



**Pontificia Universidad
Católica del Ecuador**
Seréis mis testigos

MANABÍ

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

SEDE MANABÍ

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

TRABAJO DE TITULACIÓN

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES
RESIDENCIALES CON MADERA MELINA (*Gmelina arborea*) PROCEDENTE DE
MANABÍ.**

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

**DISEÑO, INFRAESTRUCTURA Y SISTEMAS SOCIALES Y AMBIENTALES
PARA UN HÁBITAT SOSTENIBLE.**

SUBLÍNEA DE INVESTIGACIÓN

**AMBIENTE, CIUDAD, TERRITORIO Y SOCIEDAD PARA UN HÁBITAT
SOSTENIBLE, PLANIFICADO, INCLUSIVO Y SEGURO.**

PREVIO AL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

AUTOR

MIGUEL EMILIO CABAL MALDONADO

TUTOR

MG., JUAN FERNANDO QUIROZ ALONZO

PORTOVIEJO, AGOSTO 2025

Certificado del trabajo de integración curricular

Mg. Yandri Xavier Vélez Molina

Coordinador de la carrera de Ingeniería Civil

CERTIFICA

En mi calidad de tutor del trabajo de integración curricular, certifico haber revisado el presente manuscrito de investigación, el mismo que se ajusta a las normas vigentes de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador Sede Manabí, cumpliendo la Normativa del Trabajo de Integración Curricular; en consecuencia, es apto para su presentación y sustentación

(F)_____

Mg. Juan Fernando Quiroz Alonzo

C.I 1310179492

Acta de aprobación del tribunal

El jurado examinador aprueba el presente trabajo de integración curricular en nombre de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Sede Manabí

(F) _____

Mg. Juan Fernando Quiroz Alonzo

Primer lector

(F) _____

Mg. Jorge Marconi Cevallos Zambrano

Segundo lector

(F) _____

Mg. María Tatiana Ordoñez Zambrano

Tercer lector

Declaración de Originalidad

Este manuscrito no contiene ningún tipo de material que ha sido aceptado para la obtención de un título universitario en otra institución, excepto en forma de información de soporte que ha sido debidamente citada en mi trabajo.

Este trabajo es de total responsabilidad del autor, quien declara bajo juramento que ninguna sección de este trabajo de integración curricular infringe los derechos de autor de nadie

(F)_____

Miguel Emilio Cabal Maldonado

C.I. 1351904568

Dirección: Cdla. Los eléctricos, Manta

Correo electrónico: mcabal4568@pucesm.edu.ec

Celular: 0998402668

Declaración de derechos de autor

Autorizo a la Pontificia Universidad Católica del Ecuador a distribuir este manuscrito de investigación en medios físicos y electrónicos con el fin de promover la divulgación de mis resultados a la comunidad científica y a la sociedad en general. Adicionalmente autorizo el uso de los contenidos de esta investigación como bibliografía para fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, citando como fuente de información al autor de este trabajo

(F)_____

Miguel Emilio Cabal Maldonado

C.I. 1351904568

Dirección: Cdla. Los eléctricos, Manta

Correo electrónico: mcabal4568@pucesm.edu.ec

Celular: 0998402668

Dedicatoria

A mis padres, Holger y Tania,
por ser mi base firme y mi mayor inspiración. Gracias por su amor incondicional, por su esfuerzo incansable y por enseñarme, con su ejemplo, el valor del trabajo honesto, la perseverancia y la humildad. Esta meta alcanzada también es suya.

Y a mi hermano Esteban,
por acompañarme en este camino con su presencia. Gracias por ser parte también de este proceso, este logro también es para ti, con la esperanza de que algún día sigas tus propios sueños con la misma determinación. Con todo mi amor y gratitud.

Agradecimientos

Expreso mi sincero agradecimiento a todas las personas que, de una u otra manera, contribuyeron al desarrollo de mi formación profesional y a la culminación de este trabajo de titulación.

A mis padres, Holger y Tania, gracias por su amor incondicional, por cada sacrificio, cada palabra de aliento y por ser mi mayor soporte. Por su constante apoyo, por inculcarme valores fundamentales durante toda mi carrera.

A mi hermano Esteban, cuya presencia y compañía han sido un recordatorio constante del valor de la familia en este proceso.

A los docentes de la carrera de Ingeniería Civil, quienes a lo largo de estos años me guiaron con compromiso y dedicación, transmitiéndome no solo conocimientos técnicos, sino también principios éticos y profesionales.

De manera especial, agradezco al Ing. Fernando Quiroz, tutor de este trabajo, por su orientación, disposición y valiosos aportes durante el desarrollo de esta investigación.

Resumen

La presente investigación tuvo como objetivo evaluar el desempeño sísmico de edificaciones residenciales de uno y dos pisos construidas con madera Melina (Gmelina arborea) proveniente de Manabí, como alternativa estructural sostenible frente a amenazas sísmicas. El estudio se delimitó a estructuras de baja altura en el cantón Montecristi, una zona de alta sismicidad. Se aplicó una metodología cuantitativa de tipo descriptivo/experimental. Se realizaron ensayos físico-mecánicos de laboratorio conforme a la norma ASTM D143-22, utilizando 240 probetas para determinar los módulos de elasticidad y los esfuerzos admisibles. Posteriormente, se diseñaron las estructuras conforme a la NEC-MD 2015 y se modelaron en ETABS 2021 para análisis sísmico lineal y no lineal (pushover), siguiendo los lineamientos de la ASCE 41-23. Los principales resultados evidencian que, si bien las edificaciones cumplen con derivas admisibles en estado elástico, no alcanzan los niveles de desempeño sísmico esperados (Seguridad de vida y Prevención de colapso bajo demandas sísmicas severas, registrando fallas estructurales prematuras en elementos clave. Se concluye que, aunque la madera Melina presenta propiedades mecánicas adecuadas para el diseño estructural inicial, requiere rediseños o refuerzos adicionales para garantizar un comportamiento sísmico satisfactorio. El estudio resalta el potencial de la madera Melina como material sostenible, pero subraya la necesidad de estudios complementarios para su aplicación estructural segura en zonas de alta sismicidad.

Palabras clave: desempeño sísmico, madera Melina, análisis pushover, edificaciones residenciales, sostenibilidad, ASCE 41-23, diseño sostenible.

Abstract

This study aimed to evaluate the seismic performance of one- and two-story residential buildings constructed with Melina wood (*Gmelina arborea*) from Manabí, Ecuador, as a sustainable structural alternative against seismic hazards. The research focused on low-rise structures located in Montecristi, a high-seismicity zone. A quantitative descriptive/experimental methodology was applied. Laboratory physical–mechanical tests were conducted in accordance with ASTM D143-22, using 240 specimens to determine the modulus of elasticity and allowable stresses. Subsequently, the structures were designed following the NEC-MD 2015 provisions and modeled in ETABS 2021 for both linear and nonlinear (pushover) seismic analyses, in compliance with ASCE 41-23 guidelines. The main findings reveal that, although the buildings meet permissible drift limits in the elastic state, they fail to achieve the expected seismic performance levels (Life Safety and Collapse Prevention) under severe seismic demands, exhibiting premature structural failures in critical elements. The study concludes that, while Melina wood exhibits adequate mechanical properties for initial structural design, redesigns or additional reinforcements are required to ensure satisfactory seismic behavior. This research highlights the potential of Melina wood as a sustainable material but emphasizes the need for further studies to enable its safe structural application in high-seismicity regions.

Keywords: seismic performance, Melina wood, pushover analysis, residential buildings, sustainability, ASCE 41-23, sustainable design.

Tabla de contenidos

Tabla de contenido

Certificado del trabajo de integración curricular	i
Acta de aprobación del tribunal	ii
Declaración de Originalidad	iii
Declaración de derechos de autor	iv
Dedicatoria	v
Agradecimientos	vi
Resumen.....	vii
Abstract	viii
Tabla de contenidos	ix
Índice de tablas	xi
Índice de figuras.....	xii
Introducción	1
Objetivos	4
Metodología	5
Selección del número de especímenes	5
Conformación y procedencia de especímenes de prueba	6
Información Preliminar	7
<i>Registro</i>	7
<i>Control de humedad</i>	7
Esfuerzos admisibles NEC MD 2015	10

Módulo de elasticidad y Modulo de ruptura	13
Módulo de corte	13
Diseño Estructural de edificaciones	14
Modelación mediante el software ETABS (definiendo parámetros y cargas).....	15
Cargas permanentes (carga muerta).....	15
Carga viva	16
Cargas sísmicas	16
Configuración de parámetros de análisis	16
Ubicación y tipo de suelo.....	17
Combinaciones de cargas.....	17
Perfil sísmico y espectro de diseño	20
Factores de reducción y sobre resistencia según NEC y ASCE 7.	22
Análisis sísmico	22
Evaluación del desempeño (ASCE 41-23, Modelación, rótulas plásticas, procedimiento de análisis (pushover), nivel de desempeño, nivel de amenaza, desplazamiento objetivo, criterios de aceptación locales y globales).....	23
Resultados	26
Discusión.....	48
Conclusiones	54
Recomendaciones	56
Referencias bibliográficas.....	58

Índice de tablas

Tabla 1 Especificaciones sobre ensayos realizados en laboratorio	8
Tabla 2 Esfuerzos admisibles de Grupos de maderas.....	10
Tabla 3 Factores de reducción considerados.....	12
Tabla 4 Carga viva NEC-15 ocupada en el modelo.....	16
Tabla 5 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	21
Tabla 6 Resultados de esfuerzos máximos en ensayos de laboratorio.....	26
Tabla 7 Resultados de esfuerzos admisibles.....	27
Tabla 8 Módulos de elasticidad calculados.....	27
Tabla 9 Derivas vivienda 1 piso.....	29
Tabla 10 Derivas vivienda 2 pisos.....	29
Tabla 11 Secciones de elementos para vivienda 1 piso.....	30
Tabla 12 Secciones de elementos para vivienda 2 pisos.....	31
Tabla 13 Desplazamiento objetivo – Sismo de diseño.....	35
Tabla 14 Desplazamiento objetivo – Sismo máximo considerado.....	35
Tabla 15 Cumplimiento de demanda estructural mediante combinación de niveles de desempeño - 2 pisos.....	44
Tabla 16 Cumplimiento de demanda estructural mediante combinación de niveles de desempeño - 1 piso.....	44
Tabla 17 Capacidad de las rótulas de las diagonales en tracción.....	45

Índice de figuras

Figura 1 Distribución de ejes estructurales y ubicación de diagonales.....	14
Figura 2 Zonificación sísmica del valor Z en el Ecuador.....	20
Figura 3 Meseta del espectro de diseño sísmico	21
Figura 4 Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño.....	25
Figura 5 Modelo de 2 pisos ejecutado en el desplazamiento objetivo para sismo de diseño.....	37
Figura 6 Modelo de 2 pisos ejecutado en el desplazamiento objetivo para sismo máximo considerado.....	37
Figura 7 Modelo de 1 piso ejecutado en el desplazamiento objetivo para sismo de diseño.....	38
Figura 8 Modelo de 1 piso ejecutado en el desplazamiento objetivo para sismo máximo considerado.....	38
Figura 9 Curva pushover – Estructura de 1 piso en dirección X con desp. objetivo Sismo de Diseño.....	39
Figura 10 Curva pushover – Estructura de 1 piso en dirección X con desp. objetivo Sismo Máximo Considerado.....	39
Figura 11 Curva pushover – Estructura de 2 pisos en dirección X con desp. objetivo Sismo de Diseño.....	41
Figura 12 Curva pushover – Estructura de 2 pisos en dirección X con desp. objetivo Sismo Máximo Considerado.....	42

Figura 13 Parámetros configurados para el comportamiento de las rótulas en vivienda de 2 pisos.....	46
--	----

Figura 14 Parámetros configurados para el comportamiento de las rótulas en vivienda de 1 piso.....	47
---	----

Introducción

Frente a la amenaza constante de los sismos en los países ubicados en el Cinturón de Fuego del Pacífico, la búsqueda de materiales estructurales eficientes y sostenibles cobra una importancia crucial. La región occidental de Sudamérica, caracterizada por su alta actividad sísmica debido a la dinámica de placas tectónicas, presenta un potencial geológico significativo, pero también un riesgo constante (Tavera & Buforn, 2001). Estos eventos han provocado históricamente pérdidas humanas y económicas considerables, evidenciando la necesidad de soluciones constructivas más resilientes.

Roque et al. (2023) señalan que los movimientos telúricos continúan representando un desafío para la ciencia debido a su impredecibilidad y la aparente aleatoriedad de su ocurrencia. Existen zonas de alta recurrencia sísmica, como el Cinturón de Fuego, en las que el fraccionamiento de las placas tectónicas genera sismos de magnitudes y profundidades variables. Las herramientas modernas permiten registrar y analizar datos históricos para prever, de forma aproximada, los eventos más significativos y recurrentes.

La costa de Ecuador y Colombia forma parte de este cinturón sísmico y ha sido escenario de grandes terremotos y tsunamis, producto de la subducción oblicua entre las placas de Nazca y Sudamericana, con una velocidad de convergencia de 55 mm/año (Kendrick et al., 2003). Ecuador, en particular, ha enfrentado terremotos y tsunamis a lo largo de 477 años, con más de 80.000 víctimas fatales (Rivadeneira & Segovia, 2007). El terremoto de 2016 es uno de los más devastadores en Sudamérica desde 1999, con 671 fallecidos, 6.277 heridos y más de 200 réplicas superiores a 6 grados Richter (BBC Mundo, 2016).

En este contexto, los materiales de construcción tradicionales como el hormigón y el acero tienen un papel decisivo en la respuesta sísmica de una edificación. Sin embargo, el elevado impacto ambiental del sector —que consume el 40% de las materias primas

mundiales (The City College of New York et al., 2011)— impulsa la búsqueda de alternativas sostenibles. Estas alternativas deben ofrecer buen desempeño sísmico y reducir la huella ecológica, priorizando el uso de recursos renovables locales.

El diseño por desempeño, clave en el análisis no lineal y sísmico, se enfoca en deformaciones y en la ductilidad de los elementos estructurales. A diferencia de los métodos lineales contemplados en la NEC-2015, este enfoque considera el comportamiento real de la estructura en su vida útil (Carranza, Vera & Alcívar, 2024). En Ecuador, la falta de aplicación de este enfoque ha derivado en deficiencias, como se evidenció en centros educativos con colapsos parciales (Vergara, 2020). El desempeño sísmico combina el estado máximo de daño admisible con la amenaza sísmica identificada, evaluando consecuencias como víctimas potenciales, pérdida de uso y costos de reparación (FEMA P-58-1, 2018).

Estudios comparativos han demostrado que, frente a sistemas aporticados de hormigón armado, las estructuras de acero y secciones compuestas presentan un mejor desempeño en términos de deformación última, debido a las propiedades elastoplásticas del acero (Carranza, Vera & Alcívar, 2024).

