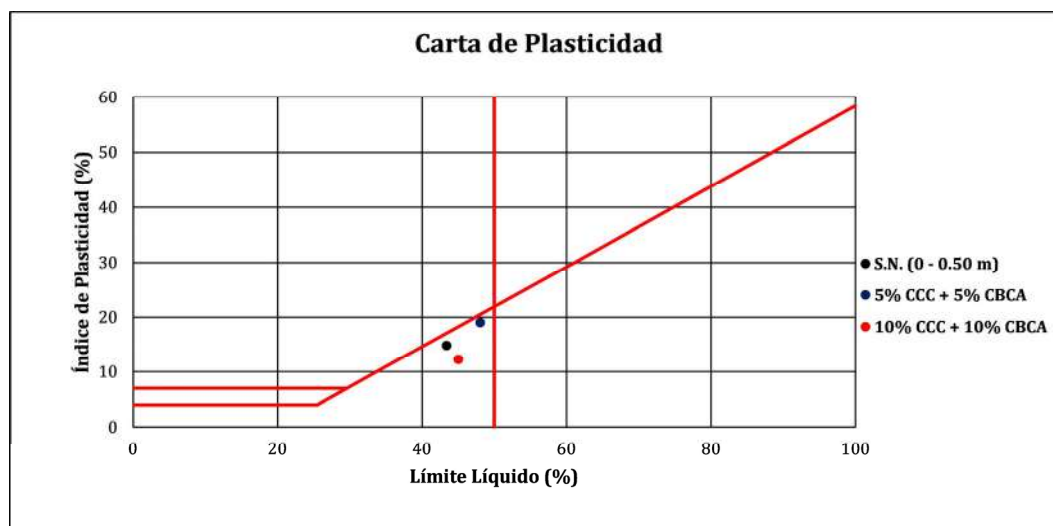


Fig. 4 - Carta de plasticidad de capa 0 – 0,50 m y suelo estabilizado

3.4. Clasificación Del Suelo

Las muestras de suelo se clasificaron usando la clasificación SUCS [20] y AASHTO [21]. A medida que se avanza de la capa superficial hacia la más profunda, se observa un aumento del índice de grupo, lo que refleja una mayor plasticidad y menor aptitud como subrasante, evidenciando así una progresiva pérdida de capacidad estructural del material natural.

Cuando se estabiliza la capa 0-0,50 m con las cenizas, se observan dos efectos distintos: con un 5% de CCC y 5% de CBCA, el índice de grupo se incrementa, lo que podría sugerir una estructura más cohesiva o una redistribución granulométrica que no reduce la plasticidad según los criterios de AASHTO, sin embargo, este resultado puede no ser concluyente para reflejar las mejoras en el comportamiento mecánico del suelo, lo que subraya la importancia de complementarla con otros ensayos que evalúen directamente la capacidad estructural. En cambio, con una dosificación del 10% de cada ceniza se produce una mejora evidente, el índice de grupo se reduce considerablemente y el suelo se clasifica en un grupo de mejor comportamiento, lo que sugiere una acción estabilizante efectiva sobre su plasticidad.

Este comportamiento puede atribuirse a una mayor presencia de óxidos reactivos, que a concentraciones más altas promueven reacciones puzolánicas más intensas, mejorando la estructura del suelo al reducir la plasticidad y aumentar su capacidad de soporte. Esta evolución se resume en la Tabla 4, donde se detallan las clasificaciones SUCS y AASHTO junto con sus respectivos índices de grupo.

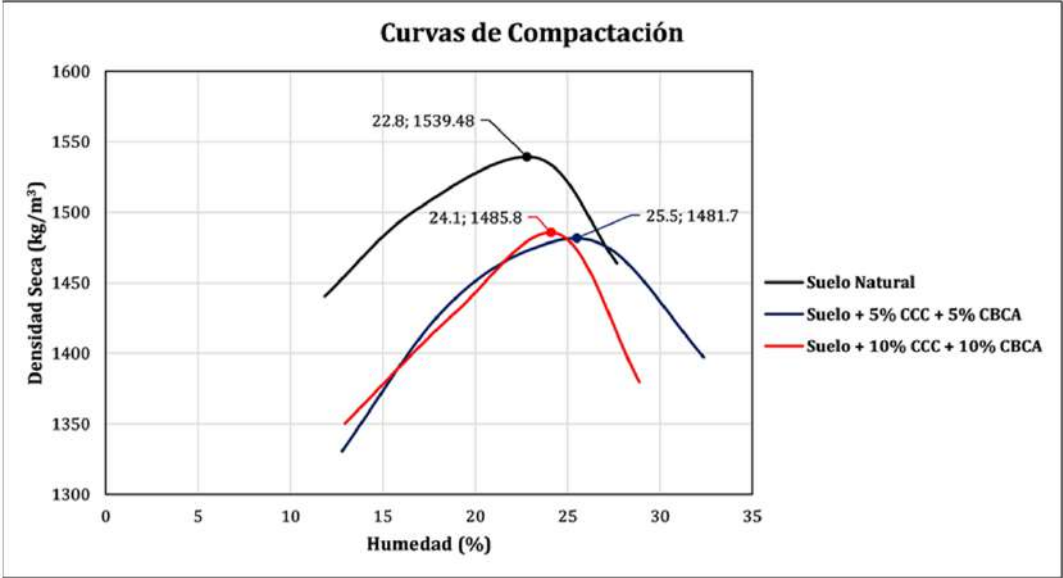
Tabla 4- Clasificación del suelo según SUCS y AASHTO

Muestra de suelo	Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	Índice de grupo
Suelo natural (0 – 0,50 m)	ML (Limo)	A-7-6	17
Suelo natural (0,50 – 1,00 m)	ML(Limo)	A-7-5	20
Suelo natural (1,00 – 1,50 m)	MH (Limo elástico)	A-7-5	23
Suelo + 5% CCC + 5% CBCA	ML (Limo)	A-7-6	21
Suelo + 10% CCC + 10% CBCA	ML (Limo)	A-7-5	12

3.5. Ensayos Proctor

La estabilización del suelo con las cenizas modificó sus características de compactación como se presenta en la Fig. 5. En comparación con el suelo natural, ambas dosificaciones de cenizas disminuyeron la densidad seca máxima y aumentaron el contenido de humedad óptimo, lo que se atribuye en general a la incorporación de partículas con menor densidad y posiblemente mayor capacidad de retención de agua.

Sin embargo, este comportamiento no fue lineal: con la adición del 5% de cada ceniza se registró una densidad seca menor y una humedad óptima mayor que con la dosificación del 10%, la cual mostró una ligera recuperación de la densidad y una reducción en la humedad con respecto a la mezcla al 5%. Este cambio podría interpretarse como una reorganización más eficiente de las partículas en la mezcla con 10% de adición, donde el mayor contenido de cenizas favorecería una mejor distribución entre los agregados del suelo, permitiendo una compactación más efectiva pese al incremento de material menos denso.



Estos resultados sugieren que, aunque la adición de cenizas reduce en general la densidad seca alcanzable, la dosificación más alta puede generar una estructura más densa y estable que con adiciones menores, siempre dentro del equilibrio entre tipo de material, humedad y energía de compactación.

3.5. Ensayos CBR

Los valores obtenidos de los ensayos CBR se resumen en la Tabla 5. Las Fig.s 6 a 8 muestran las curvas de relación entre la densidad seca y el CBR para cada muestra evaluada.

Tabla 5- CBR del suelo natural y suelo estabilizado

Muestra de suelo	CBR al 95% de compactación (%)
Suelo natural	1,94
Suelo + 5% CCC + 5% CBCA	31,19
Suelo + 10% CCC + 10% CBCA	47,09

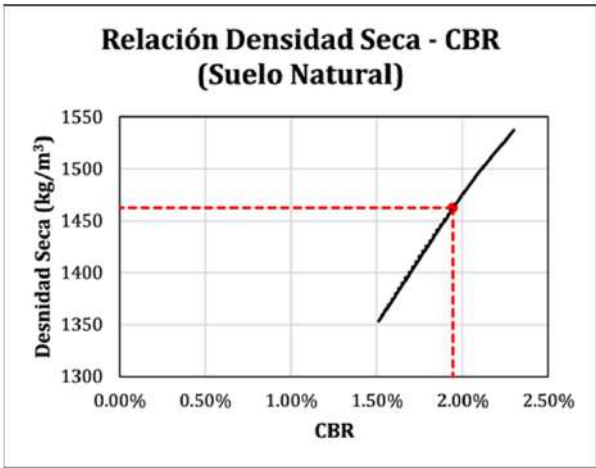


Fig. 6- Curva densidad seca – CBR (suelo natural)

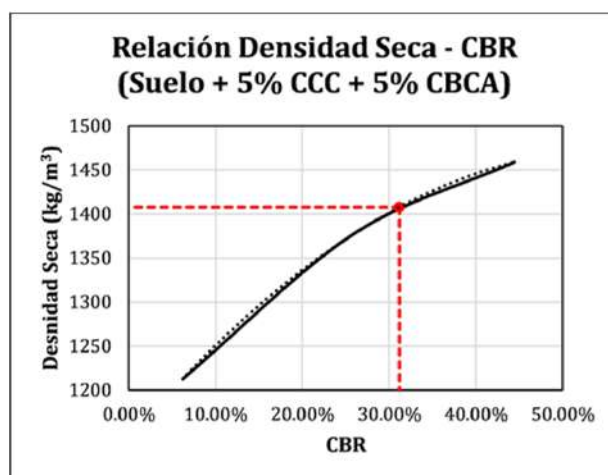


Fig. 7- Curva densidad seca – CBR (suelo + 5% CCC + 5% CBCA)

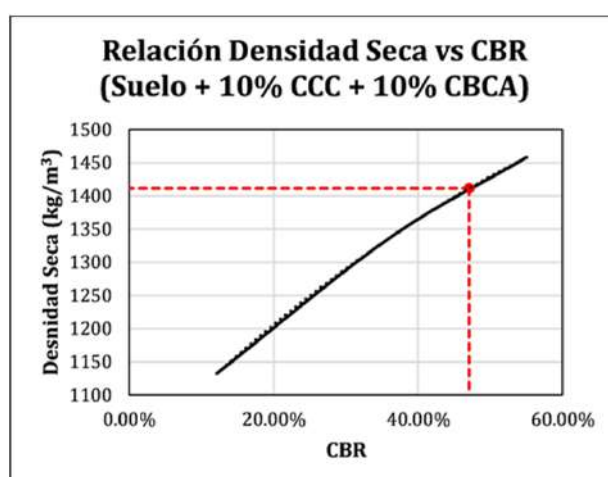


Fig. 8- Curva densidad seca – CBR (suelo + 10% CCC + 10% CBCA)

A partir de estos resultados se evidencia que el suelo natural presenta una capacidad de soporte extremadamente baja, algo esperable en suelos finos de alta plasticidad. La incorporación de 5% de CCC y 5% de CBCA genera un aumento significativo en la resistencia, este cambio sugiere una mejora sustancial en la estructura interna del suelo, probablemente debido a una mayor fricción interna y a una mejor distribución de los vacíos por efecto del material estabilizante.

Cuando se incrementa la dosificación a 10% de cada ceniza, la resistencia mejora aún más, lo que puede atribuirse a una intensificación de los procesos de estabilización, como la reacción puzolánica entre los óxidos presentes en las cenizas y las partículas arcillosas del suelo. Esta reacción puede haber generado productos cementantes que incrementan la rigidez y cohesión del sistema, reforzando la estructura del suelo y reduciendo su deformabilidad.

Aunque los resultados indicaron una mejora progresiva al aumentar la dosificación, no se consideraron proporciones superiores debido a que este estudio se planteó como una fase exploratoria. Por ello, se recomienda que futuras investigaciones amplíen el rango de contenidos evaluados para determinar si la tendencia positiva se mantiene o si existe un punto de saturación.

3.6. Expansividad

La expansividad de las muestras se evaluó durante un período de cuatro días, los valores registrados a las 96 horas para las probetas compactadas al 95% se resumen en la Tabla 6.

Tabla 6- Expansividad del suelo natural y estabilizado

Muestra de suelo	Expansividad (%)
Suelo natural	4,66
Suelo + 5% CCC + 5% CBCA	0,26
Suelo + 10% CCC + 10% CBCA	0,48

Los resultados muestran una reducción drástica en la expansividad al estabilizar el suelo con cenizas, evidenciado la eficacia del tratamiento para controlar el hinchamiento del material. La mezcla con 5% de CCC y 5% de CBCA alcanza el menor valor de expansividad, lo que sugiere un efecto combinado de reducción de finos y posibles interacciones químicas que limitan la capacidad de absorción de agua de los minerales expansivos.

En la mezcla con 10% de CCC y 10% de CBCA, aunque la expansión continúa siendo baja, se observa un ligero incremento en comparación con la dosificación menor, esta diferencia podría estar vinculada con características microestructurales o químicas no evaluadas en este estudio, por lo que se recomienda realizar estudios adicionales para identificar los mecanismos responsables de esta variación. A pesar de ello, ambos tratamientos se mantienen en niveles bajos de expansión, lo que confirma el potencial de las cenizas como agentes estabilizantes eficaces frente a suelos con comportamiento expansivo.

4. CONCLUSIONES

El análisis permitió la evaluación de la CCC y CBCA como aditivos para la optimización de suelos finos, logrando resultados significativos en cuanto a su resistencia mecánica. Mediante las pruebas efectuadas, se identificaron las características físicas y mecánicas del suelo fino natural, que se distingue por su elevada plasticidad, su baja capacidad portante y alta susceptibilidad a la humedad.

Los ensayos mecánicos evidenciaron que la adición de estas cenizas mejoró la capacidad de soporte del suelo. Se observó que, con la incorporación de diferentes porcentajes de estos aditivos, hubo un incremento en la resistencia mecánica. Especialmente, el mejor desempeño se obtuvo con la adición del 10% de CCC y 10% de CBCA, alcanzando un valor de 47,09%, frente al 1,94% del suelo natural. Aunque se observó una tendencia positiva con el aumento de la dosificación, no se evaluaron proporciones mayores, por lo que se sugiere que futuras investigaciones amplíen este rango para determinar si existe un punto de saturación.

En cuanto a la compactación, se registró un aumento en la humedad óptima y una disminución en la densidad seca máxima respecto al suelo natural, un comportamiento atribuible a la incorporación de materiales menos densos y potencialmente más porosos. La mezcla con 10% de cenizas mostró una ligera mejora en la densidad respecto a la dosificación del 5%, lo que sugiere una posible reorganización estructural más eficiente a mayores contenidos.

Posteriormente, una vez comparadas las propiedades del suelo natural con el suelo estabilizado, los resultados fueron los esperados, se evidenciaron mejoras en propiedades asociadas a la resistencia y estabilidad del suelo. Se evidenció que la CCC y CBCA operaron como agentes estabilizantes efectivos, reduciendo el índice de plasticidad de un 14,83% a un 12,26%, lo que significa que el suelo se ha vuelto menos expansivo, más estable y menos sensible a la humedad. Estos valores validan la capacidad de estos materiales en la estabilización de suelos finos, lo que puede representar una alternativa sostenible y de bajo costo para mejorar el desempeño de las infraestructuras.

Si bien no se evaluaron directamente los impactos ambientales del proceso, el uso de estos residuos agroindustriales representa un enfoque con potencial para valorizar subproductos orgánicos y reducir la dependencia de estabilizantes convencionales. No obstante, se recomienda que investigaciones futuras analicen la durabilidad y estabilidad de estas mezclas en diferentes condiciones climáticas y geográficas, así como la sostenibilidad ambiental del proceso a mayor escala.

