



UNIVERSIDAD  
**NACIONAL**  
DE COLOMBIA

# **Evaluación de la vulnerabilidad de las viviendas de madera en San Andrés de Tumaco ante cargas de sismo y tsunami**

**Miguel Ángel Rivas Tabares**

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola

Bogotá, D.C., Colombia

2020



# **Evaluación de la vulnerabilidad de las viviendas de madera en San Andrés de Tumaco ante cargas de sismo y tsunami**

**Miguel Ángel Rivas Tabares**

Tesis presentada como requisito parcial para optar al título de:

**Magister en Estructuras**

Directora:

Ph.D., Patricia Luna Tamayo

Codirector:

Ph.D., Juan Manuel Lizarazo Marriaga

Línea de Investigación:

Análisis Estructural, Materiales para Estructuras

Grupo de Investigación:

Análisis, Diseño y Estructuras - GIES

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola

Bogotá, D.C., Colombia

2020





*A María Esperanza Tabares Valencia y Víctor  
Hugo Rivas Sosa.*

*A la Universidad Nacional de Colombia,  
donde se conocieron.*



## Agradecimientos

Quisiera agradecer a mi familia por su decidido apoyo y por acompañarme en esta gran aventura:

María Esperanza Tabares Valencia

Diego Felipe Rivas Tabares

David Andrés Rivas Tabares

Víctor Hugo Rivas Sosa

Hace unos años conocí en el laboratorio a una persona muy especial a la que quiero agradecer particularmente su apoyo: Leslie Nicole Hernández Romero. En ese momento hablamos de la hidratación del cemento Portland, hoy hablamos de palafitos y de licuación del suelo. Además del amor y el cariño también nos une esta investigación.

A mis directores: Patricia Luna y Juan Manuel Lizarazo Marriaga les agradezco haber creído en mí y en este proyecto.

A la profesora Caori Takeuchi por abrirme las puertas al fascinante mundo de las estructuras.

Tuve el placer de conocer y trabajar con Darío Moreno. Esta tesis sería otra sin las conversaciones, el tinto y la siempre grata experiencia de encontrarnos en la Universidad.

La fase experimental tiene una deuda de gratitud con Don Ángel en la carpintería de la Facultad. Su desintegrada ayuda hizo posible la caracterización mecánica de las maderas.

Quisiera extender este agradecimiento a quienes fueron mis profesores en la línea de estructuras: Juan Manuel Lizarazo, Carlos Ramiro Vallecilla, Rodrigo Salamanca, José Gabriel Gómez Cortés, Ricardo Parra, Caori Takeuchi, Ismael Santana, Juan Tamasco, Julián Puerto, Dorian Linero y Camilo Ríos.

A mis compañeros de Acero Estructural: Simón Peñaranda y Camilo Mora; y a mis compañeros del proyecto de Tumaco: Juan Páez y Cristian Arias.

De igual forma, agradezco a las instituciones y a los proyectos que apoyaron esta investigación:

- Programa de Jóvenes Investigadores e Innovadores, Colciencias, Convocatoria 775 de 2017. *Mientras el agua sube: una aproximación a la vulnerabilidad física y el ordenamiento territorial de las comunidades palafíticas de San Andrés de Tumaco.*
- Proyecto *Materiales compuestos en la construcción civil*, código 34835 de la Universidad Nacional de Colombia.
- Proyecto SATREPS "Application of State of the Art Technologies to Strengthen Research and Response to Seismic, Volcanic and Tsunami Events, and to Enhance Risk Management" a través del curso J1822052 en IRIDeS (Sendai, Japón).
- La Dirección de Área Curricular y a Bienestar de la Universidad Nacional quienes apoyaron esta investigación y financiaron la presentación de los resultados en el Simposio Internacional en Ingeniería Sísmica en el CISMID, Perú (2019). Especialmente, quisiera agradecer la ayuda y orientación de Andrea Orjuela.
- La generosidad del profesor Juan Manuel.

## Resumen

Las viviendas palafíticas del pacífico colombiano son la materialización de una forma de entender y habitar un territorio. Pese a su importancia como prácticas culturales asociadas a la vida y las tradiciones de sus habitantes, poco han sido estudiadas para evaluar su vulnerabilidad desde el punto de vista estructural. Así, esta investigación presenta la caracterización de las estructuras de madera ubicadas en San Andrés de Tumaco mediante observación de campo, la caracterización física y mecánica de dos especies de madera (*Goupia glabra*, *Attalea colenda*) utilizadas en su construcción y las uniones clavadas típicas. Se analizó la vivienda tipo para obtener su respuesta ante cargas de sismo y tsunami y finalmente, se evaluó el porcentaje de daño a partir de la elaboración de curvas de fragilidad estructural. Se realizaron 120 simulaciones variando parámetros mecánicos para el caso del sismo y 960 en el caso del tsunami variando la orientación de la fuerza, las propiedades mecánicas y el código utilizado para determinar las fuerzas. Como resultado, se presenta la caracterización mecánica de las maderas, un modelo multilineal de plastificación de las uniones y los parámetros de las curvas de fragilidad estructural ante cargas de sismo y tsunami. Adicionalmente, las derivadas obtenidas fueron dos veces mayores al valor indicado en el modelo Hazus. En un evento de sismo, la probabilidad de exceder un estado de daño de colapso es del 80% para aceleraciones espectrales superiores a  $0.25g$ . En el caso de tsunami, la probabilidad de exceder un estado de daño de colapso es cercana al 50% al alcanzar profundidades de inundación superiores a  $4.0 m$ .

**Palabras clave:** Palafito, Análisis Estático No Lineal, Curvas de Fragilidad Estructural, sismo, tsunami.

## Abstract

The palafitic structures of the Colombian Pacific are the materialization of a way of understanding and inhabiting a territory. Despite their importance as cultural practices associated with the life and traditions of its inhabitants, little attention has been paid to assess their vulnerability from a structural point of view. Thus, this research presents the characterization of palafitic structures located in San Andrés de Tumaco through field observation, physical and mechanical characterization of two wood species (*Goupia glabra*, *Attalea colenda*) used in their construction and the typical nailed joints. A structural model was proposed to obtain their behavior under earthquake and tsunami loads and finally, the percentage of damage was evaluated from the elaboration of structural fragility curves. 120 simulations were performed varying the mechanical parameters for earthquake and 960 in the case of tsunami varying the force orientation, the mechanical properties and the code used to determine the forces. As a result, the mechanical characterization of the species, a multilinear model of plasticization of the joints and the parameters of the structural fragility curves under earthquake and tsunami loads are presented. The drifts obtained were twice the value indicated in the Hazus model. In an earthquake event, the probability of exceeding a collapse damage state is 80% for spectral accelerations greater than  $0.25g$ . In the case of a tsunami, the probability of exceeding a collapse damage state is close to 50% when reaching flow depths greater than  $4.0 m$ .

**Keywords:** Palafitic Structure, Nonlinear Static Analysis, Fragility Curves, earthquake, tsunami.

# Contenido

	Pág.
<b>1. Objetivo general .....</b>	<b>7</b>
Objetivos específicos .....	7
<b>2. Marco teórico.....</b>	<b>9</b>
2.1 Localización y características de San Andrés de Tumaco .....	9
2.2 Vivienda tradicional en Tumaco.....	10
2.3 Amenazas naturales.....	12
2.3.1 El tsunami de 1906, el milagro eucarístico.....	13
2.3.2 El tsunami de 1979.....	13
2.4 Combinaciones de carga para un evento de tsunami .....	14
2.5 Fuerzas inducidas por tsunami.....	15
2.5.1 Fuerza hidrostática .....	17
2.5.2 Fuerza de empuje o fuerza boyante.....	18
2.5.3 Fuerza hidrodinámica .....	19
2.5.4 Fuerza de oleaje.....	21
2.5.5 Fuerza de impacto de escombros.....	21
2.5.6 Fuerza ascendente en pisos elevados.....	21
2.5.7 Combinación de fuerzas de tsunami.....	22
2.6 Curvas de fragilidad estructural .....	24
2.6.1 Análisis estático no-lineal (NSA) .....	25
2.6.2 Estados de daño.....	30
<b>3. Metodología.....</b>	<b>35</b>
3.1 Fase experimental.....	35
3.1.1 Visita de campo .....	35
3.1.2 Sistema Estructural.....	36
3.1.3 Materiales .....	37
3.1.4 Procedimientos de ensayo.....	37
3.1.5 Dimensiones de probetas y montajes desarrollados para los ensayos .....	38
3.1.6 Parámetros e instrumentación .....	43
3.1.7 Procesamiento de ensayos de caracterización .....	50
3.2 Análisis numérico .....	52
3.2.1 Rótulas plásticas.....	52
3.2.2 Análisis estructural.....	54
3.2.3 Software .....	57
3.3. Procesamiento de datos atípicos.....	58
<b>4. Resultados y análisis.....</b>	<b>59</b>

4.1	Caracterización de las estructuras de madera en San Andrés de Tumaco .....	59
4.1.1	Configuración estructural.....	59
4.1.2	Caracterización de los pilares.....	61
4.1.3	Uniones.....	62
4.1.4	Patologías .....	64
4.2	Caracterización física y mecánica de las maderas.....	66
4.2.1	Caracterización de la especie <i>Goupia glabra</i> .....	66
4.2.2	Caracterización de la especie <i>Attalea colenda</i> .....	77
4.2.3	Resumen de propiedades mecánicas.....	90
4.3.	Resultados caracterización de las uniones .....	92
4.3.1.	Unión a momento .....	92
4.3.2.	Unión a corte .....	98
4.3.3.	Resumen rótulas plásticas .....	100
<b>5.</b>	<b>Curvas de fragilidad estructural .....</b>	<b>101</b>
5.1.	Modelo Estructural .....	103
5.2.	Análisis estructural.....	107
5.2.1.	Fuerza sísmica .....	107
5.2.2.	Diafragma.....	109
5.2.3.	Respuesta máxima a partir del espectro de respuesta sísmica .....	111
5.3.	Curvas de fragilidad: sismo.....	115
5.4.	Curvas de fragilidad: tsunami.....	127
5.5.	Resumen de parámetros.....	136
5.6.	Análisis comparativo de las curvas obtenidas .....	137
<b>6.</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones .....</b>	<b>143</b>
6.1	Conclusiones .....	143
6.2	Recomendaciones .....	145
<b>7.</b>	<b>Bibliografía.....</b>	<b>161</b>



## Lista de figuras

	Pág.
Figura 2-1. Localización geográfica de San Andrés de Tumaco .....	9
Figura 2-2. Delimitación del municipio .....	10
Figura 2-3. Elementos estructurales de los palafitos.....	11
Figura 2-4. Diferencias entre la definición de fuerzas. ....	16
Figura 2-5. Representación de la fuerza hidrostática.....	18
Figura 2-6. Representación de la fuerza boyante .....	19
Figura 2-7. Representación de la fuerza hidrodinámica.....	20
Figura 2-8. Velocidad de tsunami CCH y FEMA 55 .....	20
Figura 2-9. Representación gráfica de la capacidad, demanda y desempeño .....	26
Figura 2-10. Representación bilineal del espectro de capacidad.....	28
Figura 2-11. Ejemplo de construcción de curva de capacidad media, $1\beta$ y $-1\beta$ .....	30
Figura 2-12. Definición de estados de daño .....	31
Figura 2-13. Ejemplo de curvas de fragilidad para cada estado de daño ( $DSi$ ).....	33
Figura 3-1. Visita de campo.....	36
Figura 3-2. Configuración unión solicitada a momento con fuerza cíclica. ....	41
Figura 3-3. Dimensiones y aplicación de carga unión a corte. ....	41
Figura 3-4. Aditamento ensayo a momento. ....	42
Figura 3-5. Aditamento ensayo a corte.....	42
Figura 3-6. Instrumentación de ensayos de caracterización. a) Ensayo estático de flexión, b) ensayo de compresión paralela al grano, c) ensayo de tensión paralelo al grano y d) ensayo de corte paralelo al grano.....	44
Figura 3-7. Ensayo monotónico.....	45
Figura 3-8. Proceso constructivo – unión a momento. a) corte de media caja, b) perforación en el extremo de la viga, c) anclaje del elemento vertical, d) clavo de 4", e) unión terminada.....	46
Figura 3-9. Sistema de anclaje y aplicación de carga – unión a momento.....	46
Figura 3-10. Montaje final de la conexión – unión a momento .....	47
Figura 3-11. Protocolo de ensayo cíclico .....	48
Figura 3-12. Instrumentación ensayo unión a momento .....	48
Figura 3-13. Esquema del montaje experimental - unión a corte .....	49
Figura 3-14. Falla típica - unión a corte .....	50
Figura 3-15. Desplazamiento del bloque $\Delta y$ .....	52
Figura 3-16. Diagrama de flujo para obtención de modelo multilíneal.....	53
Figura 3-17. Definición de la rótula plástica .....	53

Figura 3-18. Análisis Estructural primera parte.....	54
Figura 3-19. Análisis estructural segunda parte .....	55
Figura 4-1. Estructura de Palafito típicas.....	59
Figura 4-2. Reemplazo de elementos estructurales .....	60
Figura 4-3. Diagonales.....	60
Figura 4-4. Esquema de la configuración estructural .....	61
Figura 4-5. Histograma de frecuencias del perímetro [cm] .....	62
Figura 4-6. Distribución normal del perímetro de los pilares.....	62
Figura 4-7. Uniones clavadas.....	63
Figura 4-8. Pilares de concreto reforzado .....	63
Figura 4-9. Uniones típicas de las construcciones palafíticas.....	64
Figura 4-10. Impermeabilización de la madera.....	64
Figura 4-11. Patologías más frecuentes. Moho (a); moluscos (b); crustáceos (c); hongos blancos (d); pérdida de sección (e); y oxidación de los clavos (f).....	65
Figura 4-12. Fuerza vs Desplazamiento ensayo estático de flexión <i>Goupia glabra</i> .....	67
Figura 4-13. Montaje y fallas típicas del ensayo de flexión <i>Goupia glabra</i> .....	67
Figura 4-14. Gráfica Esfuerzo vs Deformación ensayo compresión <i>Goupia glabra</i> .....	68
Figura 4-15. Fallas típicas del ensayo a compresión <i>Goupia glabra</i> : a) plano de rotura inclinado entre 40° y 60° en la parte superior; b) plano de rotura inclinado en la parte inferior.....	69
Figura 4-16. Probetas tensión <i>Goupia glabra</i> (a), montaje del ensayo (b), falla tensión (c). .....	70
Figura 4-17. Gráfica de Fuerza contra desplazamiento ensayos de tensión <i>Goupia glabra</i> .....	70
Figura 4-18. Fallas presentadas en ensayo de tensión <i>Goupia glabra</i> .....	71
Figura 4-19. Corte paralelo al grano <i>Goupia glabra</i> : a) probeta, b) montaje, c) falla.....	73
Figura 4-20. Gráfica Fuerza contra desplazamiento ensayos de corte paralelo al grano <i>Goupia glabra</i> .....	73
Figura 4-21. Tipos de fallas corte paralelo <i>Goupia glabra</i> .....	74
Figura 4-22. Vista en planta de las fallas <i>Goupia glabra</i> .....	75
Figura 4-23. Falla típica corte perpendicular al grano <i>Goupia glabra</i> . a) Registro fotográfico, b) esquema de orientación de la carga y orientación del grano. ....	76
Figura 4-24. Curvas Fuerza vs desplazamiento corte perpendicular <i>Goupia glabra</i> .....	77
Figura 4-25. Configuraciones probetas <i>Attalea colenda</i> ensayo estático de flexión .....	78
Figura 4-26. Montaje experimental y falla típica ensayo a flexión <i>Attalea colenda</i> .....	78
Figura 4-27. Resultados ensayo estático de flexión <i>Attalea colenda</i> configuración (a)....	79
Figura 4-28. Resultados ensayo estático de flexión <i>Attalea colenda</i> configuración (b)....	80
Figura 4-29. Resultados ensayo estático de flexión <i>Attalea colenda</i> configuración (c) ...	81
Figura 4-30. Curva Esfuerzo vs deformación compresión paralela <i>Attalea colenda</i> . ....	82
Figura 4-31. Defectos probeta COAT_ 5 <i>Attalea colenda</i> .....	83
Figura 4-32. Montaje experimental relación de Poisson <i>Attalea colenda</i> .....	83
Figura 4-33. Probetas de tensión paralela al grano <i>Attalea colenda</i> .....	85
Figura 4-34. Probetas corte paralelo <i>Attalea colenda</i> .....	85