Dentro de la búsqueda de materiales alternativos, la melina (*Gmelina arborea*) destaca por su rápido crecimiento y versatilidad en usos como construcciones rurales, tarimas, muebles, artesanía, tableros y postes. Es resistente a insectos y durable bajo el agua, aunque menos duradera en contacto directo con el suelo; además, es fácil de trabajar y de pulir (González Trejos & Serrano Montero, 2004).

La construcción sostenible busca reducir el impacto ambiental, integrando los edificios a su entorno urbano y priorizando eficiencia energética, uso responsable del agua y funcionalidad (Ramírez, 2009). Sin embargo, la realidad muestra que los procesos

constructivos suelen enfocarse más en la rapidez que en la protección ambiental, generando impactos negativos (Alcalde, 1999).

En Ecuador, país altamente sísmico, es importante explorar alternativas estructurales que combinen seguridad y sostenibilidad. La madera de melina, por sus características físicas y disponibilidad local, surge como una opción viable para investigación. Este estudio propone evaluar su potencial como material estructural alternativo frente a eventos sísmicos, contribuyendo al desarrollo sostenible del país.

Si bien en Ecuador no existen investigaciones específicas sobre la evaluación del desempeño sísmico de estructuras construidas con madera de melina, sí se han desarrollado estudios relevantes similares en otros contextos internacionales que sirven como referencia, países como Japón, Canadá y Nueva Zelanda. Los resultados de esta investigación respaldan la pertinencia de explorar, en el contexto ecuatoriano, el uso estructural de especies locales como la melina, adaptando las metodologías de análisis y diseño por desempeño a las condiciones sísmicas y normativas nacionales.

Objetivos

General

Evaluar el desempeño sísmico de edificaciones residenciales construidas con madera Melina (*gmelina arborea*) proveniente de Manabí.

Específico

- Determinar las propiedades físico-mecánicas de la madera de Melina que se cultiva en la provincia de Manabí mediante ASTM D143-22.
- Diseñar estructuralmente edificaciones residenciales de 1 y 2 pisos de madera de Melina en base a la NEC-SE-MD.
- Analizar el desempeño sísmico de las estructuras diseñadas con madera de Melina.

Metodología

La investigación se enmarca en el enfoque cuantitativo y de tipo descriptivo/experimental. En la etapa inicial, se identificaron propiedades físicas fundamentales como peso específico, gravedad específica y contenido de humedad. Luego, se procedió a evaluar características mecánicas, tales como el módulo de elasticidad (MOE), a su vez de igual manera los esfuerzos admisibles en tracción (paralela y perpendicular a la fibra), compresión (paralela y perpendicular), corte paralelo al grano y flexión, para así con su resistencia máxima poder hallar sus esfuerzos admisibles de la madera Melina, de acuerdo con NEC -15 y el manual de diseño para maderas del grupo andino.

Estos ensayos mencionados se realizaron con la máquina de ensayo universal Shimatzu, donde se fue siguiendo rigurosamente los parámetros que establecía la norma ASTM D143-22, como lo fueron las dimensiones de las probetas, desplazamientos máximos de ensayo, deformaciones de las probetas, velocidad de ensayo, criterios de falla, entre otros parámetros establecidos.

Selección del número de especímenes

El apartado de selección de muestras es muy variable ya que depende de las propiedades y calidad de ensayo a realizarse. Según la norma CEN/TS 15083-1 (2005), para los ensayos de durabilidad es necesario utilizar un mínimo de 30 muestras por cada especie de madera y por tipo. Asimismo, la norma BS EN 384 (2010) establece que el tamaño mínimo de muestra requerido para asignar una especie de madera a una clase de resistencia estructural es de 40 unidades, a fin de garantizar la representatividad estadística de las propiedades mecánicas evaluadas.

Cabe mencionar que todo esto va acorde a la precisión que se prevea estimar en cada ensayo, uno de los aspectos fundamentales que aborda la norma a utilizarse en esta

investigación es el valor de muestra necesario para obtener resultados estadísticamente válidos y de un aspecto representativo.

El esfuerzo resistente en condiciones últimas ha sido definido como aquel correspondiente al límite de exclusión del 5%, (es decir, se espera que de toda la población existente de dicha especie solamente el 5% tenga una resistencia menor que este valor). Aunque en algunos países se toman límites más bajos, como el 2,5% y hasta el 1%, el 5% es el valor más utilizado en países con muchos años de uso de madera como material de construcción y se ha considerado apropiado (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984, p. 7-6).

En este contexto nos permite hacer un análisis estadístico confiable con una estimación de percentiles bajos (en este caso establece la norma, el quinto percentil), que es comúnmente utilizado para base de diseño estructural, la selección de muestras no es arbitraria ya que para mayor precisión estadística o donde se evalúa maderas con alta heterogeneidad, se puede considerar un tamaño de muestra más amplio. Con respecto a los temas estadísticos abordados anteriormente por la norma se estableció así una cantidad de muestras de 40 probetas para cada uno de los 6 ensayos, lo cual da para esta investigación una cantidad de 240 muestras totales.

Conformación y procedencia de especímenes de prueba

La obtención de probetas para los ensayos de caracterización de especies tropicales debe considerar la representatividad del lote, la variabilidad dentro de la especie y la precisión en la identificación del material. Dado que muchas maderas tropicales ingresan al mercado europeo bajo nombres comerciales que no necesariamente corresponden a una única especie botánica, la selección cuidadosa del material se vuelve crítica para asegurar la validez de los resultados. Además, se ha identificado que muchas especies menos conocidas son

difíciles de distinguir por sus características anatómicas, lo que complica su clasificación (Ravenshorst, Gard & van de Kuilen, 2013).

En el contexto sudamericano, esta problemática es aún más evidente, ya que la gran diversidad de especies tropicales en países como Ecuador, Colombia, y Brasil, junto con el uso de nombres comerciales variados, dificulta la trazabilidad y caracterización técnica precisa de la madera.

Por ello, es fundamental que cada pieza destinada al ensayo sea identificada de forma individual y que se registren adecuadamente su procedencia y características visuales, como el color, la densidad y la textura del grano. Estas muestras fueron obtenidas con dimensiones comerciales de tiras de 5 centímetros de base, 5 centímetros de alto y 2.2 metros de longitud y fueron elaboradas como lo dispone la norma ASTM D143-22 para posteriormente ensayarlas, provenientes de un depósito de madera propio de la ciudad de Portoviejo, Manabí.

Información Preliminar

Registro

Se contó con un registro previo y posterior en base a la condición de las probetas para sus respectivos ensayos, de manera adicional se realizó un registro fotográfico a las probetas de igual manera previo y posterior al ensayo.

Control de humedad

"La madera contiene agua bajo tres formas: agua libre, agua higroscópica y agua de constitución" (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984, p. 35).

Para poder obtener la humedad se le introdujo un higrómetro a cada probeta la cual nos arrojaba el valor del contenido de humedad dentro de la fibra de la madera, la cual va directamente relacionada con sus propiedades mecánicas y su durabilidad.

Ensayos

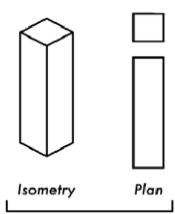
Se utilizó como base la norma ASTM D143-22, de la cual establece diversos procedimientos para la determinación de propiedades físicas y mecánicas de la madera mediante el ensayo de probetas. Las probetas se elaboraron siguiendo las dimensiones y condiciones específicas detalladas en la misma norma corroborando sus correctas dimensiones con un calibrador digital y flexómetro.

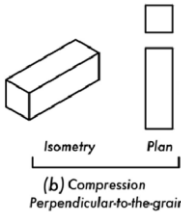
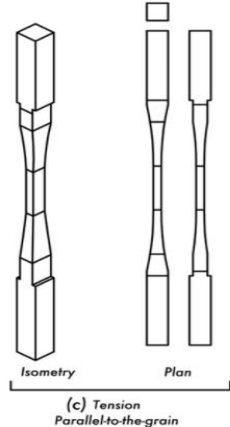
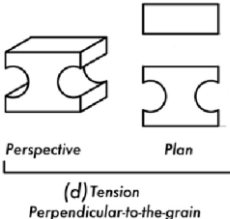
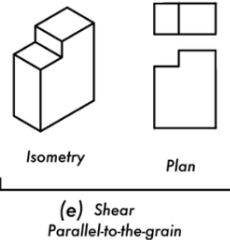
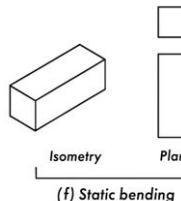
Cabe destacar que cada tipo de ensayo requiere una geometría distinta de probeta, por lo que se le realizaron cortes y el acondicionamiento adecuado para cada caso, a las probetas adicionalmente se le realizó una toma de temperatura y humedad para garantizar que se encuentre en parámetros estables, parámetros los cuales fueron registrados previos a los ensayos en una hoja de cálculo y en el software Trapezium X. Posteriormente se fueron colocando individualmente las 40 probetas de cada ensayo en la maquina universal de ensayos (UTM) para así poder determinar sus datos en base a las fallas obtenidas

A continuación, se presenta la tabla de especificaciones sobre los ensayos

Tabla 1

Especificaciones sobre ensayos realizados en laboratorio

Ensayo	Dimensiones probetas	Velocidad de ensayo	Desplazamiento máximo	Ilustraciones
Compresión paralela al grano	50 mm×50 mm × 200 mm	0.15 mm/min	Se continúa	 Isometry Plan (a) Compression Parallel-to-the-grain
			hasta superar ampliamente el límite proporcional	

Compresión perpendicular al grano	50 mm × 50 mm × 150 mm)	(0.305mm)/m in	Hasta 2.5 mm de compresión, luego se detiene el ensayo.	
Tracción paralela al grano	Conforme a la Figura 29 de la norma (probeta de tracción reducida)	(1mm)/min	Se continúa hasta pasar el límite proporcional	
Tracción perpendicular al grano	Conforme a la Figura 32 de la norma	(2.5mm)/min	Se aplica hasta fallo completo	
Corte paralelo al grano	50mm × 50mm × 63 mm	(0.6 mm)/min	Se aplica hasta fallo completo	
Flexión estática	50mm × 50mm × 760 mm	(2.5 mm)/min	Se aplica hasta fallo completo	

Nota. La tabla proyecta las especificación según sea el ensayo realizado.

Esfuerzos admisibles NEC MD 2015

En el diseño estructural con madera, deben utilizarse los esfuerzos admisibles establecidos en la *Norma Ecuatoriana de la Construcción – Madera (NEC-MD)*, los cuales son el resultado de ensayos realizados sobre especies madereras propias de la subregión andina. Estos valores son válidos exclusivamente para madera estructural que cumpla con los requisitos de la Norma de Clasificación Visual, la cual se encuentra detallada en el capítulo 13 del documento. Es responsabilidad del ingeniero estructural especificar el uso de madera que cumpla con dicha norma, y además, garantizar durante la supervisión de obra que el material utilizado corresponda a esta clasificación. El manual establece tres grupos estructurales de madera —"A", "B" y "C"— y permite la inclusión de nuevas especies cuya densidad básica sea conocida, ubicándolas en el grupo correspondiente según sus propiedades mecánicas (MIDUVI, 2015, p. 61).

Tabla 2

Esfuerzos admisibles de Grupos de maderas [MPa]

Grupo	Flexión	Tracción	Compresión	Compresión	Corte
		paralela	paralela	perpendicular	paralelo
	f_m	f_t	f_c	$f_{c\perp}$	f_y
A	21	14.5	14.5	4	1.5
B	15	10.5	11	2.8	1.2
C	10	7.5	8	1.5	0.8

Nota. La tabla proyecta los esfuerzos admisibles ante las propiedades mecánicas según su grupo de madera. Adaptado de la NEC-MD 2015 (p.61)

En base a los esfuerzos admisibles obtenidos a partir de ensayos mecánicos, se determina el grupo estructural correspondiente para la madera Melina. Esta clasificación es fundamental para establecer los parámetros de resistencia y rigidez que se utilizarán en el

diseño de los elementos estructurales. Al conocer el grupo al que pertenece, se facilita la correcta selección de dimensiones y secciones, permitiendo un diseño seguro y eficiente. Además, esta asignación asegura que la madera cumpla con las exigencias técnicas necesarias para su uso en estructuras sometidas a distintas condiciones de carga, optimizando tanto el rendimiento como la durabilidad del sistema constructivo en el que será utilizada.

Una vez identificados los esfuerzos admisibles que distribuye la NEC-MD en sus grupos, se procedió a encontrar los esfuerzos admisibles para la madera Melina. La cual tuvo las siguientes etapas:

Según la Junta del Acuerdo de Cartagena (JUNAC, 1984), los esfuerzos admisibles para la madera estructural se encuentran mediante la fórmula:

$$Esfuerzo\ admisible = \frac{F.C. \times F.T.}{F.S. \times F.D.C.} \times Esfuerzo\ ultimo$$

Donde:

F.C.=factor de reducción por calidad

F.T.=factor de reducción por tamaño

F.S.=factor de servicio y seguridad

F.D.C.=factor de duración de carga

Asimismo, la Junta del Acuerdo de Cartagena nos proporciona una tabla donde se ubican los factores de reducción considerados:

Tabla 3*Factores de reducción considerados*

	Flexión	Compresión Paralela	Corte Paralelo	Compresión Perpendicular
F.C.	0.80	-	-	-
F.T.	0.90	-	-	-
F.S.	2.00	1.60	4.00	1.60
F.D.C.	1.15	1.25	-	-

Para poder hallar el esfuerzo ultimo que solicita la normativa es necesario de los datos obtenidos de los ensayos en laboratorio, por lo cual es necesario usar el percentil 5% y el rango. Ya que el esfuerzo resistente en condiciones ultimas ha sido definido como aquel correspondiente al límite de exclusión del 5%, es el valor más utilizado en países con muchos años de uso de madera como material de construcción (JUNAC, 1984).

Un percentil aporta información acerca de la dispersión de los datos en el intervalo que va del menor al mayor valor de los datos. En los conjuntos de datos que no tienen muchos valores repetidos, el percentil p divide a los datos en dos partes. Cerca de p por ciento de las observaciones tienen valores menores que el percentil p y aproximadamente (100 p) por ciento de las observaciones tienen valores mayores que el percentil p. El percentil p es un valor tal que por lo menos p por ciento de las observaciones son menores o iguales que este valor y por lo menos (100 p) por ciento de las observaciones son mayores o iguales que este valor (Anderson, Sweeney, & Williams, 2008, p. 45).

Para su cálculo utilizamos la siguiente fórmula:

$$\text{Ubicación de un percentil: } L_p = (n + 1) \times \frac{P}{100}$$

En donde:

L_p : Es el sitio del percentil deseado en una serie ordenada.

n : Es el número de observaciones

P : Es el percentil deseado.

(Zambrano Monserrate, Berrús Zhumi, & Goncalves Guillén, 2023, p. 69).

Módulo de elasticidad y Modulo de ruptura

Módulo de Ruptura (MOR): Representa la máxima tensión de flexión que la madera puede soportar antes de fracturarse. Es una medida de la resistencia máxima a la flexión.