1. J. F. Rivera, A. Orobio, R. Mejía de Gutiérrez y N. Cristelo, «Clayey soil stabilization using alkali-activated cementitious materials,» *Materiales de Construcción*, vol. 70, nº 337, 2020. doi: <https://doi.org/10.3989/mc.2020.07519>
2. Cevallos, J. E. B., & Hernández, E. O., «Material de préstamo estabilizado con enzimas orgánicas como alternativa para mejorar su capacidad portante,» *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 5, nº 2, pp. 31-38, 2024. Available: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/231>
3. Ortiz-Hernández, E., Chunga, K., Pastor, J. L., & Toulkeridis, T., «Assessing susceptibility to soil liquefaction using the standard penetration test (SPT)—a case study from the city of Portoviejo, Coastal Ecuador,» *Land*, vol. 11, nº 4, p. 463, 2022. doi: <https://doi.org/10.3390/land11040463>
4. Ponce, J. P., & Hernández, E. O., «Estabilización de suelos arcillosos con el empleo de cal» *Dominio de las Ciencias*, vol. 10, nº 1, pp. 771-789, 2024. doi: <https://doi.org/10.23857/dc.v10i1.3741>
5. E. H. O. M. E. H. O. S. L. K. M. & d. C. R. P. Hernández, Behavior of clayey soil existing in the Portoviejo canton and its neutralization characteristics, vol. 2454, *Journal of College and University*, 2017, p. 2261. Available: https://www.researchgate.net/publication/320787540_Behavior_of_Clayey_Soil_Existing_in_the_Portoviejo_Canton_and_Its_Neutralization_Characteristics
6. S. Liao, D. Wang, C. Xia y J. Tang, «China's provincial process CO2 emissions from cement production during 1993–2019,» *Scientific Data*, vol. 9, nº 165, 2022. doi: <https://doi.org/10.1038/s41597-022-01270-0>
7. M. Simoni, M. D. Wilkes, S. Brown, J. L. Provis, H. Kinoshita y T. Hanein, «Decarbonising the lime industry: State-of-the-art,» *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 168, 2022. doi: <https://doi.org/10.1016/j.rser.2022.112765>
8. P. Ghadir, M. Zamanian, N. Mahbubi-Motlagh, M. Saberian, J. Li y N. Ranjbar, «Shear strength and life cycle assessment of volcanic ash-based geopolymer and cement stabilized soil: A comparative study,» *Transportation Geotechnics*, vol. 31, 2021. doi: <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100639>
9. K. Raja, S. Venkatachalam, K. Vishnuvardhan, R. Siva Rama Krishnan, V. Tamil Selvan y N. Vetriselvan, «A review on soil stabilization using rice husk ash and lime sludge,» *Materials Today: Proceedings*, vol. 65, pp. 1205-1212, 2022. doi: <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.04.178>
10. M. Adnan, S. Kumar, N. Garg, K. Kumar Gupta y S. Kumar Das, «Soil stabilization using waste “Bagasse ash and lime”: A review» *Materials Today: Proceedings*, 2023. doi: <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.05.018>
11. A. P. Galvín, A. López-Uceda, M. Cabrera, J. Rosales y J. Ayuso, «Stabilization of expansive soils with biomass bottom ashes for an eco-efficient construction» *Environmental Science and Pollution Research*, vol. 28, pp. 24441-24454, 2021. doi: <https://doi.org/10.1007/s11356-020-08768-3>
12. M. Fastelli, C. Cambi, A. Zucchini, P. Sassi, E. Pandolfi Balbi, L. Pioppi, F. Cotana, G. Cavalaglio y P. Comodi, «Use of Biomass Ash in Reinforced Clayey Soil: A Multiscale Analysis of Solid-State Reactions,» *Recycling*, vol. 8, nº 1, 2023. doi: <https://doi.org/10.3390/recycling8010005>
13. A. Iyaruk, P. Promputthangkoon y A. Lukjan, «Evaluating the Performance of Lateritic Soil Stabilized with Cement and Biomass Bottom Ash for Use as Pavement Materials,» *Infrastructures*, vol. 7, nº 5, 2022. doi: <https://doi.org/10.3390/infrastructures7050066>
14. S. A. Khawaja, U. Javed, T. Zafar, M. Riaz, M. Saeed Zafar y M. K. Khan, «Eco-friendly incorporation of sugarcane bagasse ash as partial replacement of sand in foam concrete,» *Cleaner Engineering and Technology*, vol. 4, 2021. doi: <https://doi.org/10.1016/j.clet.2021.100164>
15. M. F. Anuar, Y. W. Fen, M. . H. M. Zaid, K. A. Matori y R. E. M. Khaidir, «The Physical and Optical Studies of Crystalline Silica Derived from the Green Synthesis of Coconut Husk Ash,» *Applied Sciences*, vol. 10, nº 6, 2020. doi: <https://doi.org/10.3390/app10062128>
16. G. Mammani Gonzale, S. De La Cruz Vega, C. S. Vega Neyra, P. M. Yllescas Rodríguez y W. M. Rea Olivares, «Estabilización de la subrasante con ceniza de quinua y cal en la Carretera Lago Sagrado, Puno, Perú,» *Infraestructura Vial*, vol. 25, nº 44, pp. 1-10, 2023. Available: https://www.scielo.sa.cr/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2215-37052023000100085&lang=es

17. A. International, «ASTM D6913/D6913M-17: Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis,» ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017. doi: http://doi.org/10.1520/D6913_D6913M-17
18. ASTM International, «ASTM D4318-17e1: Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils,» ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017. doi: <http://doi.org/10.1520/D4318-17E01>
19. ASTM International, «ASTM D1557-12(2021): Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³)),» ASTM International, West Conshohocken, PA, 2021. doi: <https://doi.org/10.1520/D1557-12R21>
20. ASTM International, «ASTM D1883-21: Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils,» ASTM International, West Conshohocken, PA, 2021. doi: <http://doi.org/10.1520/D1883-21>
21. ASTM International, «ASTM D2487-17: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System),» ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017. doi: <http://doi.org/10.1520/D2487-17>
22. American Association of State Highway and Transportation Officials, «AASHTO M 145-91: Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes,» American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2021. Available: <https://www.normsplash.com/Samples/AASHTO/147286968/AASHTO-M-145-91-%282021%29-en.pdf>

7

Adición de pavimento de asfalto reciclado para evaluar la resistencia del hormigón en pavimentos rígidos

*Recycled Asphalt Pavement Addition for Evaluating
Concrete Strength in Rigid Pavements*

Autores

Marianela Delgado-Ponce

Ing. Civil , Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil,

marldp4@gmail.com

<https://orcid.org/0009-0007-3865-050X>

Anadelys Alonso Aenlle

Ing. Civil , Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echevarría

anadelysaa@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0003-2625-2129>

Adición de pavimento de asfalto reciclado para evaluar la resistencia del hormigón en pavimentos rígidos

7

RESUMEN

El uso desmedido de recursos naturales no renovables en la actividad vial, motiva a investigadores a buscar soluciones para atenuar su agotamiento, utilizando materiales reciclados a fin de mitigar la explotación. El Pavimento Asfáltico Recuperado (RAP), se ha convertido en un material prometededor, sostenible y económicamente viable a fin de ser empleado en pavimentos flexibles, bases y subbases; sin embargo, este no ha sido generalizado en pavimentos rígidos, el cual es utilizado ampliamente en carreteras y aeropuertos debido a su durabilidad. Este estudio tiene como objetivo obtener una mezcla de hormigón para pavimento rígido empleando RAP en sustitución de un porcentaje de la arena natural. Se evalúa un diseño de hormigón hidráulico de resistencia a la flexión de 4,0 MPa, con adición de RAP reemplazando un porcentaje del agregado fino (3%, 5%, 10%, 15% y 20%). Se realizan los ensayos de compresión a los cilindros y el ensayo a flexión a las vigas, con la finalidad de establecer el porcentaje óptimo que puede ser reemplazado sin que afecte la resistencia de diseño. Se concluye que el porcentaje de mejores resultados para que el diseño de hormigón hidráulico cumpla con los requisitos mínimos es de 3% de RAP. Se demuestra que, al reutilizar RAP, reducimos la cantidad de arena en la mezcla, mejorando la sostenibilidad en la producción de hormigón para pavimentos rígidos.

Palabras claves: Resistencia a la flexión, resistencia a la compresión, Pavimento Rígido, pavimento asfáltico recuperado.

ABSTRACT

The excessive use of nonrenewable natural resources in road construction motivates researchers to seek solutions to mitigate their depletion by using recycled materials to mitigate their exploitation. Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) has emerged as a promising, sustainable, and economically viable material for use in flexible pavements, bases, and subbases; however, it has not been widely used in rigid pavements, which are widely used on highways and airports due to its durability. This study focuses on a concrete mix for rigid pavement using RAP to replace a percentage of natural sand. A hydraulic concrete design with a flexural strength of 4.0 MPa is evaluated, with the addition of RAP replacing a percentage of the fine aggregate (3%, 5%, 10%, 15%, and 20%). Compression tests are performed on cylinders and flexural tests are performed on beams to determine the optimal percentage that can be replaced without affecting the design strength. It is concluded that the percentage of best results for hydraulic concrete design to meet minimum requirements is 3% RAP. It is demonstrated that by reusing RAP, we reduce the amount of sand in the mix, improving the sustainability of concrete production for rigid pavements.

Keywords: Flexural strength, compressive strength, rigid pavement, reclaimed asphalt pavement.

1. INTRODUCCIÓN

De acuerdo al Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC), el parque automotor tuvo un crecimiento exponencial promedio anual de 7,49%, siendo la provincia del Guayas la que mayor participación de incremento vehicular tiene en el país, alcanzando un 23,32% [2]; siendo ésta, una de las causas principales por las que el deterioro vial incrementa significativamente.

Santos Montero, D. A., & Solarte Vanegas, N. C., mencionan que el reciclaje de áridos se ha convertido en un tema muy importante en la industria de la construcción [3]. El agotamiento gradual de los recursos naturales, ha hecho que el uso de materiales reciclados en la industria de la construcción sea cada vez más importante, y una de las mejores alternativas es el uso de agregados reciclados [4].

La mayoría de los países utiliza el RAP como agregado en las mezclas asfálticas. Esto reduce la cantidad enviada al sitio de disposición final y minimiza el consumo de agregado natural, generando beneficios ambientales de corto plazo, así como otros beneficios que se derivan de su calidad y condiciones estructurales residuales. Todo esto ha dado como resultado una nueva alternativa de investigación para la producción de mezclas hidráulicas para la construcción de pavimentos rígidos [3].

De acuerdo a varios autores, quienes investigaron el uso de combinaciones de agregado RAP en hormigones, determinaron que las resistencias a la compresión y a la tracción del hormigón disminuyen a medida que aumenta el porcentaje de RAP [1]-[5], y en otras investigaciones como las de Okafor y Hossiney, Tia & Bergin, confirman dicha conclusión, esto se debe a la debilidad existente entre el hormigón hidráulico y el ligante asfáltico adherido al agregado [6]-[7]. Por lo que Murshed, concluyó que los hormigones que contienen RAP pueden calificar en aplicaciones tales como aceras, entradas de vehículos, bordillos y cunetas [1].

Por otro lado, Al-Oraimi, H.F. Hassan y A. Hago, en la investigación que realizaron sobre la adición de RAP en el hormigón, evaluaron mezclas de diferentes proporciones (25, 50, 75 y 100%), comparándolas con una mezcla de control, a fin de determinar y evaluar las variaciones en resistencia, llegando a la misma conclusión, menos RAP, mayor resistencia [8].

Es importante indicar que algunos estudios, muestran la correlación entre la resistencia a la compresión (f'_c), la cual se determina mediante una prueba uniaxial, ensayada mediante el método ASTM C 39 [9], teniendo como factor principal de influencia, la relación agua-cemento (a/c), a diferencia de la resistencia a la flexión (M_R), la cual es ensayada mediante el método ASTM C 78 [10], que permite determinar la carga máxima que puede soportar sin romperse, sin embargo estos autores han concluido que el ensayo a la compresión es uno de los métodos más indicados para calificar la calidad del concreto por ser un método más confiable y de menor incertidumbre, lo cual no es totalmente prescindible en la determinación del ensayo de módulo de rotura [3].

En la actualidad solo se han alcanzado resistencias fallidas, que no podrían ser utilizadas en pavimento rígido con alto tráfico o tráfico pesado, puesto que los porcentajes ensayados han sido superiores al 25% de proporciones utilizadas de RAP como agregado, por lo que no existe evidencia de que el RAP, sea utilizado para alcanzar resistencias más altas en porcentajes de menor proporción, es por esto que, se propone evaluar las resistencias a compresión y tracción de mezclas de hormigón hidráulico para pavimento rígido, con adición de RAP como agregado fino, en proporciones de 3%, 5%, 10%, 15% y 20%.

2. MATERIALES Y PROCEDIMIENTO

2.1. Materiales

Las características de la mezcla de hormigón para la ejecución de pavimentos rígidos, deben cumplir la norma NTE INEN 1 855-2:2002 [14], a modo de obtener con estos materiales, una mezcla fresca, que cumpla todas las condiciones del diseño del pavimento [11]. De manera general, las mezclas de hormigón hidráulico están compuestas por cemento, agregado fino, agregado grueso, agua, y en muchos casos aditivos, en proporciones que varían de acuerdo al diseño de mezcla de hormigón hidráulico que se quiera implementar.

2.1.1. Cemento

Se utiliza el cemento Holcim Premium Tipo HE, que es un cemento de alta resistencia a la compresión (44,1 MPa a los 28 días), fabricado bajo la norma NTE INEN 2380 [14].

2.1.2. Arena

Para este estudio la arena es proveniente del Río Bulubulu ubicado en la provincia del Guayas y Cañar. Esta debe cumplir los requisitos de la norma ASTM C33 [11]-[16].

2.1.3. Agregado Grueso

Para este estudio estos agregados serán provenientes de una cantera privada, que se dedica a la trituración de piedra en el Cerro Sabanilla de la Provincia del Guayas. Estos agregados son derivados de rocas ígneas, las cuales indican que existió actividad volcánica en la región en el pasado. Los agregados contienen piedra $\frac{3}{4}$ " y piedra $\frac{3}{8}$ ", así mismo debe cumplir los requisitos de la norma ASTM C33 [16]-[11].

2.1.4. Agua

El agua debe cumplir los límites determinados de acuerdo a las normas ASTM C1692 [17] y ASTM C1603 [18], indispensables para que la mezcla cumpla sus tiempos de fraguado y resistencia [11].

2.1.5. Aditivo

El aditivo superplastificante retardante de alto rendimiento utilizado es el POLYDEX-15R, que cumple la norma ASTM C-494 [11]- [19].

2.1.6. RAP

El RAP fue obtenido de las calles de la Ciudad de Guayaquil, a partir de la actividad de fresado que se desarrollaba en un proyecto municipal de la zona.

2.2. Ensayos Para Los Materiales A Utilizar En El Diseño

Con la finalidad de verificar que estos agregados cumplan con los requerimientos mínimos para que puedan ser parte del diseño, se les realiza el ensayo granulométrico por tamizado, de acuerdo a la norma ASTM C136 [20].

2.2.1. Agregado Grueso

Según el diseño, para esta mezcla de hormigón se va a utilizar piedra de $\frac{3}{4}$ " y $\frac{3}{8}$ "; que de acuerdo a la Norma ASTM C136 [20], los datos para representar la curva granulométrica de estos agregados gruesos están dados en la tabla 1.

Tabla 1- Porcentajes para la piedra $\frac{3}{8}$ " y $\frac{3}{4}$ " de acuerdo a la ASTM C136 [20].

Tamiz ASTM	Tamaño del tamiz (mm)	Tamaño Nominal Máximo del Agregado (19mm)		Tamaño Nominal Máximo del Agregado (19mm)	
		Piedra $\frac{3}{8}$ "		Piedra $\frac{3}{4}$ "	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
1"	25	100	100	100	100
$\frac{3}{4}$ "	19	100	90	100	90
$\frac{1}{2}$ "	12,5	77,5	55	55	20
$\frac{3}{8}$ "	9,5	55	20	15	0
No. 4	4,75	20	0	5	0
No. 8	2,36	10	0		
No. 16	1,18	5	0		

Siendo así, de acuerdo al ensayo realizado a la piedra $\frac{3}{8}$ " (Fig. 1), así como a la piedra $\frac{3}{4}$ " (Fig. 2), se puede establecer que, este material cumple con los porcentajes, para poder ser parte del diseño.

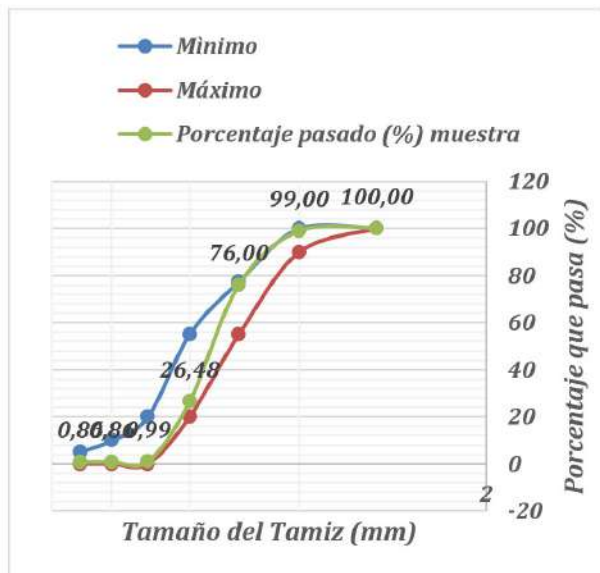


Fig. 1- Curva granulométrica de piedra 3/8".