Figura 4-35. Aplicación de la carga (a), registro de la deflexión (b), falla típica (c) .....	86
Figura 4-36. Tipos de fallas corte paralelo <i>Attalea colenda</i> .....	87
Figura 4-37. Curvas esfuerzo desplazamiento corte paralelo <i>Attalea colenda</i> .....	88
Figura 4-38. Curvas Fuerza vs desplazamiento corte perpendicular <i>Attalea colenda</i> .....	89
Figura 4-39. Ensayo monotónico positivo – unión a momento.....	92
Figura 4-40. Fuerza vs desplazamiento ensayo monotónico positivo – unión a momento .....	93
Figura 4-41. Rotación de la unión ensayo monotónico positivo - unión a momento.....	94
Figura 4-42. Rotación de la unión ensayo monotónico negativo - unión a momento. ....	94
Figura 4-43. Fuerza vs desplazamiento ensayo monotónico negativo – unión a momento .....	95
Figura 4-44. Protocolo de ensayo cíclico – unión a momento.....	96
Figura 4-45. Gráfica fuerza-rotación – unión a momento.....	96
Figura 4-46. Fuerza vs rotación y falla - unión a momento .....	98
Figura 4-47. Fuerza contra desplazamiento - unión a corte.....	99
Figura 5-1. Resumen procedimiento para la obtención de curvas de fragilidad estructural .....	102
Figura 5-2. Esquema del modelo estructural a) alzado, b) planta .....	104
Figura 5-3. Área aferente vigas .....	105
Figura 5-4. Representación de los elementos del modelo para un pórtico plano .....	106
Figura 5-5. Nodo de control.....	107
Figura 5-6. Espectro de diseño municipio de San Andrés de Tumaco.....	108
Figura 5-7. Primeros seis modos de vibración – diafragma flexible. a) primer modo; b) segundo modo; c) tercer modo; d) cuarto modo; e) quinto modo; f) sexto modo. ....	111
Figura 5-8. Fuerzas obtenidas del análisis de espectro de respuesta.....	115
Figura 5-9. Conversión curva de capacidad a espectro de respuesta aceleración-desplazamiento .....	117
Figura 5-10. Proceso de ajuste de máxima probabilidad .....	118
Figura 5-11. Variación en la curva de capacidad por la modificación del a) módulo de elasticidad y b) densidad de la especie <i>Goupia glabra</i> .....	119
Figura 5-12. Variación en la curva de capacidad por la modificación del a) módulo de elasticidad y b) densidad de la especie <i>Attalea colenda</i> . ....	120
Figura 5-13. Variabilidad inducida por el módulo de elasticidad de los elementos.....	120
Figura 5-14. Variabilidad inducida por la capacidad de las rótulas plásticas.....	121
Figura 5-15. Variabilidad inducida por el cambio de dirección de la fuerzas .....	122
Figura 5-16. Variabilidad curvas de capacidad: sismo.....	123
Figura 5-17. Interior de un palafito.....	123
Figura 5-18. Mecanismo de falla .....	124
Figura 5-19. Estado de las rótulas por cada incremento de carga AENL caso sismo ....	125
Figura 5-20. Proceso de ajuste de curvas de fragilidad para cada Estado de Daño ( <i>DSi</i> ) .....	126
Figura 5-21. Curvas de fragilidad: sismo .....	127
Figura 5-22. Dirección de aplicación de <i>FTSU</i> ; a) dirección <i>x</i> , b) dirección <i>y</i> .....	128
Figura 5-23. Aplicación de las fuerzas inducidas por tsunami dirección <i>x</i> .....	130

Figura 5-24. Diagrama variación de parámetros: tsunami .....	131
Figura 5-25. Curvas de fragilidad: tsunami.....	133
Figura 5-26. Estado de rótulas plásticas $h = 4.0 m$ ; a) CCH dirección $x$ , b) CCH dirección $y$ , c) FEMA 55 dirección $x$ , D) FEMA 55 dirección $y$ .....	134
Figura 5-27. Mecanismo de colapso de la unión a momento.....	135
Figura 5-28. Mecanismo de colapso de la unión a corte .....	136
Figura 5-29. Comparación curvas de fragilidad: sismo. $T=0.55 s$ (Rivas, 2020), $T=0.3 s$ (Villar-Vega et al., 2017) .....	138
Figura 5-30. Comparación curvas de fragilidad: tsunami.....	140

## Lista de tablas

	Pág.
Tabla 2-1. Materiales típicos palafito .....	11
Tabla 2-2. Combinaciones para el cálculo de fuerzas inducidas por tsunami .....	23
Tabla 2-3. Definición de estados de daño.....	31
Tabla 2-4. Descripción estado de daño Hazus .....	32
Tabla 3-1. Número de probetas por tipo de ensayo .....	38
Tabla 3-2. Dimensiones de probetas .....	39
Tabla 3-3. Dimensiones elementos uniones .....	40
Tabla 4-1. Resultados ensayo estático de flexión <i>Goupia glabra</i> .....	66
Tabla 4-2. Resultados ensayo de compresión paralela <i>Goupia glabra</i> .....	68
Tabla 4-3. Resultados ensayo a tensión paralela <i>Goupia glabra</i> .....	69
Tabla 4-4. Resultados ensayo de corte paralelo <i>Goupia glabra</i> .....	72
Tabla 4-5. Módulo de cizalla <i>Goupia glabra</i> .....	75
Tabla 4-6. Resultados ensayo de corte perpendicular <i>Goupia glabra</i> .....	76
Tabla 4-7. Contenido de humedad <i>Goupia glabra</i> .....	77
Tabla 4-8. Resultados ensayo estático de flexión <i>Attalea colenda</i> configuración (a) .....	79
Tabla 4-9. Resultados ensayo estático de flexión <i>Attalea colenda</i> configuración (b) .....	80
Tabla 4-10. Resultados ensayo estático de flexión <i>Attalea colenda</i> configuración (c) ....	81
Tabla 4-11. Resultados ensayo compresión paralela <i>Attalea colenda</i> .....	82
Tabla 4-12. Valores promedio de la relación de Poisson <i>Attalea colenda</i> .....	84
Tabla 4-13. Probetas de tensión paralela <i>Attalea colenda</i> .....	85
Tabla 4-14. Resultados ensayo de corte paralelo <i>Attalea colenda</i> .....	86
Tabla 4-15. Módulo de cizalla <i>Attalea colenda</i> .....	88
Tabla 4-16. Resultados ensayo de corte perpendicular <i>Attalea colenda</i> .....	89
Tabla 4-17. Contenido de humedad <i>Attalea colenda</i> .....	90
Tabla 4-18. Resumen de propiedades mecánicas de las maderas.....	91
Tabla 4-19. Rótula plástica – unión a momento.....	97
Tabla 4-20. Rótula plástica – unión a corte.....	100
Tabla 4-21. Resumen rótula plástica – Momento flector. ....	100
Tabla 4-22. Resumen rótula plástica – Cortante.....	100
Tabla 5-1. Avalúo Carga Muerta.....	105
Tabla 5-2. Parámetros espectro de respuesta .....	108
Tabla 5-3. Peso de la estructura.....	109
Tabla 5-4. Análisis modal – diafragma flexible.....	110

Tabla 5-5. Ejemplo memoria de cálculo factor de participación columna 1-A. ....	112
Tabla 5-6. Fuerzas obtenidas del análisis de espectro de respuesta .....	114
Tabla 5-7. Parámetros y número de simulaciones: sismo .....	116
Tabla 5-8. Parámetros curvas de fragilidad: sismo.....	127
Tabla 5-9. Fuerza de tsunami ( <i>FTSU</i> ) .....	129
Tabla 5-10. Deriva global de la edificación por estado de daño - palafito.....	131
Tabla 5-11. Parámetros curvas de fragilidad: tsunami.....	133
Tabla 5-12. Resumen curvas de fragilidad. ....	137
Tabla 6-1. Fuerzas inducidas por tsunami dirección x. Memoria de cálculo .....	156
Tabla 6-2. Fuerza de tsunami a partir de las combinaciones de Nouri et al. (2007). ....	157

# Lista de Símbolos y abreviaturas

## Símbolos

Símbolo	Término	Definición
$D$	Carga muerta	Ecuación 2.1
$L$	Carga viva	Ecuación 2.1
$L_{REF}$	Carga viva en el área de refugio	Ecuación 2.1
$T_s$	Carga de tsunami, FEMA P646	Ecuación 2.1
$F_{TSU}$	Carga de tsunami, ASCE 7-16	Ecuación 2.3
$H_{TSU}$	Carga causada por presiones laterales de cimentación inducidas por el tsunami	Ecuación 2.3
$S$	Carga por nieve	Ecuación 2.3
$F_h$	Fuerza hidrostática	Ecuación 2.5
$F_b$	Fuerza de empuje o boyante	Ecuación 2.8
$F_d$	Fuerza hidrodinámica	Ecuación 2.10
$u$	Velocidad de flujo	Ecuación 2.11 y Ecuación 2.12
$F_S$	Fuerza de oleaje	Ecuación 2.13
$F_i$	Fuerza de impacto de escombros	Ecuación 2.14
$P_u$	Fuerza ascendente en pisos elevados	Ecuación 2.15
$S_a$	Aceleración espectral	Ecuación 2.21
$S_d$	Desplazamiento espectral	Ecuación 2.22
$\beta_{DS_i}$	Desviación estándar log-normal para $DS_i$	Ecuación 2.26
$DS_i$	Estado de daño $i$	Tabla 2-3
$F_y$	Carga de fluencia de la unión	Figura 3-6
$v_y$	Desplazamiento de fluencia de la unión	Figura 3-6
$\sigma_{L.P.f}$	Esfuerzo de flexión en el límite proporcional	Ecuación 3.1
$M.R.$	Módulo de Rotura	Ecuación 3.2
$E_L$	Módulo de elasticidad longitudinal en flexión	Ecuación 3.3
$\sigma_{L.P.c}$	Esfuerzo en el límite proporcional a compresión	Ecuación 3.4
$\sigma_c$	Resistencia a la compresión	Ecuación 3.5
$\sigma_{L.P.t}$	Esfuerzo en el límite proporcional a tensión	Ecuación 3.6
$\sigma_T$	Resistencia a tensión (rotura)	Ecuación 3.7
$\tau_{L.P}$	Esfuerzo de corte en el límite proporcional	Ecuación 3.8
$\tau$	Resistencia a corte (rotura)	Ecuación 3.9
$E_T$	Módulo de cizalla	Ecuación 3.10
$w$	Contenido de humedad	Ecuación 3.11
$\theta$	Media log-normal	Ecuación 3.13

<b>Símbolo</b>	<b>Término</b>	<b>Definición</b>
$\beta$	Desviación estándar log-normal	Ecuación 3.14
$\mu_{LR}$	Relación de Poisson	Tabla 4-12

## Abreviaturas

<b>Abreviatura</b>	<b>Término</b>
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
Dimar	Dirección Marítima Colombiana
NSA	Nonlinear Static Analysis
FEMA	Federal Emergency Management Agency
	International Union of Laboratories and The
Rilem	International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures.



## Introducción

La bahía de Tumaco se encuentra localizada en el extremo sur del litoral pacífico colombiano (Nariño) entre la planicie que forman los deltas de los ríos Patía y Mira. El borde costero de la bahía es compartido por dos municipios: Tumaco (75%) y Francisco Pizarro (25%) (DIMAR, 2003). Como entidad territorial, San Andrés de Tumaco -nombre oficial del municipio- está compuesto por una extensa zona rural y un casco urbano tanto en la parte continental como en la zona insular del territorio (isla de Tumaco, La Viciosa y El Morro). La versión más difundida sobre la fundación de Tumaco sitúa al jesuita Francisco Ruggi como fundador el 30 de noviembre de 1640. Según la tradición de la época, el nombre del municipio tomó el santo del día calendario -San Andrés- conjugado con el nombre de la zona – Tumaco (DIMAR, 2003).

Por su cercanía a la zona de subducción del pacífico, Tumaco presenta un amplio registro de terremotos, tsunamis, marejadas e incendios. Recientemente, Velasco y López (2016) han recopilado los sismos de mayor magnitud que han ocasionado tsunamis en el pacífico colombiano donde se encuentran los sismos de Tumaco en 1906, Ecuador en 1958 y el sismo del pacífico en 1979 (Velasco et al., 2016). No obstante, el estudio sistemático de estos eventos naturales ha estado marcado por la tardía aparición de una institucionalidad dedicada al estudio de las amenazas naturales y la prevención del riesgo en el país; es el caso del Instituto Geofísico de los Andes Colombianos -hoy Instituto Geofísico Universidad Javeriana- fundado en 1941; el Comité Técnico Nacional de Alerta por Tsunami (Ctnat), creado en 1982 luego del sismo de 1979; la creación del Centro Control Contaminación del Pacífico (CCCP) en 1982 a raíz del hundimiento de un buque petrolero en 1974; y el Observatorio Sismológico y Geofísico del Suroccidente (OSSO) fundado en el año 1996.

A partir del tsunami de Tumaco y el terremoto del eje cafetero, ambos ocurridos en 1979, el sismo de Popayán en 1983 y el lahar ocasionado por la erupción del Nevado del Ruíz en 1985, se estructuró el marco institucional que originaría la creación de la Red

Sismológica Nacional de Colombia (RSNC) adscrita al Ingeominas –hoy Servicio Geológico Colombiano, como parte del Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres (1993). Sin embargo, la idea de una Red Sismológica Nacional ya había sido propuesta en 1974 con la creación de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) en cabeza de Alberto Sarria y Luis Enrique García – Universidad de los Andes-, quienes trabajaron desde entonces en la creación del primer código de construcción en Colombia (1984), documento que incorporó la norma AIS 100-83 “Requisitos Sísmicos para Edificaciones” donde se amplió el alcance de la reglamentación para casas de uno y dos pisos y mampostería estructural a partir de la experiencia del sismo de Popayán de 1983 (González, 2014).

Según el testimonio de Alberto Sarria, para el año de fundación de la AIS (1974), el Instituto Geofísico de la Universidad Javeriana tenía cinco acelerógrafos que habían sido regalados por el Servicio Geológico de los Estados Unidos, equipos que fueron puestos a disposición de la recién creada asociación (Sarria, 2005). Posteriormente, tras el sismo de Popayán se publicó el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (Decreto 1400 de 1984) y la decisión de crear la Red Sismológica Nacional en el Ingeominas bajo la dirección del Estado (Sarria, 2005).

Como fuente escrita, los antecedentes históricos sobre sismicidad en Colombia han sido: el diario de Don Luis Vargas Jurado (1703-1764), el catálogo de Don Santiago Pérez Valencia (1785-1843), la crónica de Don José María Caballero (1813-1819), la crónica sísmica de Don Francisco Javier Vergara y Velasco (1898) y la Historia de los Terremotos en Colombia del padre Jesús Emilio Ramírez de 1975, documento que constituye el primer catálogo documental de los sismos ocurridos en Colombia (Espinosa Baquero, 2003). En el periodo comprendido entre 1566 y 1966, según el registro del padre Ramírez, ocurrieron 47 sismos en Ecuador, 38 en el Océano Pacífico y 24 en el departamento de Nariño. Por otro lado, la descripción de los sismos advierte que la intensidad era medida en una escala cualitativa tomando la información consignada en diarios y crónicas de la época.

Para la primera década del siglo XX, se contaba con un número no inferior a doce escalas de intensidad de sismo que describían este tipo de eventos a partir de la percepción de las personas, la caída de objetos y los daños producidos a las edificaciones. Rudolph y Szirtes (1911) señalan que el gran inconveniente que tenían

estas escalas es que el tipo de edificaciones en regiones tropicales distaba de las edificaciones europeas y por esta razón, no sería posible aplicar de la misma manera estas escalas, entre ellas, la célebre escala de Mercalli. La llegada de la sismología moderna demostró una contradicción inherente a este tipo de escalas de medición, pues se encontraron registros de ondas de gran extensión (*km*) que habían sido clasificadas como *V* o *VI* en las escalas cualitativas, hecho soportado por la ausencia de consideraciones geológicas del suelo y fenómenos de amplificación que pudieran advertir una relación entre la intensidad del sismo y la extensión de las ondas sísmicas (Rudolph et al., 1911). Bajo el título “El terremoto colombiano del 31 de enero de 1906” Rudolph & Szirtes demostraron que aun cuando el terremoto de 1906 generó gran destrucción en Tumaco, fue registrado con una menor intensidad.

Paralelo a la discusión técnica sobre las escalas cuantitativas en la sismología y su campo de aplicación en lugares con condiciones materiales y culturales muy distintas al lugar en donde fueron desarrolladas, en Colombia se empezó a conformar un marco institucional que pondría sobre la mesa de discusión la función social de la ingeniería en eventos como el sismo de 1979 o el sismo de Popayán de 1983. En primer lugar, la constitución de 1991 brindó un marco jurídico para el reconocimiento de diferentes grupos étnicos, entre ellos, las comunidades afrodescendientes de la costa pacífica colombiana. Esto se tradujo en primera medida en el llamado Plan Pacífico (1992), que buscó incrementar la inversión en infraestructura de la zona, debatiéndose entre las prácticas tradicionales y un ideal de desarrollo. Posteriormente, en 1995, se consolidó el Proyecto para la Reorientación del Crecimiento Urbano de San Andrés de Tumaco, donde se buscó la reubicación de la población de Tumaco en casas de madera suspendidas por pilotes que guardaban semejanza con sus prácticas constructivas en una nueva ciudadela con estatuto de propiedad. De acuerdo con Michel Agier (1999), el debate suscitado por este proyecto originó el diálogo entre los tres mundos que habitan en Tumaco: una ciudad oficial que convive con una amenaza por sismo y tsunami; una ciudad informal que ha sufrido las consecuencias del conflicto armado interno; y la ciudad soñada (Agier et al., 1999).

En el año 2011, la presidencia de la república expide el Decreto 4147 por el cual crea la Unidad Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres (UNGRD), institución que reemplazaría a la Dirección de Gestión del Riesgo (DGR) y cuyo objetivo es implementar y articular el sistema nacional de respuesta ante desastres naturales, tomando como

referencia la información oficial del país. No obstante, el valor expuesto reportado ante cada escenario de amenaza en Tumaco resulta inferior al real, puesto que, no incluye el avalúo de los barrios “informales”, usualmente más vulnerables y difícilmente cuantificables. Al ser procesos de autoconstrucción – como lo es el caso de los palafitos en Tumaco-, el costo de la edificación resulta mayor en su mantenimiento y reparación, que en el valor expuesto. Es así como, un adecuado análisis del riesgo debe incluir pérdidas de vidas y pérdidas de productividad adicionales a las pérdidas monetarias que genera la ocurrencia de un fenómeno natural.

En la actualidad se cuenta con diversas fuentes de información para el estudio de la amenaza en Tumaco: tres mapas vigentes de amenaza sísmica (NSR-10, CCP-14 y SGC-18), mapas de inundación en Tumaco y Buenaventura (Dimar, 2004), mapas de amenaza volcánica y mapas de amenaza por remoción en masa (SGC-2016), estudios de amenaza por tsunami (Dimar, 2014), entre otros documentos técnicos. El análisis del riesgo debe estar en la capacidad de tomar esta información y la vulnerabilidad de los elementos expuestos, para determinar la distribución geográfica de los daños que se pueden generar, el número de viviendas afectadas, la habitabilidad y posibles acciones a tomar en atención a emergencias.