Módulo de Elasticidad (MOE): E es el módulo de elasticidad longitudinal o módulo de Young, una propiedad del material que se determina experimentalmente, de acuerdo con la ley de Hooke generalizada, estas deformaciones lineales serán proporcionales a las tensiones que producen. El módulo de elasticidad fue introducido por R. Young en 1803, aunque su definición moderna se debe a L. Navier (1826) (Cervera Ruiz & Blanco Díaz, 2015, p. 41).

Según la JUNAC (1984), "Los valores promedio y los correspondientes al límite de exclusión 5% han sido obtenidos separadamente. Para cada especie se seleccionó el menor de los valores promedio y el menor de los valores para el límite de exclusión 5%" (p. 7-9). En este caso como solo existe la especie Melina se realizó de la misma manera el Eprom se encontró con el promedio de todos los módulos elásticos y para el Emin de acuerdo al 5% de exclusión se encontró el valor mínimo.

Módulo de corte

“Podemos definir el módulo de corte o módulo de rigidez, G , de un material como la relación entre el esfuerzo y la deformación cortantes” (Megson, 2019, p. 157).

Según la JUNAC (1984), “Resultados experimentales con otras maderas indican valores de G en el rango E/16 y E/25” (p. 276).

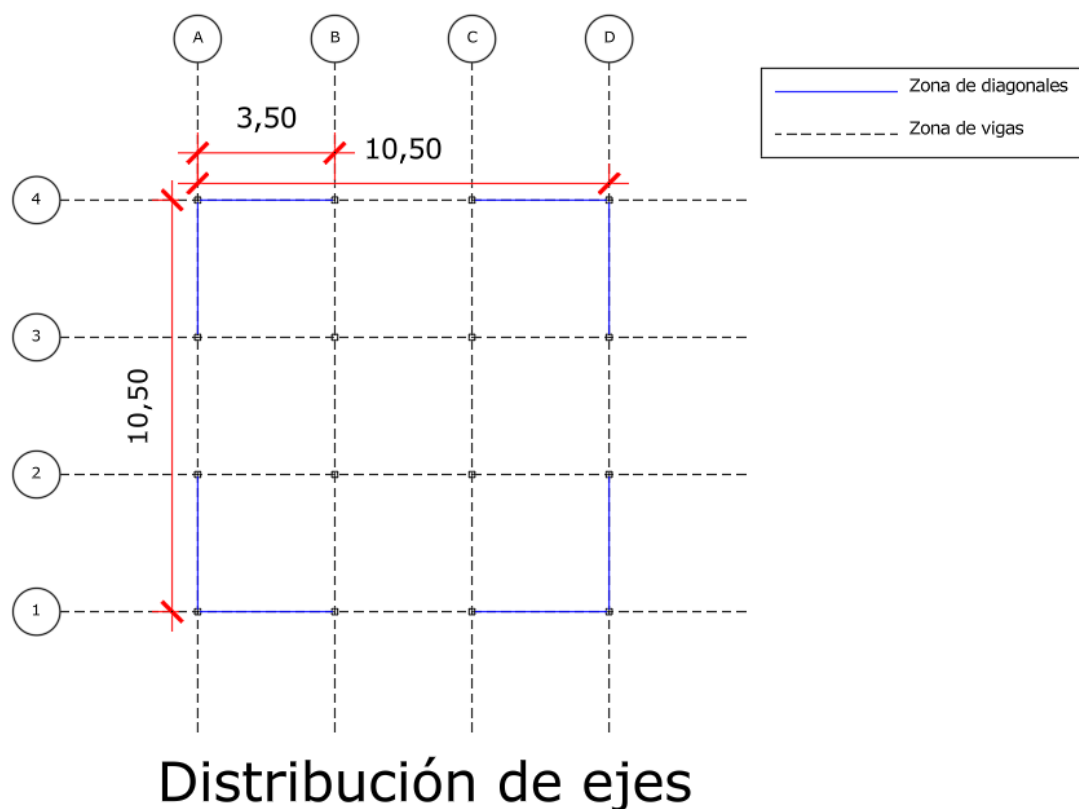
Diseño Estructural de edificaciones

En lo que corresponde al diseño estructural, la cual es una parte fundamental del procedimiento de la evaluación del desempeño sísmico, para la primera vivienda la cual es de 1 nivel, consta con un área de 110.25 m^2 de construcción y una altura de 3.5 m y la segunda vivienda de 2 niveles consta con un área de 220.5 m^2 de construcción y cada nivel de 3.5 m de altura.

A continuación, se presentan los ejes estructurales:

Figura 1

Distribución de ejes estructurales y ubicación de diagonales



Nota. Ubicación de diagonales y ejes estructurales en planta utilizado para las 2 viviendas.

Se realizó un estudio iterativo de las posibles dimensiones de los elementos estructurales junto con posibles ejes estructurales y la colocación de sus diagonales para evitar interferencias con puertas, ventanales y zonas de circulación. Un punto esencial fue la separación entre ejes de columnas ya que la JUNAC nos establece que se deben ubicar hasta cada 3.5 metros de preferencia, cabe recalcar que para la distribución ambas plantas van a seguir los mismos ejes. Lo cual se trató de tener la mayor simetría posible.

Cómo último punto dentro del diseño estructural después de haber decidido donde van los ejes, se hizo el prediseño de columnas, vigas, viguetas y diagonales mediante planillas realizadas en base al manual de diseño de madera de la (JUNAC). El cual contiene como calculo para vigas flexión en sentido longitudinal, verificación de esfuerzos a corte y compresión perpendicular al grano. Para columnas se realizó el cálculo de longitud efectiva, esbeltez, comprobaciones de cargas y comprobaciones a flexo compresión y flexo tracción. Para las diagonales se realizó comprobación de esfuerzos axiales de tracción y compresión.

Modelación mediante el software ETABS (definiendo parámetros y cargas)

Para la modelación 3D de las estructuras diseñadas de 1 y 2 pisos, después del prediseño estimado para la comprobación que las áreas de las secciones sean las requeridas ante los esfuerzos solicitados, existe una tabla de cargas permanentes, variables y accidentales que nos proporciona la NEC.

Cargas permanentes (carga muerta)

“Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura” (MIDUVI, 2023, p. 5). Estas cargas dependen de cada proyecto y lo que nos aporta la normativa son valores referenciales de pesos unitarios de materiales comúnmente utilizados. En base a este concepto que otorga la norma, se utilizó una Carga Muerta de 1.04 kN/m^2 para los modelos.

Carga viva

“La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizara en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales” (MIDUVI, 2023, p. 5). Esto depende directamente de la ocupación o uso que se le otorga a la estructura, por lo tanto, a continuación, se presenta un extracto considerado para residencias.

Tabla 4

Carga viva NEC-15 ocupada en el modelo

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)
Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00

Nota. Adaptado de la *Tabla 9. Carga viva mínima para ocupaciones específicas*, en *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG: Cargas no sísmicas* (p. 29).

Cargas sísmicas

“Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura” (NEC-SE-DS, 2015, p. 38).

Configuración de parámetros de análisis

Para llevar a cabo el análisis estructural del modelo propuesto, fue necesario definir una serie de parámetros fundamentales que inciden directamente en la precisión y confiabilidad de los resultados obtenidos. Ya que estos parámetros permiten representar de forma adecuada las condiciones reales del terreno, la respuesta sísmica del emplazamiento y

las normativas vigentes que regulan el diseño estructural. A continuación, se detallan los criterios adoptados en la configuración del análisis

Ubicación y tipo de suelo

El comportamiento dinámico de cualquier estructura está estrechamente ligado a su nivel de fijación con el suelo de fundación. En un sistema empotrado en su base se espera que los movimientos de la base de la estructura sean iguales a los del suelo de fundación. Cuando esta condición no se cumple, los desplazamientos adicionales que produzcan en la base de la fundación inducen un comportamiento distinto al esperado para la estructura empotrada. (Grases J. 2013).

Bajo esa definición previa, la caracterización del tipo de suelo es un aspecto esencial en el análisis estructural, ya que influye directamente en la respuesta dinámica del terreno frente a sollicitaciones sísmicas. En este estudio, la clasificación del suelo se realizó conforme a los criterios establecidos en la NEC-SE-DS.

El estudio de suelos utilizado como referencia para este trabajo corresponde a una evaluación previa, ajena a la presente investigación, realizada para un proyecto de edificación tipo residencial en el cantón Montecristi. Dicho estudio contempló dos perforaciones de 4,5 metros de profundidad y clasificó el perfil del suelo como tipo D, según la normativa sísmica vigente. Con base en esta clasificación, se adopta el tipo de suelo como parámetro de entrada para la determinación del espectro de diseño y el cálculo de la fuerza sísmica en el marco de la presente investigación.

Combinaciones de cargas

El diseño estructural de edificaciones construidas en madera, como es el caso de este proyecto, se realiza siguiendo los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Sección Cargas Generales (NEC-SE-CG), la cual establece expresamente que

el método aplicable es el de Esfuerzos Admisibles (ASD). Esta metodología evalúa el comportamiento de los elementos estructurales bajo diversas acciones combinadas, comparando las solicitaciones producidas por las cargas con los valores límites de resistencia permisibles del material. Para garantizar la seguridad y funcionalidad de la estructura, es indispensable que el análisis incluya las combinaciones de carga más desfavorables posibles, de forma que se contemplen escenarios críticos que puedan comprometer el desempeño de los elementos estructurales.

Las combinaciones de carga empleadas en el presente trabajo se derivan de la normativa ASCE 7-22, la cual es reconocida y adoptada como referencia directa por la NEC, por lo que su aplicación es plenamente válida en el contexto del diseño estructural en el Ecuador. Estas combinaciones consideran, de manera racional, la simultaneidad de diferentes tipos de cargas: permanentes, variables y accidentales, incluyendo la acción sísmica. En particular, se contemplaron combinaciones como: carga muerta sola (D), carga muerta más carga viva ($D + L$), y diversas combinaciones sísmicas tales como $D + 0.75L + 0.525EQ_x$, $D + 0.75L + 0.525EQ_y$, $D + 0.70EQ_x$ y $D + 0.70EQ_y$, con valores ajustados de la acción sísmica para cumplir con el enfoque del diseño por esfuerzo admisible.

Sin embargo, en el presente proyecto se ha optado por representar la acción sísmica utilizando un solo componente sísmico equivalente (EQ), derivado del análisis modal espectral, en lugar de considerar por separado las componentes ortogonales EQ_x y EQ_y . Esta decisión se justifica debido a que la estructura analizada presenta una geometría regular y simétrica en planta, lo que implica un comportamiento estructural similar en ambas direcciones principales. Por lo tanto, y conforme a lo permitido por los lineamientos de diseño sísmico de la NEC-SE-DS cuando se trata de estructuras con distribución de rigidez y masa aproximadamente uniforme, se considera que el uso de una sola dirección sísmica combinada resulta apropiado para evaluar la demanda sísmica. De esta manera, las

combinaciones de carga que incluyen el efecto sísmico se han construido utilizando únicamente el resultado del análisis espectral modal global, sin separar las direcciones, lo cual simplifica el proceso de diseño sin comprometer la precisión ni la seguridad estructural.

Las cargas muertas se definen como aquellas que permanecen de forma constante durante toda la vida útil de la edificación. Estas comprenden principalmente el peso propio de los elementos estructurales como vigas, columnas y entrepisos y también incluyen componentes no estructurales fijos, como revestimientos, cielos rasos, cubiertas y demás elementos permanentes. La estimación de estas cargas se realiza con base en la densidad de los materiales empleados, en este caso, la madera melina, tomando en cuenta sus propiedades físicas tal como lo establece la NEC-SE-CG.

Por otro lado, las cargas vivas o sobrecargas de uso son aquellas que varían a lo largo del tiempo y dependen directamente de la función y ocupación del inmueble. Estas pueden incluir el peso de personas, mobiliario, equipos u otros elementos móviles. La magnitud y distribución de estas cargas se asignan de acuerdo con los criterios establecidos en la NEC-SE-CG, los cuales dependen del tipo de edificación.

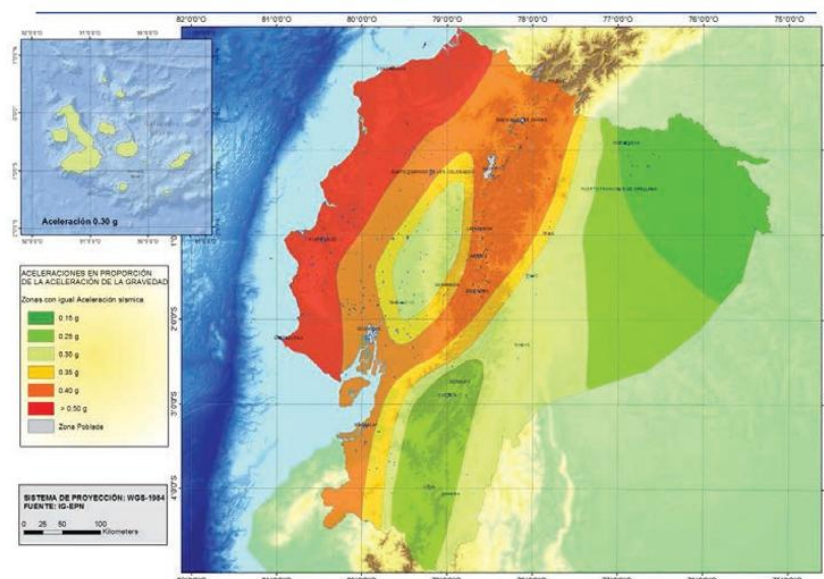
Asimismo, se han considerado de forma rigurosa las acciones laterales inducidas por sismos, las cuales representan uno de los factores más críticos en el diseño estructural de edificaciones en zonas sísmicamente activas, como lo es gran parte del territorio ecuatoriano. Estas acciones deben evaluarse conforme a los reglamentos estructurales vigentes, considerando la zonificación sísmica, el tipo de suelo, la categoría de uso del edificio y los parámetros dinámicos pertinentes. En el caso de estructuras de madera o guadúa, es aún más importante definir con precisión estas solicitaciones, debido al comportamiento flexible del sistema estructural.

Perfil sísmico y espectro de diseño

En base a la NEC-SE-DS y al tipo de suelo y a la ubicación geográfica donde se construirán las viviendas es posible identificar los valores Z y su caracterización de peligro sísmico, el cual el cantón de Montecristi se encuentra en la provincia de Manabí por lo que zona sísmica es VI, su valor $Z = >0.50g$ y su caracterización de peligro sísmico es muy alta.

Figura 2

Zonificación sísmica del valor z en el Ecuador



Nota. Adaptado de *Norma Ecuatoriana de la Construcción – Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS)*, por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2015, p. 27.