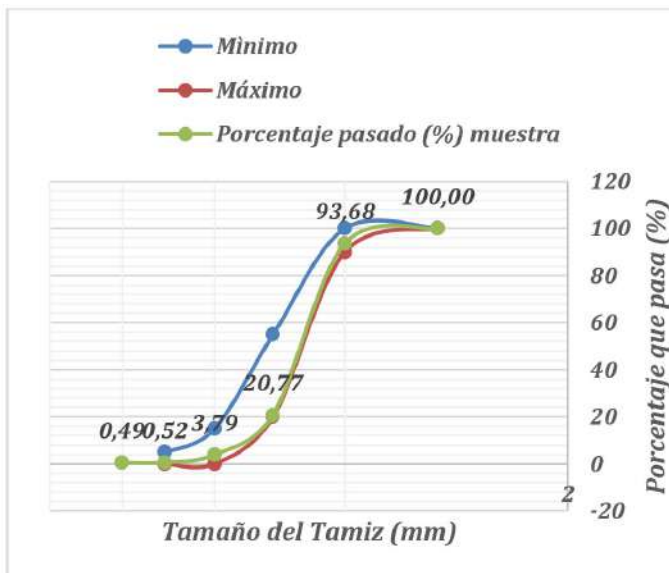


Fig. 2- Curva granulométrica de piedra 3/4".

2.2.2. Agregado Fino

De acuerdo a la Norma ASTM C136 [20], los datos para representar la curva granulométrica de estos agregados gruesos están dados en la tabla 2.

Tabla 2- Porcentajes para el agregado fino de acuerdo a la ASTM C136 [20].

Tamiz ASTM	Tamaño del tamiz (mm)	Tamaño Nominal Máximo del Agregado (mm)	
		19mm	
		Mínimo	Máximo
1/2"	12,5		
3/8"	9,5	100	100
No. 4	4,75	95	100
No. 8	2,36	80	100
No. 16	1,18	50	85
No. 30	0,6	25	60
No. 50	0,3	10	30
No. 100	0,15	2	10
No. 200	0,075	-	-

Siendo así, de acuerdo al ensayo realizado a la arena, se puede establecer que, este material cumple con los porcentajes que debe tener un agregado fino, para poder ser parte del diseño.

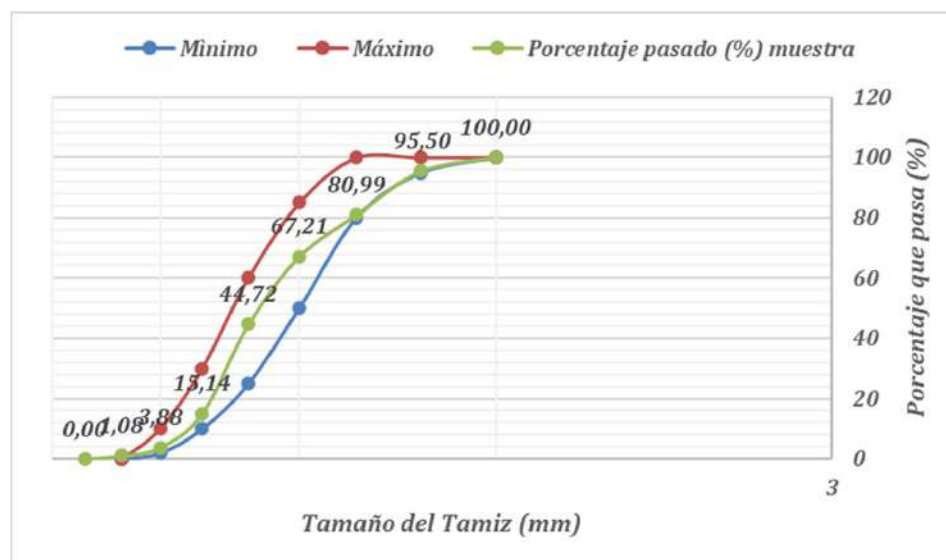


Fig. 3: Curva granulométrica de la arena.

Por otro lado, el ensayo también fue realizado al RAP, se tamiza en primera instancia para separar agregado fino y grueso; luego se procedió al ensayo para la determinación de la curva granulométrica para los finos del RAP, que al ser evaluado se determina que, este material cumple con los porcentajes que debe tener un agregado fino, para poder ser parte del diseño.

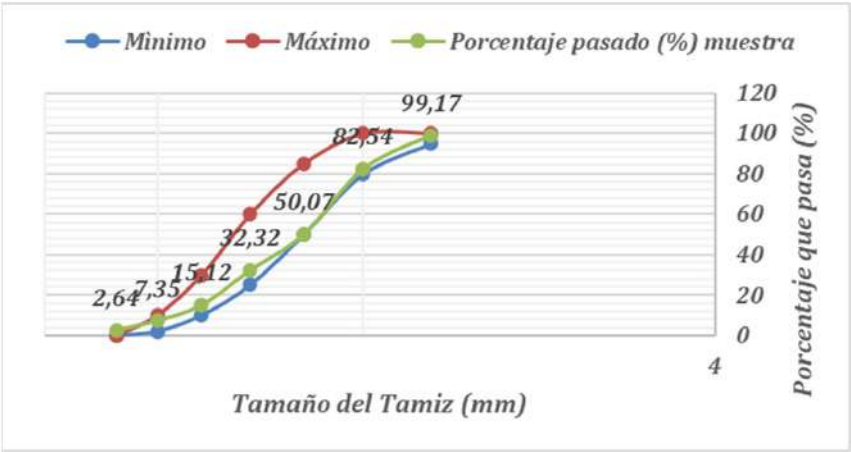


Fig. 4- Curva granulométrica del RAP.

2.3. Diseño De Las Mezclas De Hormigón

El hormigón es un material endeble que se obtiene al combinar cemento, agua, agregados finos, gruesos y, ocasionalmente, aditivos [13]. Para la dosificación, es importante conocer el efecto de la relación agua-cemento en la resistencia final del hormigón hidráulico, que es representada de acuerdo a la Fig. 5.

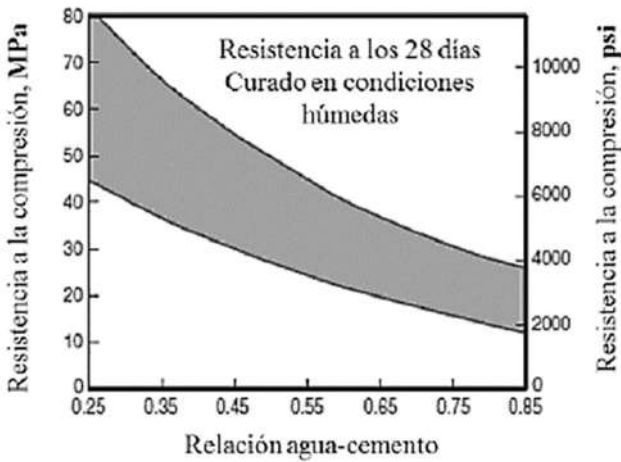


Fig. 5- Efecto de la relación agua-cemento con la resistencia a la compresión [13].

A fin de realizar una comparación, se trabaja con un diseño patrón otorgado por el laboratorio de la empresa ECUMIX S.A., quien brinda información para fines académicos.

Tabla 3- Diseños de la mezcla de hormigón – 18 kg

Materiales	Unidad	Diseño patrón (4,0 MPa)	3% RAP fino	5% RAP fino	10% RAP fino	15% RAP fino	20% RAP fino
Cemento	kg	6,48	6,48	6,48	6,48	6,48	6,48
Agua	kg	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70
AG 3/4	kg	15,64	15,64	15,64	15,64	15,64	15,64
AG 3/8	kg	3,92	3,92	3,92	3,92	3,92	3,92
Arena	kg	16,13	15,65	15,32	14,52	13,71	12,90
RAP	kg	0,00	0,48	0,81	1,61	2,42	3,23
Aditivo	g	64,80	64,80	64,80	64,80	64,80	64,80

A partir del diseño patrón, se realizan las modificaciones con diversas dosificaciones, adicionando RAP en sustitución del agregado fino (arena), en proporciones al 3%, 5%, 10%, 15% y 20%, con respecto al peso de la arena, como se muestra en la tabla 3.

2.3. Procedimiento De Diseño De Las Mezclas De Hormigón

El procedimiento para el diseño de las mezclas de hormigón de las diferentes proporciones de 3%, 5%, 10%, 15% y 20%, viene dado de acuerdo a lo mostrado en la tabla 3. De manera general el procedimiento para la mezcla de hormigón hidráulico con resistencia a la flexión de 4,0 MPa es la siguiente:

- Realizar la caracterización de los agregados.
- Pesar todos los materiales a ser utilizados para esta mezcla, de acuerdo al diseño de la tabla 3.
- Agregar los agregados gruesos y finos a la hormigonera.
- Adicionar un 40% del agua requerida para humedecer de manera uniforme los agregados.
- Una vez humedecido el material, se procede a colocar el cemento a la hormigonera y empezar a mezclar.
- Se debe agregar el agua y el aditivo proporcionalmente, para que la mezcla alcance el revenimiento necesario y poder muestrearla.
- Una vez lista, se procede con el vaciado de la mezcla en una carreta para poder realizar los ensayos respectivos.

La nomenclatura utilizada para el análisis de los objetos a ser ensayados es la siguiente:

Tabla 4- Nomenclatura para los diseños realizados

Nomenclatura	Detalle del Diseño
A	Diseño patrón
B	3% RAP Fino
C	5% RAP Fino
D	10% RAP Fino
E	15% RAP Fino
F	20% RAP Fino

La variación de los porcentajes a ser adiciones en la mezcla de hormigón hidráulico, permite ver el comportamiento de la resistencia a compresión y a flexión con el nuevo material a ser reemplazado, es importante ensayar todas las muestras de acuerdo a la nomenclatura dada mostrada en la tabla 4, para verificar que cumpla con la resistencia a flexión y compresión del diseño patrón, a fin de determinar que porcentaje máximo puede ser reemplazado.

Para iniciar el análisis, se realiza una prueba con la mezcla Patrón y así poder realizar una comparativa de las resistencias a flexión y compresión, de todas las muestras con las diferentes proporciones de RAP, en reemplazo de la arena.

3. ENSAYOS

3.1. Ensayo A Compresión

La resistencia a la compresión ($f'c$) se determina mediante el ensayo de especímenes cilíndricos de hormigón, bajo la Norma ASTM C39 [9], los especímenes de un ensayo estándar están dados por cilindros de 150x300 mm o de 100x200 mm. Los cilindros elaborados luego de su vaciado y correcto curado, son sometidos a una fuerza de compresión en una máquina de ensayos [13]. Esta máquina aplica una fuerza constante hasta que alcanza su resistencia última. En la Fig. 2 se presenta la máquina ensayando uno de los especímenes.

Para la elaboración de los especímenes, se utiliza la norma ASTM C31 [12], que explica la correcta toma de especímenes para su previo curado.

Los resultados a obtener, comúnmente se ensayan a los 28 días. Sin embargo, se establecieron muestras para ensayar a los 7, 14 y 21 días de curado, para verificar la curva [13].



Fig. 6- Ensayo a compresión del hormigón

3.2. Ensayo Para Determinar La Resistencia A Flexión

La resistencia a flexión medida a través del módulo de rotura (MR), se determina mediante el ensayo de especímenes de hormigón, bajo la Norma ASTM C78 [10], los especímenes de un ensayo estándar están dados por vigas de 15x15x53 cm. Las vigas elaboradas luego de su vaciado y correcto curado, son sometidas a una fuerza de compresión en una máquina de ensayos, a la que se le aplica una fuerza perpendicular constante, hasta que la viga falle a tracción [13]. En la Fig. 3 se presenta la máquina ensayando uno de los especímenes.

Para la elaboración de los especímenes, se utiliza la norma ASTM C31 [12], que explica la correcta toma de especímenes para su previo curado.

Los resultados a obtener, deben tener un tiempo de endurecimiento de por lo menos 28 días [13] [10].



Fig. 7- Ensayo a través del módulo de rotura

4. RESULTADOS

Luego de haber sometido las muestras a la carga axial aplicada, a fin de obtener la resistencia última de los diseños realizados, se obtuvieron los valores representados en la Fig. 8.

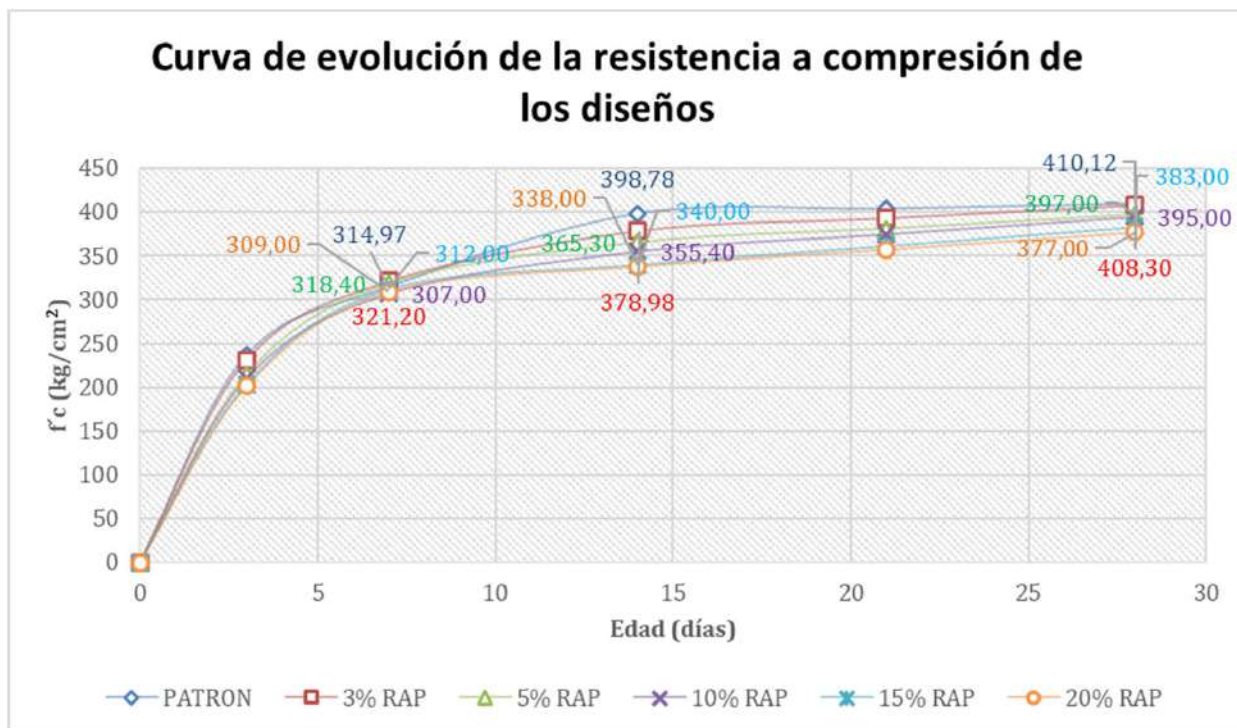


Fig. 8- Resistencia a compresión de los diseños ensayados.

Los resultados de las pruebas de resistencia a la compresión (f'_c), sirven para establecer el control de calidad, verificación de la mezcla de hormigón, o con la finalidad de especificar que la resistencia promedio sea superior a la resistencia del diseño de hormigón hidráulico al que se quiera llegar, de tal manera que se pueda mitigar el riesgo de que el pavimento falle, en este caso se requiere alcanzar resistencias para un hormigón de 350kg/cm^2 .

La Fig. 8, muestra la relación entre las resistencias a compresión versus las diferentes edades de los especímenes, luego de ser ensayado, por lo que, se puede evidenciar que la línea de tendencia hasta los primeros 7 días las resistencias de los diferentes diseños tienen resultados similares, a partir de este tiempo comienzan a verse diferencias para los 14 y 21 días, aunque para 28 días la diferencia vuelve a reducirse. A los 28 días solo superan los 377kg/cm^2 las mezclas Patrón y con 3% de RAP fino, aunque las mezclas con 5% y 10% tienen valores cercanos al de referencia (4 MPa). Las variaciones en la curva de evolución de las resistencias, disminuyen de manera general, conforme se adiciona RAP a la mezcla.

Las fisuras presentadas al realizar el ensayo a compresión denotan signos de aplastamiento de hormigón tal como se muestran en la Fig. 9, con comportamiento correcto de acuerdo a la carga uniaxial que es aplicada, si estas fisuras fuesen en direcciones que no sean verticales a la carga aplicada, denotarían fallos en la mezcla, ya sea por falta de adherencia entre los agregados, relación agua-cemento, entre otras, lo cual demuestra que pueden existir problemas de durabilidad; esto ocurre cuando los agregados implementados en la mezcla de hormigón hidráulico no se unen correctamente con el cemento, lo que puede provocar desprendimiento o fisuras



Fig. 9- Fisuración de especímenes.