Tomando como punto de referencia este marco conceptual e institucional. Esta tesis tiene como apuesta política fijar la atención sobre un tipo de estructuras que han sido poco estudiadas en el país: los palafitos o viviendas de madera que se construyen sobre el mar. Mediante ensayos mecánicos de los materiales y de las uniones típicas, se analizó este tipo de edificaciones y se evaluó su vulnerabilidad ante cargas de sismo y tsunami a través de curvas de fragilidad estructural.

Así como es importante enmarcar el objeto de la investigación, es necesario mencionar que no se trata de un trabajo aislado. En primer lugar, se puede situar el trabajo de Medina (2019) como antecedente, cuyo objetivo fue establecer la distribución espacial de la vulnerabilidad física ante un evento de tsunami en Tumaco. En su investigación, Medina definió 7 tipos de edificaciones presentes en el área de estudio entre las que se encuentran los palafitos. La edificación típica descrita por Medina menciona que los palafitos son estructuras en áreas inundables y configuraciones en planta con una relación largo/ancho cercana a 1, separación entre pilares de 2.5 m a 3.0 m y con riostras paralelas a los pórticos (Medina, 2019).

El elemento que permitió dar continuidad a esta línea de investigación fue el proyecto SATREPS Colombia “Proyecto para la aplicación de las tecnologías más avanzadas para el fortalecimiento de la investigación y respuesta a eventos de la actividad sísmica, volcánica y tsunamis, y el mejoramiento de la gestión del riesgo en Colombia”, en el cual participó el Servicio Geológico Colombiano (SGC), el Instituto Distrital de Gestión del Riesgo de Desastres (IDIGER), la Dirección General Marítima (Dimar), la Universidad de los Andes, la Universidad Nacional de Colombia, la Unidad Nacional de Gestión del Riesgo, la Universidad de Nagoya, el *National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention* (NIED), *Tokyo Institute of Technology*, y la Universidad de Tohoku junto con el *International Research Institute of Disaster Science* (IRIDeS). Este proyecto de cooperación institucional, asoció y visibilizó el trabajo de actores hasta constituirse en un campo de estudios en el país. En la Universidad Nacional de Colombia, la participación en SATREPS se convirtió en un proyecto de larga duración que puso en la agenda de investigación de la sede Bogotá el municipio de San Andrés de Tumaco. Una vez finalizado el proyecto SATREPS, se continúa trabajando con la Dimar en temas de amenaza sísmica, licuación del suelo y tsunamis ampliando la zona de estudio al municipio de Francisco Pizarro.

Por otro lado, es preciso hacer una anotación introductoria sobre el programa en el que se inscribe esta investigación: la Maestría en Ingeniería – Estructuras, que en su estructura tiene dos perfiles: investigación y profundización. Como la investigación se realizó en el marco del proyecto SATREPS, se definió un alcance y una serie de actividades con las que se pueda responder también a la pregunta por el perfil del programa:

- Visita de campo.
- Fase de experimentación y modelación.
- Pasantía de investigación.
- Divulgación de resultados.

Esto no quiere decir que en toda tesis del perfil de investigación se deben realizar estas actividades. Sino justificar, de alguna manera, por qué esta es una tesis de investigación y no un trabajo final de maestría (perfil de profundización). En primer lugar, se realizó una visita de campo a la zona de estudio con el fin de caracterizar las viviendas y al mismo tiempo, obtener la madera necesaria para la fase experimental. En segundo lugar, se

realizó la caracterización mecánica de dos especies de madera y de la unión típica entre pilares y vigas. Como parte del proyecto SATREPS, se realizó una pasantía de investigación en IRIDeS titulada *Tsunami Damage Estimation* (Cód. J1822052) en la que se buscó refinar la metodología de estimación de daño por tsunami para el caso específico de las viviendas paralíticas. Como resultado de la investigación, una metodología para la evaluación de daño por sismo y tsunami se presentó en el Simposio Internacional en Ingeniería Sísmica "Mejora de las Tecnologías de Construcción para Ciudades Resilientes" llevado a cabo del 21 a 23 de agosto de 2019 en Lima, Perú. La ponencia fue publicada en el Vol. 29 (2) de la revista TECNIA<sup>1</sup>. Adicionalmente, se encuentra en preparación un artículo sobre el comportamiento mecánico de las uniones titulado *Load Resistance and Hysteretic Response of Nailed Joints used in Palaphitic Structures*.

En aspectos formales, este documento está estructurado en seis capítulos. En el primero se presentan los objetivos propuestos en el Proyecto de Tesis, aprobado en el acta 10 de 2018 del Consejo de Facultad (Punto 10.14.5). En el segundo capítulo se presenta el marco teórico de la investigación: localización del área de estudio, caracterización de la vivienda tradicional, amenazas naturales, eventos históricos, cargas causadas por eventos de tsunami y sus fuerzas, curvas de fragilidad estructural y estados de daño. En el tercer capítulo, se describe en detalle la metodología usada tanto para la fase experimental como para la fase de modelación. En el capítulo cuarto, se presentan los resultados de la caracterización mecánica de las maderas y de las uniones junto con sus respectivas tablas resumen. En el quinto capítulo se describe el proceso para la obtención de las curvas de fragilidad, los parámetros que caracterizan estas funciones y un análisis comparativo de los resultados. Finalmente, en el sexto capítulo, se presentan las conclusiones del estudio y algunas recomendaciones para futuras investigaciones.

---

<sup>1</sup> M. Rivas, P. Luna, y J. Lizarazo, Analytical fragility assessment of structures under earthquake and tsunami loads: a case study on the Colombian Pacific coast, tecnia, vol. 29, n.º 2, ago. 2019. DOI: 10.21754/tecnica.v29i2.699 (Ver resumen en el Anexo C)

# 1. Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad de las viviendas de madera en San Andrés de Tumaco ante cargas de sismo y tsunami.

## Objetivos específicos

- Caracterizar las estructuras de madera ubicadas en San Andrés de Tumaco mediante observación de campo y ensayos físicos y mecánicos.
- Proponer un modelo que represente las estructuras de madera de San Andrés de Tumaco y analizar su respuesta ante cargas de sismo y tsunami por el método de análisis estático no lineal.
- Evaluar el porcentaje de daño de las estructuras de madera de San Andrés de Tumaco ante sollicitaciones de sismo y tsunami a partir de la elaboración de curvas de fragilidad estructural.



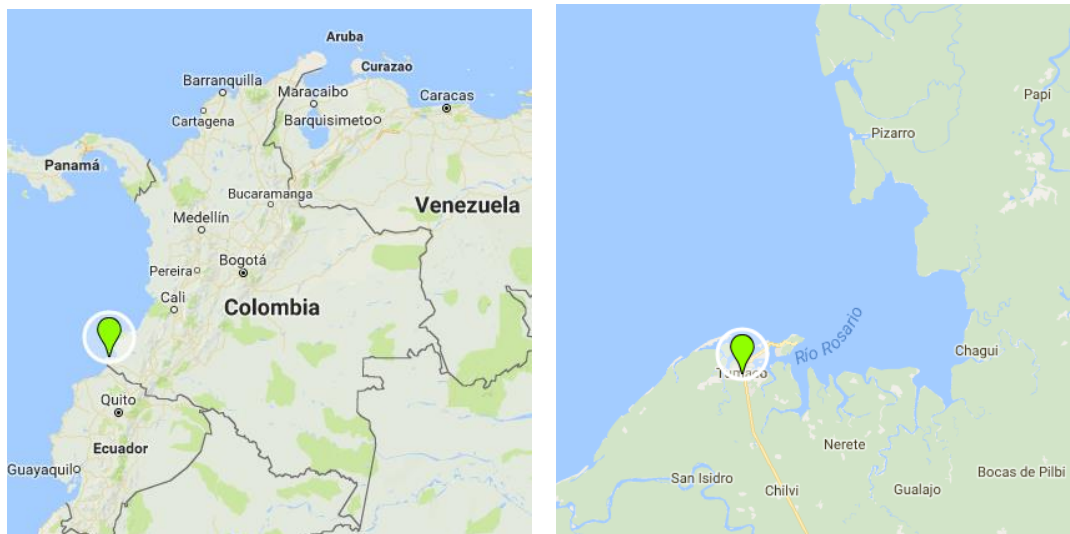


## 2. Marco teórico

### 2.1 Localización y características de San Andrés de Tumaco

El municipio de San Andrés de Tumaco se encuentra ubicado la zona costera del departamento de Nariño (Figura 2-1) a 1052 *km* por vía terrestre de Bogotá y 277 de la capital del departamento (Pasto). El municipio se localiza entre los afluentes del río Mira (sur) y el río Patía (norte) hasta su desembocadura en el océano pacífico. A nivel regional, en la zona costera del pacífico, la placa de Nazca subduce bajo la placa suramericana (continental), condición que origina gran actividad sísmica y volcánica a lo largo de la vertiente occidental de la Cordillera de los Andes.

Figura 2-1. Localización geográfica de San Andrés de Tumaco



Fuente: Google Maps

El área del municipio está dividida en tres sectores (Figura 2-2): la isla El Morro (450 *Ha*), las islas Viciosa-Tumaco (250 *Ha*) y una parte continental (800 *Ha*). Por su ubicación

geográfica, presenta un clima tropical húmedo costero con temperatura promedio de 26°C y una humedad que varía entre el 80 y el 88% (DIMAR, 2003). Desde el punto de vista geomorfológico, la línea costera de la zona está comprendida por 52.6% de depósitos arenosos, 17.8% de manglares, 8% de relieves costeros rocosos y 21.6% de bocanas (CCCP, 1998).

Figura 2-2. Delimitación del municipio



Fuente: Google Maps

El régimen de lluvias define un periodo húmedo de enero a junio y un periodo seco de julio a diciembre. La marea es de tipo semidiurno: alternancia de 2 pleamares y 2 bajamares de 6 horas cada una con un promedio de 3.5 m (CCCP, 1998).

## 2.2 Vivienda tradicional en Tumaco

De acuerdo con la Dimar, la vivienda tradicional de los habitantes de Tumaco corresponde a edificaciones elevadas sobre pilares de madera rolliza de *mangle*, paredes de machimbre, tablas de *nato* y entramados de *palma* en el techo (DIMAR, 2003). Las viviendas construidas a finales del siglo XX presentan cubiertas metálicas y asbesto-cemento identificadas en la zona con los materiales y marcas comerciales más comunes

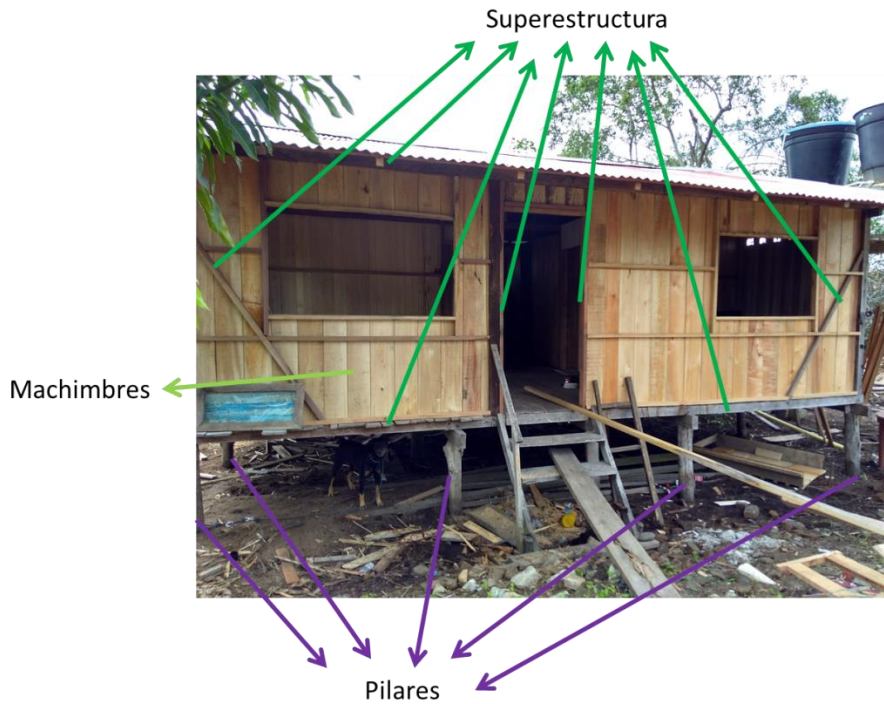
(Mosquera-Torres, 2010). En algunos casos, los pilares de madera han sido sustituidos por pilares de concreto. Este tipo de viviendas es frecuente tanto en la zona costera como en las afueras del casco urbano sobre las áreas de inundación de los ríos Mira y Patía. Desde un punto de vista arquitectónico, la vivienda tipo posee una terraza frontal, dos habitaciones, sala-comedor, terraza posterior y un espacio destinado al baño donde se arrojan al mar las aguas residuales y los desechos orgánicos (DIMAR, 2003). En adelante, se utilizará la categoría *palafito* para referirse a la vivienda tradicional en Tumaco con las características mostradas en la Tabla 2-1 y la Figura 2-3.

Tabla 2-1. Materiales típicos palafito

<b>Pilares</b>	Madera rolliza	Mangle/Palma
<b>Superestructura</b>	Madera aserrada	Chaquiro
<b>Paneles</b>	Machimbres	Nato
<b>Cerramiento</b>	Madera aserrada, chonta	N/A
<b>Acabados</b>	Impermeabilizante	N/A

Fuente: Elaboración propia

Figura 2-3. Elementos estructurales de los palafitos.



Fuente: Registro fotográfico visita de campo

Pese a que la denominación de este tipo de viviendas (palafitos) es de uso extendido en el pacífico, es posible encontrarlas como un tipo de hábitats lacustres (Jensen Gómez, 2014) o de arquitecturas vernáculas. El estudio de Osorio (2016) o los lineamientos del DNP (2016) muestran un modelo de palafito homogéneo para el pacífico colombiano, mientras que estudios detallados como el de Mosquera Torres (2010) y Mosquera (2020) permiten afirmar que existen similitudes a lo largo del pacífico, pero diferencias sustanciales en la disponibilidad de materiales. Por ejemplo, en el estudio de Mosquera (2020) se encontraron tres tipos de viviendas palafíticas en Bajo Baudó, Chocó y las maderas más utilizadas son: Mangle, Sajo, Balso y el Guayacán. En cuanto a la estructura, se menciona que en este municipio, contrario a lo que se piensa comúnmente, no hay continuidad estructural de los pilares hasta el techo y los elementos se dividen en el entresuelo. Esta característica también fue identificada en San Andrés de Tumaco, donde la especie de madera utilizada en los pilares es distinta a la utilizada en la superestructura (columnas y vigas).

## 2.3 Amenazas naturales

Las amenazas a las que se encuentra expuesta la bahía de Tumaco según su origen pueden ser naturales o antrópicas. En el primer caso, se pueden presentar sismos, tsunamis, erosión, licuación del suelo y aumento del nivel medio del mar. En el segundo caso, contaminación marina y sobreexplotación de recursos (DIMAR, 2003).

La subducción de la placa de Nazca bajo la placa Suramericana ha originado varios eventos tsunamigénicos en el siglo XX: 1906, 1942, 1958 y 1979 (DIMAR, 2003). En el año 2001, Quicero y Ortiz determinaron que un tsunami con características similares al de 1979 en conjunto con marea alta podría cubrir más del 80 % de la municipalidad de Tumaco con un tiempo de arribo de ola cercano a los 30 minutos (Quinceno et al., 2001). Algunos factores que aumentan la probabilidad del daño ante un evento natural son los siguientes:

- Baja capacidad de soporte de los suelos.
- “Informalidad” en la construcción.
- Densificación de asentamientos y explosión demográfica.
- Pocas rutas de evacuación.

- Baja percepción del riesgo.

Investigaciones recientes indican que sismos con magnitud igual o mayor a 8.1 inundarían el 100% del área urbana de Tumaco (Sánchez et al., 2012). A diferencia de la investigación de Quinceno y Ortiz en donde el tiempo de arribo fue estimado en 30 minutos, Sánchez et al. (2012) estiman el tiempo de arribo en 20 minutos para eventos con características similares al de 1979.

### **2.3.1 El tsunami de 1906, el milagro eucarístico**

El 31 de enero de 1906 se sintió un sismo en San Andrés de Tumaco. De acuerdo con los relatos escritos, el padre Gerardo Larrondo se dirigió a la playa junto con los feligreses y alzó la hostia magna a la ola que se alzaba sobre Tumaco, pronto, el mar regresó a su nivel normal (Clemente, 2006). Por otro lado, Rudolph & Szirtes recopilaron algunos testimonios aparecidos en diarios en los cuales se menciona que, la mayoría de casas estaban construidas en madera y que de haber sido construidas en ladrillos o piedra, los escombros habrían sepultado a la mayoría de los habitantes (Rudolph et al., 1911). Este estudio concluye sobre las limitaciones que tiene usar las escalas cuantitativas en zonas con construcciones tradicionales no comparables a las realizadas en otros lugares del mundo. Investigaciones recientes han estimado la Magnitud de Momento Sísmico ( $M_w$ ) en 8.4 para este evento (Yoshimoto et al., 2017).

### **2.3.2 El tsunami de 1979**

El artículo de Herd et al. (1981) describe el evento de 1979 como un sismo a 80 *km* de la costa de Tumaco a una profundidad de 33 *km* y una magnitud de 7.9 según el *National Earthquake Information Service* y de 8.1 según el Instituto Geofísico de Bogotá. Testigos visuales aseguraron que el tiempo de retorno fue de aproximadamente 10 a 15 minutos en una sucesión de tres o cuatro olas y con una inundación de dos metros en el sector de San Juan de la Costa (Herd et al., 1981). La leyenda de los pescadores, sitúa a Tumaco sobre el lomo de un gran pez que de vez en cuando se mueve (Parra, 2001). De acuerdo con la tradición oral, el movimiento de este pez explicaría los movimientos telúricos de

1906, 1942, 1958 y 1979<sup>2</sup>. El relato ilustra dos elementos característicos de las comunidades de Tumaco. En primer lugar, el pez como símbolo de una comunidad pesquera y su relación con este recurso natural. En segundo lugar, la conciencia sobre un movimiento inesperado que puede destruir el municipio y su consiguiente percepción social de este riesgo.