Con el fin de caracterizar el nivel de amenaza sísmica en el sitio donde se emplazarán las edificaciones analizadas, es fundamental identificar el valor del factor de aceleración sísmica en roca (Z), el cual representa la intensidad sísmica esperada para el sismo de diseño. La Norma Ecuatoriana de la Construcción – Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS) clasifica el territorio nacional en seis zonas sísmicas (de I a VI), asignando a cada una un valor específico de Z que refleja el peligro relativo en función de su localización geográfica. Esta

clasificación es esencial para la determinación del espectro de diseño y, por ende, para el cálculo de las fuerzas sísmicas que deben resistir las estructuras a evaluar.

Tabla 5

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

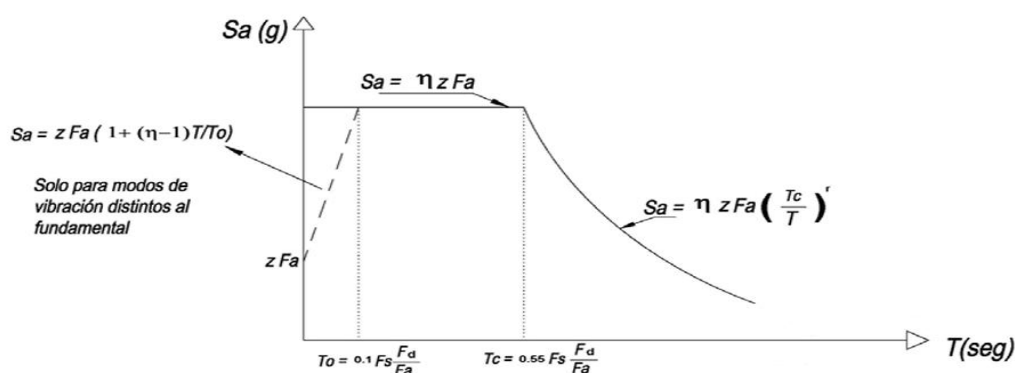
Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota. Adaptado de NEC-SE-DS (2015), *Norma Ecuatoriana de la Construcción – Diseño Sismo Resistente* (p. 27).

Los coeficientes de amplificación según la NEC-SE-SD para estas edificaciones serán $F_a=1.12$, $F_d=1.11$, $F_s=1.40$, los cuales representan amplificación de suelo en la zona de período corto, amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca y comportamiento no lineal de los suelos. Asimismo, $\eta=1.80$. A continuación, se presentará la imagen de la meseta el sismo de diseño:

Figura 3

Meseta del espectro de diseño sísmico



Nota. Adaptado de *Norma Ecuatoriana de la Construcción – Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS)*, por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2015, p. 33.

Donde:

- η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g).
- T : Período fundamental de vibración de la estructura
- T_o : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- T_C : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Factores de reducción y sobre resistencia según NEC y ASCE 7.

El sistema estructural de marcos de madera con diagonales se asimila a un sistema arriostrado concéntrico, cuyo comportamiento en respuesta sísmica depende de la conexión y ductilidad del arriostramiento. Dado que la ASCE 7 no proporciona directamente un valor de R para este tipo específico en madera, no se adopta un valor comparable.

La NEC-SE-DS (Tabla 15) establece un valor de $R=2.5$ para estructuras de madera liviana, limitado a edificaciones de hasta 2 pisos. Sin embargo, basado en los lineamientos de la ASCE 7-22 (Tabla 12.2-1) para marcos con arriostramiento concéntrico de madera no existe valor de R .

Análisis sísmico

Se aplica un análisis modal espectral para determinar la respuesta dinámica de la estructura de madera frente a acciones sísmicas. Posteriormente, se realiza la revisión de

desplazamientos, derivas, cortantes y momentos en los elementos estructurales, verificando el cumplimiento de los límites normativos establecidos en la NEC-SE-DS.

Dado que la madera presenta un comportamiento frágil o frágil-dúctil, sin capacidad significativa de fluencia plástica, se identifican zonas críticas preliminares propensas a fallas por tracción, cizalladura, aplastamiento o arrancamiento, más que por mecanismos dúctiles convencionales. Finalmente, los resultados se validan contra los requisitos de desempeño sísmico y límites de deformación normativa, asegurando la coherencia del modelo estructural con el comportamiento real del material.

Evaluación del desempeño (ASCE 41-23, Modelación, rótulas plásticas, procedimiento de análisis (pushover), nivel de desempeño, nivel de amenaza, desplazamiento objetivo, criterios de aceptación locales y globales)

La evaluación del desempeño sísmico de edificaciones existentes se fundamenta en un enfoque basado en la capacidad, tal como lo establece la norma ASCE 41-23. Esta metodología permite caracterizar el comportamiento inelástico de los sistemas estructurales y verificar si cumplen con los niveles de seguridad deseados frente a distintos escenarios de amenaza sísmica. En el caso de estructuras de madera, como aquellas construidas con Melina (*Gmelina arborea*), es indispensable considerar su comportamiento específico para garantizar un diseño y evaluación adecuados.

El pushover consiste en la acción de empuje de una carga lateral que incrementará hasta generar el colapso de la edificación, donde se refleja la capacidad de la edificación mediante la curva de capacidad que se define como la relación entre las cargas laterales y los desplazamientos causados por la misma. Estas cargas se distribuyen respectivamente a cada piso a partir de la cortante basal, haciendo que las fuerzas laterales crezcan con la altura de la edificación, pareciéndose a una distribución lineal triangular. Este método permite reconocer

y ubicar los miembros de la edificación a fallar, así como el rendimiento de los elementos de la edificación en el rango inelástico (Orellana & Parra, 2017).

Esto permite determinar en base a la ASCE 41-23:

- La curva capacidad (fuerza-deformación global).
- La formación secuencial de mecanismos plásticos.
- La ubicación y secuencia de fallas.

Por contraparte la NEC-SE-MD establece criterios de diseño para estructuras nuevas de madera, con enfoque principalmente elástico. Sin embargo, no incluye procedimientos de evaluación basados en desempeño ni contempla el modelado no lineal ni la respuesta post-elástica.

Por lo tanto, se considera que la NEC-15-MD es insuficiente para evaluación del desempeño sísmico de edificaciones de madera, siendo necesario complementarla con normas como la ASCE 41-23 en edificaciones existentes o sistemas no convencionales.

Esto permite identificar las ventajas y limitaciones alcanzados con el uso del diseño estructural en madera Melina de edificaciones sismorresistentes en Manabí

La caracterización no lineal de los elementos estructurales de madera fue desarrollada conforme a lo estipulado en los capítulos 7.6.2 y 7.6.3 de la norma ASCE 41-23, los cuales regulan la generación de parámetros de modelación y criterios de aceptación derivados de ensayos experimentales. En este caso, se dispuso de un conjunto de 40 probetas ensayadas por tipo de acción estructural (flexión, compresión, corte y tracción), lo que permite cumplir con el umbral estadístico mínimo para el uso de percentiles como criterios de aceptación.

Las curvas obtenidas se implementaron como rótulas no lineales (hinges) en el modelo estructural de ETABS, empleando el módulo de análisis estático no lineal (pushover).

Esto permite una modelación realista del comportamiento inelástico de los componentes de madera sometidos a cargas sísmicas severas, garantizando trazabilidad con los resultados experimentales y cumplimiento con los estándares internacionales de evaluación sísmica.

Figura 4

Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño

		Objetivos de desempeño			
		TO	O	SV	PC
Amenaza sísmica	Frecuente 50%-30 años				
	Ocasional 50%-50 años				
	Raro 10%-50 años				
	Muy Raro 10%-100 años				

Desempeño inaceptable

Const. esenciales o peligrosas

Const. seguridad crítica

Nota. Tomado de *Conceptual Framework for Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, por Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1995.

Resultados

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos a partir del análisis estructural y la evaluación del desempeño sísmico de las edificaciones residenciales diseñadas con madera Melina (*Gmelina arborea*), siguiendo la metodología detallada en el capítulo anterior. Los resultados se organizan conforme a las distintas etapas del estudio: desde los ensayos experimentales de caracterización físico-mecánica de la madera, hasta el análisis numérico no lineal realizado en ETABS 2021 bajo el enfoque de diseño por desempeño, conforme a las directrices de la NEC-SE y la norma ASCE 41-23.

En primera instancia en base a la determinación de propiedades de la madera Melina en el laboratorio, se presenta una tabla en donde de acuerdo con cada ensayo realizado mediante las especificaciones de ASTM D143-22 se obtuvo su valor sintetizado mediante percentil de 5% su esfuerzo máximo.

Tabla 6

Resultados de esfuerzos máximos en ensayos de laboratorio

Ensayo	Esfuerzo máximo de ensayo [MPa]
Compresión perpendicular a las fibras	3.57
Compresión paralela a las fibras	8.87
Flexión	23.15
Tracción perpendicular a las fibras	1.10
Corte paralelo a las fibras	4.98
Tracción paralela a las fibras	9.70

Nota. Esta tabla muestra los valores obtenidos en laboratorio con su percentil 5.

De igual manera la NEC-15 nos pide calcular los esfuerzos admisibles de acuerdo con el Manual de diseño de la junta de Cartagena, por lo que se presenta la tabla de esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad calculados en base a la normativa para el diseño de las edificaciones.

Tabla 7

Resultados de esfuerzos admisibles

Ensayo	Esfuerzo admisible [MPa]
Compresión perpendicular a las fibras	2.23
Compresión paralela a las fibras	4.44
Flexión	7.43
Tracción perpendicular a las fibras	1.10
Corte paralelo a las fibras	1.25
Tracción paralela a las fibras	9.70
<i>Nota.</i> Esta tabla muestra los valores calculados de esfuerzos admisibles a utilizar en el diseño.	

Asimismo, se calcularon los módulos de elasticidad, los cuales se representan en la siguiente tabla:

Tabla 8

Módulos de elasticidad calculados

Módulo de elasticidad [MPa]	
E_{prom}	6118.27
E_{min}	4678.63
<i>Nota.</i> Esta tabla muestra los valores calculados de módulos de elasticidad.	

Para el prediseño inicial se utilizaron todos los requisitos estructurales que nos establece el manual de diseño para maderas del grupo andino, la cual establece en el capítulo 8 elementos como son las vigas y viguetas y el capítulo 9 elementos como lo son las columnas, para el diseño de diagonales no existió como tal un capítulo referente, pero se aplicaron los criterios estructurales utilizados en las columnas.

Se realizó un proceso iterativo entre el ETABS y los diseños hasta verificar que los elementos estructurales cumplieran la solicitación de esfuerzos conforme a la combinación más demandante. Los elementos se crearon a partir del módulo de elasticidad definido y como material ortotrópico en el ETABS.

De igual manera, se realizaron los cálculos para las estructuras encontrando su periodo teórico vs su periodo real calculado por el ETABS, con el fin de encontrar su coeficiente de corte basal a partir del espectro de diseño de la NEC-15.

En la siguiente sección se presentan las derivas de entrepiso obtenidas a partir del análisis modal espectral, realizadas para verificar el desplazamiento relativo máximo entre pisos de los 2 tipos de edificaciones definidos. Las derivas calculadas se comparan con las derivas máximas admisibles establecidas por la normativa vigente, a fin de asegurar que la respuesta lateral de la edificación se mantiene dentro de los límites permisibles para garantizar la seguridad estructural y la funcionalidad. Los valores presentados permiten comprobar que la estructura cumple con las derivas permisibles.

A continuación, se va a presentar las tablas de las derivas obtenidas para las 2 edificaciones realizadas:

Tabla 9*Derivas vivienda 1 piso*

Pisos	Δ_{ex}	Δ_{ey}	Δ_{mx}	Δ_{my}	Δ_{adm}
1	0.000954	0.000951	0.00178875	0.00178313	0.02

Nota. Esta tabla muestra los valores calculados de las derivas de la edificación de un piso y su deriva admisible.

Tabla 10*Derivas vivienda 2 pisos*

Pisos	Δ_{ex}	Δ_{ey}	Δ_{mx}	Δ_{my}	Δ_{adm}
1	0.001233	0.001196	0.00231188	0.0022425	0.02
2	0.001478	0.001417	0.0027713	0.0026569	0.02

Nota. Esta tabla muestra los valores calculados de las derivas de la edificación de dos pisos y su deriva admisible.

Como se puede observar, la edificación de un piso y de dos pisos cumplen satisfactoriamente con las derivas admisibles establecidas por la normativa vigente, sin presentar inconvenientes estructurales bajo las combinaciones de carga consideradas. Este resultado valida que las secciones propuestas para los elementos estructurales son adecuadas, garantizando un comportamiento lateral seguro frente a acciones sísmicas y evitando desplazamientos excesivos que comprometan la estabilidad o funcionalidad de la construcción.

A continuación, se presenta la tabla con los resultados obtenidos para las diferentes secciones estructurales propuestas en el proyecto, en la cual se detallan los elementos, las dimensiones de sus secciones transversales y los criterios de diseño verificados para cada caso. Esta tabla resume las comprobaciones realizadas de acuerdo con los requisitos

normativos y de desempeño estructural, tales como deflexiones admisibles, esfuerzos de flexión, corte, compresión, esbeltez, carga axial y combinaciones de flexo-compresión y flexo-tracción, según corresponda a cada elemento.

Tabla 11

Secciones de elementos para vivienda 1 piso

Elementos	Secciones [cm]	Criterios verificados
Vigas cargadoras	18×30	Deflexiones admisibles Esfuerzo a flexión Esfuerzo a corte Esfuerzo a compresión
Vigas no cargadoras	10×20	Deflexiones admisibles Esfuerzo a flexión Esfuerzo a corte
Viguetas	8×18	Deflexiones admisibles Esfuerzo a flexión Esfuerzo a corte Esfuerzo a compresión
Columnas perimetrales	15×15	Esbeltez Carga axial admisible
Columnas centrales	15×15	Flexo-compresión en x y Flexo-tracción en x y
Diagonales	15×15	Tracción en x y Compresión en x y

De igual manera, se presenta la tabla con los resultados obtenidos para los elementos estructurales de la edificación de dos pisos, considerando las secciones diferenciadas por nivel. En ella se indican los elementos y las dimensiones de sus secciones transversales.

Tabla 12

Secciones de elementos para vivienda 2pisos

Elementos	Secciones [cm]	Criterios verificados
Vigas cargadoras piso 1 y 2	20×30	Deflexiones admisibles Esfuerzo a flexión Esfuerzo a corte Esfuerzo a compresión
Vigas no cargadoras piso 1 y 2	10×20	Deflexiones admisibles Esfuerzo a flexión Esfuerzo a corte
Viguetas piso 1 y 2	10×18	Deflexiones admisibles Esfuerzo a flexión Esfuerzo a corte Esfuerzo a compresión
Columnas perimetrales piso 1	18×18	Esbeltez Carga axial admisible
Columnas centrales piso 1	20×20	Flexo-compresión en x y Flexo-tracción en x y
Diagonales piso 1 y 2	18×18	Tracción/ Compresión en xy
Columnas perimetrales piso 2	15×15	Flexo-tracción en x y
Columnas centrales piso 2	20×20	Flexo-compresion en x y

Una vez verificado el comportamiento elástico de la estructura y comprobado el cumplimiento de derivas según los límites establecidos por la NEC-15, se procede a realizar un análisis no lineal estático, conocido como análisis pushover. Este procedimiento permite evaluar el desempeño estructural ante demandas sísmicas crecientes, incorporando la no linealidad material y localizando los mecanismos de formación de rótulas plásticas. A través de esta metodología, se identifican los modos de colapso potencial y se determinan parámetros clave como el desplazamiento objetivo, el cortante de fluencia, y la capacidad de deformación de los elementos estructurales, tanto a nivel local como global. En esta sección presenta los criterios de desempeño utilizados, así como los modelos y ecuaciones necesarios para definir y evaluar la respuesta inelástica de la edificación bajo diferentes niveles de amenaza sísmica.