Referente al ensayo a flexión realizado, a través del módulo de rotura, se obtuvieron los resultados mostrados en la tabla 5.

Tabla 5- Módulo de rotura de los diseños propuestos.

Nomenclatura	Detalle del Diseño	Módulo de Rotura
A	Diseño patrón	4,00 MPa
B	3% RAP Fino	4,12 MPa
C	5% RAP Fino	3,98 MPa
D	10% RAP Fino	3,30 MPa
E	15% RAP Fino	3,11 MPa
F	20% RAP Fino	2,65 MPa

Los resultados de la resistencia a flexión, tienen como objetivo verificar que el diseño cumpla con las propiedades mecánicas de los materiales, los cuales deben soportar la flexión bajo una fuerza externa, acotando que esto tiende a disminuir a medida que aumenta la temperatura del hormigón [10].

Aunque este ensayo no es considerado en la mayoría de los diseños, es importante establecer los valores de los esfuerzos en los que el hormigón se agrietará [13].

Para escoger un diseño, con adición de rap a la mezcla de hormigón hidráulico, es importante priorizar que la resistencia a compresión del hormigón y la capacidad para incrementar la resistencia a los esfuerzos de flexión cumplan con los valores establecidos de acuerdo al diseño de mezcla al que se quiera obtener, para este caso se requiere un hormigón hidráulico con resistencia a la flexión de 4,0 mpa, a fin de poder realizar una mezcla sostenible al utilizar materiales reciclados.

En la tabla 6, se puede evidenciar que a medida que se adiciona rap a la mezcla, esta baja su resistencia, con tendencia a fallar, por lo que no es recomendable utilizar más de un 3% de adición de rap como agregado fino en reemplazo de la arena. Al agregar este porcentaje máximo, se va a generar un ahorro en la producción de la mezcla de hormigón para pavimento rígido, ya que el agregado sería obtenido a un costo menor que el de la arena.

Tabla 6- indicador óptimo de acuerdo a diseños ensayados

Nomenclatura	Detalle del diseño	Resistencia a la flexión		Resistencia a la compresión		Indicadores resultados
		Resultado	Indicador	Resultado	Indicador	
A	Diseño patrón	4,00 MPa	= 4,0 MPa "Óptimo"	410,12 kg/cm²	> 400 kg/cm² "Muy Bueno"	Óptimo
B	3% RAP Fino	4,12 MPa	> 4,0 MPa "Muy Bueno"	408,30 kg/cm²	> 400 kg/cm² "Muy Bueno"	Muy Bueno
C	5% RAP Fino	3,98 MPa	< 4,0 MPa "Bueno"	397,00 kg/cm²	< 400 kg/cm² "Bueno"	Bueno
D	10% RAP Fino	3,30 MPa	< 3,5 MPa "Malo"	395,00 kg/cm²	< 400 kg/cm² "Bueno"	Bueno
E	15% RAP Fino	3,11 MPa	< 3,5 MPa "Malo"	383,00 kg/cm²	< 400 kg/cm² "Malo"	Malo
F	20% RAP Fino	2,65 MPa	< 3,5 MPa "Malo"	377,00 kg/cm²	< 400 kg/cm² "Malo"	Malo

La falla en la resistencia puede deberse a varios factores, algunos de estos, pudieron evidenciarse al momento de realizar las roturas de los especímenes, en el ensayo a compresión, entre estos esta la adherencia de los agregados al momento de elaborar la mezcla de hormigón, debido a que el RAP, posee un recubriendo mínimo de residuos de mezcla asfáltica, que puede mitigarse realizando el ensayo de abrasión de los ángeles como proceso adicional a los ensayos realizados en esta investigación, como fueron los ensayos de granulometría, de compresión y flexión, sin embargo dicho ensayo de abrasión, elevaría el costo de la mezcla y no sería rentable para los consumidores. De la misma manera la relación agua-cemento se vio influenciada ante la adición del RAP a la mezcla, debido a que el RAP, tiene propiedades antiadherentes que afectarían la trabajabilidad.

5. CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos de los especímenes ensayados, con respecto al resumen mostrado en la tabla 6, podemos determinar que el diseño que puede cumplir con los requisitos para que puede emplearse en un pavimento rígido es el “DISEÑO B” con adición de 3% de RAP.

El enfoque principal de incluir materiales reciclados en la mezcla de hormigón hidráulico, dio como resultado la adición de un porcentaje máximo de RAP, que analizando el impacto ambiental que ejerce la extracción minera para la obtención de áridos que son requeridos para la elaboración de la mezcla de hormigón, en comparación con la obtención del RAP, el cual no ejerce un impacto ambiental significativo; por lo que, esto resalta la sostenibilidad de adicionar este tipo de material a los diseños de hormigón.

Sin embargo, ante los resultados obtenidos, se podría indicar que estas mezclas de hormigón con adición de RAP, se pueden utilizar para vías peatonales ya que su resistencia debido al tráfico es menor, todo depende del diseño y de la funcionalidad que se requiera en una vía, por lo general, de acuerdo a las experiencias en el uso de hormigones para pavimentos adquirida en ejecución de obras, para vías de orden menor como las peatonal, utilizan hormigones de 280 kg/cm², con su debida malla electrosoldada, u hormigones de 3,0 MPa, dependiendo de su funcionalidad; al limitar el uso de RAP, de acuerdo a los resultados obtenidos, su uso podría darse en aceras (210 kg/cm²) u hormigones que no requieran una mayor resistencia, con la finalidad de crear diseños de hormigones sostenibles.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecemos a la empresas ECUMIX S.A., GEOCIMIENTOS S.A., INDUCTROC S.A. y CONSEES S.A. quienes fueron parte fundamental para la elaboración de este estudio, quienes aportaron con adquisición de los materiales y probetas para la elaboración de todos los especímenes para cada uno de los diseños a ser ensayados, así como también a la Escuela Superior Politécnica del Litoral, la facultad en Ciencias de la Tierra, quien permitió utilizar el laboratorio para realizar los ensayos a flexión, para obtener los resultados que enfatizan esta investigación.

1. Murshed, D., Fahmy, M. y Taha, R., "Uso de pavimento asfáltico recuperado como agregado en hormigón de cemento Portland", *ACI Materials Journal*, vol. 94(3), págs. 251-256, 1997. DOI: <https://doi.org/10.14359/306>
2. Instituto Nacional de Estadística y Censos, INEC. (Agosto de 2024). Boletín Técnico N° 01-2024-Transporte. Obtenido de Ecuador en Cifras: https://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/Estadisticas_Economicas/Estadistica%20de%20Transporte/ESTRA/2023/2023_BOLETIN_ESTRA.pdf
3. Santos Montero, D. A., & Solarte Vanegas, N. C., "Evaluación de las propiedades mecánicas de una mezcla de concreto hidráulico para pavimento rígido con la inclusión de hormigón asfáltico recuperado tipo "rap"", *Investigación E Innovación En Ingenierías*, vol. 5(1), págs. 36-59. 2017. <https://doi.org/10.17081/invinno.5.1.2615>
4. Singh, S., Ransinchung, G. D., & Kumar, P., "An economical processing technique to improve RAP inclusive concrete properties", *Construction and Building Materials*, vol. 148, págs. 734-747. 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.030>
5. Abdel-Mohti, A., Shen, H., Khodair, Y., "Characteristics of self-consolidating concrete with RAP and SCM", *Construction and Building Materials*, vol. 102, págs. 564-573. 2016. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.11.007>
6. F.O. Okafor "Performance of Recycled Asphalt Pavement as Coarse Aggregate in Concrete," *Leonardo Electronic J. Prac. Techno.*, vol. 17, págs. 47-58, 2010. http://leijpt.academicdirect.org/A17/047_058.pdf
7. N. Hossiney, M. Tia, "Concrete Containing RAP for Use in Concrete Pavement," *Int. J. Pavement Res. Technol.* Vol. 3, págs. 251-258, 2010. <http://www.ijprt.org.tw/reader/pdf.php?id=120>
8. S. Al-Oraimi, H.F. Hassan and A. Hago. "Recycling of reclaimed asphalt pavement in Portland cement concrete". *J. Eng. Res.* Vol. 6, págs. 37-45, 2009. <http://dx.doi.org/10.24200/TJER.VOL6ISS1PP37-45>
9. American Society for Testing and Materials, ASTM C39/C39M-20. "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens", vol. 04.02. 2020. DOI: https://doi.org/10.1520/C0039_C0039M-18
10. American Society for Testing and Materials, ASTM C78/C78M-22. "Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)", vol. 04.02. 2022. DOI: https://doi.org/10.1520/C0078_C0078M-22
11. Instituto Bolivariano del Cemento y el Hormigón, "Manual de Construcción de Pavimentos Rígidos", Ministerio de Transporte y Obras Públicas, tomo 2. 2012. Obtenido de ministerio de transporte y obras públicas: https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/04/LOTAIP2015_tomo_2_normas.pdf
12. American Society for Testing and Materials, ASTM C31/C31M-23. "Standard Test Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field", vol. 04.02. 2023. DOI: https://doi.org/10.1520/C0031_C0031M-23
13. Montoya Vallecilla, J. O., "Elementos de concreto reforzado I". Colombia: Ediciones Unibagué. 2017. ISBN: 9789587542660, 9587542665.
14. Instituto Ecuatoriano de Normalización NTE INEN 1 855-2:2002, "Hormigones. Hormigón Preparado en Obra. Requisitos". Ecuador-Quito, Primera Edición, <https://apps.normalizacion.gob.ec/>
15. Instituto Ecuatoriano de Normalización, NTE INEN 2380:2011, "Cemento Hidráulico. Requisitos de Desempeño para Cementos Hidráulicos". Ecuador-Quito, Primera Edición, <https://apps.normalizacion.gob.ec/>
16. American Society for Testing and Materials, ASTM C33/C33M-16. "Standard Specification for Concrete Aggregates", vol. 04.02. 2020. DOI: 10.1520/C0033_C0033M-16
17. American Society for Testing and Materials, C1692-11. "Standard Practice for Construction and Testing of Autoclaved Aerated Concrete (AAC) Masonry", vol. 04.05. 2011. DOI: <https://doi.org/10.1520/C1692-11>
18. American Society for Testing and Materials, ASTM C1603-23. "Standard Test Method for Measurement of Solids in Water", vol. 04.02. 2023. DOI: <https://doi.org/10.1520/C1603-23>
19. American Society for Testing and Materials, ASTM C494/C494M-19e1. "Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete", vol. 04.02. 2019. DOI: https://doi.org/10.1520/C0494_C0494M-19E01
20. American Society for Testing and Materials, ASTM C136-06. "Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates", vol. 04.02. 2020. DOI: <https://doi.org/10.1520/C0136-06>

8

Diseño Sísmico Basado En Desempeño - Vivienda Unifamiliar

*Performance-based Seismic Design - Single-
Family Residence*

Autores

Gilbert Adrián Añazco Campoverde

Ing. Civil, Universidad Técnica de Machala, Ecuador

ganazco@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-9071-1601>

Paúl André Añazco Campoverde

Ing. Civil, Universidad Técnica de Machala, Ecuador

panazco@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0001-8981-3769>

8

Diseño Sísmico Basado En Desempeño - Vivienda Unifamiliar

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación, se realizó el diseño basado en desempeño de una vivienda unifamiliar en hormigón armado de 7 m x 15 m y tres pisos de altura (3,20 m/piso) a través de un análisis no lineal estático (pushover) en ambas direcciones X,Y, sobre suelo tipo "D" ubicada en la ciudad de Machala, Ecuador. Con este análisis se obtuvo la curva de capacidad, se calculó la ductilidad, la sobrerresistencia y el factor de reducción de respuesta "R". Además, se determinó la estabilidad global de la estructura utilizando el punto de desempeño y los espectros de respuesta elásticos ($R=1$) para el nivel de sismo frecuente (72 años), sismo ocasional (225 años), sismo raro (475 años) y sismo muy raro (2500 años) creados a partir de las curvas de peligro sísmico extraídas de la norma NEC-2015 para la ciudad en estudio. También se analizó la estabilidad local de la estructura con la generación de rótulas plásticas en los "pasos" donde se alcanza el desplazamiento objetivo. Dentro de los resultados principales, para la estabilidad global de la estructura a nivel de sismo raro en la dirección X, la estructura asegura la protección de vida, se obtuvo una ductilidad máxima de 6,63, una sobrerresistencia de 3,24 y un factor R calculado de 8,3; mientras que en la dirección Y la estructura también asegura la protección de vida, se obtuvo una ductilidad máxima de 10,49, una sobrerresistencia de 3,30 y un factor R calculado de 13,1.

Keywords: Análisis no lineal estático, diseño sísmico basado en desempeño, pushover.

ABSTRACT

In this research work, a performance-based design of a single-family reinforced concrete house measuring 7 m x 15 m with three stories (3,20 m/floor) was carried out through a nonlinear static analysis (pushover) in both X and Y directions, on type "D" soil located in the city of Machala, Ecuador. This analysis yielded the capacity curve, calculated the ductility, overstrength, and response reduction factor "R." Additionally, the global stability of the structure was determined using the performance point and elastic response spectra ($R=1$) for the frequent earthquake level (72 years), occasional earthquake level (225 years), rare earthquake level (475 years), and very rare earthquake level (2500 years), created from the seismic hazard curves extracted from the NEC-2015 standard for the city under study. The local stability of the structure was also analyzed with the formation of plastic hinges at the "steps" where the target displacement is reached. Among the main results, for the global stability of the structure at the rare earthquake level in the X direction, the structure ensures life safety, with a maximum ductility of 6,63, an overstrength of 3,24, and a calculated R factor of 8,3. In the Y direction, the structure also ensures life safety, with a maximum ductility of 10,49, an overstrength of 3,30, and a calculated R factor of 13,1.

Keywords: Nonlinear static analysis, performance-based seismic design, pushover

1. INTRODUCCIÓN

El diseño sismorresistente tradicional tiene como objetivo principal evitar el colapso de las construcciones, sin embargo, se ha observado que los daños provocados por grandes terremotos, así como las pérdidas económicas y los costos de reparación han sido excesivos e inesperadamente elevados. Esta situación ha generado una demanda de la sociedad para incorporar objetivos adicionales al diseño sismorresistente. Es así que en 1995 se presentó el documento Visión 2000 [1] el cual propone formalmente el uso del diseño basado en desempeño (DBD) y se define como una metodología donde los criterios de diseño estructural se expresan en función de alcanzar un grupo de objetivos.

Visión 2000 [1] considera cuatro niveles de amenaza sísmica: Sismo Frecuente con un $T_r=72$ años, Sismo Ocasional con $T_r=225$ años, Sismo Raro con $T_r=475$ años, Sismo Muy Raro con $T_r=2500$ años, además, define cuatro objetivos de desempeño, los que se corresponden con distintos niveles de daño en la construcción. Estos objetivos se definen de forma cualitativa como:

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

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

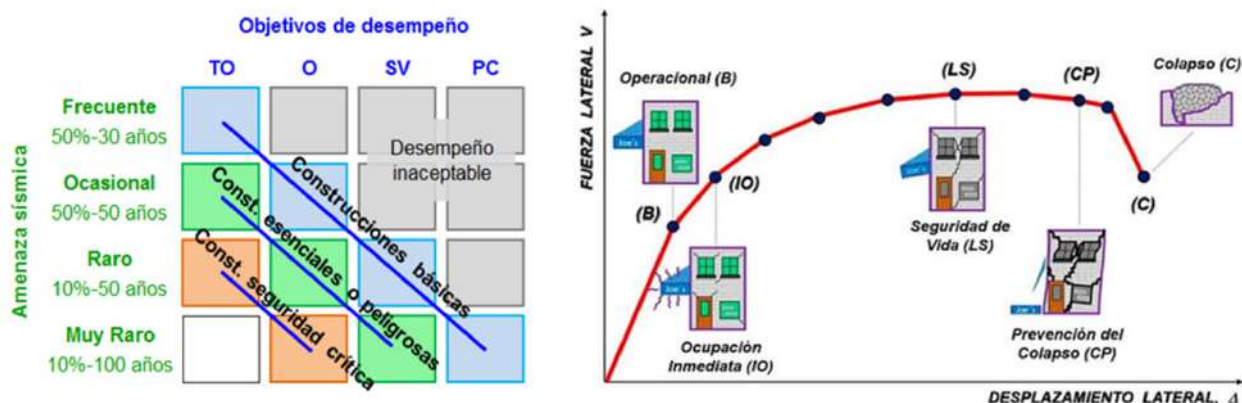


Fig. 1- Relación entre niveles de amenaza sísmica y objetivos de desempeño estructural. Fuente: [1]

Resulta conveniente relacionar el daño con indicadores vinculados al estado de deformación de la estructura, tales como desplazamientos o deformaciones específicas. Algunas propuestas de diseño por desempeño consideran como parámetro principal la distorsión de piso. Así, por ejemplo, en la Tabla 1 se presenta la relación entre niveles de desempeño y distorsión de piso propuestos por Biddah y Heidebrecht [2].