## 2.4 Combinaciones de carga para un evento de tsunami

El *International Building Code* (IBC-2008) incluye por primera vez la amenaza de inundación generada por tsunami en el año 2008. Las provisiones fijadas en el apéndice M no se consideraron de obligatorio cumplimiento en el momento; sin embargo, se referencia el uso del FEMA P646-08 *Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis* para la construcción de refugios e instalaciones críticas (International Code Council, 2012). La diferencia entre el FEMA P646-08 y otras normativas disponibles como el ASCE Standard 24-05, IBC-2006 y el FEMA 55 es que la inundación por tsunami incrementa las cargas asociadas a la velocidad de flujo en componentes estructurales, fenómeno no considerado para inundaciones producidas por tormentas (FEMAP646, 2008).

El documento FEMA P646-08 enuncia los efectos que deben ser considerados para el diseño de estructuras de evacuación vertical: fuerzas hidrostáticas; fuerzas de empuje; fuerzas hidrodinámicas, fuerzas de impulso; fuerzas de impacto de escombros; fuerzas de elevación y cargas gravitacionales adicionales de agua estancada en entresijos elevados (FEMAP646, 2008). Teniendo en cuenta que no todos los efectos de carga debidos al tsunami ocurren simultáneamente, las fuerzas resultantes se combinan con los efectos gravitacionales usando las siguientes combinaciones (FEMA P646-08):

$$1.2 D + 1.0T_s + 1.0L_{REF} + 0.25L \quad (2.1)$$

$$0.9D + 1.0T_s \quad (2.2)$$

donde  $D$  es la carga muerta,  $T_s$  es la carga de tsunami,  $L_{REF}$  es la carga viva en el área de refugio y  $L$  es la carga viva por fuera del área de refugio.

---

<sup>2</sup> Guardando cierta cercanía con el mito de Atlas griego o Chibchacún en la mitología muisca.

En la versión 2016 del documento ASCE 7 *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* se incluyó un capítulo dedicado a las cargas y efectos por tsunamis. Las combinaciones propuestas por la ASCE son (ASCE7, 2016):

$$1.2D + F_{TSU} + 0.5L + 0.25S + H_{TSU} \quad (2.3)$$

$$0.9D + F_{TSU} + H_{TSU} \quad (2.4)$$

donde  $F_{TSU}$  es la carga causada por el tsunami,  $H_{TSU}$  es la carga causada por presiones laterales de cimentación inducidas por el tsunami y  $S$  la carga por nieve.

Las principales diferencias entre los dos documentos de referencia es que en el FEMA P646-08 no se considera la carga de presiones laterales de cimentación ( $H_{TSU}$ ). Adicionalmente, el ASCE7-16 considera la ocurrencia simultánea de carga por nieve ( $S$ ) y el 50% de la carga viva. En ambas propuestas el factor de la carga causada por tsunami es 1.0. Esto se debe a que la amenaza por tsunami debe calcularse con un periodo de retorno de 2500 años y se aplica un 30% de variabilidad a la elevación del tsunami (FEMAP646, 2008). En ningún caso se incluye la carga producida por el sismo puesto que el sismo y el tsunami en principio no se consideran eventos simultáneos (y no todos los tsunamis son originados por un sismo).

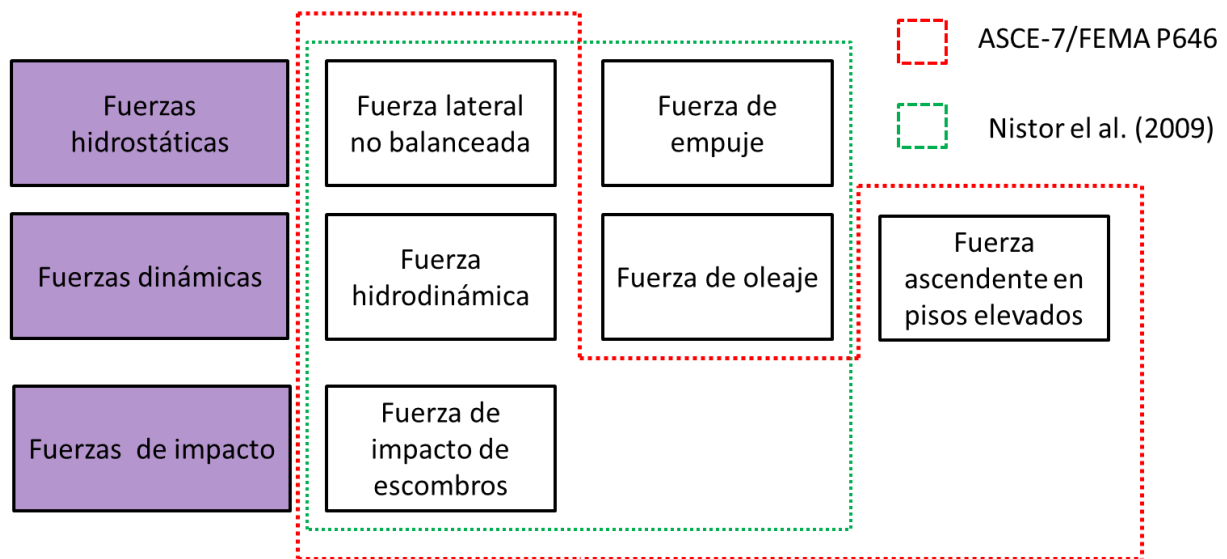
## 2.5 Fuerzas inducidas por tsunami

Los parámetros necesarios para definir la magnitud y aplicación de las fuerzas inducidas por tsunami son: profundidad de inundación, velocidad del flujo y dirección del flujo. Estos parámetros se ven fuertemente influenciados por la altura y periodo del tsunami, la topografía de la costa y su rugosidad (Nistor et al., 2009). En las siguientes secciones, se presenta un resumen de las principales fuerzas asociadas a un evento de tsunami tomando como referencia tres documentos: ASCE 7, FEMA P646 y el artículo de revisión de Nistor et al. (2009). En términos generales, el ASCE divide las fuerzas en tres grupos: fuerzas hidrostáticas, fuerzas hidrodinámicas y fuerzas de impacto de escombros. El FEMA P646 sigue el mismo esquema de las fuerzas del ASCE 7: fuerzas hidrostáticas (lateral no balanceada y fuerza de empuje), fuerzas hidrodinámicas, fuerzas de impacto de escombros y fuerzas en pisos elevados (considerada como fuerza hidrodinámica en el ASCE 7). Nistor et al. (2009) presentan adicionalmente una forma de estimar la fuerza de oleaje basada en el Código de Construcción de Honolulu (CCH) y las combinaciones de

fuerzas más comunes en la literatura para determinar la carga por tsunami ( $F_{TSU}$  en el ASCE 7 o  $T_s$  en el FEMA P646).

La diferencia entre la definición de las fuerzas inducidas por tsunami estandarizadas en el ASCE-7 y propuestas anteriores como la de Nistor et al (2009) se muestra en la Figura 2-4. El ASCE-7 concentra las fuerzas en el efecto dinámico de la ola. Por ejemplo, la fuerza de empuje o fuerza boyante en el ASCE-7 se convierte en la fuerza ascendente en pisos elevados, en lugar de considerar su magnitud como producto del peso del agua estancada (como lo define la fuerza de empuje), la considera producto de la velocidad vertical del flujo. De igual forma, la fuerza de oleaje pasaría a estar contemplada en la fuerza hidrodinámica en lugar de considerarla una fuerza independiente. La nueva definición del ASCE-7 buscó reducir de esta forma las posibles combinaciones de fuerzas. Sin embargo, a consideración del autor de esta investigación, la metodología propuesta por el ASCE-7 limita la consideración de los escenarios de impacto de la ola contra escenarios de inundación y aumento de la profundidad de flujo. Este tipo de escenarios podría dar mayor información sobre la pérdida de elementos y la redistribución de las fuerzas en la estructura, así como cambios en la rigidez de los apoyos.

Figura 2-4. Diferencias entre la definición de fuerzas.



Fuente: Elaboración propia



## 2.5.1 Fuerza hidrostática

Las fuerzas hidrostáticas se originan por el estancamiento de agua o por la obstrucción de un flujo lento de agua. Estas fuerzas actúan perpendiculares al elemento de interés y se consideran en muros y paneles individuales de la forma:

$$F_h = p_c A_w = \frac{1}{2} \rho_s g b h_{max}^2 \quad (2.5)$$

donde  $F_h$  es la fuerza hidrostática,  $p_c$  es la presión hidrostática,  $A_w$  es el área sumergida del muro,  $\rho_s$  es la densidad del fluido incluyendo el sedimento ( $1128 \text{ kg/m}^3$  de acuerdo con el FEMA P646-19),  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $b$  es el ancho del muro y  $h_{max}$  es la máxima altura del agua por encima de la base del muro.

Si el muro se encuentra totalmente sumergido, la Ecuación 2.5 puede ser reemplazada por la Ecuación 2.6.

$$F_h = \frac{1}{2} \rho_s g b h_{max}^2 - \frac{1}{2} \rho_s g b (h_{max} - h_w)^2$$

$$F_h = \frac{1}{2} \rho_s g b (h_{max}^2 - (h_{max} - h_w)^2)$$

$$F_h = \frac{1}{2} \rho_s g b (2h_{max} - h_w) h_w \quad (2.6)$$

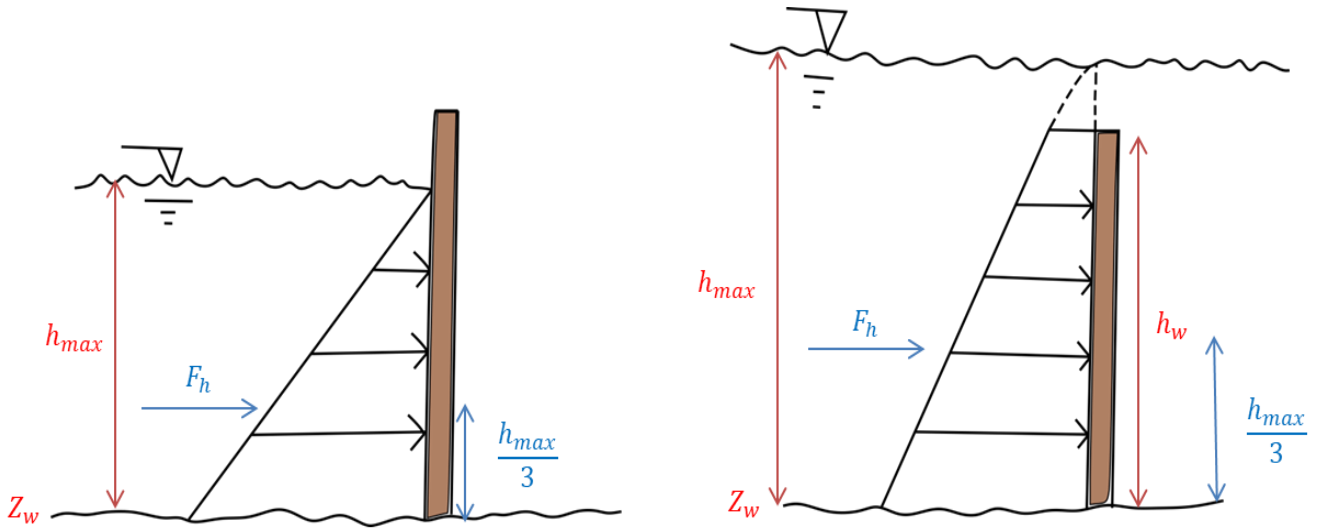
Donde  $h_w$  es la altura del muro y  $h_{max}$  es la diferencia entre la altura de respuesta del tsunami  $R$  y la elevación de la base del muro  $z_w$ , es decir,

$$h_{max} = 1.3R^* - z_w = R - z_w \quad (2.7)$$

**Nota:** En la Ecuación 2.7 se considera un 30% adicional a la altura de respuesta del tsunami:  $1.3R^*$ .

La Figura 2-5 muestra la representación gráfica de la fuerza hidrostática para ambos casos (sumergido y no sumergido).

Figura 2-5. Representación de la fuerza hidrostática.



Fuente: Elaboración propia

### 2.5.2 Fuerza de empuje o fuerza boyante

La fuerza de empuje o fuerza boyante ( $F_b$ ) es una fuerza hidrostática que actúa verticalmente (hacia arriba) sobre el centroide del volumen desplazado en la estructura parcialmente o totalmente sumergida (FEMA P646-19). En el caso de los palafitos, se considera únicamente el peso del agua desplazada por encima de los pilares. De forma general, la fuerza boyante se determina usando la siguiente expresión:

$$F_b = \rho \cdot g \cdot V \quad (2.8)$$

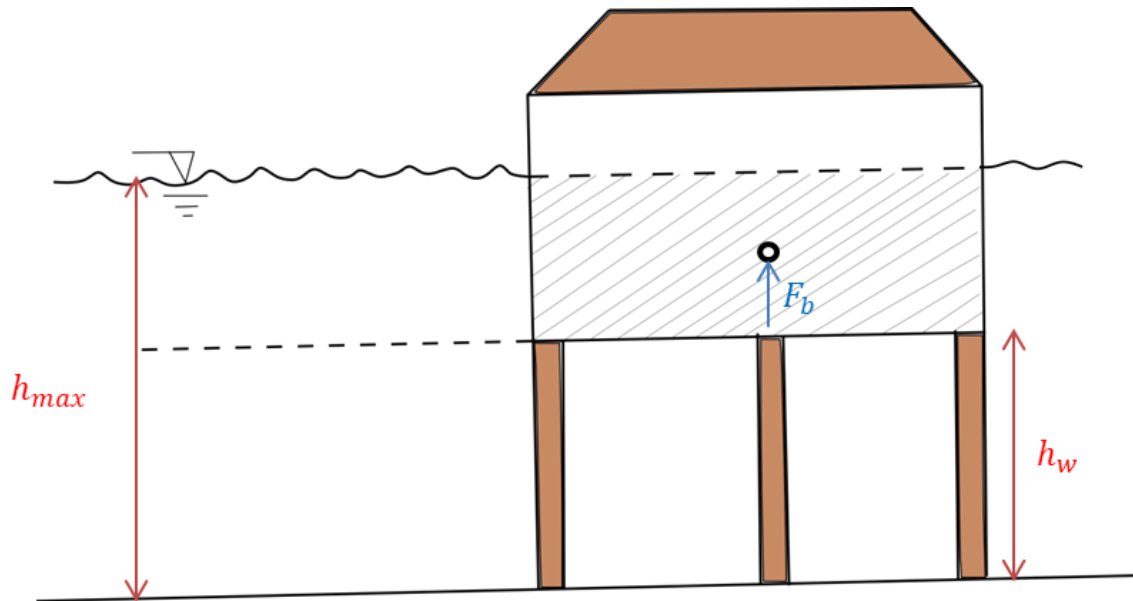
donde  $\rho$  es la densidad del agua,  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $V$  es el volumen de agua desplazada por la estructura sumergida. Expresada en términos de la profundidad máxima de inundación ( $h_{max}$ ), la Ecuación 2.8 puede escribirse de la forma:

$$F_b = \rho \cdot g \cdot A \cdot (h_{max} - h_w) \quad (2.9)$$

donde  $A$  es el área en planta de la estructura y  $h_w$  es la altura de los pilares.

La Figura 2-6 muestra la representación gráfica de la fuerza boyante para una estructura parcialmente sumergida.

Figura 2-6. Representación de la fuerza boyante



Fuente: Elaboración propia

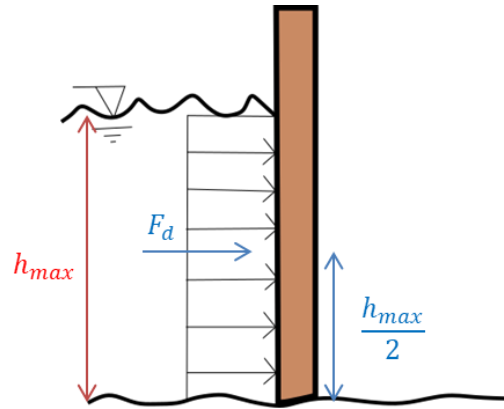
### 2.5.3 Fuerza hidrodinámica

La fuerza hidrodinámica ( $F_d$ ) es inducida por el flujo del agua en movimiento y es función de la densidad del fluido. Es la combinación de la fuerza lateral que se origina por la presión que ejerce la masa de fluido sobre la estructura y la fuerza de fricción del flujo alrededor de la estructura. La expresión general para estimar la fuerza dinámica se muestra en la Ecuación 2.10.

$$F_d = \frac{\rho \cdot C_D \cdot A \cdot u^2}{2} \quad (2.10)$$

Donde  $F_d$  es la fuerza dinámica actuando en la dirección del flujo,  $C_D$  es el coeficiente de arrastre (1.2 para pilares circulares de acuerdo con el FEMA 55),  $A$  es el área proyectada del elemento en consideración y  $u$  la velocidad del tsunami. La Figura 2-7 muestra la representación gráfica de la fuerza hidrodinámica sobre un pilar de la estructura.