Para considerar de manera precisa el comportamiento no lineal de las diagonales estructurales frente a la acción sísmica, se definieron rótulas plásticas axiales en los elementos diagonales del sistema estructural. Estas rótulas fueron colocadas específicamente en la mitad del claro de cada diagonal, ya que es en ese punto donde se concentra la mayor demanda de esfuerzos axiales, tanto de tracción como de compresión, durante un evento sísmico.

En el modelo, las rótulas se definieron como no simétricas, ya que la capacidad de la madera en tracción y compresión no es equivalente. Por esta razón, se establecieron valores distintos para la capacidad positiva y negativa:

El valor positivo de la rótula axial representa la capacidad máxima a tracción del elemento, el cual se calculó como el producto del área transversal efectiva de la sección por el esfuerzo admisible a tracción. Esta información fue obtenida directamente de la planilla de propiedades mecánicas y se basa en el valor de f_t , esfuerzo admisible a tracción.

El valor negativo, por otro lado, representa la capacidad máxima a compresión. Este valor corresponde a la carga axial admisible bajo compresión y se determinó considerando la reducción por esbeltez y los factores de estabilidad correspondientes. El dato se extrajo de la misma planilla, utilizando el valor de N_{adm} , que es la carga axial admisible en compresión, ya corregida por los factores normativos.

Ambos valores se ingresaron de manera directa como fuerzas máximas permitidas en la configuración de la rótula en el software, permitiendo así que el modelo represente con mayor fidelidad la respuesta real del sistema frente a cargas sísmicas. La rótula fue configurada para perder totalmente su capacidad resistente una vez alcanzado el valor máximo de fuerza, lo que simula adecuadamente el comportamiento esperado en estos elementos.

Conforme al procedimiento de evaluación por desempeño establecido en la norma ASCE 41-23, se ha definido el desplazamiento objetivo (δ_t) requerido para estimar la respuesta no lineal de la estructura bajo análisis mediante un enfoque estático (análisis pushover). La norma ASCE (2023), en su sección 7.4.3.3.2, establece que el desplazamiento objetivo se calcula mediante la Ecuación 7-29, que considera factores correctivos por no linealidad y efectos modales

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Glosario de términos técnicos

(Adaptado de ASCE 41-23, 2023)

En donde:

S_a: Aceleración espectral efectiva correspondiente al periodo efectivo de vibración (T_e) de la estructura, ajustada al nivel de desempeño y peligro sísmico considerado.

g: Aceleración de la gravedad.

Co: Coeficiente de modificación por desplazamiento inelástico, que ajusta la respuesta elástica para representar el comportamiento post-elástico de la estructura.

Vy: Resistencia lateral de fluencia global de la estructura.

W: Peso sísmico total de la estructura.

Cm: Coeficiente de distribución modal, que relaciona el modo de vibración fundamental con la forma de colapso de la estructura.

$\mu_{strength}$: Factor de sobre resistencia, que representa la diferencia entre la resistencia real y la nominal o prevista.

a: Exponente que define la relación entre fuerza y desplazamiento en el rango post-elástico (relacionado al tipo de comportamiento no lineal de la estructura).

Te: Periodo efectivo de vibración, considerando el sistema real, incluyendo su rigidez reducida.

C1 y C2: Factores de corrección que ajustan el desplazamiento objetivo considerando la forma del espectro y la influencia de modos superiores y la degradación de rigidez.

δ_t : Desplazamiento objetivo final, estimado para ser alcanzado en el análisis pushover para el nivel de desempeño y peligro sísmico definido.

A continuación, se presentan los valores del desplazamiento objetivo obtenidos para las edificaciones de 1 y 2 pisos, calculados conforme al procedimiento de análisis estático no lineal descrito. Estos valores fueron determinados considerando el periodo efectivo de vibración de cada estructura, la aceleración espectral correspondiente al nivel de amenaza

sísmica definido, así como los factores de corrección por comportamiento inelástico, modos superiores y degradación estructural.

Tabla 13

Desplazamiento objetivo – Sismo de diseño

Estructuras	Desplazamiento objetivo
1 piso	0.0145
2 pisos	0.0283

Tabla 14

Desplazamiento objetivo – Sismo máximo considerado

Estructuras	Desplazamiento objetivo
1 piso	0.0350
2 pisos	0.0559

Conforme a lo establecido por la norma ASCE 41-23, y tras haber determinado los valores del desplazamiento objetivo (δ_t) para las edificaciones de 1 y 2 pisos analizadas, se procede a continuar con la evaluación estructural mediante la verificación de los criterios de aceptación, a nivel global. El desplazamiento objetivo representa la máxima demanda inelástica estimada que debe alcanzar la estructura bajo el nivel de amenaza sísmica definido, utilizando un análisis estático no lineal (pushover).

Tras realizar el análisis estático no lineal (pushover) para las estructuras de 1 y 2 pisos, se evaluó su respuesta frente a las exigencias de los niveles de desempeño establecidos por la normativa ASCE 41-23, tanto para el Sismo de Diseño (SD) como para el Sismo Máximo Considerado (SMC). El análisis se ejecutó únicamente en la dirección X, dado que

la estructura presenta una configuración regular en planta y en elevación, con una distribución simétrica del sistema estructural en ambas direcciones. Por tanto, un análisis pushover en la dirección Y habría arrojado resultados equivalentes.

En ambos modelos, al alcanzar el desplazamiento objetivo correspondiente, se evidenció la formación de rótulas plásticas controladas por fuerza que superaron el umbral de Collapse Prevention (CP), manifestándose con rótulas en color rojo en elementos estructurales clave.

Dado que no se cuenta con ensayos cíclicos de elementos estructurales para la calibración de los modelos fuerza-deformación (rótulas plásticas), tal como recomienda la sección 7.6 de la ASCE 41-23, se ha asumido para todos los elementos un comportamiento controlado por fuerza, conforme a lo indicado en 7.5.1.1. Bajo esta consideración, los resultados del análisis muestran que ninguna de las estructuras evaluadas alcanza los niveles de desempeño Life Safety (LS) ni Collapse Prevention (CP) frente a solicitaciones sísmicas severas. Este hallazgo sugiere un desempeño estructural insuficiente y la necesidad de evaluar alternativas de rediseño o refuerzo, reconociendo que las conclusiones están condicionadas por las suposiciones adoptadas debido a la ausencia de datos experimentales específicos.

En los análisis realizados, se verificó que en todos los casos se alcanzaron los desplazamientos objetivo establecidos, excepto en la edificación de 1 piso bajo el escenario de Sismo Máximo Considerado (SMC). Sin embargo, varios elementos estructurales excedieron los límites de aceptación correspondientes al estado Collapse Prevention (CP) antes de llegar al desplazamiento objetivo, lo que implica que la estructura no cumple con el nivel de desempeño exigido para dicho nivel de amenaza sísmica.

Se van a mostrar las imágenes de las 2 estructuras con los resultados en ETABS para sismo de diseño y sismo máximo considerado evidenciando lo descrito:

Figura 5

Modelo de 2 pisos ejecutado en el desplazamiento objetivo para sismo de diseño

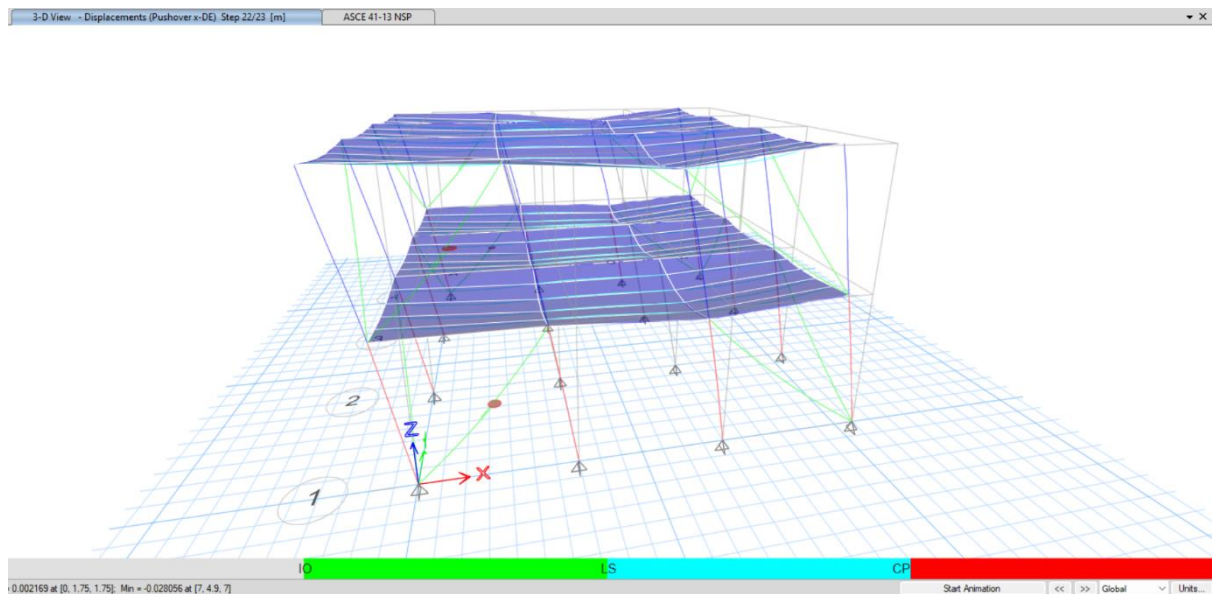


Figura 6

Modelo de 2 pisos ejecutado en el desplazamiento objetivo para sismo máximo considerado

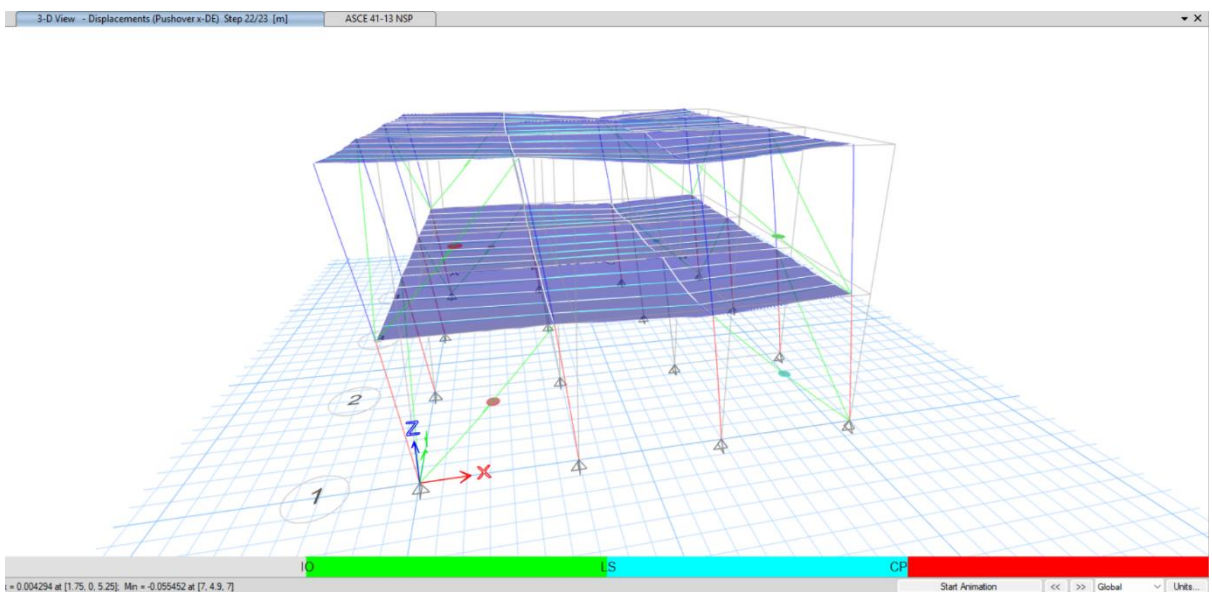
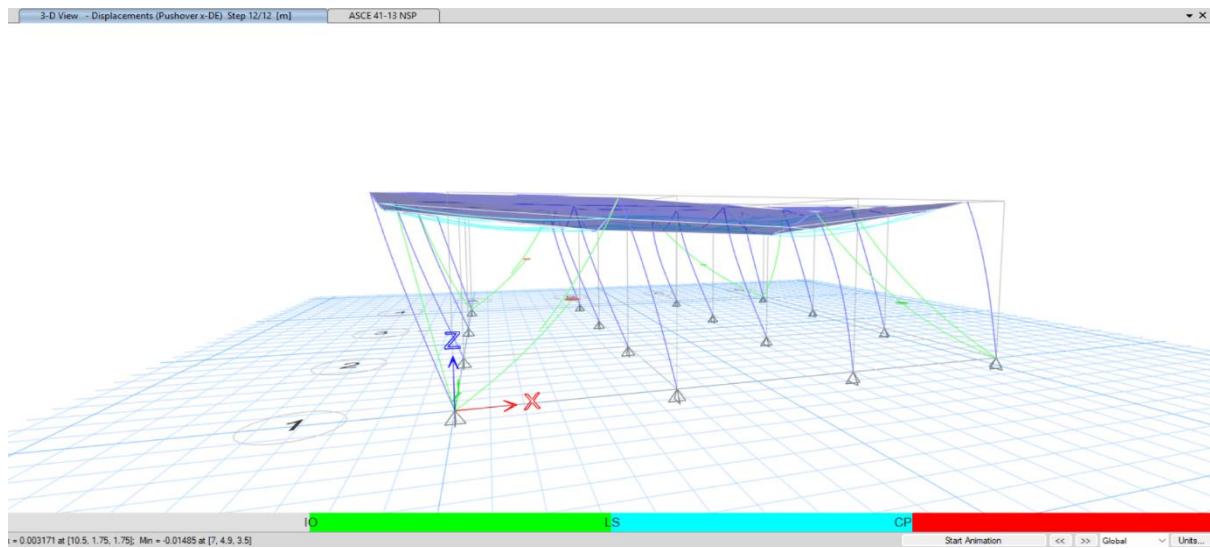