Tabla 1- Relación entre niveles de desempeño y distorsión de piso. Fuente: [2]

Nivel de desempeño	Distorsión de piso
Totalmente operativo	< 0,2%
Operativo	0,2% a 0,5%
Seguridad de vidas	0,5% a 1,5%
Prevención del colapso	1,5% a 2,5%

La ingeniería sísmica ha experimentado un cambio paradigmático en las últimas décadas, impulsado por lecciones aprendidas de terremotos devastadores y avances en el entendimiento del comportamiento no lineal de las estructuras [3]. Tradicionalmente, los códigos de construcción han adoptado enfoques prescriptivos, centrados en cumplir requisitos mínimos de resistencia mediante fórmulas simplificadas y factores de seguridad genéricos. Estos métodos, aunque útiles para estandarizar procesos, carecen de flexibilidad para adaptarse a las particularidades de cada proyecto y suelen subestimar la complejidad del comportamiento estructural bajo cargas extremas [4]. Por ejemplo, en viviendas unifamiliares, donde la geometría, materiales y condiciones del suelo varían ampliamente, un código rígido puede conducir a diseños sobredimensionados o, peor aún, insuficientemente resilientes.

El DBD, en contraste, surge como una filosofía holística que prioriza resultados específicos y cuantificables. Su objetivo no es solo evitar el colapso, sino garantizar que la estructura cumpla con niveles predefinidos de funcionalidad, seguridad y reparabilidad ante distintos escenarios sísmicos [5]. Este enfoque se alinea con la demanda creciente de construcciones sostenibles y adaptadas a riesgos locales. En el contexto de viviendas unifamiliares, el DBD permite a arquitectos e ingenieros tomar decisiones informadas, equilibrando costos, eficiencia y resiliencia, junto con la utilización de materiales tradicionales como el hormigón armado, el acero estructural o sistemas prefabricados [6].

El análisis pushover es una herramienta central en el DBD por su capacidad para evaluar el comportamiento estructural bajo cargas laterales incrementales en el rango plástico. A diferencia de los métodos lineales, que asumen un comportamiento elástico perfecto, el pushover revela cómo y dónde se forman rótulas plásticas, cómo se redistribuyen las cargas tras la fluencia y cuál es la capacidad máxima de deformación de la estructura [7]. La combinación del DBD con el análisis pushover adquiere un rol crítico en estructuras de hormigón armado, material que, aunque versátil y duradero, presenta desafíos únicos debido a su comportamiento frágil en tracción y su sensibilidad a fallas por cortante o falta de ductilidad. En viviendas unifamiliares, donde el uso de hormigón es común en cimentaciones, muros de cortante o marcos especiales, esta metodología permite superar limitaciones de los procesos normativos, garantizando un equilibrio entre seguridad, economía y desempeño sísmico [8].

El DBD en estructuras de hormigón armado abre múltiples líneas futuras de investigación que buscan optimizar su aplicación en ingeniería sísmica y resiliencia. Entre estas destacan la integración de materiales avanzados como hormigones de ultra-alto desempeño (UHPC) y refuerzos con compuestos (FRP), el desarrollo de sistemas híbridos con disipadores de energía o aislamiento basal, y la adaptación a multi-amenazas como sismos, incendios y efectos del cambio climático; además, se exploran métodos de inteligencia artificial para optimización automatizada y *digital twins* que permitan monitoreo en tiempo real [9].

Otras áreas clave incluyen la rehabilitación de estructuras existentes mediante DBD, la aplicación en contextos de bajos recursos con materiales locales y reciclados, y la actualización de normativas para sistemas innovadores [10]. Así mismo, en Chile se investiga el comportamiento sísmico de los muros estructurales de hormigón armado que son un sistema predominante en dicho país, especialmente en edificios de mediana y gran altura, debido a su alta rigidez, capacidad de disipación de energía y eficiencia en zonas sísmicas. Chile, ubicado en una de las regiones más sísmicas del mundo, ha desarrollado normativas y prácticas constructivas avanzadas que han sido puestas a prueba en terremotos recientes, como el de 2010 (8,8 Mw) [11]. El DBD se ha convertido en una herramienta clave para optimizar el comportamiento de estos muros, garantizando no solo la seguridad de los ocupantes, sino también la funcionalidad y reparabilidad de las estructuras tras eventos extremos.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

En el presente trabajo de investigación, se utilizó el software SAP2000 para realizar el DBD de una vivienda unifamiliar en hormigón armado de 7 m x 15 m y tres pisos de altura (3,20 m/piso) a través de un análisis no lineal estático (pushover) en ambas direcciones X, Y, sobre suelo tipo "D" ubicada en la ciudad de Machala, Ecuador. Esta fase previa del DBD se llevó a cabo en base a lo solicitado por el cliente en posesión de dicho terreno manifestando la necesidad de construir su propia vivienda. La resistencia a la compresión del hormigón se especificó en 210 Kg/cm², mientras que el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal y transversal se definió en 4200 Kg/cm². Como se muestra en la Fig. 2, se utilizaron columnas de 50 cm x 50 cm colocadas de forma perimetral con una distribución de 16 Φ 16 mm para acero longitudinal y estribos Φ 12 mm espaciados cada 9,5 cm a lo largo de toda la altura del elemento. Se tienen 2 tipos de vigas principales, la primera con una longitud de 7 m en sentido X de 30 cm x 40 cm con acero superior 5 Φ 16 mm y acero inferior 3 Φ 16 mm, estribos Φ 10 mm cada 8,5 cm en una distancia 2h=80 cm; la segunda con una longitud de 2,5 m en sentido Y de 30 cm x 40 cm con acero superior 2 Φ 16 mm y acero inferior 2 Φ 16 mm, estribos Φ 10 mm cada 8,5 cm en una distancia 2h=80 cm.

Dado que la geometría de la vivienda en estudio no presenta columnas centrales y, para no considerar paños de losa muy grandes en la dirección X, se decidió colocar vigas secundarias en la dirección Y ubicadas justo en la mitad, de longitud 2,5 m y sección 30 cm x 40 cm; con esta consideración, se decide utilizar un sistema de losa nervada en dos direcciones.

Para obtener el diseño preliminar de los elementos, como carga muerta se consideró el peso propio de la losa nervada en dos direcciones + 8 bloques en 320 Kg/m^2 , enlucido y masillado en 80 Kg/m^2 , cerámica de piso en 40 Kg/m^2 , mampostería en 200 Kg/m^2 , arrojando un total de Carga Muerta de 640 Kg/m^2 , mientras que, para la Carga Viva, como se le dará un uso residencial, se adoptó 200 Kg/m^2 . La estructura posee un período fundamental de $0,60\text{ s}$, una aceleración espectral elástica de $0,864\text{ g}$, factor de importancia igual a 1, coeficientes de irregularidad en planta y elevación iguales a 1. Por tratarse del diseño preliminar, y por ser un pórtico resistente a momento, se adoptó un $R=8$ en ambas direcciones X, Y (valor que será corroborado al finalizar el análisis no lineal estático), lo que arroja un coeficiente sísmico $C_s=0,1080$; se utilizó un peso sísmico de 370 Ton ($100\% \text{ CM} + 25\% \text{ CV}$) y se calculó un corte basal de diseño de 40 Ton .

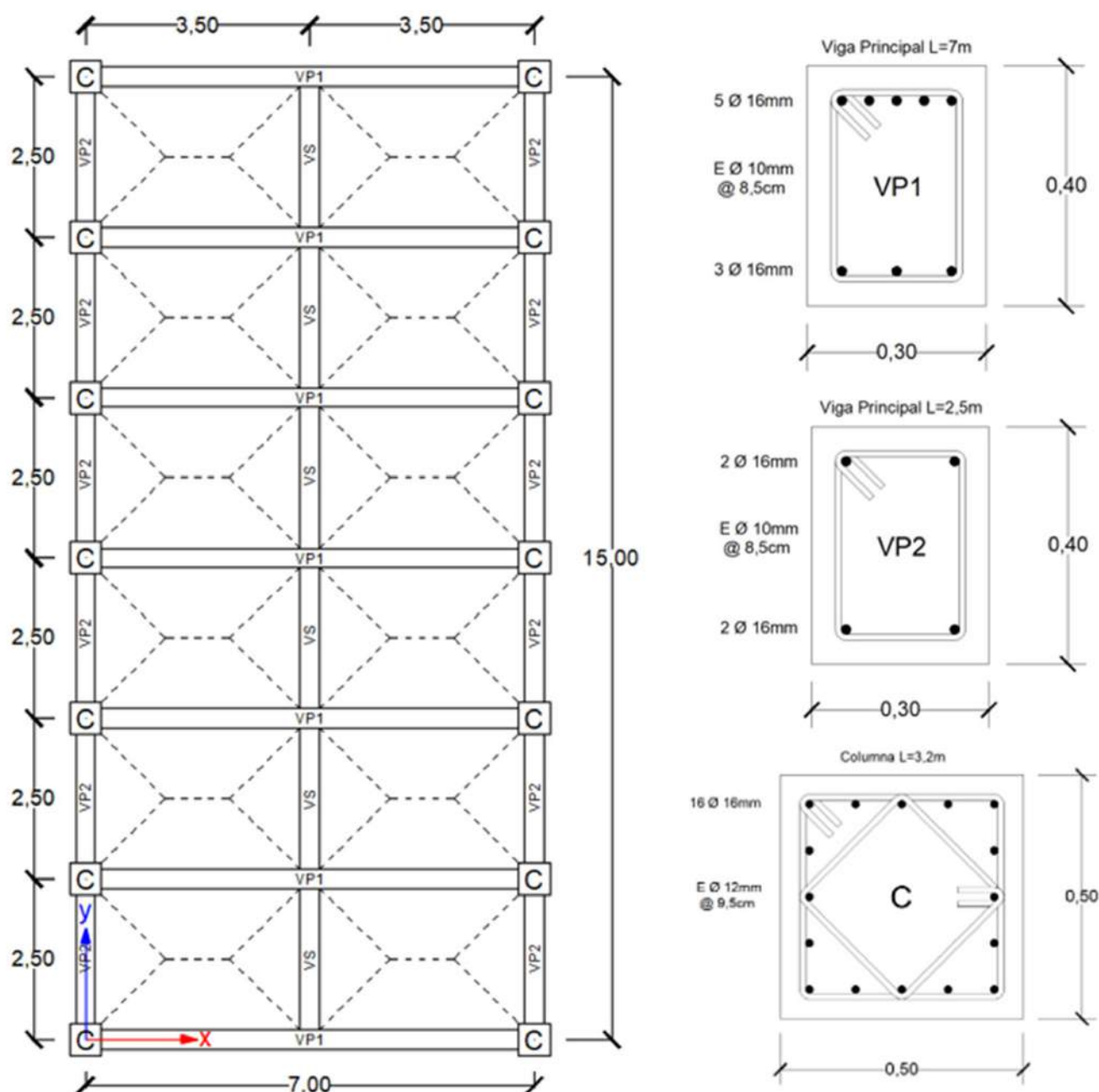


Fig. 2- Vista en planta de la vivienda y detalle de las secciones transversales de columnas y vigas principales

Para llevar a cabo el análisis no lineal estático, únicamente se modeló en el Software SAP2000 las columnas y los dos tipos de vigas principales. Las vigas secundarias fueron consideradas como cargas puntuales que actúan sobre las vigas principales. La carga muerta y viva que soporta la losa incluido su peso propio fue colocado directamente sobre las vigas que conforman el perímetro de cada paño considerando una distribución triangular y trapezoidal según corresponda, tal como se muestra en las Fig.s 2-3-4. Se asignó nudo fuerte a las conexiones entre elementos principales y se asignó diafragma rígido por piso. Se creó un patrón de carga lateral F_x, F_y en función del corte basal de diseño, siendo estas fuerzas $F_3 = 20,32 \text{ Ton}$, $F_2 = 13,27 \text{ Ton}$, $F_1 = 6,41 \text{ Ton}$. Se colocó el acero longitudinal y transversal en las vigas principales y columnas dentro del modelo de SAP2000, así como también se creó el caso de carga gravitacional no lineal CGNL (100% CM+25% CV). Se creó el caso de carga Pushover X y Pushover Y especificando que empezará luego de cargar gravitacionalmente la estructura. Se definió un nodo de techo el cual será monitorizado hasta un desplazamiento lateral correspondiente al 10% la altura de la estructura. Finalmente se asignaron las rótulas plásticas a los elementos principales procurando que estas queden en la cara de la conexión.

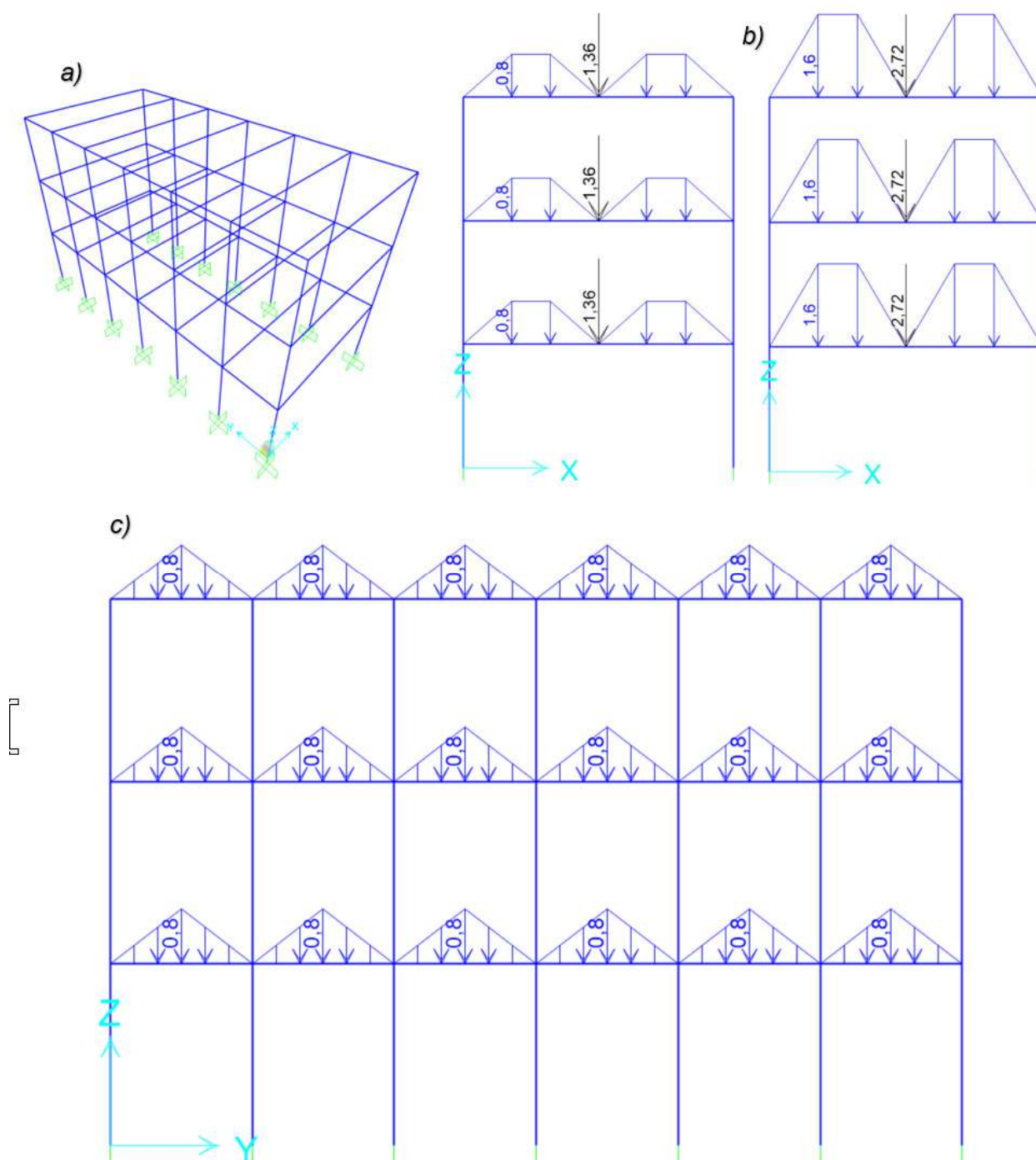


Fig. 3- a) Modelo 3D de la vivienda unifamiliar b) Vista frontal XZ de pórticos internos y externos junto con la distribución de carga muerta en toneladas sobre las vigas principales. c) Vista lateral YZ de pórticos externos junto con la distribución de carga muerta en toneladas sobre las vigas principales.