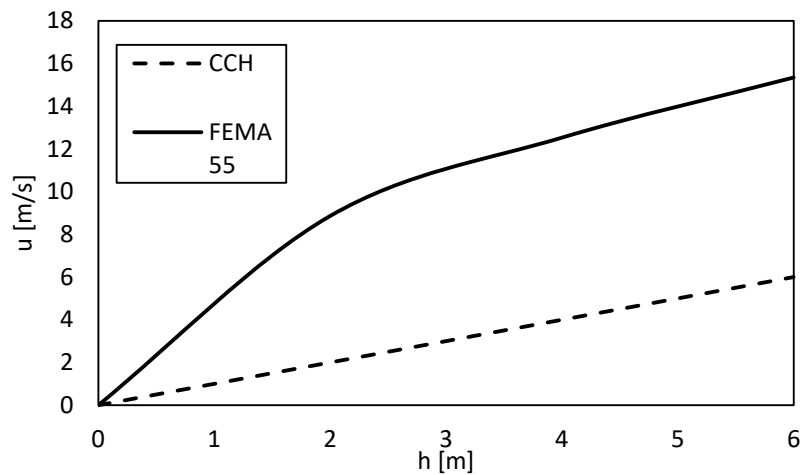
Figura 2-7. Representación de la fuerza hidrodinámica



Fuente: Adaptado de FEMA P646-19

En el trabajo de Nistor et al. (2009), se menciona que la estimación de la velocidad del tsunami ( $u$ ) continúa siendo uno de los componentes en los que hay más desacuerdo en la literatura. No obstante, las velocidades calculadas usando el Código de Construcción de Honolulu (CCH) y el FEMA 55 representan el límite inferior (Ecuación 2.11) y superior (Ecuación 2.12) de las formulaciones para estimar la velocidad de tsunami. La Figura 2-8 muestra la gráfica de velocidades en función de la altura máxima de inundación producida por un tsunami utilizando ambos estándares.

Figura 2-8. Velocidad de tsunami CCH y FEMA 55



Fuente: Elaboración propia

$$u = h_{max} \quad (2.11)$$

$$u = 2\sqrt{gh_{max}} \quad (2.12)$$

### 2.5.4 Fuerza de oleaje

La fuerza de oleaje ( $F_s$ ) se genera por el impacto del frente de la ola sobre la estructura. Debido a la dificultad que presenta medir la magnitud de esta fuerza experimentalmente, es un parámetro que conlleva incertidumbres substanciales. El CCH recomienda usar la Ecuación 2.13 para estimar su valor:

$$F_s = 4.5\rho gh^2 \quad (2.13)$$

donde  $F_s$  es la fuerza de oleaje y  $h$  es la altura de la marea. El punto de aplicación de la fuerza corresponde a la altura de marea  $h$  (Nistor et al., 2009).

### 2.5.5 Fuerza de impacto de escombros

La fuerza de impacto de escombros ( $F_i$ ) resulta de los elementos que son arrastrados por la ola de tsunami y que impactan la estructura. Tanto el FEMA 55 y el CCH recomiendan usar la Ecuación 2.14 para estimar su valor:

$$F_i = m_b \frac{u_i}{\Delta t} \quad (2.14)$$

donde  $m_b$  es la masa del cuerpo que impacta la estructura (usualmente se considera la fuerza que genera el impacto de una masa de 455 kg),  $u_i$  es la velocidad aproximada del cuerpo que impacta la estructura (se asume igual a la velocidad del tsunami  $u$ ) y  $\Delta t$  es la duración del impacto. El FEMA 55 establece que para construcciones de madera la duración de impacto sobre muros es de 0.7 a 1.1 s y sobre pilares de 0.5 a 1.0 s.

### 2.5.6 Fuerza ascendente en pisos elevados

Las fuerzas ascendentes se producen por el empuje del agua sobre pisos elevados de una estructura que se encuentra parcialmente sumergida. Se considera una carga

uniforme aplicada en dirección ascendente sobre los entrepisos<sup>3</sup>. Si bien esta presión está fuertemente influenciada por perforaciones en elementos verticales (ventanas y puertas) y por la ausencia de muros, la Ecuación 2.15 y 2.16 muestra una forma aproximada de obtener su magnitud (ASCE 7):

$$P_u = 1.5 I_{TSU} \rho_s u_v^2 \quad (2.15)$$

$$u_v = \tan \varphi \quad (2.16)$$

donde,  $I_{TSU}$  es la categoría de riesgo de tsunami (1.0 para una categoría de riesgo de tsunami  $I$ , estructuras que representan un riesgo bajo para la vida humana, ASCE 7-16),  $\rho$  es la densidad del agua y  $u_v$  es la velocidad vertical correspondiente a la profundidad del agua considerando la pendiente promedio del terreno ( $\varphi$ ).

De acuerdo con el ASCE 7-16, el valor de fuerza ascendente (presión) no debe ser inferior a  $0.958 \text{ kPa}$ . Nótese que a diferencia de la fuerza Boyante, la formulación del ASCE-16 establece determinar la componente vertical de la velocidad del tsunami ( $u_v$ ). En ambos casos se trata de una fuerza de empuje, pero difieren en su formulación teórica.

### 2.5.7 Combinación de fuerzas de tsunami

La fuerza del tsunami ( $F_{TSU}$ ) en una estructura es la combinación de las fuerzas hidrostáticas, dinámicas, fuerzas boyantes, fuerzas de oleaje, y el impacto de escombros, así como fuerzas ascendentes en pisos elevados (en el caso del ASCE 7). Sin embargo, no todas ocurren al mismo tiempo y no todas afectan a los mismos componentes de una estructura por igual.

El ASCE 7-16 y el FEMA P646 en la versión 2019 proponen los siguientes casos de carga:

- Caso 1: durante la inundación inicial, es posible considerar que los muros exteriores no han fallado. Por lo tanto, actuarían las fuerzas boyantes y la fuerza

---

<sup>3</sup> Ver la similitud con la definición de la fuerza boyante presentada en la sección 2.5.2.

hidrodinámica. Al incluir el efecto de las cargas boyantes se reduce el peso muerto de la estructura, lo cual modifica la resistencia de la estructura contra volcamiento y deslizamiento (FEMA P646).

- Caso 2: se considera la fuerza hidrodinámica sobre toda estructura, incluido el efecto de escombros a una velocidad máxima de flujo asumiendo que la velocidad máxima ocurre a 2/3 de la profundidad máxima de flujo (FEMA P646).
- Caso 3: se considera la fuerza hidrodinámica sobre toda estructura, incluido el efecto de escombros a una velocidad máxima de flujo asumiendo máxima profundidad de flujo y la velocidad como 1/3 de la máxima velocidad de flujo (FEMA P646).

Las combinaciones de fuerzas reportadas en la literatura se resumen en la Tabla 2-2. A diferencia de la propuesta del ASCE 7, consideran dos casos. En el FEMA 55 (2011) no se establecen casos específicos para tsunamis, pero sí para inundaciones. Se proponen casos para pilares (1) y para muros y fundaciones (2). Yeh et al. (2005), modificaron las combinaciones del FEMA 55 y las adaptaron para el análisis de fuerzas de tsunami en pilares (1) y para muros y fundaciones perpendiculares a la dirección del flujo (2). Dias et al. (2005), hicieron un análisis distinto, considerando dos momentos: el impacto (1) y una vez la estructura ya está sumergida (2). Nouri et al. (2007), añade a la propuesta de Dias et al., dos nuevas combinaciones para columnas (1) y para muros y fundaciones (2).

Tabla 2-2. Combinaciones para el cálculo de fuerzas inducidas por tsunami

Autor	(1)	(2)
FEMA 55 (2011)	$F_b + F_i$ o $F_b + F_d + F_i$	$F_b + F_d$
Yeh et al. (2005)	$F_b + F_i$ o $F_d + F_i$	$F_b + F_i$ o $F_s + F_i$ o $F_d + F_i$
Dias et al. (2005)	$F_d + F_s$	$F_d + F_b$
Nouri et al. (2007)	$F_s + F_i$ o $F_d + F_i$	$F_s + F_i$ o $F_d + F_i + F_b$

Fuente: Adaptado de Nistor et al. (2009).

## 2.6 Curvas de fragilidad estructural

Las curvas de fragilidad se definen como la probabilidad de exceder un estado de daño dada una amenaza (Nazri, 2018). La ecuación general para obtener la fragilidad se expresa de la siguiente manera (Muntasir Billah et al., 2014):

$$\text{Fragilidad} = P[LS|IM = y] \quad (2.17)$$

donde  $LS$  es el estado límite o estado de daño ( $DS_i$ ),  $IM$  es la medida de intensidad del movimiento, y  $y$  es la condición de movimiento de tierra.

A partir de la formulación general dada en la Ecuación 2.17, Yamaguchi y Yamazaki (2000) han estudiado una expresión que permite evaluar diferentes tipos de estructuras. Sus resultados mostraron que la ocurrencia de daño que más se ajusta a un amplio espectro de edificaciones corresponde a una distribución log-normal (Yamaguchi et al., 2000), de la forma:

$$P(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \quad (2.18)$$

donde  $\Phi$  es la distribución normal estándar acumulada, y  $\theta$  y  $\beta$  son la media y la desviación estándar para el  $\ln x$ .

Se distinguen cinco grupos de metodologías para el desarrollo de curvas de fragilidad: método basado en expertos, método empírico; método experimental, métodos analíticos y métodos híbridos. Muntasir et al. (2014) presentaron un cuadro comparativo de ventajas y desventajas de cada metodología, siendo el más simple y extendido el método basado en expertos. El método empírico tiene la ventaja de ser más realista, mientras que el método analítico representa una mayor confiabilidad. Entre las desventajas, el método basado en expertos puede llegar a ser muy subjetivo, el método empírico presenta discrepancias en las observaciones de daño y el método analítico tiene un alto costo computacional (Muntasir Billah et al., 2014).

El desarrollo de curvas de fragilidad usando una metodología analítica puede dividirse en dos grupos: NSA (*Nonlinear Static Analysis*) y NDA (*Nonlinear Dynamic Analysis*). Aunque también es frecuente encontrar otras metodologías (Nazri, 2018): *Nonlinear Time History Analysis* (NTHA), *Incremental Dynamic Analysis* (IDA).



### 2.6.1 Análisis estático no-lineal (NSA)

Uno de los objetivos de esta investigación es proponer un modelo que represente las estructuras de madera de Tumaco y analizar su respuesta estructural ante cargas de sismo y tsunami por el método de análisis estático no lineal, por esta razón, se presentan a continuación los aspectos más relevantes del análisis estático no lineal y específicamente el procedimiento del Método del Espectro de Capacidad.

Entre los métodos de análisis no lineal más usados se encuentra el Análisis de historia de tiempo (en algunos documentos traducido como Historial-Temporal); el Método del Espectro de Capacidad (CSM), que usa la intersección de la curva de capacidad de una estructura con un espectro de respuesta reducido para estimar el máximo desplazamiento; el método del coeficiente de desplazamiento (FEMA 273); y el método secante. De acuerdo con el ATC-40 (1996), el objetivo principal de los métodos simplificados no lineales (por ejemplo el Método del Espectro de Capacidad - CSM) es generar una curva de capacidad a partir de un análisis *pushover* que representa el desplazamiento lateral de la estructura en función de la fuerza aplicada. A diferencia del análisis elástico, el análisis no lineal puede establecer los mecanismos de falla y la redistribución de las fuerzas internas a medida que la estructura se plastifica, así como el colapso progresivo de sus elementos.

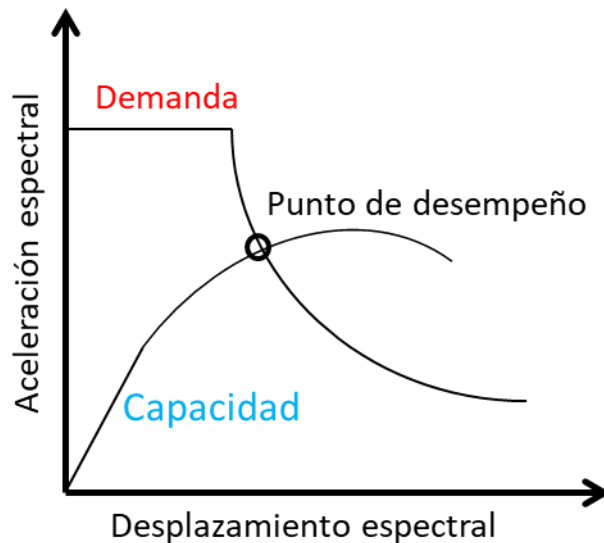
Dos conceptos son fundamentales en los análisis no lineales simplificados (ATC 40, 1996):

- Demanda: representación de las acciones externas (sismo, tsunami, etc.)
- Capacidad: representación de la respuesta mecánica de la estructura para resistir la demanda sísmica.

Una vez se tiene la curva de capacidad de una estructura, es posible verificar la cantidad de elementos estructurales y no estructurales que cumplen las especificaciones del diseño (desempeño). Así, el Método del Espectro de Capacidad requiere la determinación de tres elementos: capacidad, demanda y desempeño. La Figura 2-9 muestra su representación gráfica.

Cada método de análisis presenta un grupo de ventajas, limitaciones y suposiciones. En el caso del Método del Espectro de Capacidad, es preciso anotar que la curva de capacidad generalmente se construye para representar el primer modo de respuesta de la estructura bajo el supuesto que el modo de vibración fundamental es la respuesta predominante de la estructura (ATC-40, 1996).

Figura 2-9. Representación gráfica de la capacidad, demanda y desempeño



Fuente: Elaboración propia

El desarrollo conceptual de Método del Espectro de Capacidad para obtener curvas de fragilidad estructural de acuerdo con el ATC-40 es el siguiente:

I. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad.

En este punto se convierte la curva de capacidad (cortante en la base y desplazamiento en el techo) a un espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS), es decir,  $S_d$  vs  $S_a$  usando las siguientes expresiones:

$$PF_i = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_i) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_N^2) / g} \right] \quad (2.19)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_i) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_i^2) / g]} \quad (2.20)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (2.21)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \Phi_{roof,1}} \quad (2.22)$$

donde  $PF_i$  es el factor de participación modal del primer modo natural,  $\alpha_1$  es el coeficiente modal de masa para el primer modo natural,  $w_i/g$  es la masa asignada para el nivel  $i$ ,  $\Phi_i$  es la amplitud del modo 1 en el nivel  $i$ ,  $N$  es el nivel superior de la estructura,  $V$  es el cortante basal,  $W$  es el peso muerto de la estructura más las carga viva,  $S_a$  es la aceleración espectral y  $S_d$  es el desplazamiento espectral.

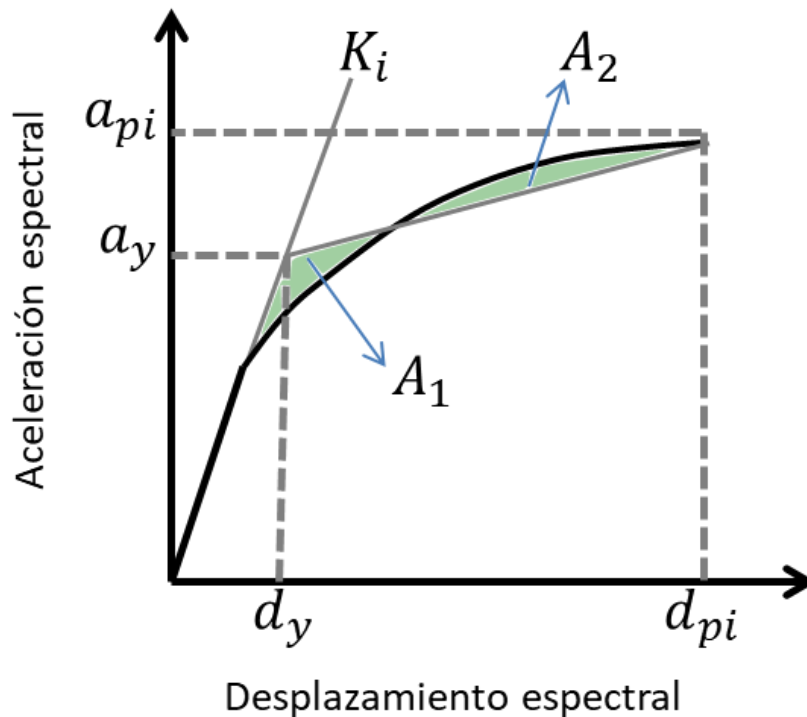
Adicionalmente, para convertir un espectro de la forma  $S_a$  vs  $T$  a la forma ADRS, se calcula el valor de  $S_{dt}$  (desplazamiento espectral en función del periodo) para cada punto de la gráfica  $S_{at}, T_t$  usando la Ecuación 2.23.

$$S_{dt} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{at} g \quad (2.23)$$

## II. Representación bilineal del espectro de capacidad

La curva de capacidad puede representarse con un modelo bilineal al definir los puntos  $a_{pi}$  y  $d_{pi}$  que corresponden al punto de desempeño (ver Figura 2-10).

Figura 2-10. Representación bilineal del espectro de capacidad



Fuente: Adaptado del ATC-40

Para construir el modelo bilineal se traza una recta desde el origen que coincida con la rigidez inicial de la estructura ( $K_i$ ), posteriormente se traza una línea desde el punto de desempeño  $a_{pi}, d_{pi}$  que intersecte la primera línea en el punto  $a_y, d_y$  de manera que las áreas que se forman al exterior y al interior del espectro de capacidad al trazar estas líneas sean iguales ( $A_1 = A_2$ ).

Para estructuras pre-código de madera, el modelo Hazus estableció los siguientes parámetros ingenieriles para construir las curvas de capacidad de la estructura:

$\lambda = 3.0$ , que corresponde al factor de sobre-resistencia que relaciona la resistencia última y la resistencia de fluencia, y

$\mu = 6.0$ , que corresponde a la ductilidad que relaciona el desplazamiento último y  $\lambda$  veces el desplazamiento de fluencia.