Figura 7

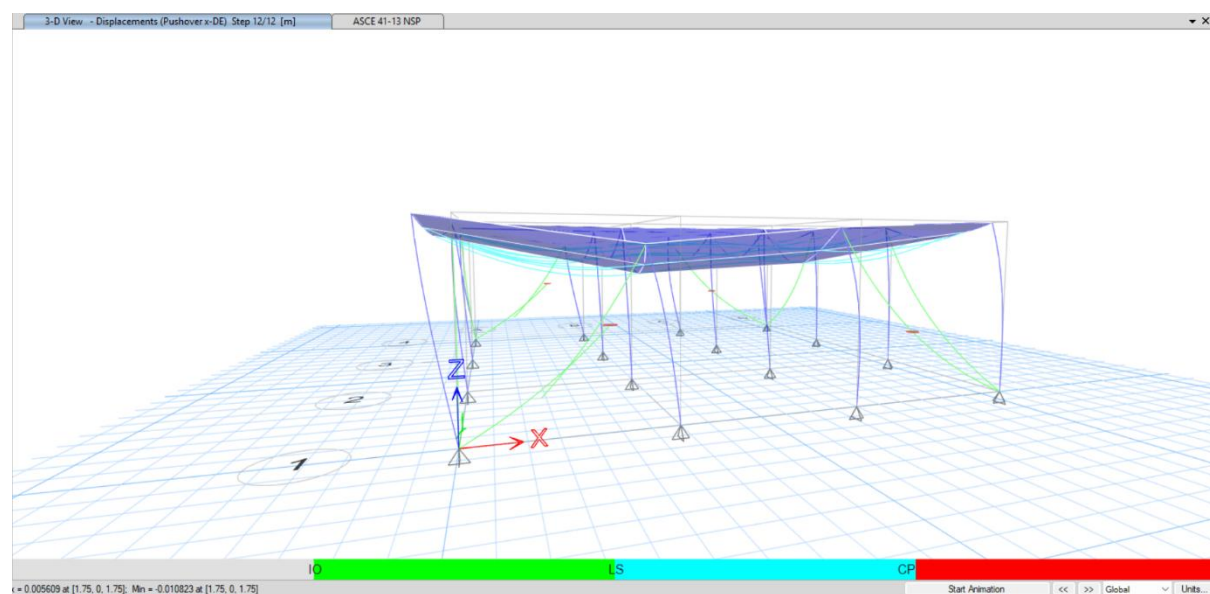
Modelo de 1 piso ejecutado en el desplazamiento objetivo para sismo de diseño



El modelo presentado a continuación proporcionó como dato de salida que sus 4 diagonales ya sobrepasaron el umbral de prevención de colapso a un desplazamiento máximo de 0.026068m, lo cual es menor al desplazamiento objetivo buscado para el SMC.

Figura 8

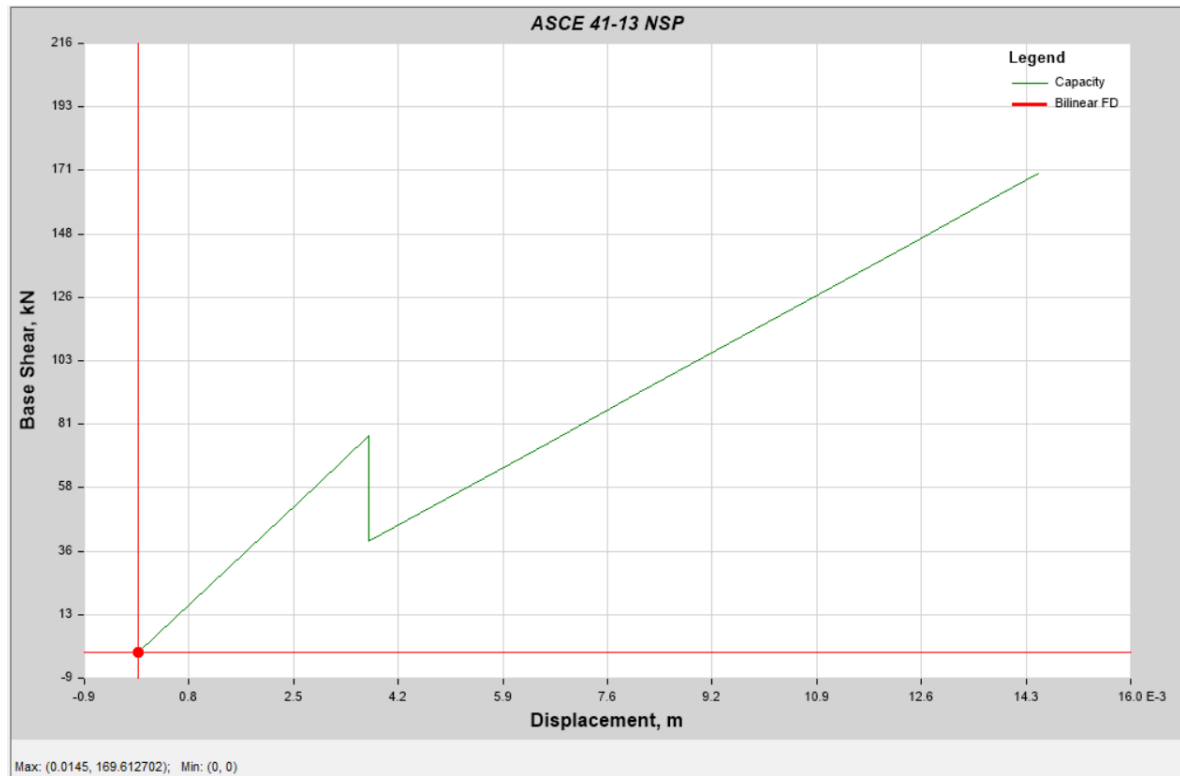
Modelo de 1 piso ejecutado en el desplazamiento objetivo para sismo máximo considerado



De la misma manera, se presentan los gráficos Pushover para los 2 sismos descritos:

Figura 9

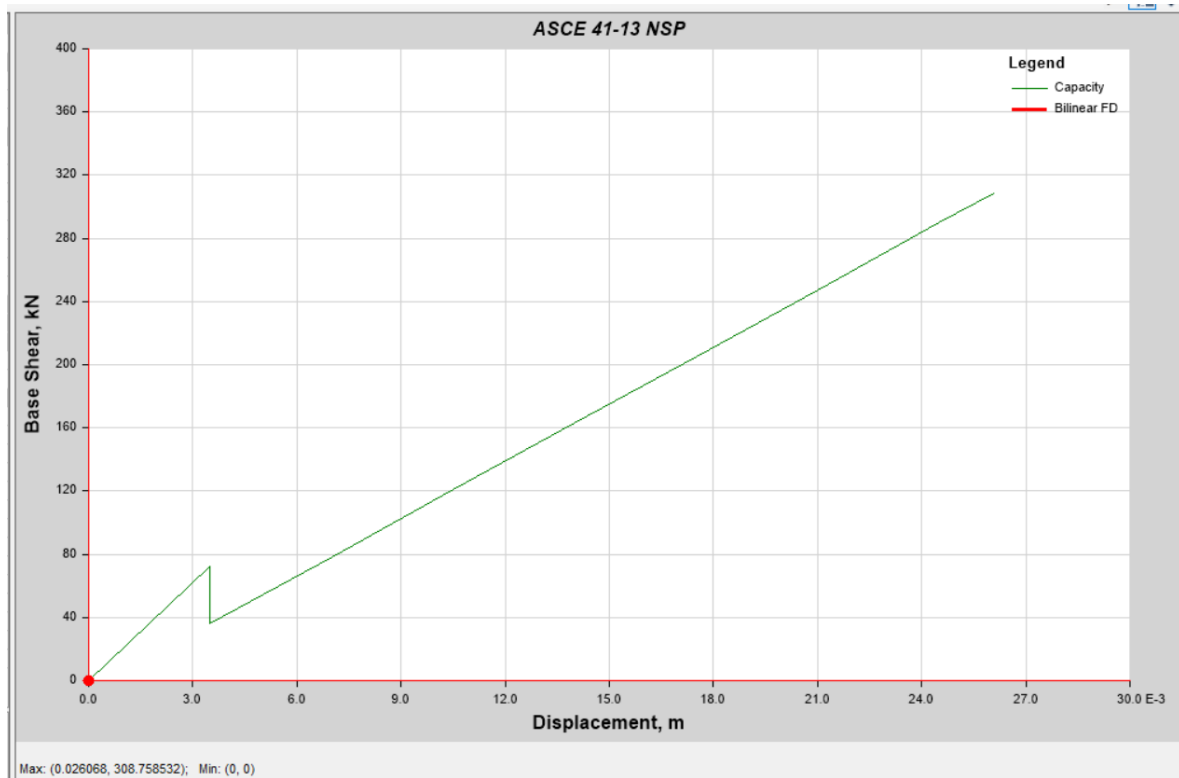
Curva pushover – Estructura de 1 piso en dirección X con desp. objetivo Sismo de diseño



Como se puede apreciar en la imagen, la estructura comienza a formar rotulas axiales que superaron el su 100% de demanda capacidad, sin embargo, todavía es capaz de resistir fuerza sísmica a nivel global.

Figura 10

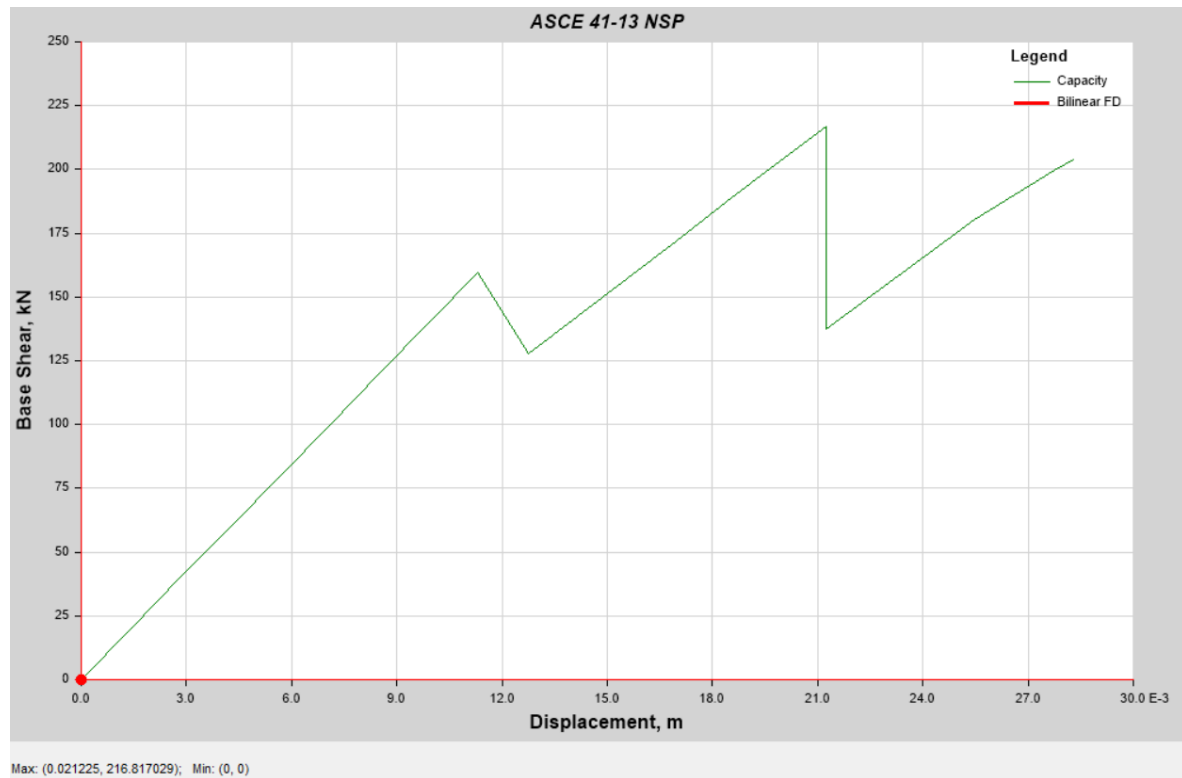
Curva pushover – Estructura de 1 piso en dirección X con desp. objetivo Sismo Máx Considerado



En esta curva se puede apreciar que si bien ocurre el mismo comportamiento de las rotulas que en el Sismo de Diseño, estas no alcanzan el desplazamiento objetivo ya que llega hasta 0.026 metros de desplazamiento.

Figura 11

Curva pushover – Estructura de 2 pisos en dirección X con desp. objetivo Sismo Diseño

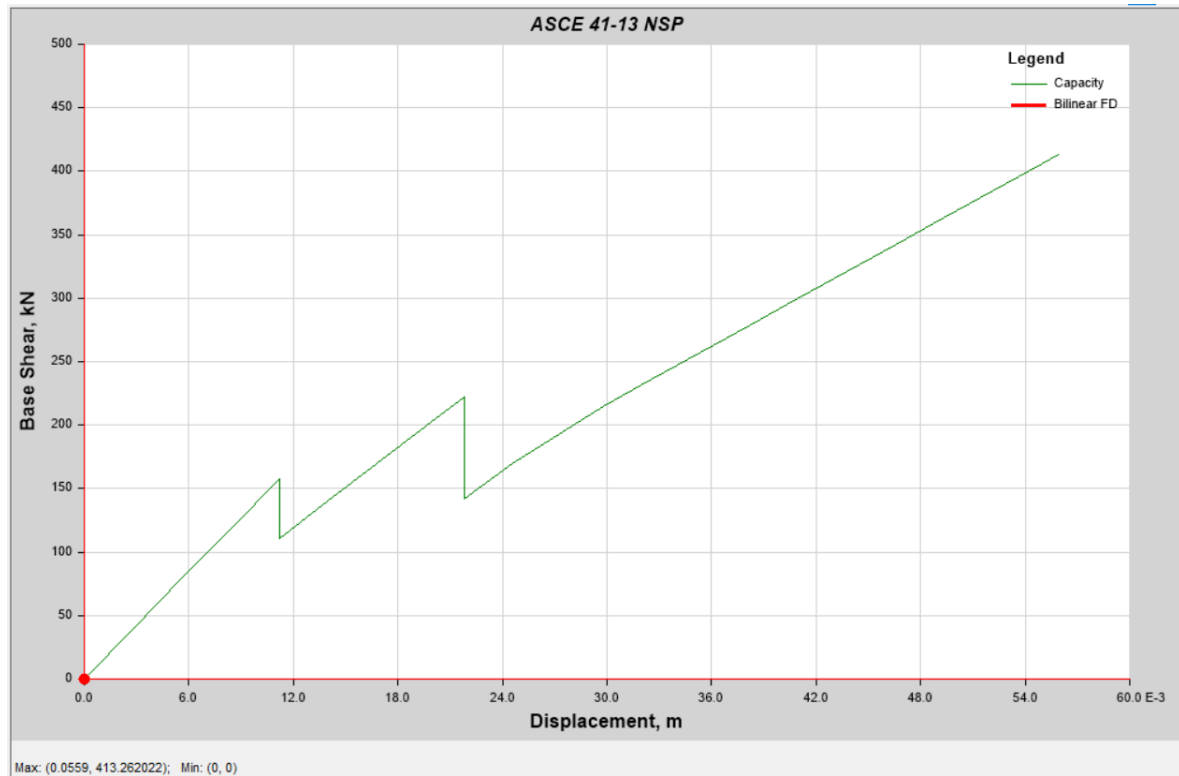


La curva pushover correspondiente al Sismo de Diseño muestra que la estructura alcanza el desplazamiento objetivo definido conforme a los parámetros encontrados, manteniendo una capacidad resistente residual frente a la demanda sísmica a nivel global.