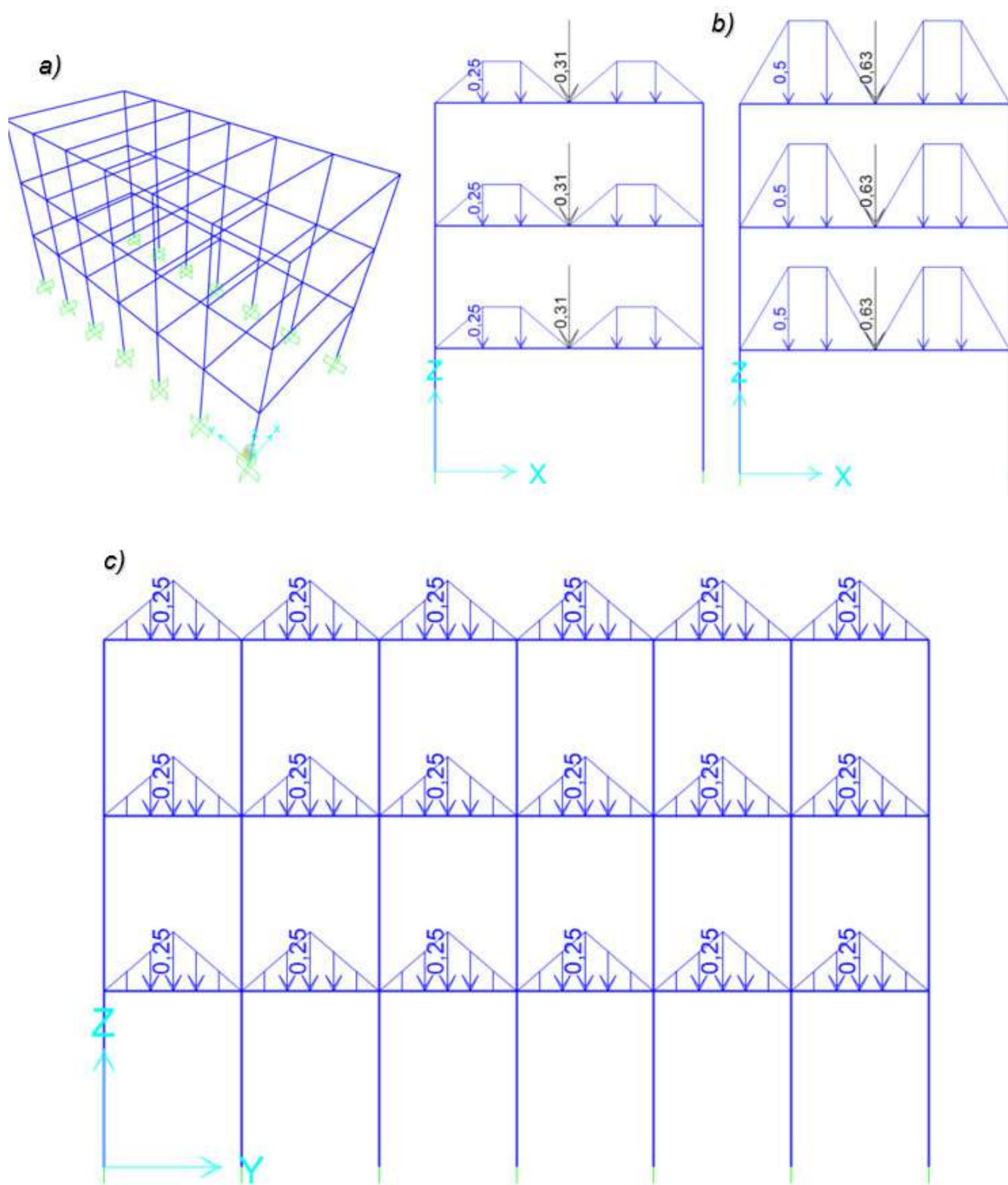


Fig. 4- a) Modelo 3D de la vivienda unifamiliar b) Vista frontal XZ de pórticos internos y externos junto con la distribución de carga viva en toneladas sobre las vigas principales. c) Vista lateral YZ de pórticos externos junto con la distribución de carga viva en toneladas sobre las vigas principales.

Con esta metodología se pretende obtener la curva de capacidad en ambas direcciones X, Y , la ductilidad, la sobrerresistencia y el factor de reducción de respuesta sísmica “ R ” de la estructura.

Además, empleando el método de bilinealización del ASCE 41 [12] se analizará la estabilidad global de la estructura utilizando el punto de desempeño y los espectros de respuesta elásticos ($R=1$) para el nivel de sismo frecuente (72 años, 50% de probabilidad de excedencia en 50 años), sismo ocasional (225 años, 20% de probabilidad de excedencia en 50 años), sismo raro (475 años, 10% de probabilidad de excedencia en 50 años) y sismo muy raro (2500 años, 2% de probabilidad de excedencia en 50 años) creados a partir de las curvas de peligro sísmico extraídas de la norma NEC-2015 [13] para la ciudad de Machala tal como se muestra en la Fig. 5.

También se analizará la estabilidad local de la estructura visualizando la generación de rótulas plásticas en los “pasos” donde se alcance el desplazamiento objetivo.

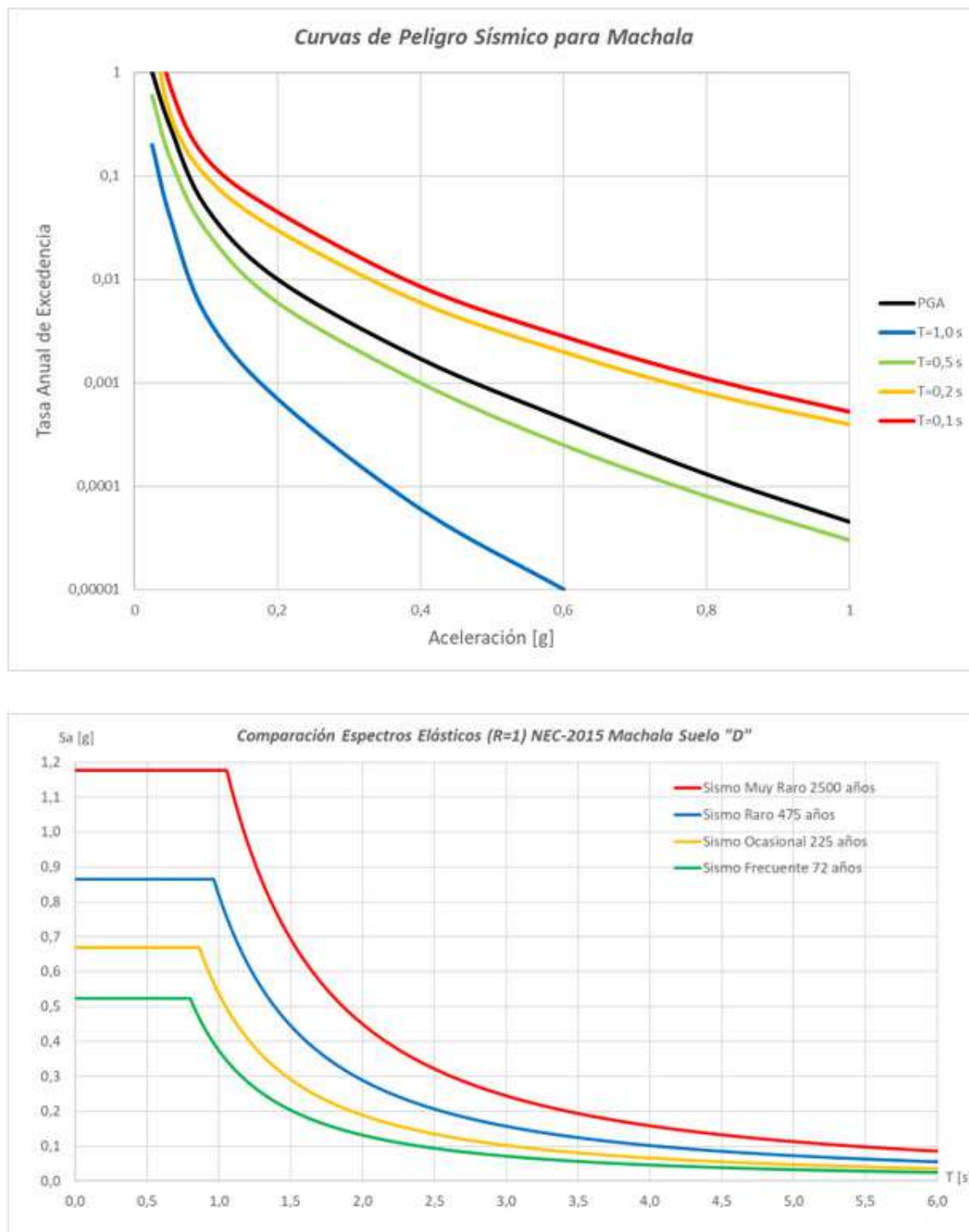


Fig. 5.- Curvas de peligro sísmico para Machala y espectros de demanda elástica ($R=1$) utilizados para los 4 niveles de amenaza. Fuente: [13]

En la Fig. 6 se presenta el criterio utilizado por Visión 2000 [1] para calcular y definir los límites de desempeño sísmico. El objetivo totalmente operativo (TO) se considera hasta no sobrepasar el desplazamiento de fluencia “ Δy ”, el objetivo operativo (O) se considera hasta no sobrepasar un 30% de la capacidad inelástica, el objetivo de protección de vida (SV) se considera hasta no sobrepasar un 60% de la capacidad inelástica, el objetivo de prevención de colapso (PC) se considera hasta no sobrepasar un 80% de la capacidad inelástica mientras que el Colapso (C) se considera cuando se sobrepasa el 80% de la capacidad inelástica. Para encontrar el punto máximo de capacidad de desplazamiento “ Δu ” en el software SAP2000, se debe incrementar el factor de escala de la amenaza sísmica que se esté analizando hasta que la pendiente de la recta bilineal se encuentre alrededor del 2% ($\text{Alfa} = 0,02$). Con este dato, para obtener la capacidad de desplazamiento inelástico “ Δp ” se debe de restar “ Δu ” menos “ Δy ”. La ductilidad máxima “ μ ” se la calcula como $\Delta u / \Delta y$, la sobrerresistencia “ Ω ” se la calcula como el corte máximo dividido para el corte de diseño, y el factor de reducción de respuesta “ R ” se lo calcula como $1,25 * \mu$. Finalmente, para considerar que el edificio sea habitable luego de ser sometido a la amenaza sísmica, la ductilidad que le queda de reserva debe ser mayor o igual al 50% de la ductilidad máxima, caso contrario, la estructura deberá ser reforzada.

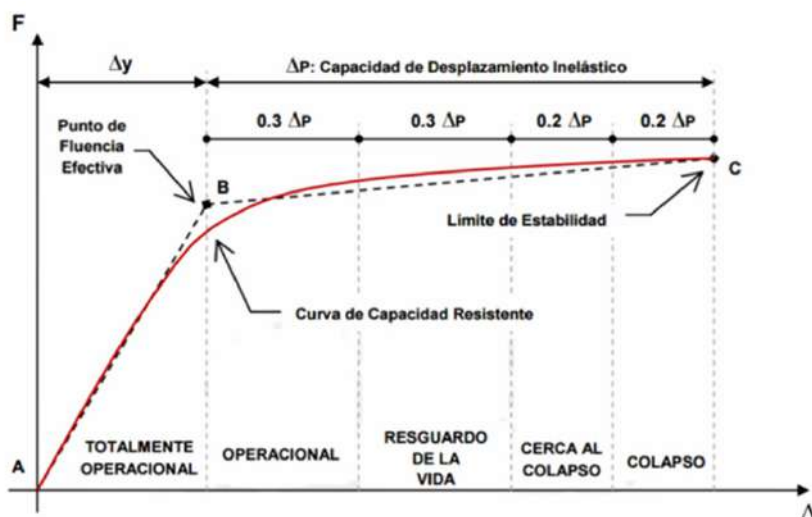


Fig. 6- Curva de capacidad idealizada y definición de los puntos de desempeño para los diferentes objetivos según la metodología de Visión 2000. Fuente: [1]

3. RESULTADOS

En las Fig.s 7-10 se presentan los resultados para la estabilidad global de la estructura utilizando el caso Pushover X considerando los cuatro niveles de amenaza sísmica y el desplazamiento objetivo.

Amenaza	Sismo Frecuente	
Fluencia [cm]	6,04	0,0
	6,04	138,9
Desempeño [cm]	10,94	0,0
	10,94	138,9
IO [cm]	17,80	0,0
	17,80	138,9
LS [cm]	29,57	0,0
	29,57	138,9
CP [cm]	37,41	0,0
	37,41	138,9
Colapso [cm]	45,25	0,0
	45,25	138,9
Ductilidad μ MAXIMA	7,49	
Ductilidad μ DEMANDA	1,81	
Ductilidad μ RESERVA	5,68	
Edificio Habitable		
V elastico [Ton]	320,0	
V maximo [Ton]	129,8	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Ω	3,24	
Factor de Reduccion R	9,4	

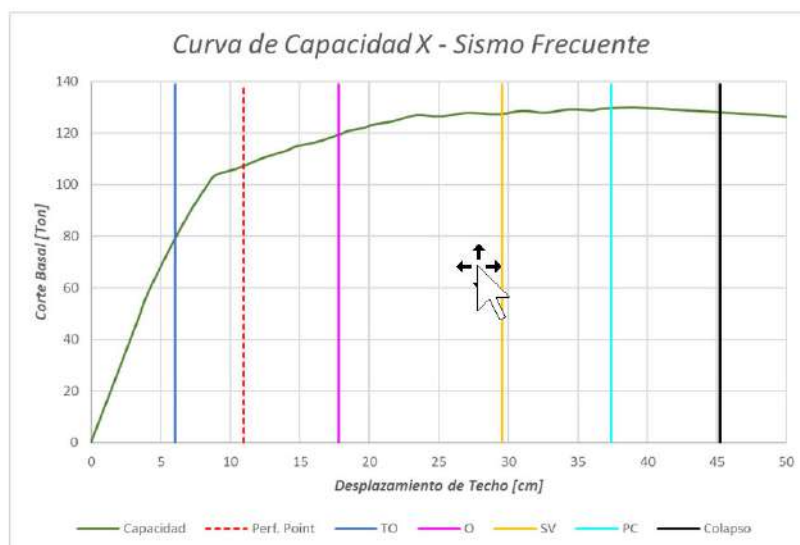


Fig. 7- Punto de desempeño y curva pushover X para el nivel de sismo frecuente.

Amenaza	Sismo Ocasional	
Fluencia [cm]	6,52	0,0
	6,52	138,9
Desempeño [cm]	14,14	0,0
	14,14	138,9
IO [cm]	18,14	0,0
	18,14	138,9
LS [cm]	29,76	0,0
	29,76	138,9
CP [cm]	37,50	0,0
	37,50	138,9
Colapso [cm]	45,25	0,0
	45,25	138,9
Ductilidad μ MAXIMA	6,94	
Ductilidad μ DEMANDA	2,17	
Ductilidad μ RESERVA	4,77	
Edificio Habitable		
V elastico [Ton]	320,0	
V maximo [Ton]	129,8	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Ω_0	3,24	
Factor de Reduccion R	8,7	

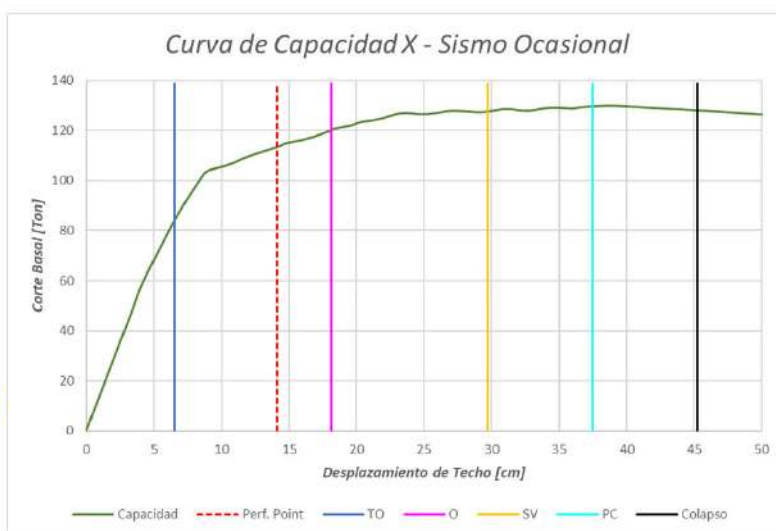


Fig. 8- Punto de desempeño y curva pushover X para el nivel de sismo ocasional.