Utilizando estos parámetros, es posible obtener una expresión para determinar el punto de capacidad última de la estructura (Ecuación 2.24 y 2.25):

$$a_u = \lambda a_y \quad (2.24)$$

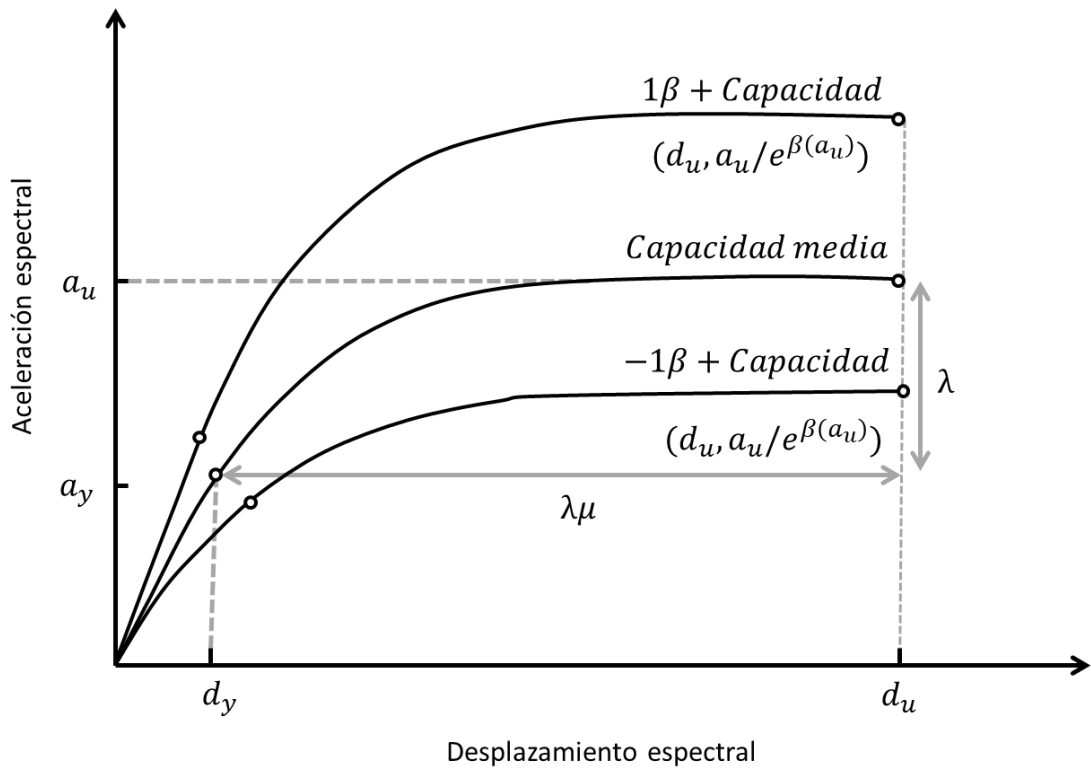
$$d_u = \lambda \mu d_y \quad (2.25)$$

La tipología correspondiente a estructuras de madera ligeras en el modelo Hazus presenta los siguientes puntos característicos:  $d_y = 0.24 \text{ in}$ ,  $a_y = 0.2 \text{ g}$ ,  $d_u = 4.32 \text{ in}$ ,  $a_u = 0.6 \text{ g}$ .

- III. Adicionalmente, es necesario determinar la desviación estándar ( $\beta$ ) que describe la variabilidad de las curvas de fragilidad estructural. La variabilidad total para cada estado de daño de la estructura se debe modelar utilizando la siguiente expresión:

$$\beta_{S_d_s} = \sqrt{(\text{CONV}[\beta_C, \beta_D, S_d, DS_i])^2 + (\beta_{M(DS_i)})^2} \quad (2.26)$$

donde  $\beta_{DS_i}$  es la desviación estándar lognormal que describe el total de la variabilidad de la estructura para un estado de daño  $DS_i$ ,  $\beta_C$  es la desviación estándar lognormal de la variabilidad de la curva de capacidad,  $\beta_D$  es la desviación estándar lognormal que describe la variabilidad del espectro de capacidad y  $\beta_{M(DS_i)}$  es la desviación estándar lognormal que describe la incertidumbre en la estimación del valor medio del estado de daño. La Figura 2-11 muestra la representación gráfica de los parámetros  $\lambda$  y  $\mu$  con la variabilidad de la curva de capacidad ( $\beta$ ).

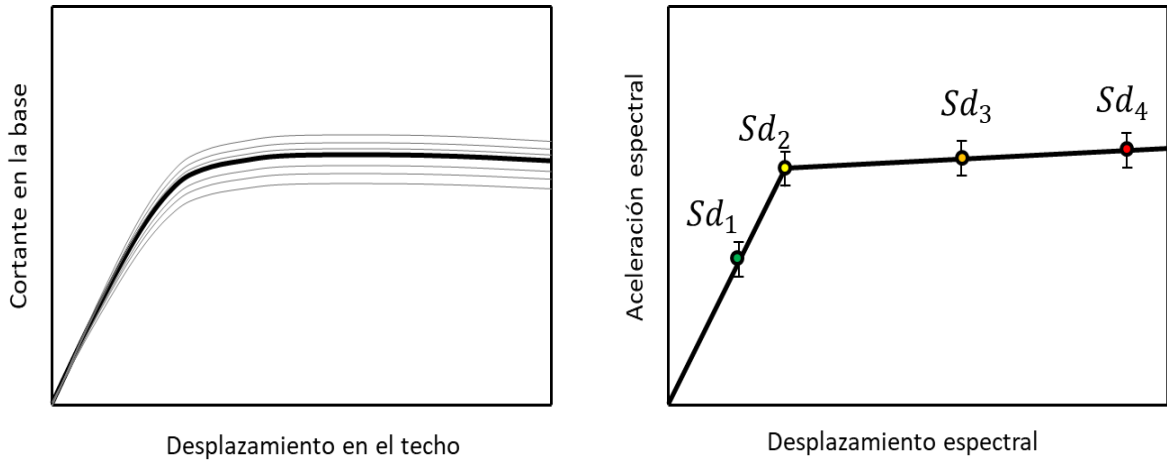
Figura 2-11. Ejemplo de construcción de curva de capacidad media,  $1\beta$  y  $-1\beta$ 

Fuente: Adaptado del modelo Hazus

### 2.6.2 Estados de daño

Una vez se ha obtenido el punto de desempeño  $(a_{pi}, d_{pi})$  y el punto de fluencia  $(a_y, d_y)$ , es necesario establecer los estados de daño ( $DS_i$ ) de la estructura. En primer lugar, la curva de desempeño obtenida del análisis estructural se debe representar como un modelo bilineal. Posteriormente, sobre el modelo bilineal se definen los criterios para definir daño con sus respectivas desviaciones estándar (Figura 2-12). En el caso del modelo Hazus, estos criterios corresponden a los estados: leve, moderado, extensivo y completo, mientras que la guía Risk-UE los denomina: menor, moderado, severo y colapso. Si bien hay diferencia entre las denominaciones de cada estado de daño, existe una correspondencia entre sus descripciones:  $DS_0$  es un estado en el cual no se tiene daño,  $DS_1$  despreciable o leve,  $DS_2$  daño estructural leve y daño moderado en elementos no estructurales,  $DS_3$  daño moderado en elementos estructurales y gran daño en elementos estructurales y  $DS_4$  daño total o daño cercano al colapso de la estructura.

Figura 2-12. Definición de estados de daño



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con la guía Risk-UE elaborada por Kaynia, A. M. (2013), los criterios para definir los estados de daño de forma analítica en ausencia de una definición empírica se pueden establecer en términos de la capacidad de fluencia ( $a_y, d_y$ ) y la capacidad última ( $a_u, d_u$ ). A diferencia del modelo Hazus, esta aproximación no fija unos límites predeterminados para la tipología estructural sino que define posibles límites en función de un parámetro de respuesta de la estructura (en este caso el desplazamiento espectral), lo cual permite ampliar el rango de aplicación de la definición de estados de daño a estructuras pre-código como los palafitos. Los criterios propuestos por la guía Risk-UE (2013) se muestran en la Tabla 2-3.

Tabla 2-3. Definición de estados de daño

Estado de daño	Criterio
Menor	$DS_1 = 0.7d_y$
Moderado	$DS_2 = d_y$
Severo	$DS_3 = d_y + 0.25(d_u - d_y)$
Colapso	$DS_4 = d_u$

Fuente: Adaptado Kaynia, A. M. (2013).

En el caso particular de los estados de daño para estructuras ligeras de madera (tipología más cercana a los palafitos), el modelo Hazus presenta la siguiente descripción (Tabla 2-4):

Tabla 2-4. Descripción estado de daño Hazus

Estado de daño	Descripción
Leve	Fisuras pequeñas en esquinas de aperturas de ventanas y puertas, así como pequeñas fisuras en muros de mampostería (si hay muros de mampostería).
Moderado	Fisuras grandes en esquinas de aperturas de ventanas y puertas, fisuras pequeñas en trayectorias diagonales sobre paneles de corte y grandes fisuras en muros de mampostería.
Extensivo	Grandes fisuras en trayectorias diagonales sobre paneles de corte, movimiento lateral permanente en entrepisos y en techo. Desplazamiento de la estructura sobre su fundación y colapso parcial del primer piso.
Completo	Grandes desplazamientos laterales en la estructura, posible colapso o en inminente peligro de colapso debido a la falla de muros o a la falla del sistema de resistencia ante cargas laterales. Algunas estructuras se han desplazado a tal punto de encontrarse fuera de la cimentación.

Fuente: Adaptado de Hazus

Para cada uno de los estados de daño definidos anteriormente, es posible resolver la Ecuación 2.17 de la forma:

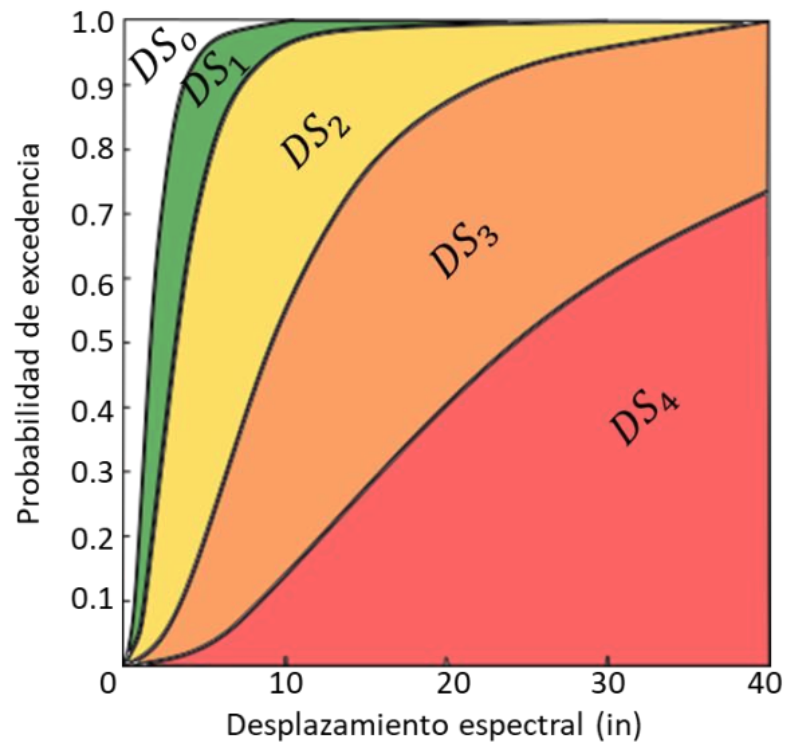
$$P[DS|S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{d_s}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d, DS}} \right) \right] \quad (2.27)$$

donde  $\bar{S}_{d, DS}$  es el valor medio del desplazamiento espectral en el cual se alcanza el estado de daño,  $\beta_{d_s}$  es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del estado de daño y  $\Phi$  es la función de distribución normal acumulativa.



La Figura 2-13 muestra un ejemplo de curvas de fragilidad para cada uno de los estados de daño obtenidos a partir de la Ecuación 2.27. Nazri (2018), menciona que existen diferentes formas de solucionar la Ecuación 2.17, siendo la Ecuación 2.18 y la Ecuación 2.27 dos de las más frecuentes.

Figura 2-13. Ejemplo de curvas de fragilidad para cada estado de daño ( $DS_i$ )



Fuente: Adaptado de Muhammad et al. (2017)



## **3. Metodología**

El desarrollo de la tesis se dividió en dos etapas: experimental y análisis numérico. En esta sección, se describe en primer lugar, el sistema estructural analizado, los materiales, dimensiones de probetas y equipos utilizados, así como los procedimientos de ensayo para la caracterización de las maderas y uniones. En la segunda parte, se describe el procedimiento adoptado para la obtención de las curvas de fragilidad estructural.

### **3.1 Fase experimental**

La fase experimental consistió en la caracterización física y mecánica de los materiales utilizados en la construcción de estructuras de madera de Tumaco. Esta fase contiene los ensayos de materiales y la caracterización de la unión de elementos estructurales más frecuente en la zona de estudio.

#### **3.1.1 Visita de campo**

Se buscó identificar el sistema estructural, medir el perímetro de los pilares, medir humedades, separación de pilares, dimensiones de los clavos y conseguir muestras de las maderas utilizadas. De igual forma, fue posible entrevistar a Don Nilo Goyes (constructor tradicional de palafitos) en la carpintería del Pindo sobre las prácticas constructivas y a Franz, líder social que amablemente compartió su experiencia sobre el tsunami de 1979. En la Figura 3-1 se muestra el registro fotográfico de la visita de campo: (a) mediciones de humedad; (b) carpintería de don Nilo Goyes, donde fue posible entrar en un palafito y ver los diferentes tipos de madera utilizados; (c), (d) y (e) visita a la estructura del restaurante “la cevichería” donde se midió la separación entre pilares,

perímetros, humedades y altura de la marea; (f) equipo de trabajo: Patricia Luna, Juan Manuel Lizarazo, Simón Peñaranda, Juan Páez y Miguel Rivas.

Figura 3-1. Visita de campo



a)



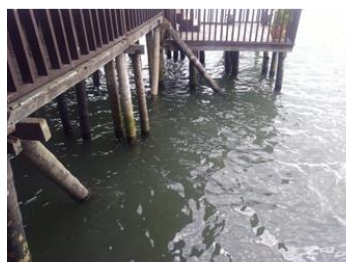
b)



c)



d)



e)



f)

Fuente: Registro fotográfico visita de campo

### 3.1.2 Sistema Estructural

A partir de la visita de campo a la zona de estudio se identificó que el sistema estructural predominante en las viviendas de madera en Tumaco son pórticos de madera aserrada con paneles elevados sobre pilares de madera rolliza, cuya denominación técnica es *palafito*. A diferencia de la caracterización realizada por Medina (2019), se encontró una relación largo/ancho de 1.5 y se registró una separación entre pilares de 2.5 m. Adicionalmente, se observó que no existe continuidad entre los elementos en los pilares

y los elementos verticales (columnas) de la vivienda. Si bien se encuentran unidos, la especie utilizada en los pilares es distinta a la utilizada en las columnas del entrepiso al techo. Una descripción más detallada del sistema estructural se encuentra en la sección 4.1.1.

### 3.1.3 Materiales

Los materiales más frecuentes encontrados en la construcción de palafitos son: Palma (*Attalea colenda*) rolliza para los pilares, Chaquiro (*Goupia glabra*) aserrado para vigas y columnas, y paneles de Nato (*Mora Megistoperma*) o Sajo.

De la visita de campo realizada a Tumaco, fue posible obtener 18 muestras aserradas de Chaquiro con unas dimensiones de 2"x5"x236". Adicionalmente, en el desarrollo del trabajo de investigación de Medina (2019), fue posible obtener 10 muestras de Palma con un diámetro promedio de 17 *cm* y una longitud promedio de 1.15 *m* que sirvieron de insumo para la realización de la fase experimental en la presente investigación.

### 3.1.4 Procedimientos de ensayo

La caracterización de la madera se realizó mediante los procedimientos de ensayo descritos en la norma ASTM D143. Las secciones de la norma utilizadas se listan a continuación:

- Ensayo estático de flexión.
- Compresión paralela al grano.
- Corte paralelo al grano.
- Tensión paralela al grano.

Adicionalmente, se realizaron ensayos de corte perpendicular al grano utilizando el procedimiento descrito en la norma ASTM D143 para corte paralelo. Sin embargo, se debe anotar que este ensayo no se encuentra normalizado.

Dadas las dimensiones de la especie *Attalea colenda* (diámetro promedio cercano a 6"), se realizó un ensayo para determinar la relación de Poisson de la madera utilizando el equipo y el procedimiento de la norma ASTM C469. Si bien el método está pensado para

determinar la relación de Poisson en cilindros de *concreto*, con fines de investigación, se ensayaron tres especímenes.

El ensayo de uniones clavadas de elementos estructurales en madera no se encuentra normalizado en Colombia, por lo tanto, se adoptó el protocolo y las velocidades de aplicación de carga del comité técnico Rilem (1994).

### 3.1.5 Dimensiones de probetas y montajes desarrollados para los ensayos

Para la caracterización mecánica de la madera se utilizaron las dimensiones normalizadas para los procedimientos de ensayo descritos en la norma ASTM D143. El número de probetas fabricadas de Palma (*Attalea colenda*) y Chaquiro (*Goupia glabra*) por tipo de ensayo se muestran en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1. Número de probetas por tipo de ensayo

Ensayo	Palma ( <i>Attalea colenda</i> )	Chaquiro ( <i>Goupia glabra</i> )
Ensayo estático de flexión.	11	5
Compresión paralela al grano.	3	3
Corte paralelo al grano	10	12
Tensión paralela al grano	9	15
Corte perpendicular al grano	3	3

Fuente: Elaboración propia

**Nota:** en cada uno de los ensayos se determinó el contenido de humedad siguiendo el procedimiento descrito en la ASTM D143.