Cabe destacar que la próxima imagen guarda la misma descripción ya que también tiene una capacidad residual frente a fuerza sísmica después de su desplazamiento objetivo, ya que se evidencia logro alcanzar su desplazamiento planteado y sin embargo la curva todavía no tiene una caída abrupta. Sin embargo, sus elementos diagonales que son elementos críticos en este análisis ya trabajaban a una relación D/C mayor del 100% para los 2 desempeños sísmicos por lo tanto se formaron las rotulas que superaban el umbral de prevención de colapso y así queda una estructura inestable.

Figura 12

Curva pushover – Estructura de 2 pisos en dirección X con desp. objetivo Sismo Máximo Considerado



Esta etapa es fundamental dentro del marco del diseño basado en desempeño, ya que permite contrastar la capacidad real de la edificación con los límites definidos para evitar colapsos parciales o totales, así como daños irreparables en los componentes estructurales, estos resultados mostrados evidencio que no cumple en criterios globales.

La evaluación de cumplimiento estructural a nivel local, específicamente para acciones controladas por fuerza que no se modelan con propiedades no lineales fuerza-deformación, se rige por los criterios definidos en la sección 7.5.3.2.3 de la norma ASCE 41-23. En estos casos, los elementos deben verificarse mediante la Ecuación (7-41), la cual establece que la demanda no debe exceder la resistencia de la componente ajustada por factores de carga y criticidad:

$$\gamma\chi(Q_{UF} - Q_G) + Q_G \leq Q_{CL}$$

Donde:

Q_{UF} : Demanda sísmica en el componente (determinada según el procedimiento estático o dinámico no lineal),

Q_G : Demanda gravitacional concurrente,

Q_{CL} : Capacidad del componente (resistencia límite inferior).

γ : Factor de carga según si el componente es crítico o no crítico.

χ : Factor de desempeño: se toma como 1.0 para el nivel Collapse Prevention (CP), y 1.3 para los niveles Life Safety (LS) e Immediate Occupancy (IO).

En base a esta fórmula deduciendo matemáticamente con las diferentes cargas aplicadas en las edificaciones se obtuvieron 2 expresiones para poder evaluar los criterios locales en base a los distintos desempeños sísmicos, tanto para seguridad de vida y para prevención de colapso.

Para el nivel de Seguridad de Vida (Life Safety, LS):

$$SV = 1.5E - 0.5D - 0.125L$$

Para el nivel de Prevención de Colapso (Collapse Prevention, CP):

$$PC = 1.3E - 0.3D - 0.075L$$

Estas expresiones permiten verificar el cumplimiento de los elementos estructurales controlados por fuerza, evaluando si la demanda total combinada bajo solicitaciones sísmicas (E), cargas muertas (D) y cargas vivas (L) permanece por debajo de la resistencia límite del

componente. Su cumplimiento es obligatorio para garantizar los niveles de desempeño exigidos, y su incumplimiento implica que el elemento falla localmente bajo el nivel de amenaza sísmica considerado.

A continuación, se presenta en las tablas detallados el cumplimiento de las secciones de su demanda de manera local de los elementos de las estructuras en base a las combinaciones detalladas:

Tabla 15

Cumplimiento de demanda estructural mediante combinación de niveles de desempeño

ELEMENTOS	LS	CP
Vigas y viguetas	CUMPLE	CUMPLE
Columna perimetral p1	NO CUMPLE	NO CUMPLE
Columna intermedia p1	CUMPLE	CUMPLE
Columna perimetral p2	NO CUMPLE	NO CUMPLE
Columna intermedia p2	CUMPLE	CUMPLE
Diagonal p1 y p2	NO CUMPLE	NO CUMPLE

Nota. En esta tabla se muestra el cumplimiento o no cumplimiento de los elementos estructurales de la vivienda de 2 pisos frente a las combinaciones de carga según los criterios de aceptación locales.

Tabla 16

Cumplimiento de demanda estructural mediante combinación de niveles de desempeño

ELEMENTOS	LS	CP
Vigas y viguetas	CUMPLE	CUMPLE
Columna perimetral p1	NO CUMPLE	NO CUMPLE
Columna intermedia p1	CUMPLE	CUMPLE

Diagonal p1

NO CUMPLE

NO CUMPLE

Nota. En esta tabla se muestra el cumplimiento o no cumplimiento de los elementos estructurales de la vivienda de un piso frente a las combinaciones de carga según los criterios de aceptación locales.

Tabla 17

Capacidad de las rótulas de las diagonales en tracción

Elementos	D/C
Diagonales p1 de estructura 2 pisos	1.41
Diagonal p2 de estructura de 2 pisos	0.94
Diagonal p1 de estructura de 1 piso	1.51

Nota. En esta tabla se muestra la relación demanda capacidad de las diagonales bajo los criterios de aceptación locales en seguridad de vida.

Cabe destacar que la siguiente tabla presenta únicamente la relación demanda-capacidad de las diagonales bajo esfuerzos de tracción, debido a que en compresión los valores obtenidos resultan significativamente menores —aproximadamente 50 veces inferiores— en comparación con los esfuerzos de tracción.

Esta diferencia se debe a los efectos de inestabilidad por pandeo, típicos en elementos delgados sometidos a compresión axial. Por lo tanto, se ha optado por evaluar el estado más crítico, correspondiente a la tracción, ya que es este el que define la formación de rótulas plásticas y el eventual colapso del elemento bajo sollicitaciones sísmicas.

A continuación, se presentan las capturas de los parámetros definidos para las rótulas plásticas en los modelos estructurales desarrollados en ETABS, las cuales fueron configuradas conforme a las propiedades mecánicas obtenidas en laboratorio y a los criterios de aceptación establecidos por la normativa vigente y las especificaciones mencionadas anteriormente en este capítulo de resultados.

Figura 13

Parámetros configurados para el comportamiento de las rotulas en vivienda de 2 pisos.

Hinge Property Data for Rotula diagonal - Axial P

Force Control Parameters

Maximum Allowed Force

☐ Specified Proportion of Yield Force

☒ User Specified Force, kN

☒ Hinge Loses All Load Carrying Capacity When Maximum Force Is Reached

Acceptance Criteria (Force/Maximum Allowed Force)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.5	-0.5
Life Safety	0.8	-0.8
Collapse Prevention	1	-1

☐ Hinge is Symmetric (Tension Behavior Same as Compression Behavior)

OK Cancel

Bajo el mismo criterio aplicado en la definición de las rótulas plásticas del modelo correspondiente a la edificación de dos pisos, se procederá a utilizar la misma metodología para la configuración de los parámetros que definen las distintas etapas de comportamiento de las rótulas en la edificación de un piso. Esta decisión se justifica en la necesidad de mantener una coherencia en el análisis no lineal, asegurando que las condiciones límite de desempeño. De esta manera, se garantiza que la representación del comportamiento estructural bajo condiciones sísmicas sea consistente en ambos modelos, permitiendo una evaluación comparativa válida del desempeño estructural.

Figura 14

Parámetros configurados para el comportamiento de las rotulas en vivienda de 1 piso.

E Hinge Property Data for ROTULA DIAGONAL - Axial P

Force Control Parameters

Maximum Allowed Force

☐ Specified Proportion of Yield Force

☒ User Specified Force, kN

☒ Hinge Loses All Load Carrying Capacity When Maximum Force Is Reached

	Positive	Negative
Positive		
Negative	218.24	-31.8

Acceptance Criteria (Force/Maximum Allowed Force)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.5	-0.5
Life Safety	0.8	-0.8
Collapse Prevention	1	-1

☐ Hinge is Symmetric (Tension Behavior Same as Compression Behavior)

OK Cancel

Discusión

La presente discusión tiene como objetivo principal interpretar y contextualizar los resultados obtenidos en la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones residenciales de uno y dos pisos construidas con madera Melina (*Gmelina arborea*). Los hallazgos de este estudio, a pesar de demostrar el cumplimiento de los límites de deriva de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), revelan que la capacidad de las estructuras analizadas no es suficiente para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, como se determinó a través del análisis pushover. Este resultado indica que, si bien la madera Melina tiene potencial, el diseño estructural propuesto en este estudio requieren modificaciones para garantizar un desempeño sísmico satisfactorio, de manera conjunta con las conexiones a diseñar en futuras investigaciones.

En las siguientes secciones, se compararán estos hallazgos con la literatura existente y se discutirán las implicaciones de los resultados para futuros diseños de construcciones con este material.

Aunque la presente investigación se enfoca en el desempeño sísmico de estructuras de madera, es crucial contextualizar estos hallazgos dentro del marco más amplio de la construcción sostenible. La elección de materiales como la madera Melina se justifica no solo por sus propiedades mecánicas, sino también por su potencial para reducir la huella de carbono de las edificaciones, un aspecto que está cobrando cada vez más relevancia en la industria. Herramientas de toma de decisiones que integran el modelado de información de construcción (BIM) con análisis de sistemas dinámicos (SD) permiten evaluar de manera integral el impacto ambiental de la selección de materiales desde las primeras etapas del diseño, optimizando el rendimiento sostenible en función de variables como el uso de energía, el consumo de agua y las emisiones (Bank et al., 2011). Este enfoque sistémico subraya la importancia de considerar la sostenibilidad desde una perspectiva holística, lo que

incluye la durabilidad y la resiliencia estructural de los edificios. En este sentido, los resultados de este estudio, que señalan una capacidad insuficiente de las estructuras de madera Melina para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, ponen de manifiesto un desafío clave en la búsqueda de soluciones constructivas que equilibren la sostenibilidad ambiental con la seguridad estructural, un equilibrio que debe ser el foco de futuras investigaciones y desarrollos en el diseño de edificios.

En este sentido, los resultados de este estudio, que señalan una capacidad insuficiente de las estructuras de madera Melina para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, ponen de manifiesto un desafío clave en la búsqueda de soluciones constructivas que equilibren la sostenibilidad ambiental con la seguridad estructural. Un enfoque prometedor para abordar este desafío es el diseño sísmico basado en el desempeño (PBSD), el cual permite a los diseñadores especificar el nivel de riesgo y las expectativas de desempeño para luego "diseñar" el sistema estructural que cumpla con estos requisitos. Este proceso puede ser visto como un problema de identificación de sistema, donde el objetivo es encontrar la configuración estructural óptima que minimice la diferencia entre el desempeño esperado y el real, tomando en cuenta la naturaleza probabilística de los eventos sísmicos (van de Lindt et al., 2008).

Particularmente en el contexto de la construcción con madera. El riesgo de fallas críticas, como el mecanismo de "piso blando", no es exclusivo de un solo tipo de material, sino que es una preocupación transversal en la ingeniería estructural. Un estudio de Sattar y Liel (2016) sobre marcos de concreto reforzado con muros de mampostería ilustra que la interacción entre el muro de relleno y el marco puede incrementar significativamente el riesgo de colapso, especialmente en estructuras con un piso inferior más débil y flexible. Este hallazgo subraya la necesidad de considerar todas las posibles interacciones entre los componentes estructurales durante el diseño para mitigar el riesgo sísmico.

Curiosamente, un estudio sobre viviendas tradicionales chinas realizado por Shen et al. (2021) ofrece una perspectiva alternativa sobre esta interacción. En este caso, los pórticos de madera con relleno de barro y piedra demuestran un mecanismo de disipación de energía donde la falla del muro de relleno, causada por la incompatibilidad de deformaciones con el marco de madera flexible, actúa como un fusible sacrificial que protege la estructura principal. Ambos estudios, a pesar de sus diferencias en materiales y filosofía de diseño, refuerzan la idea de esta la necesidad de una evaluación minuciosa de los diferentes elementos que interactúan con la estructura.

La revisión de la literatura sobre estructuras de madera contralaminada (CLT) de Izzi et al. (2018) proporciona un punto de referencia crucial para la discusión del desempeño sísmico de la madera. El estudio destaca que, a diferencia de los pórticos tradicionales, los paneles de CLT son intrínsecamente rígidos y se comportan casi como cuerpos elásticos durante un evento sísmico. En este sistema, la ductilidad y la capacidad de disipación de energía se concentran deliberadamente en las conexiones mecánicas, como los hold-downs y los angle brackets. Esta filosofía de diseño, conocida como diseño basado en la capacidad, asegura que las conexiones sean los "fusibles" del sistema, cediendo y disipando energía de manera controlada para proteger los paneles principales de madera de daños. Este enfoque contrasta con el de mi tesis, que investiga la disipación de energía a través de la formación de rótulas plásticas en los elementos de madera del pórtico con diagonales. Lo que resalta a la madera como elemento estructural sismorresistente. De esta manera, mi estudio sobre la madera Melina se posiciona como una contribución vital para desarrollar principios de diseño y asegurar que el mecanismo de disipación de energía previsto, evitando fallas frágiles en otras partes de la estructura.

Se ha hecho evidente que el desempeño sísmico de las estructuras de madera no es un fenómeno aislado de sus elementos principales, sino una respuesta sistémica que incluye a sus componentes no estructurales.

El NEES Wood Benchmark Test Christovasilis et al. (2009) demostró que materiales como el tablero de yeso y el estuco pueden mejorar significativamente la rigidez y la capacidad de resistencia de las edificaciones ligeras de madera. Este hallazgo es crucial para un análisis sísmico como el mío, pues sugiere que la contribución del sistema de pórticos de madera no debe analizarse de forma aislada. Más bien, la interacción con los acabados y los elementos no estructurales podría modificar el mecanismo de disipación de energía, complementando o alterando el comportamiento esperado de las diagonales.

Esto me lleva a reflexionar sobre la necesidad de un enfoque holístico en la evaluación, reconociendo que la respuesta sísmica de una edificación real es la suma de todas sus partes.

Un análisis más profundo de las construcciones históricas revela la existencia de filosofías de diseño empíricas que resuelven los desafíos sísmicos con estrategias inesperadas. Un estudio de Güllkan y Langenbach (2004) sobre las viviendas tradicionales turcas de tipo "hımmiş" (pórtico de madera con relleno de mampostería) demuestra que estos edificios mostraron un desempeño sísmico notablemente superior al de las construcciones modernas de hormigón armado de mala calidad. El mecanismo de resistencia en el sistema "hımmiş" no reside en la rigidez de los elementos estructurales, sino en un proceso de disipación de energía donde la mampostería de relleno "trabaja" y se desliza a lo largo de las juntas con el marco de madera, un comportamiento facilitado por el uso de morteros débiles. Este hallazgo es de gran importancia para mi tesis, mientras mi investigación se enfoca en un sistema de pórticos de madera Melina con diagonales, diseñado para que la ductilidad y la

disipación de energía se concentren de manera controlada en los elementos diagonales, el estudio turco evidencia una solución no ingenieril donde el relleno actúa como un fusible sacrificial para proteger la integridad del pórtico principal.