Amenaza	Sismo Raro	
Fluencia [cm]	6,82	0,0
	6,82	138,9
Desempeño [cm]	18,50	0,0
	18,50	138,9
IO [cm]	18,35	0,0
	18,35	138,9
LS [cm]	29,88	0,0
	29,88	138,9
CP [cm]	37,56	0,0
	37,56	138,9
Colapso [cm]	45,25	0,0
	45,25	138,9
Ductilidad μ MAXIMA	6,63	
Ductilidad μ DEMANDA	2,71	
Ductilidad μ RESERVA	3,92	
Edificio Habitable		
V elastico [Ton]	320,0	
V maximo [Ton]	129,8	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Ω	3,24	
Factor de Reducción R	8,3	

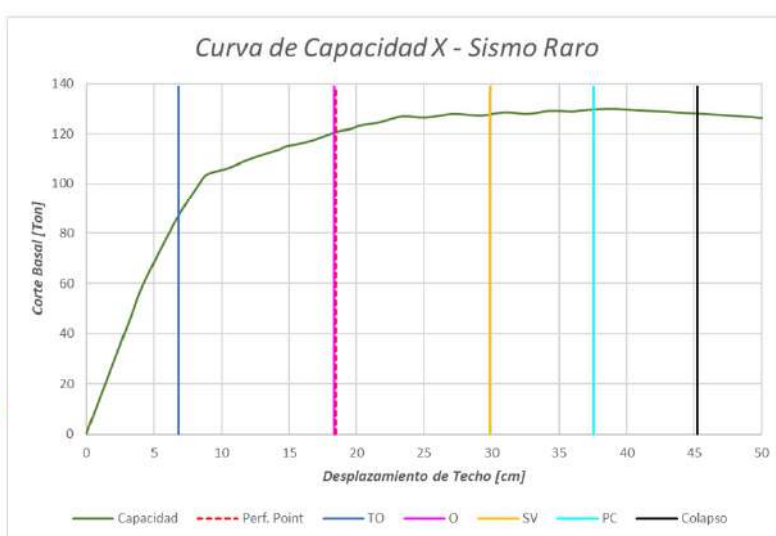


Fig. 9- Punto de desempeño y curva pushover X para el nivel de sismo raro.

Amenaza	Sismo Muy Raro	
Fluencia [cm]	7,51	0,0
	7,51	138,9
Desempeño [cm]	26,05	0,0
	26,05	138,9
IO [cm]	18,83	0,0
	18,83	138,9
LS [cm]	30,15	0,0
	30,15	138,9
CP [cm]	37,70	0,0
	37,70	138,9
Colapso [cm]	45,25	0,0
	45,25	138,9
Ductilidad μ MAXIMA	6,03	
Ductilidad μ DEMANDA	3,47	
Ductilidad μ RESERVA	2,56	
El Edificio debe ser Reforzado		
V elastico [Ton]	320,0	
V maximo [Ton]	129,8	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Ω_0	3,24	
Factor de Reduccion R	7,5	

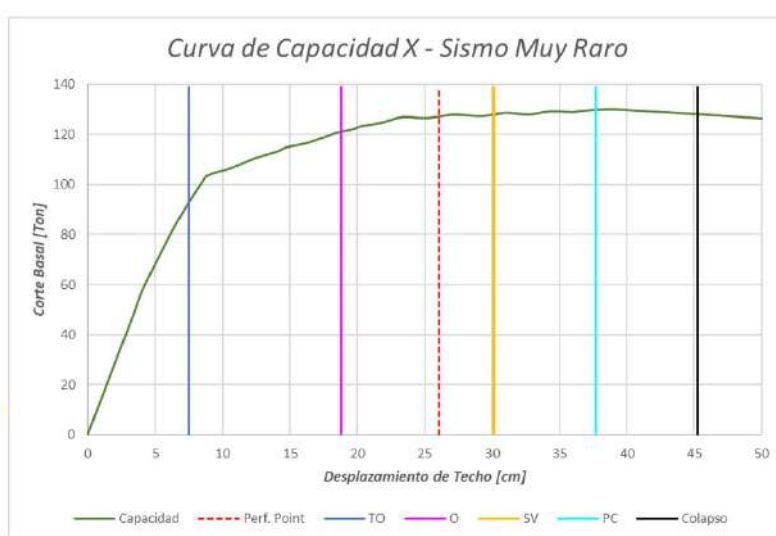


Fig. 10- Punto de desempeño y curva pushover X para el nivel de sismo muy raro.

En las Fig.s 11-14 se presentan los resultados para la estabilidad global de la estructura utilizando el caso Pushover Y considerando los cuatro niveles de amenaza sísmica y el desplazamiento objetivo.

Amenaza	Sismo Frecuente	
Fluencia [cm]	1,52	0,0
	1,52	138,5
Desempeño [cm]	3,71	0,0
	3,71	138,5
IO [cm]	6,71	0,0
	6,71	138,5
LS [cm]	11,91	0,0
	11,91	138,5
CP [cm]	15,37	0,0
	15,37	138,5
Colapso [cm]	18,83	0,0
	18,83	138,5
Ductilidad μ MAXIMA	12,39	
Ductilidad μ DEMANDA	2,44	
Ductilidad μ RESERVA	9,95	
Edificio Habitable		
V elástico [Ton]	320,0	
V máximo [Ton]	131,9	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Q_0	3,30	
Factor de Reducción R	15,5	

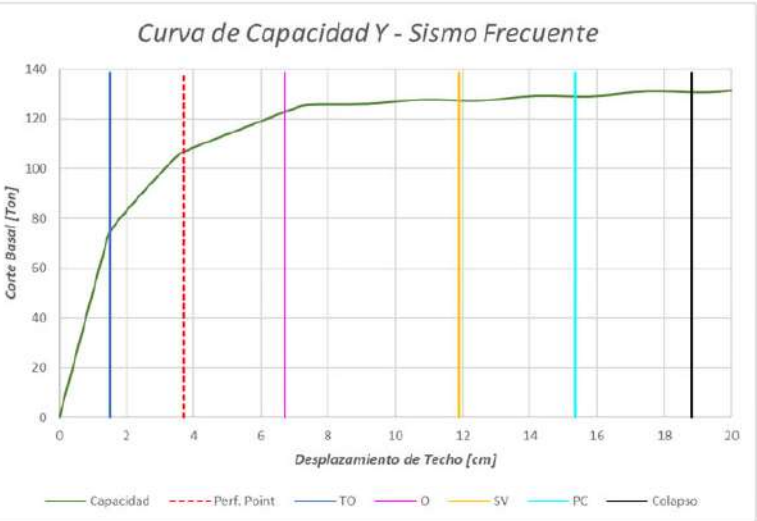


Fig. 11- Punto de desempeño y curva pushover Y para el nivel de sismo frecuente.

Amenaza	Sismo Ocasional	
Fluencia [cm]	1,69	0,0
	1,69	138,5
Desempeño [cm]	4,98	0,0
	4,98	138,5
IO [cm]	6,81	0,0
	6,81	138,5
LS [cm]	11,94	0,0
	11,94	138,5
CP [cm]	15,35	0,0
	15,35	138,5
Colapso [cm]	18,77	0,0
	18,77	138,5
Ductilidad μ MAXIMA	11,11	
Ductilidad μ DEMANDA	2,95	
Ductilidad μ RESERVA	8,16	
Edificio Habitable		
V elástico [Ton]	320,0	
V máximo [Ton]	131,9	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Q_0	3,30	
Factor de Reducion R	13,9	

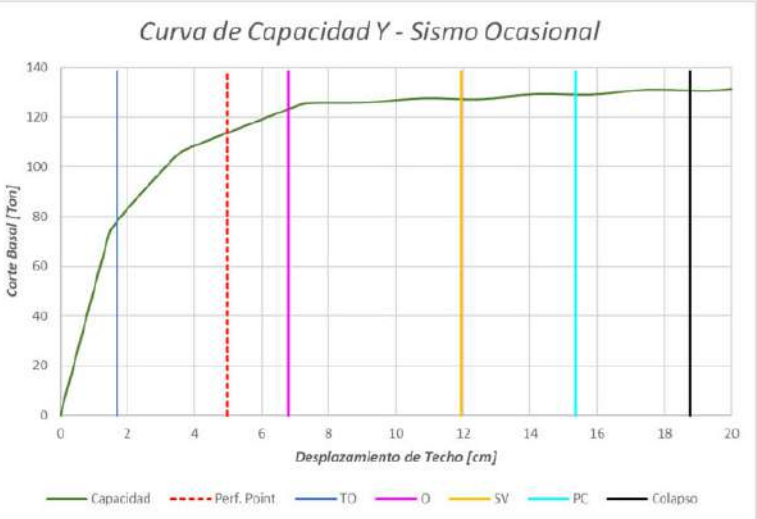


Fig. 12- Punto de desempeño y curva pushover Y para el nivel de sismo ocasional.

Amenaza	Sismo Raro	
Fluencia [cm]	1,79	0,0
	1,79	138,5
Desempeño [cm]	6,91	0,0
	6,91	138,5
IO [cm]	6,88	0,0
	6,88	138,5
LS [cm]	11,98	0,0
	11,98	138,5
CP [cm]	15,37	0,0
	15,37	138,5
Colapso [cm]	18,77	0,0
	18,77	138,5
Ductilidad μ MAXIMA	10,45	
Ductilidad μ DEMANDA	3,85	
Ductilidad μ RESERVA	6,63	
Edificio Habitable		
V elástico [Ton]	320,0	
V máximo [Ton]	131,9	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Q_0	3,30	
Factor de Reducción R	13,1	

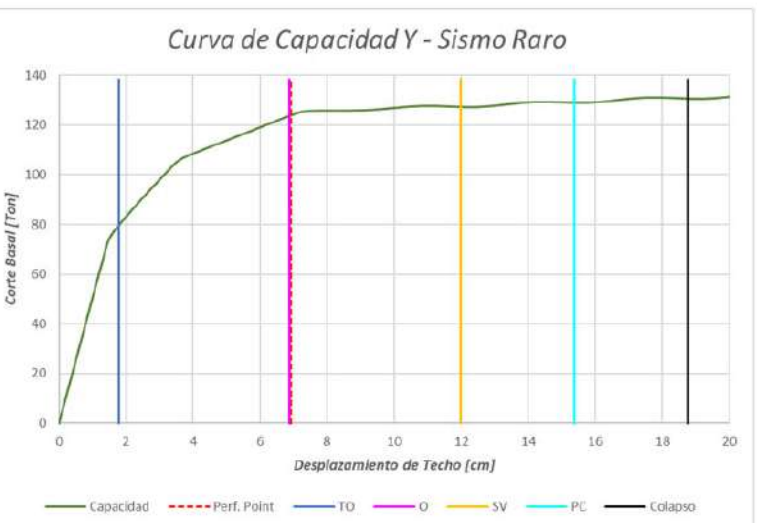


Fig. 13- Punto de desempeño y curva pushover Y para el nivel de sismo raro.



Amenaza	Sismo Muy Raro	
Fluencia [cm]	2,04	0,0
	2,04	138,5
Desempeño [cm]	10,17	0,0
	10,17	138,5
IO [cm]	7,07	0,0
	7,07	138,5
LS [cm]	12,10	0,0
	12,10	138,5
CP [cm]	15,45	0,0
	15,45	138,5
Colapso [cm]	18,80	0,0
	18,80	138,5
Ductilidad μ MAXIMA	9,22	
Ductilidad μ DEMANDA	4,99	
Ductilidad μ RESERVA	4,23	
El Edificio deber ser Reforzado		
V elastico [Ton]	320,0	
V maximo [Ton]	131,9	
V diseño [Ton]	40,0	
Sobrerresistencia Ω_0	3,30	
Factor de Reduccion R	11,5	

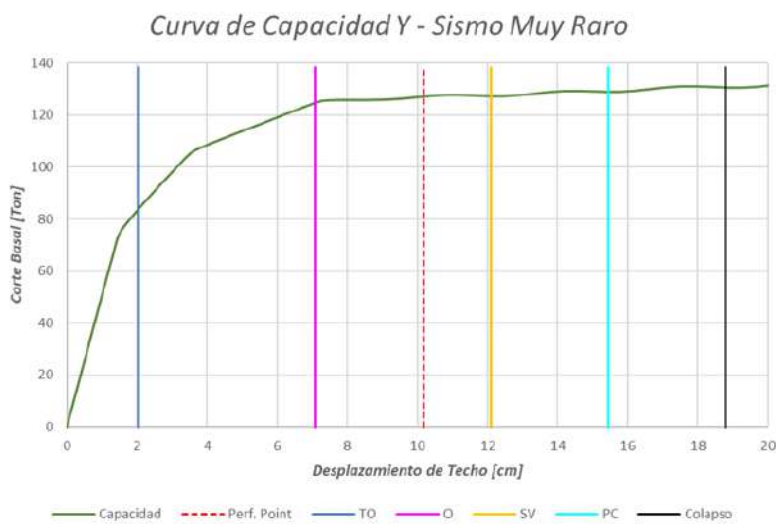


Fig. 14- Punto de desempeño y curva pushover Y para el nivel de sismo muy raro.

Dentro de los resultados principales, para la estabilidad global de la estructura en la dirección X, se obtuvo un $V_{max} = 129,8$ Ton y un factor de sobrerresistencia $\Omega_x = 3,24$. Para el nivel de sismo frecuente, la estructura cumple el objetivo de desempeño operacional (ductilidad máxima: 7,49, ductilidad de demanda: 1,81, ductilidad de reserva: 5,68, $R = 9,4$.) lo que garantiza muy poco daño y condiciones elevadas de seguridad. Para el nivel de sismo ocasional la estructura cumple el objetivo de desempeño operacional (ductilidad máxima: 6,94, ductilidad de demanda: 2,17, ductilidad de reserva: 4,77, $R = 8,7$) lo que garantiza que la estructura puede ser habitada luego del terremoto. En el nivel de sismo raro, se alcanzó el nivel de protección la vida (ductilidad máxima: 6,63, ductilidad de demanda: 2,71, ductilidad de reserva: 3,92, $R = 8,3$) manteniendo condiciones seguras para los ocupantes. Sin embargo, para el nivel de sismo muy raro, aunque se preservó la seguridad (ductilidad máxima: 6,03, ductilidad de demanda: 3,47, ductilidad de reserva: 2,56, $R = 7,5$) la reserva de ductilidad insuficiente indica la necesidad de refuerzo estructural tras pasar la amenaza.

Para la estabilidad global de la estructura en la dirección Y, se obtuvo un $V_{max} = 131,9$ Ton y un factor de sobrerresistencia $\Omega_y = 3,30$. Para el nivel de sismo frecuente, la estructura satisface el objetivo de desempeño operacional (ductilidad máxima: 12,39, ductilidad de demanda: 2,44, ductilidad de reserva: 9,95, $R = 15,5$) lo que garantiza muy poco daño y condiciones elevadas de seguridad. Para el nivel de sismo ocasional la estructura satisface el objetivo de desempeño operacional (ductilidad máxima: 11,11, ductilidad de demanda: 2,95, ductilidad de reserva: 8,16, $R = 13,9$) lo que garantiza que la estructura puede ser habitada luego del terremoto. En el nivel de sismo raro, se alcanzó el nivel de protección de vida (ductilidad máxima: 10,49, ductilidad de demanda: 3,86, ductilidad de reserva: 6,63, $R = 13,1$) manteniendo condiciones seguras para los ocupantes. Sin embargo, para el nivel de sismo muy raro, aunque se preservó la seguridad (ductilidad máxima: 9,22, ductilidad de demanda: 4,99, ductilidad de reserva: 4,23, $R = 11,5$) la reserva de ductilidad insuficiente indica la necesidad de refuerzo estructural tras pasar la amenaza.

En lo que respecta a los desplazamientos objetivos, en la dirección X se tiene, para el sismo frecuente 10,94 cm, para el sismo ocasional 14,14 cm, para el sismo raro 18,50 cm, para el sismo muy raro 26,05 cm. En la dirección Y se tiene, para el sismo frecuente 3,71 cm, para el sismo ocasional 4,98 cm, para el sismo raro 6,91 cm, para el sismo muy raro 10,17 cm.

En la Fig. 15 se presenta los resultados para la estabilidad local de la estructura utilizando el caso Pushover X considerando los cuatro niveles de amenaza sísmica y el desplazamiento objetivo.