Debido a que el material se trajo directamente de la zona de estudio, el diseño experimental se limitó al número de probetas que fuera posible realizar con la madera disponible en el laboratorio (Bogotá). Por tratarse de un material natural, en el proceso de fabricación de probetas, algunas muestras se fisuraron, esto ocurrió especialmente con la especie *Attalea colenda*. Por esta razón, se observa que el número de probetas por tipo de ensayo en la Tabla 3-1 no es siempre la misma. Sin embargo, en todos los casos se buscó obtener como mínimo tres muestras (ASTM E 178-08). Las dimensiones de cada

probeta establecidas por la norma ASTM D 143 utilizadas para la caracterización de las maderas se muestran en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2. Dimensiones de probetas

Ensayo	Esquema	Dimensiones
Ensayo estático de flexión		$L = 760 \text{ mm}$ $b = 50 \text{ mm}$ $h = 50 \text{ mm}$
Compresión paralela al grano <sup>4</sup>		$b = 50 \text{ mm}$ $d = 50 \text{ mm}$ $h = 220 \text{ mm}$
Corte paralelo y perpendicular al grano		$b = 50 \text{ mm}$ $d = 50 \text{ mm}$ $d_1 = 20 \text{ mm}$ $d_2 = 30 \text{ mm}$ $h_1 = 50 \text{ mm}$ $h_2 = 63 \text{ mm}$ $h_3 = 13 \text{ mm}$
Tensión paralela al grano		$t = 9.5 \text{ mm}$ $b = 25 \text{ mm}$ $L = 453 \text{ mm}$ $L_1 = 100 \text{ mm}$ $L_2 = 95 \text{ mm}$ $L_3 = 63 \text{ mm}$ $R_c = 444 \text{ mm}$

Fuente: Adaptado de ASTM D 143

<sup>4</sup> En la norma se establece una altura de  $200 \text{ mm}$ , sin embargo, se utilizó una altura de  $220 \text{ mm}$  para poder instrumentar las probetas ensayadas.

**Nota:** Para el ensayo estático de flexión de la especie *Attalea colenda* se tenían tres configuraciones posibles (Ver sección 4.2.2).

Para la caracterización de uniones se consideraron dos tipos de solicitaciones: momento y corte. Cada probeta se construyó uniendo con un clavo dos elementos: el pilar (Palma) y la viga (Chaquiro). Este tipo de unión es la más frecuente en la zona de estudio. La respuesta del sistema estructural ante cargas laterales depende en gran medida de la capacidad de transferencia de los clavos. Si bien el procedimiento de ensayo para uniones de madera se encuentra descrito en el Rilem (1994), no se cuenta con aditamentos estandarizados para la realización de los ensayos. Por esta razón, Los aditamentos que se describen a continuación son un desarrollo de esta investigación: diseño conceptual, fabricación, pruebas, calibración y finalmente los ensayos.

Las dimensiones utilizadas para cada elemento de madera se muestran en la Tabla 3-3.

Tabla 3-3. Dimensiones elementos uniones

Solicitación	Chaquiro [m]	Palma [m]	# Ensayos
Momento	0.70	0.45	3
Corte	0.35	0.25	3

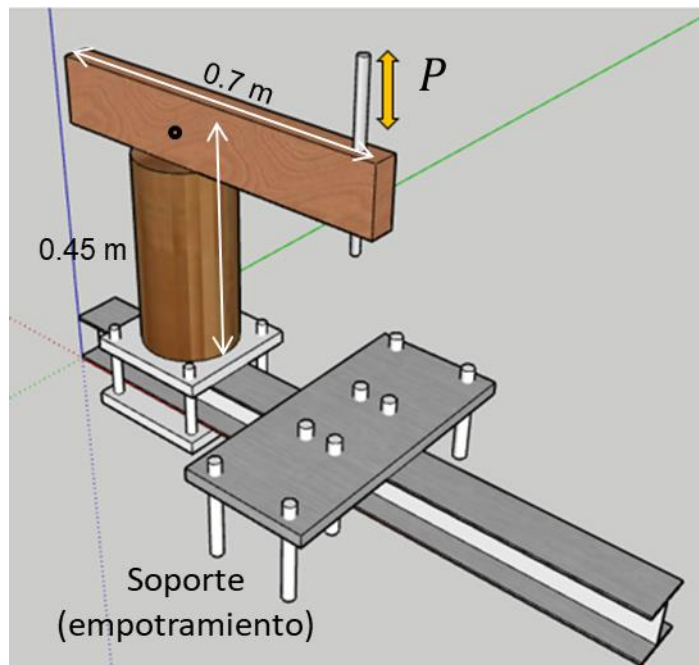
Fuente: Elaboración propia

La Figura 3-2 muestra la configuración de la unión solicitada a momento y la Figura 3-3 muestra las dimensiones de los elementos de la unión sometida a corte. En la unión a momento, se aplicaron ciclos de carga en un extremo de la viga para generar rotación en la unión, mientras que en la unión a corte, se aplicó compresión sobre la viga y la reacción se generó en el apoyo del pilar.

En los dos ensayos fue necesario fabricar aditamentos para posicionar adecuadamente las probetas: unión solicitada a momento (Figura 3-4) y unión solicitada a corte (Figura 3-5).

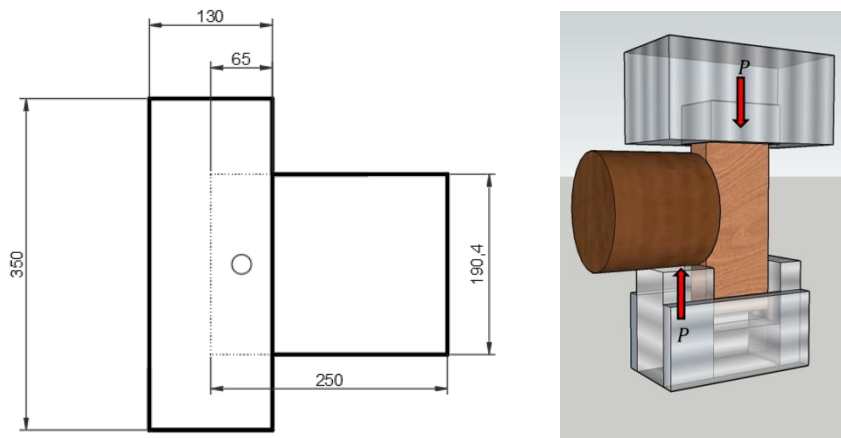


Figura 3-2. Configuración unión solicitada a momento con fuerza cíclica.



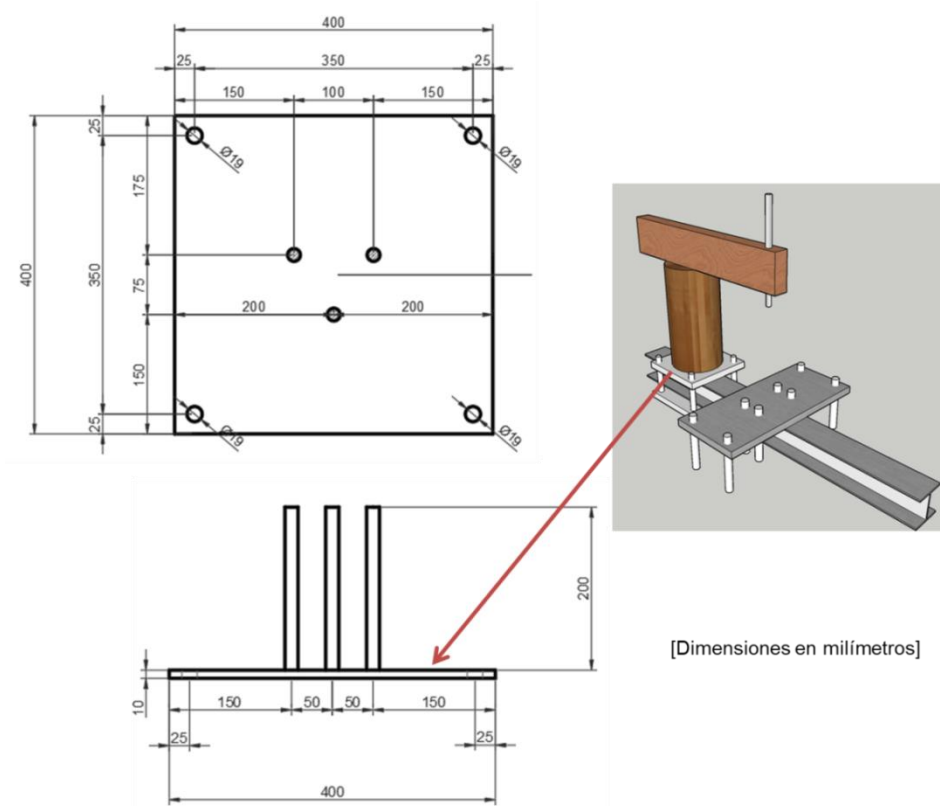
Fuente: Elaboración propia

Figura 3-3. Dimensiones y aplicación de carga unión a corte.



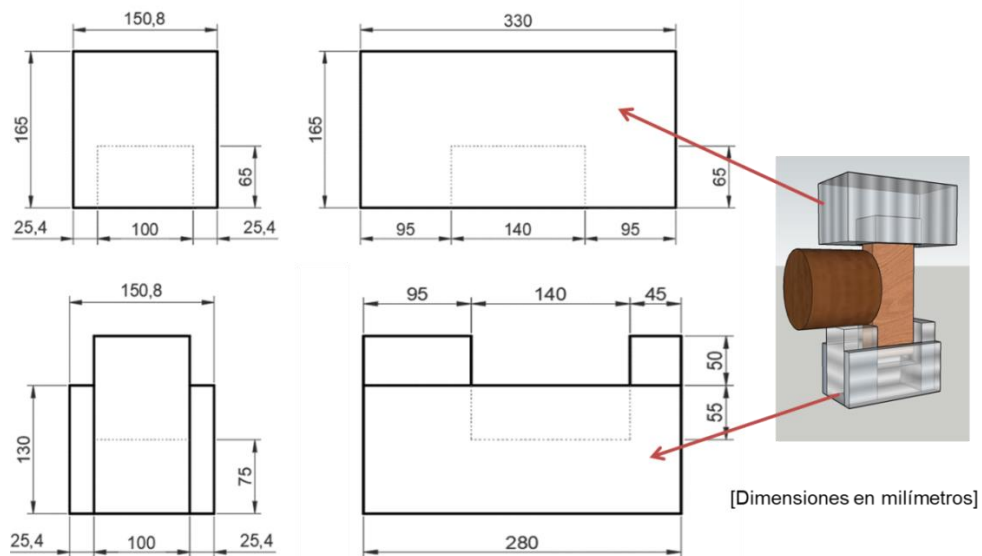
Fuente: Elaboración propia

Figura 3-4. Aditamento ensayo a momento.



Fuente: Elaboración propia

Figura 3-5. Aditamento ensayo a corte.



Fuente: Elaboración propia

### 3.1.6 Parámetros e instrumentación

Para el ensayo de flexión estática se utilizó una configuración de tres puntos con una longitud entre apoyos de  $710\text{ mm}$  (método principal de la norma ASTM D 143) y una velocidad de aplicación de la carga de  $2.5\text{ mm/min}$ . Adicionalmente, se instrumentó el ensayo con un deflectómetro (extensómetro de flexión Epsilon modelo 3540) con rango de medición de  $12\text{ mm}$  en el centro de la luz para registrar la deflexión en cada ensayo.

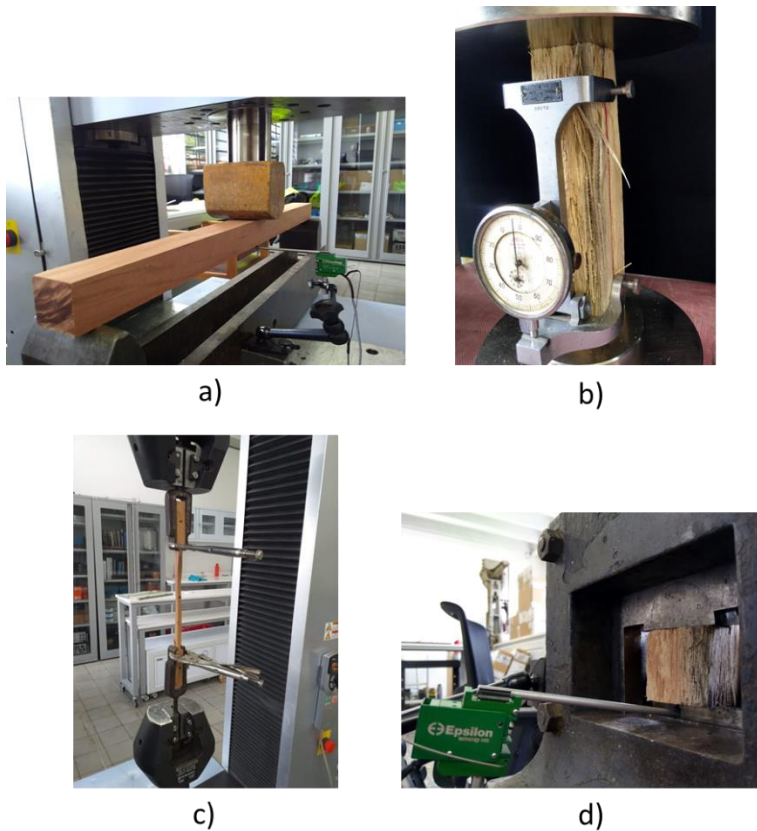
El ensayo de compresión paralela al grano se realizó a una velocidad de  $0.5\text{ mm/min}$  y se utilizó un reloj comparador para registrar el acortamiento de la probeta durante el ensayo. Para el ensayo de corte paralelo al grano se aplicó la carga a una velocidad de  $0.6\text{ mm/min}$ , como instrumentación adicional al procedimiento descrito en la norma ASTM D 143, se utilizó un deflectómetro en el extremo del bloque desplazado para determinar el módulo de cizalla de las muestras. El ensayo de corte perpendicular se realizó utilizando los parámetros definidos en la norma ASTM D 143 para corte paralelo. No obstante, como se mencionó anteriormente, este ensayo no está incluido en los procedimientos de ensayo que contiene la norma.

Para el ensayo de tensión paralelo al grano se utilizó una velocidad de aplicación de carga de  $1\text{ mm/min}$ . Sin embargo, no fue posible utilizar un extensómetro para registrar la deformación longitudinal de las muestras.

Siguiendo el procedimiento descrito en la norma ASTM D 143, se determinó el contenido de humedad al finalizar cada ensayo mecánico. Se pesaron las muestras en el momento de la falla para obtener el peso inicial ( $W_i$ ). Posteriormente, se llevaron al horno a una temperatura de  $103 \pm 2^\circ\text{C}$  hasta obtener una masa constante en lecturas sucesivas ( $W_f$ ).

En la Figura 3-6 se muestra la instrumentación y el montaje de cada uno de los ensayos de caracterización mecánica de la madera: a) Ensayo estático de flexión, b) ensayo de compresión páralo al grano, c) ensayo de tensión paralela al grano (se suplementó el ensayo con llaves de presión para evitar el deslizamiento de las mordazas) y d) ensayo de corte paralelo al grano.

Figura 3-6. Instrumentación de ensayos de caracterización. a) Ensayo estático de flexión, b) ensayo de compresión paralela al grano, c) ensayo de tensión paralelo al grano y d) ensayo de corte paralelo al grano.



Fuente: Elaboración propia

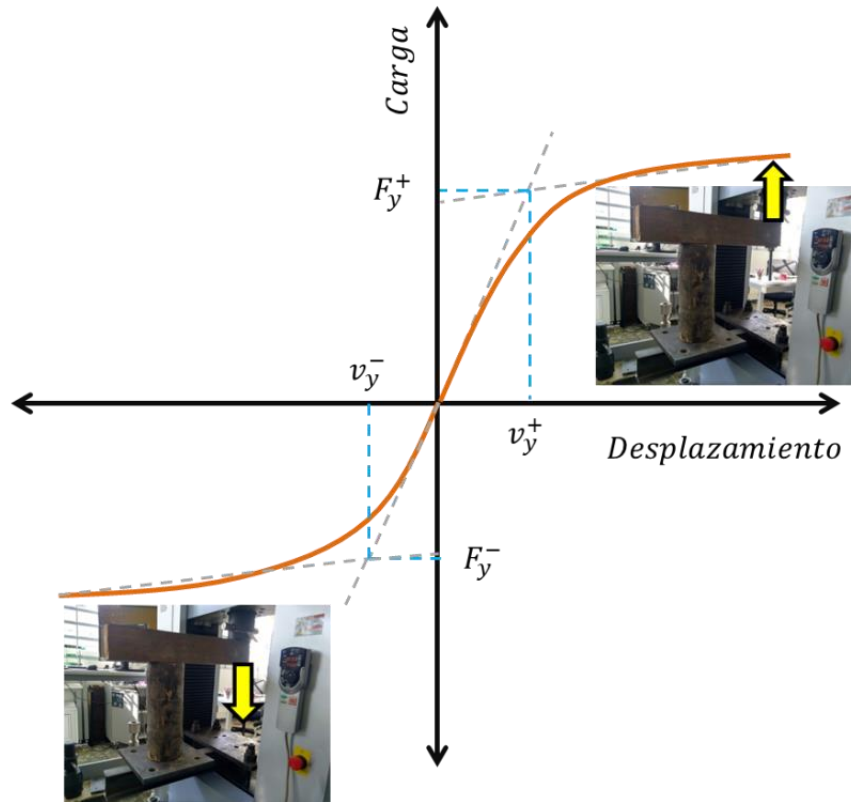
La aplicación de la carga en todos los casos, se llevó a cabo con una máquina universal Shimadzu AGS-X con capacidad máxima de 300  $kN$ , con una disponibilidad de programación de velocidades entre 0.001 y 500  $mm/min$ .