Esta comparación me permite enriquecer mi discusión, argumentando que la eficacia de la madera como material sismo-resistente no se limita a un único enfoque de diseño, sino que abarca una variedad de mecanismos que deben ser comprendidos y modelados con precisión.

Al reflexionar sobre los resultados de mi análisis, que indican un desempeño sísmico insatisfactorio a pesar del uso de rótulas plásticas en las diagonales, me veo obligado a cuestionar la idoneidad del sistema estructural propuesto inicialmente.

La literatura consultada, que abarca desde la construcción ancestral hasta los sistemas modernos como el CLT, sugiere que la disipación de energía sísmica no siempre debe residir en los elementos principales del pórtico. Los estudios de Güllkan y Langenbach (2004) y Shen et al. (2021) revelan la existencia de mecanismos de "fusible sacrificial" en estructuras tradicionales con relleno de mampostería o barro, donde la falla controlada del material de relleno protege el marco de madera subyacente.

De manera similar, la revisión de Izzi et al. (2018) sobre el CLT demuestra que la ductilidad se delega estratégicamente a las conexiones, permitiendo que los paneles de madera actúen como cuerpos rígidos. Estos enfoques, que separan la función de resistencia de la de disipación de energía, contrastan con mi planteamiento, en el cual intenté concentrar ambos roles en los miembros del pórtico de madera Melina.

Es posible que el comportamiento observado en mi tesis, donde las estructuras no alcanzaron el nivel de desempeño aceptable, se deba a que las rótulas plásticas, si bien son un

mecanismo de disipación, no resultaron ser la solución más eficaz para este tipo de madera y configuración.

Por tanto, una línea de investigación futura y una crítica a mi propio método de diseño, sería explorar la posibilidad de incorporar elementos de relleno o diseñar conexiones específicas que actúen como disipadores de energía. Esto no solo alinearía la investigación con las prácticas probadas en la historia de la ingeniería sísmica, sino que también ofrecería una solución más robusta y confiable para el uso de la madera Melina en zonas de alta sismicidad, garantizando un equilibrio entre la sostenibilidad y la seguridad estructural.

Conclusiones

El uso de la madera Melina (*Gmelina arborea*) como material estructural muestra un comportamiento mecánico aceptable para edificaciones residenciales, cumpliendo con las exigencias normativas de la NEC-MD en términos de esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad, lo que valida su inclusión dentro de los grupos estructurales de diseño. Este resultado responde al primer objetivo específico y demuestra que es posible caracterizar la madera local mediante ensayos normalizados (ASTM D143-22), generando datos confiables que aportan a la ingeniería estructural nacional.

A pesar de que las estructuras diseñadas cumplieron satisfactoriamente con los límites de deriva elástica establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE), la evaluación mediante análisis pushover reveló un hallazgo crítico y paradójico.

El sistema estructural propuesto, modelado con rótulas plásticas axiales controladas por fuerza en los elementos diagonales, no demostró la capacidad de disipación de energía suficiente para alcanzar los niveles de desempeño sísmico de “Seguridad de Vida” (LS) y “Prevención de Colapso” (CP). No obstante, este resultado debe interpretarse considerando la limitación de no contar con modelos específicos fuerza-deformación ni con criterios de aceptación local para este tipo de sistema estructural, lo que podría influir en la precisión de la evaluación.

Como aporte académico y técnico, este estudio representa una contribución original a la ingeniería estructural ecuatoriana, al aplicar por primera vez un enfoque combinado de caracterización experimental y evaluación por desempeño sísmico a edificaciones con madera Melina. Se evidencia que, si bien es viable su uso desde un punto de vista normativo y constructivo, es necesario avanzar hacia marcos reglamentarios que contemplen evaluación

por desempeño y métodos de diseño basados en capacidad, particularmente en contextos con amenaza sísmica alta.

El análisis pushover indicó que las edificaciones que si bien no cumplen con los criterios de desempeños establecidos en ASCE 41-23, tiene una capacidad residual a nivel global que permite resistir fuerza sísmica pero lo cual no es fiable ya que quedó una estructura inestable, lo cual revela una brecha entre la normativa ecuatoriana NEC-MD (con enfoque elástico) y las necesidades reales de análisis en zonas sísmicas activas. Este resultado permite concluir que el uso exclusivo de NEC-MD es insuficiente para garantizar desempeño sísmico adecuado en madera estructural, y que se requiere su complementación con normas de evaluación por desempeño.

Esta investigación constituye un estudio piloto que evidencia el potencial de la madera Melina como material estructural en edificaciones de baja altura ubicadas en zonas sísmicas. Los resultados obtenidos permiten concluir que su aplicación práctica es viable, siempre y cuando se continúe profundizando en enfoques de diseño basados en desempeño y se exploren nuevas configuraciones estructurales. Entre estas, se recomienda investigar alternativas como sistemas estructurales distintos al pórtico que podrían ofrecer una mejor distribución de la disipación de energía y un comportamiento sísmico más robusto. Cabe destacar que, en las estructuras analizadas, la presencia de arriostramientos en vanos coincidentes en ambos niveles aporta una cierta redundancia estructural; esta configuración permite que, incluso si un elemento diagonal falla por completo, la resistencia sea asumida por otras diagonales en la misma orientación, contribuyendo a la estabilidad global del sistema. Esta tesis, por tanto, sienta las bases para futuras investigaciones orientadas a optimizar el diseño sismorresistente con madera Melina y a consolidar su uso dentro de soluciones constructivas sostenibles y seguras en el contexto ecuatoriano.

Recomendaciones

Con base en los resultados obtenidos y el análisis del comportamiento estructural de las edificaciones diseñadas con madera Melina, se sugiere que investigaciones futuras consideren el estudio de nuevas configuraciones estructurales que permitan una distribución más eficiente de la disipación de energía. Los sistemas tipo pórtico con diagonales utilizados en el presente estudio mostraron un desempeño limitado ante demandas sísmicas intensas, particularmente en lo referente a la capacidad de alcanzar niveles de desempeño como Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP), conforme a los criterios establecidos en la norma ASCE 41-23. En este sentido, resulta pertinente explorar alternativas como marcos rígidos, muros de corte de madera, sistemas híbridos con materiales más dúctiles, o la incorporación de conexiones especializadas con mecanismos de disipación controlada, que puedan contribuir a mejorar la respuesta global de la estructura ante sollicitaciones inelásticas.

Se recomienda además que, en futuras propuestas de diseño estructural con madera Melina, se adopte desde la fase inicial una filosofía de diseño basada en desempeño, que incluya el uso sistemático de herramientas de análisis no lineal, tales como el análisis pushover o algún tiempo historia. Este enfoque permite identificar con mayor precisión los modos de falla, la formación de mecanismos plásticos y la ubicación de concentraciones de daño, aspectos que no pueden ser evaluados adecuadamente mediante metodologías lineales como el diseño por esfuerzos admisibles. Considerando que el presente estudio se desarrolló en el contexto de una zona de amenaza sísmica muy alta, como lo es la provincia de Manabí, se hace imprescindible superar el enfoque exclusivamente elástico propuesto por la NEC (2015), e integrar procedimientos que evalúen el comportamiento estructural más allá del límite de proporcionalidad.

Adicionalmente, se recomienda considerar la redundancia estructural como un criterio de diseño fundamental en futuras edificaciones de madera. La redundancia permite que la

estructura mantenga su estabilidad y capacidad portante incluso si uno o varios elementos individuales fallan, distribuyendo las cargas de manera más uniforme y evitando colapsos locales que puedan comprometer la integridad global del edificio. Esto se puede lograr mediante la incorporación de sistemas de arriostramiento adicionales, la duplicación de elementos críticos y la conexión eficiente entre vigas, columnas y diagonales, de manera que la pérdida de un componente no implique un fallo total de la estructura. Los resultados del presente trabajo evidenciaron la formación prematura de rótulas plásticas en elementos críticos, lo cual sugiere una necesidad de rediseñar estos componentes con criterios de eficiencia estructural y ductilidad. Esta optimización puede contemplar la modificación de proporciones, la utilización de elementos de refuerzo localizados, o el rediseño de uniones y conexiones que garanticen una mejor transferencia de fuerzas internas, así como una mayor capacidad de absorción de energía sin pérdida de estabilidad estructural.

Finalmente, se considera pertinente impulsar el desarrollo y la actualización de los marcos normativos ecuatorianos relacionados con el diseño y evaluación de estructuras de madera. La incorporación explícita de metodologías de evaluación por desempeño dentro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-MD), así como la inclusión de lineamientos técnicos para el diseño no lineal, contribuirían significativamente a garantizar la seguridad estructural en edificaciones construidas con especies locales como la *Gmelina arborea*. Este avance normativo permitiría no solo promover el uso responsable de recursos renovables, sino también consolidar criterios técnicos ajustados a las condiciones sísmicas específicas del Ecuador, fortaleciendo la sostenibilidad y resiliencia del entorno construido.

Referencias bibliográficas

- Alcalde, J. (1999). *Residuos de construcción y demolición*. Globo Terráqueo.
- Anderson, D. R., Sweeney, D. J., & Williams, T. A. (2008). *Estadística para administración y economía* (10.^a ed.). Cengage Learning.
- Bank, L. C., Thompson, B. P., & McCarthy, M. (2011). Decision making tools for evaluating the impact of materials selection on the carbon footprint of buildings. *Carbon Management*, 2(4), 431–441.
<https://doi.org/10.4155/cmt.11.33>
- BBC Mundo. (2016, abril 20). Terremoto de magnitud 7,8 en la zona costera de Ecuador deja más de 600 muertos.
http://www.bbc.com/mundo/noticias/2016/04/160416_ecuador_terremoto_magnitud_colombia_peru_bm
- British Standards Institution. (2010). *BS EN 384:2010 – Structural timber – Determination of characteristic values of mechanical properties and density*. BSI.
- Carranza-Vera, L. A., Vera-Zambrano, J. S., & Alcívar, S. (2024). Desempeño sísmico de tres sistemas estructurales aporticados diseñados según la norma ecuatoriana de la construcción, NEC2015. *Polo del Conocimiento*, 9(2), 3000–3024. <https://doi.org/10.23857/pc.v9i2.7916>
- Cervera Ruiz, M., & Blanco Díaz, E. (2015). *Resistencia de materiales*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE).

- Christovasilis, I. P., Filiatrault, A., & Wanitkorkul, A. (2009). *Seismic Testing of a Full-Scale Two-Story Light-Frame Wood Building: NEESWood Benchmark Test* (Technical Report MCEER-09-0005). MCEER.
- European Committee for Standardization. (2005). *CEN/TS 15083-1: Durability of wood and wood-based products - Determination of the natural durability of solid wood against wood-destroying fungi, test methods - Part 1: Basidiomycetes*. CEN.
- FEMA P-58-1. (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings* (Vol. 1, Ed. 2). Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
- González Trejos, G., & Serrano Montero, R. (2004). Propiedades y utilizaciones de la madera de melina (*Gmelina arborea Roxb*) procedente de árboles plantados en Costa Rica. *Kurú: Revista Forestal (Costa Rica)*, 1(1), [páginas]. Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- GRASES, J. (2013). Efectos de la interacción suelo-estructura y vulnerabilidad sísmica de edificaciones en Caracas Venezuela. *Publicación Sísmica Magazine*.
- Gülkan, P., & Langenbach, R. (2004). *The earthquake resistance of traditional timber and masonry dwellings in Turkey* (Paper No. 2297). 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- Izzi, M., Casagrande, D., Bezzi, S., Pasca, D., Follesa, M., & Tomasi, R. (2018). Seismic behaviour of Cross-Laminated Timber structures: A state-of-the-art review. *Engineering Structures*, 171, 76–92.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.060>

JUNAC. (1984). *Manual de diseño para maderas*. Junta del Acuerdo de Cartagena.

Kendrick, E., Bevis, M., Smalley, R. Jr., Brooks, B., Barriga Vargas, R., Lauría, E., & Souto Fortes, L. P. (2003). The Nazca–South America Euler vector and its rate of change. *Journal of South American Earth Sciences*, 16(2), 125–131. [https://doi.org/10.1016/S0895-9811\(03\)00028-2](https://doi.org/10.1016/S0895-9811(03)00028-2)

Megson, T. H. G. (2019). *Structural and stress analysis* (4th ed.). Butterworth-Heinemann.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2023). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG: Cargas no sísmicas*.

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>

NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción – Diseño Sismo Resistente*. Quito, Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).

Orellana, G., & Parra, J. (2017). Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE, 2015). *Universidad de Cuenca*.
<https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/28524/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%B3n.pdf>

Ramírez, A. (2009). *La construcción sostenible*. Consejo de la Construcción Verde, España.

Ravenshorst, G. J. P., Gard, W. J., & van de Kuilen, J. W. G. (2013). Strength and stiffness classification of lesser-known tropical timber species. *Wood Material Science & Engineering*, 8(1), 14–24.

Rivadeneira, F., & Segovia, M. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. Quito, Ecuador: Corporación Editora Nacional.

Roque, P. J., Violanda, R., Bernido, C., & Soria, L. (2023). Earthquake occurrences in the Pacific Ring of Fire exhibit a collective stochastic memory for magnitudes, depths, and relative distances of events.

<https://arxiv.org/abs/2304.00279v1>

Sattar, S., & Liel, A. B. (2016). Collapse assessment of older reinforced concrete frames with masonry infill walls. *Earthquake Spectra*, 32(2), 819–842. <https://doi.org/10.1193/091514EQS141M>

Shen, Y., Yan, X., Yu, P., Liu, H., Wu, G., & He, W. (2021). Seismic Resistance of Timber Frames with Mud and Stone Infill Walls in a Chinese Traditional Village Dwelling. *Buildings*, 11(12), 580.

<https://doi.org/10.3390/buildings11120580>

Structural Engineers Association of California. (1995). *Vision 2000: Conceptual framework for performance-based seismic engineering of buildings*. SEAOC.

Tavera, H., & Bufo, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú. *Física de la Tierra*, (10), 187–219.

van de Lindt, J. W., Pei, S., & Liu, H. (2008). Performance-based seismic design of wood frame buildings using a probabilistic system identification

concept. *Journal of Structural Engineering*, 134(2), 240–247.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:2\(240\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:2(240))

Vergara, J. (2020). Desempeño de edificios especiales durante sismos en Ecuador: Caso de estudio escuelas y centros de educación en la provincia de Manabí. *Universidad Católica de Santiago de Guayaquil*.

Zambrano Monserrate, M., Berrús Zhumi, A., & Goncalves Guillén, G. (2023). *Principios de estadística*. Universidad Espíritu Santo - Ecuador.