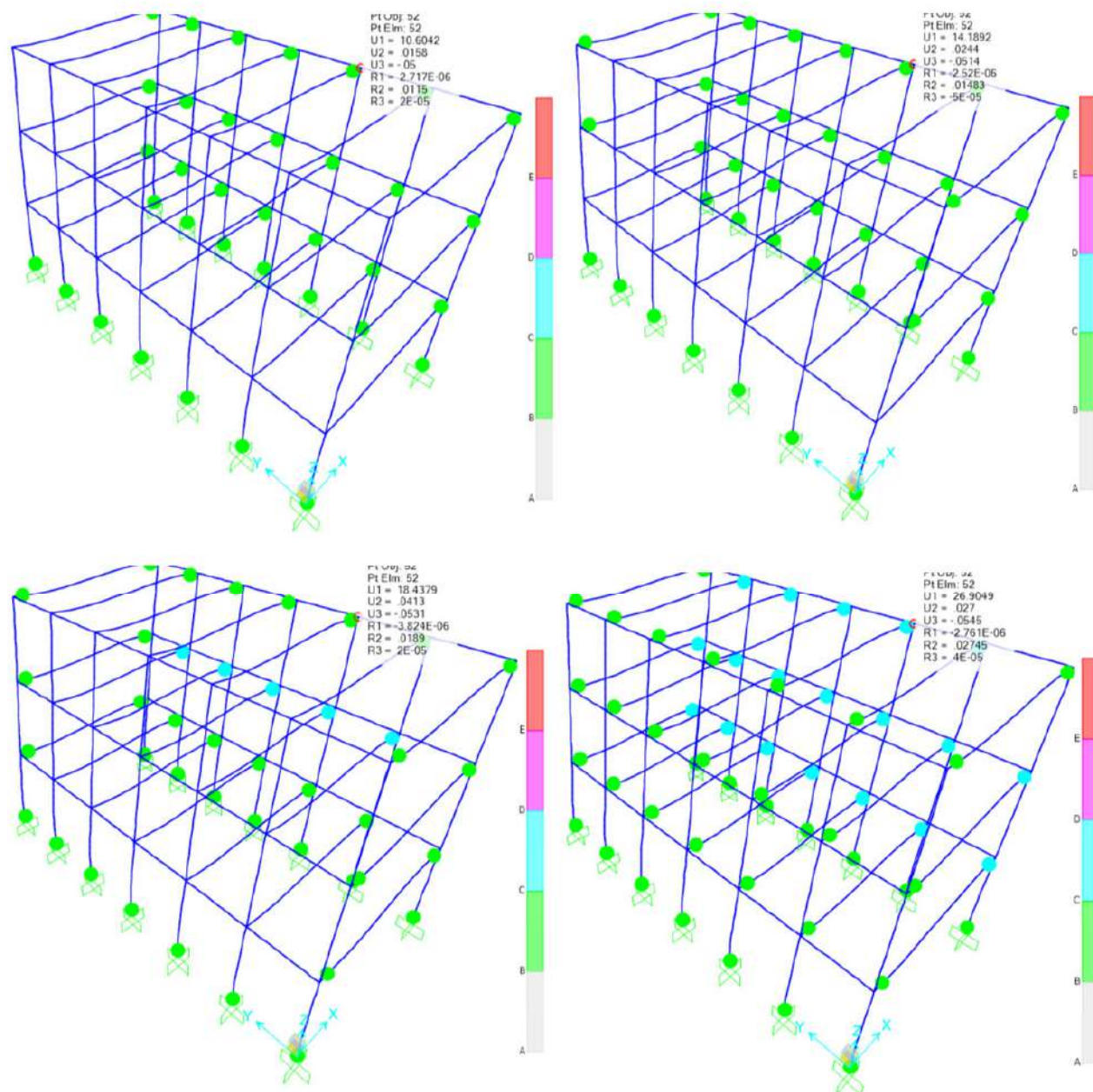


Fig. 15- Distribución de desplazamientos en cm y formación de rótulas plásticas en la dirección X para los 4 niveles de amenaza sísmica.

En la Fig. 16 se presenta los resultados para la estabilidad local de la estructura utilizando el caso Pushover Y considerando los cuatro niveles de amenaza sísmica y el desplazamiento objetivo.

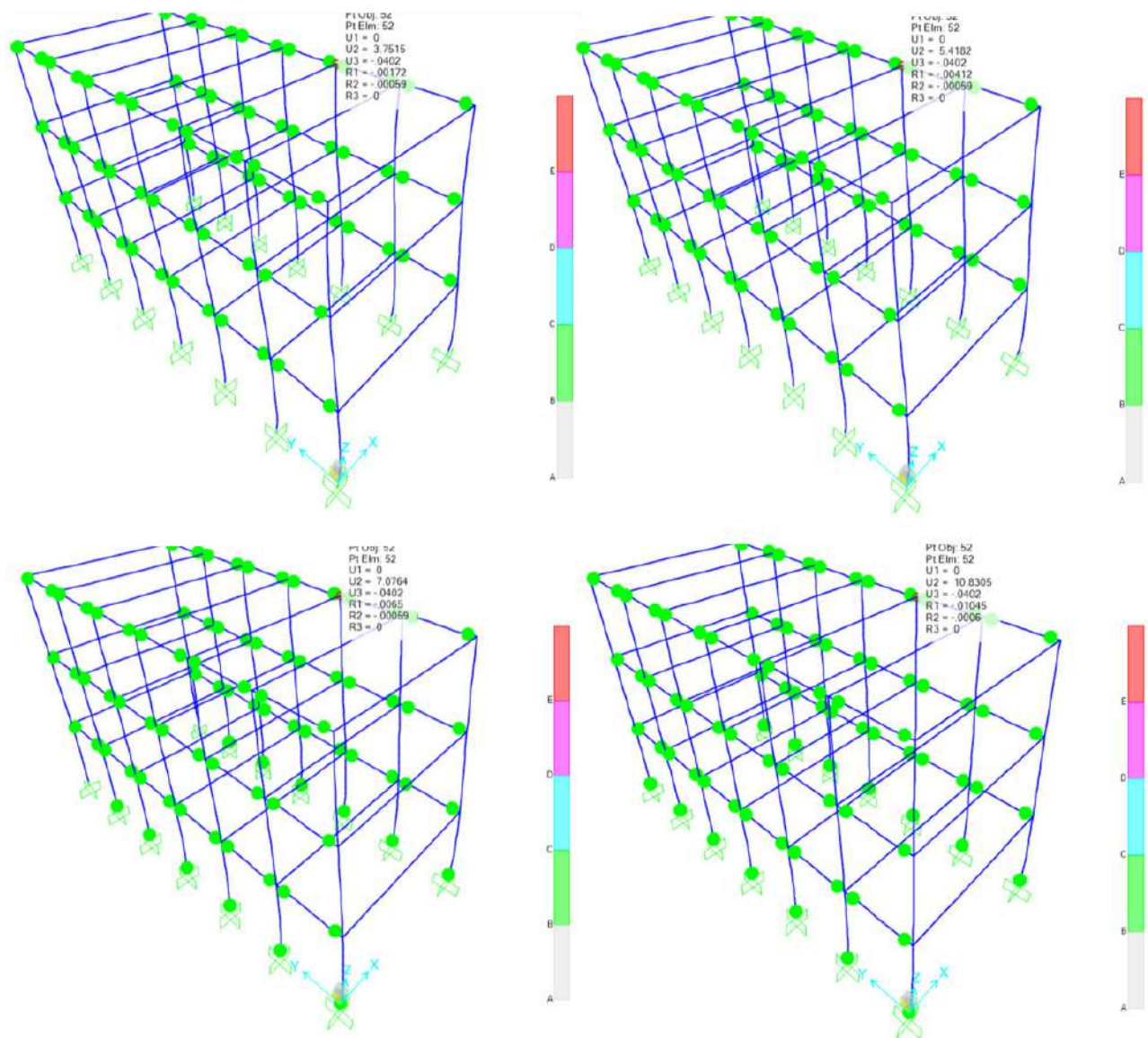


Fig. 16. Distribución de desplazamientos en cm y formación de rótulas plásticas en la dirección Y para los 4 niveles de amenaza sísmica.

Tomando como referencia la Fig. 17, al analizar la estabilidad local de la estructura, se puede apreciar que para el caso pushover X, al momento de alcanzar el desplazamiento objetivo, a nivel de sismo frecuente y sismo ocasional se generan rótulas plásticas en el rango B-C de la curva del ASCE 41 [12], lo que quiere decir que se entra en el rango inelástico, existe daño con deformaciones permanentes mientras se consume la ductilidad. En este tramo no se pierde resistencia, únicamente hay degradación de rigidez. Para el nivel de sismo raro y sismo muy raro, se presentan rótulas plásticas en el rango C-D de la curva [12], lo que quiere decir que se ha consumido toda la ductilidad, existe daño local remanente y se pierde resistencia hasta llegar a un valor residual.

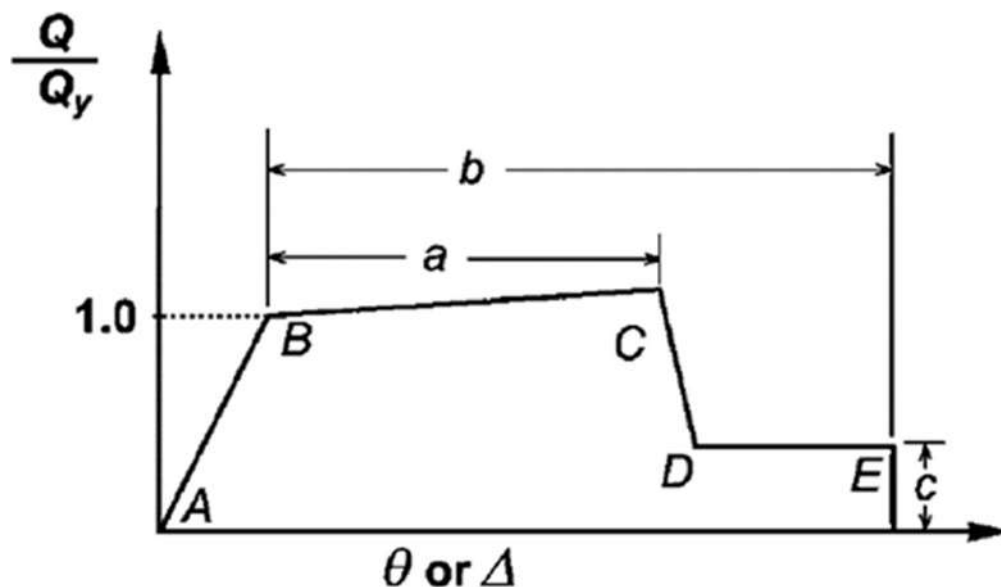


Fig. 17- Rango de daño en rótulas plásticas acorde con la metodología de ASCE 41. Fuente: [12]

Para el caso pushover Y, al momento de alcanzar el desplazamiento objetivo, a nivel de sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro, se generan rótulas plásticas en el rango B-C de la curva [12], lo que quiere decir que se entra en el rango inelástico, los elementos empiezan a dañarse mientras se consume la ductilidad; en este tramo no se pierde resistencia, únicamente hay degradación de rigidez.

4. CONCLUSIONES

En la presente investigación se debe destacar que, para el diseño preliminar de los elementos se utilizó un factor de reducción de respuesta sísmica $R=8$ por tratarse de pórticos resistentes a momento como recomienda ASCE/SEI 07 [14] y un coeficiente de amplificación de desplazamientos $C_d=0,75$ $R=6,0$ en contraposición a lo que sugiere el código americano [14] de $C_d=5,5$.

En cuanto a la estabilidad global de la estructura, una vez finalizado el análisis no lineal estático, para el nivel de sismo raro (terremoto para el cual se diseña actualmente en la normativa sismorresistente NEC-2015 [13]) se obtuvo en la dirección X un $R=8,3$ mientras que en la dirección Y se obtuvo un $R=13,1$; esto quiere decir que el “R” supuesto inicialmente fue el adecuado para ambas direcciones, lo cual garantiza una adecuada ductilidad en el diseño de los elementos principales y asegura el objetivo de proteger la vida. Esto permite que la edificación pueda ser habitada tras superar la amenaza sísmica.

El elevado valor del factor R en el sentido Y radica en que, para esa dirección se tiene una mayor inercia dada la configuración geométrica de la vivienda, lo que me permite reducir las fuerzas internas con las que pueden ser diseñados los elementos. Así mismo, los factores de sobrerresistencia calculados $\Omega_x=3,24$ y $\Omega_y=3,30$ son ligeramente superiores al factor $\Omega_o=3,0$ que recomienda el código americano ASCE/SEI 07 [14] para este tipo de sistema estructural, por lo tanto, se validan todos estos factores para el diseño sísmico de pórticos resistentes a momento.

En lo que respecta a la estabilidad local de la estructura, se puede apreciar que, para la dirección X en el momento de alcanzar el desplazamiento objetivo a nivel de sismo raro se presentan algunas rótulas plásticas en los extremos de las vigas principales de 7 m de longitud del segundo entrepiso ubicadas en el rango C-D de la curva del código ASCE/SEI 41 [12], lo que quiere decir que se ha consumido toda la ductilidad, existe daño local remanente y se pierde resistencia hasta llegar a un valor residual.

Para la dirección Y, en el momento de alcanzar el desplazamiento objetivo a nivel de sismo raro, se generan rótulas plásticas en el rango B-C de la curva del código ASCE/SEI 41 [12], lo que quiere decir que se entra en el rango inelástico, los elementos empiezan a dañarse mientras se consume la ductilidad; en este tramo no se pierde resistencia, únicamente hay degradación de rigidez.

1. Structural Engineers Association of California (SEAOC), Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings. Sacramento, CA: SEAOC, 1995. [En línea]. Disponible en: <https://seaoc.org/>
2. A. Biddah y A. C. Heidebrecht, "Seismic Performance of Moment-Resisting Steel Frame Structures Designed for Different Levels of Seismic Hazard", *Earthq. Spectra*, vol. 14, núm. 4, pp. 597–627, nov. 1998, doi: <https://doi.org/10.1193/1.1586018>
3. L. Shen, G. Yuting, W. Hongchen, D. Ningjun, y T. Jianbo, "Response modification factor of high strength steel frame with D-eccentric brace using improved pushover analysis method", *Structures*, vol. 55, pp. 1732–1762, sep. 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.06.128>
4. S. Ji, F. Li, Y. Li, y Z. Ma, "Comparative Study Between Moment-Resisting Structure Using Performance-Based Method and Isolated Structure in School Building", en *Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, vol. 533, B. Sadan, C. Tuzun, y M. Erdik, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 533., Cham: Springer Nature Switzerland, 2024, pp. 428–439. doi: https://doi.org/10.1007/978-3-031-66888-3_34
5. S. D'Amore y S. Pampanin, "Displacement-based seismic retrofit of reinforced concrete buildings through low-damage exoskeletons", *Eng. Struct.*, vol. 322, p. 119209, ene. 2025, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.119209>
6. K. Y. M. Almajhali, M. He, W. Alhaddad, y Y. Halabi, "Evolutionary Strategy for Performance-Based Seismic Design of High-Rise Structures: Novel Methodologie and Efficiency Analysis", en *Computational and Experimental Simulations in Engineering*, vol. 175, K. Zhou, Ed., en *Mechanisms and Machine Science*, vol. 175., Cham: Springer Nature Switzerland, 2025, pp. 763–777. doi: https://doi.org/10.1007/978-3-031-81673-4_57
7. R. Arvind, M. Helen Santhi, G. Malathi, y V. Vasugi, "Performance-Based Seismic Analysis of RC Multi-storey Framed Building Equipped with Dampers", en *Emerging Trends in Composite Structures*, vol. 387, Md. A. Mannan, R. Sathyanathan, N. Umamaheswari, y H. S. Chore, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 387., Singapore: Springer Nature Singapore, 2024, pp. 431–437. doi: https://doi.org/10.1007/978-981-99-6175-7_39
8. L. Guo, J. Wang, W. Wang, y H. Wang, "Performance-based seismic design and vulnerability assessment of concrete frame retrofitted by metallic dampers", *Structures*, vol. 57, p. 105073, nov. 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105073>
9. M. Noruzvand, M. Mohebbi, y K. Shakeri, "Performance-based seismic design of low-rise steel moment-resisting frames targeting collapse fragility curve", *Structures*, vol. 70, p. 107630, dic. 2024, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.107630>
10. Y. Ma, J. Yang, y X. Ma, "Response Modification Factor of High-Strength Steel Frames with D-Eccentric Brace Using the IDA Method", *Buildings*, vol. 14, núm. 6, p. 1619, jun. 2024, doi: <https://doi.org/10.3390/buildings14061619>
11. B. Suquillo, F. Rojas, y L. M. Massone, "Seismic Performance Evaluation of a Chilean RC Building Damaged during the Mw8.8 Chile Earthquake", *Buildings*, vol. 14, núm. 4, p. 1028, abr. 2024, doi: <https://doi.org/10.3390/buildings14041028>
12. ASCE/SEI 41, American Society of Civil Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 41a ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2014. doi: <https://doi.org/10.1061/9780784412855>
13. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-2015. [En línea]. Disponible: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
14. ASCE/SEI 07, American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 7a ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017. doi: <https://doi.org/10.1061/9780784414248>