Los parámetros de ensayo utilizados para la caracterización mecánica de las uniones fueron los siguientes:

Ensayo monotónico: para establecer los parámetros del ensayo cíclico se realizó un ensayo monotónico positivo (ascendente) para establecer el punto de fluencia de la unión ( $F_y^+, v_y^+$ ). Posteriormente, se realizó el mismo ensayo en sentido contrario (descendente) para obtener el punto de fluencia negativo ( $F_y^-, v_y^-$ ). Este ensayo se realizó a una

velocidad de  $5 \text{ mm/min}$  siguiendo las recomendaciones del Rilem (1994). En la Figura 3-7 se muestra un esquema del protocolo de carga del ensayo monotónico y la convención de signos adoptada.

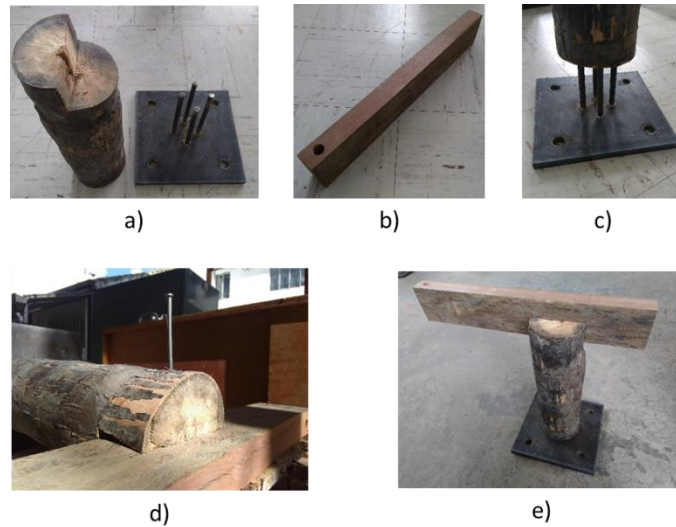
Figura 3-7. Ensayo monotónico



Fuente: Adaptación Rilem (1994).

En la Figura 3-8 se muestra el proceso constructivo de la unión. En primer lugar, se realizó un corte de media caja sobre un extremo del elemento de Palma -*Attalea colenda*- (Figura 3-8a), al elemento de Chaquiro -*Goupia glabra*- se le realizó una perforación circular en un extremo para acoplar la máquina de ensayos (Figura 3-8b). Para que el elemento de Palma no rote ni se desplace tanto en sentido vertical como horizontal, se ancló con una platina con cuatro barras de diámetro de  $\frac{1}{2}$ " (Figura 3-8c). Una vez estaba anclada se posicionó la viga de Chaquiro y se unió a la columna de Palma mediante un clavo de 4" (Figura 3-8d y Figura 3-8e).

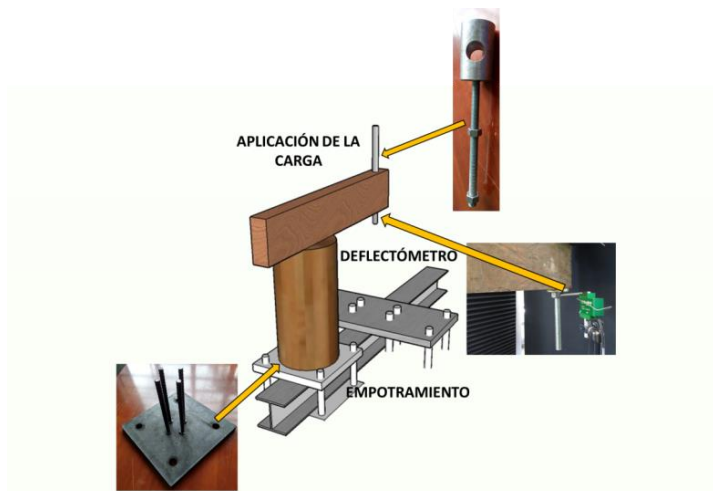
Figura 3-8. Proceso constructivo – unión a momento. a) corte de media caja, b) perforación en el extremo de la viga, c) anclaje del elemento vertical, d) clavo de 4", e) unión terminada.



Fuente: Registro fotográfico de ensayos

La carga se aplicó sobre un extremo de la viga en voladizo (*Goupia glabra*) y se midió el desplazamiento vertical mediante el uso de un defleómetro para establecer la rotación de la unión (Figura 3-9). En la Figura 3-10 se observa el montaje final de la unión.

Figura 3-9. Sistema de anclaje y aplicación de carga – unión a momento



Fuente: Elaboración propia

Figura 3-10. Montaje final de la conexión – unión a momento



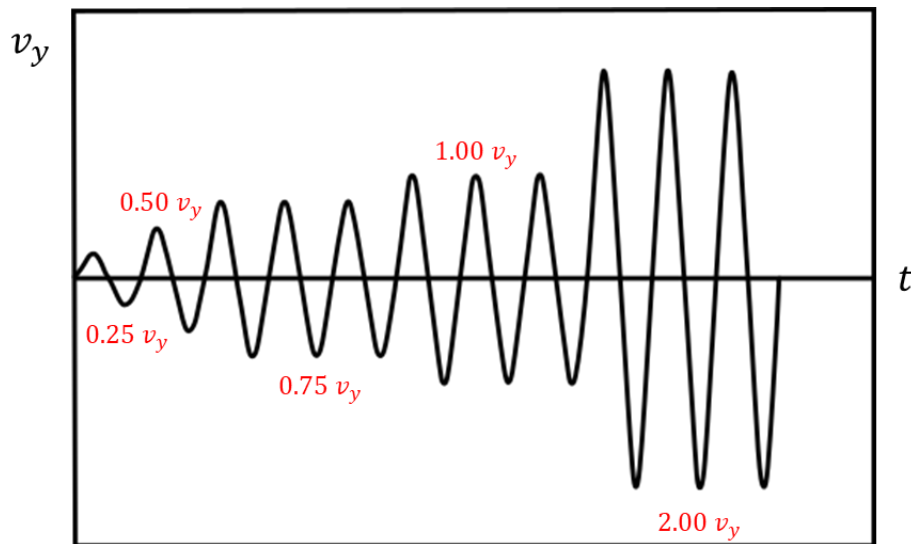
Fuente: Registro fotográfico de ensayos

Ensayo cíclico: Los parámetros obtenidos del ensayo monotónico se utilizaron para definir el protocolo de carga para el ensayo cíclico de la siguiente manera:

- a) Un ciclo en el intervalo  $0.25v_y^+ - 0.25v_y^-$
- b) Un ciclo en el intervalo  $0.50v_y^+ - 0.50v_y^-$
- c) Tres ciclos en el intervalo  $0.75v_y^+ - 0.75v_y^-$
- d) Tres ciclos en el intervalo  $1.00v_y^+ - 1.00v_y^-$
- e) Tres ciclos en el intervalo  $2.00v_y^+ - 2.00v_y^-$

La Figura 3-11 muestra la representación del protocolo de carga para el ensayo cíclico.

Figura 3-11. Protocolo de ensayo cíclico



Fuente: Adaptada de (RILEM, 1994)

Como resultado del ensayo cíclico, se obtuvo una gráfica de momento curvatura que muestra la capacidad de disipación de energía de la unión en el rango inelástico (curva de histéresis). En todos los casos, el ensayo se instrumentó con un deflectómetro ubicado en el extremo libre de la viga (Figura 3-12) para poder determinar la rotación de la unión.

Figura 3-12. Instrumentación ensayo unión a momento



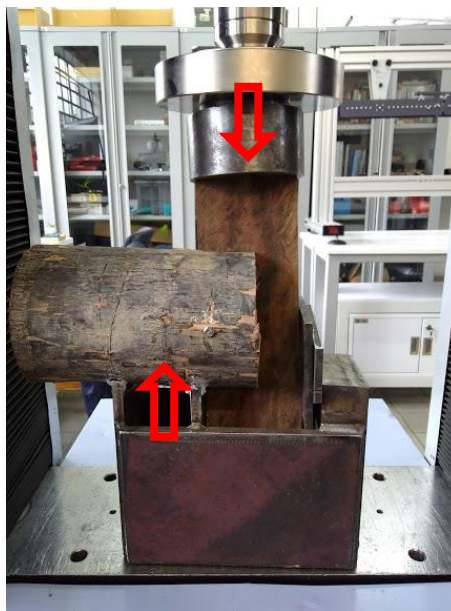
Fuente: Registro fotográfico de ensayos



El dispositivo fabricado para la unión solicitada a corte no permitía hacer ensayos cíclicos. Por lo tanto, el ensayo se realizó aplicando una carga a velocidad constante ( $5\text{ mm}/\text{min}$ ) hasta obtener la falla. Ante la imposibilidad de realizar el ensayo cíclico, se utilizó el resultado del ensayo a velocidad constante para determinar el modelo multilineal de comportamiento mecánico a corte. A diferencia del ensayo de la unión solicitada a momento, en este caso se registró el desplazamiento vertical de la viga hasta la falla de la unión.

Se fabricó un aditamento que restringiera el giro de la probeta mientras se aplicaba una carga de compresión. Al tener un apoyo excéntrico, la aplicación de la carga generó corte en la unión del clavo (Figura 3-13). Al tener diferencia de densidades, el clavo se plastificó y se desplazó a través de la madera menos densa hasta que la caída de la carga, en este punto se considera que ocurre la falla la unión (Figura 3-14).

Figura 3-13. Esquema del montaje experimental - unión a corte



Fuente: Registro fotográfico de ensayos

Figura 3-14. Falla típica - unión a corte



Fuente: Registro fotográfico de ensayos

### 3.1.7 Procesamiento de ensayos de caracterización

**Ensayo estático de flexión:** se calculó el esfuerzo de flexión en el límite proporcional ( $\sigma_{L.P.f}$ ), Módulo de Rotura ( $M.R.$ ) y el módulo de elasticidad longitudinal en flexión ( $E_L$ ) utilizando las Ecuaciones 3.1, 3.2 y 3.3:

$$\sigma_{L.P.f} = \frac{3 P_{L.P} \cdot L}{2 b \cdot h^2} \quad (3.1)$$

$$M.R. = \frac{3 P_R \cdot L}{2 b \cdot h^2} \quad (3.2)$$

$$E_L = \frac{P_{L.P} \cdot L^3}{4 \cdot b \cdot h^3 \cdot \Delta_{LP}} \quad (3.3)$$

donde  $b$  y  $h$  son las dimensiones de la sección transversal de la muestra,  $L$  es la luz entre apoyos de la probeta,  $P_{L.P}$  es la carga en el límite proporcional,  $P_R$  es la carga última obtenidas en el ensayo y  $\Delta_{LP}$  es la deflexión en el límite proporcional.

**Compresión paralela al grano:** se calculó el esfuerzo en el límite proporcional ( $\sigma_{L.P.c}$ ) y la resistencia a la a compresión ( $\sigma_c$ ) utilizando las Ecuaciones 3.4 y 3.5:

$$\sigma_{L.P.c} = \frac{P_{L.P}}{A_c} \quad (3.4)$$

$$\sigma_c = \frac{P_f}{A_c} \quad (3.5)$$

donde  $A_c$  es el área de la sección transversal sometida a compresión y  $P_f$  es la carga de falla.

**Ensayo de tensión paralela al grano:** se calculó el esfuerzo en el límite proporcional ( $\sigma_{L.P.t}$ ) y la resistencia a tensión ( $\sigma_T$ ) utilizando las Ecuaciones 3.6 y 3.7:

$$\sigma_{L.P.t} = \frac{P_{L.P}}{A_t} \quad (3.6)$$

$$\sigma_T = \frac{P_{f.t}}{A_t} \quad (3.7)$$

donde  $A_t$  es el área de la sección transversal sometida a tensión y  $P_{f.t}$  es la carga de falla a tensión.

**Ensayo de corte paralelo al grano:** se calculó el esfuerzo de corte en el límite proporcional ( $\tau_{L.P}$ ), la resistencia de corte ( $\tau$ ) y el módulo de cizalla ( $E_T$ ) utilizando las ecuaciones 3.8, 3.9 y 3.10:

$$\tau_{L.P} = \frac{P_{L.P}}{A_{corte}} \quad (3.8)$$

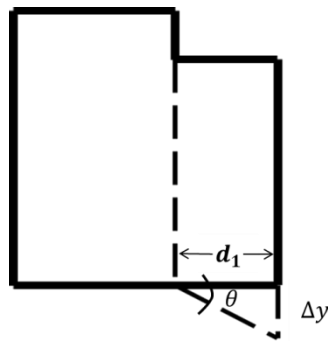
$$\tau = \frac{P_{f.c}}{A_{corte}} \quad (3.9)$$

$$E_T = \frac{P_{L.P} \cdot d_1}{\Delta y \cdot A_{corte}} \quad (3.10)$$

donde  $A_{corte}$  es el área de la sección transversal sometida a corte,  $P_{f.c}$  es la carga de falla a corte,  $\Delta_y$  es el desplazamiento vertical del bloque de corte y  $d_1$  es la dimensión de la probeta indicado en la Tabla 3-2.

Para determinar el módulo de corte paralelo al grano fue necesario instrumentar el ensayo con un defectómetro en el extremo de la probeta y así medir el desplazamiento del bloque de corte (Figura 3-15).

Figura 3-15. Desplazamiento del bloque  $\Delta_y$



Fuente: Elaboración propia

**Contenido de humedad:** la pérdida de masa de la muestra o contenido de humedad ( $w$ ) se expresó como la diferencia porcentual entre el peso final ( $W_f$ ) y el inicial ( $W_i$ ) utilizando la Ecuación 3.11.

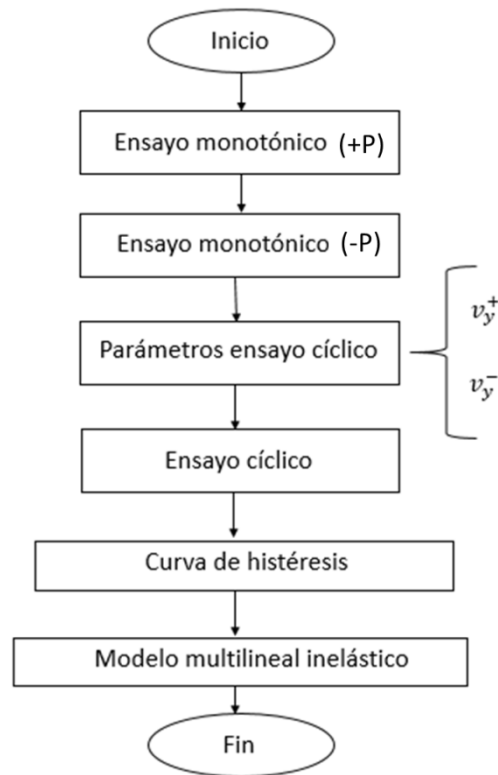
$$w = \frac{W_i - W_f}{W_f} \quad (3.11)$$

## 3.2 Análisis numérico

### 3.2.1. Rótulas plásticas

El resultado de los ensayos de las uniones permitió la formulación de un modelo multilíneo de la curva de histéresis o rótulas plásticas. La envolvente de la curva de histéresis establece la capacidad de la unión para deformarse en el rango inelástico y por extensión, su capacidad para disipar energía. El procedimiento general se resume en la Figura 3-16.

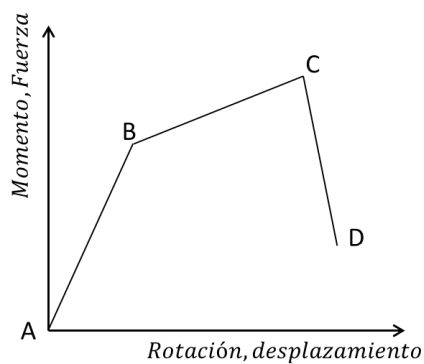
Figura 3-16. Diagrama de flujo para obtención de modelo multilíneal.



Fuente: Elaboración propia

El modelo multilíneal es el conjunto de valores promedio obtenidos en los ensayos de caracterización del comportamiento inelástico de las uniones realizando un proceso de linealización para definir estados de daño (Figura 3-17): (A) Cero, (B) límite elástico de la unión, (C) Capacidad Última, (D) Deformación última.

Figura 3-17. Definición de la rótula plástica

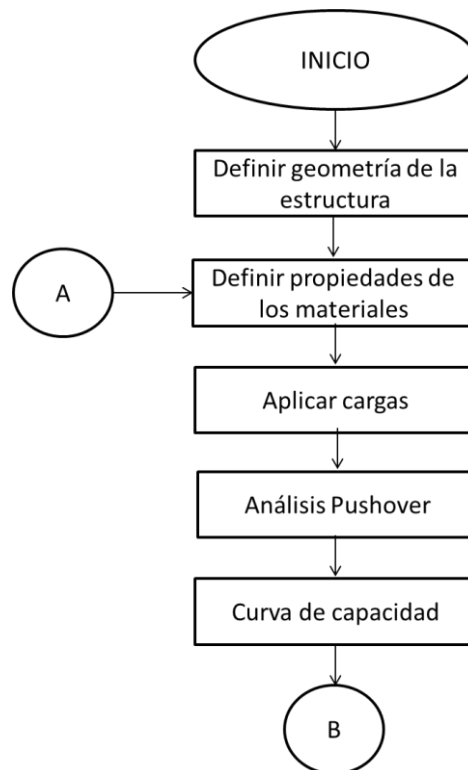


Fuente: Elaboración propia

### 3.2.2. Análisis estructural

La capacidad de rotación de una unión clavada en madera puede alterar significativamente el comportamiento de los miembros de la estructura. Por esta razón, los resultados experimentales fueron usados para definir un modelo de unión con rotación limitada (rótula plástica con rotación limitada). Posteriormente, se aplicaron las cargas correspondientes al caso de sismo utilizando como patrón de carga el resultado del análisis del espectro de respuesta, y para el caso de tsunami, una fuerza producto de la combinación de fuerzas hidrodinámicas y de impacto de escombros. Finalmente, se realizó un análisis de plastificación progresiva (*Pushover*), controlado por desplazamiento para sismo y controlado por fuerza para tsunami. Como resultado de esta parte del proceso, se obtuvo una curva de capacidad para la estructura. De manera esquemática, la primera parte del procedimiento es la siguiente (Figura 3-18):

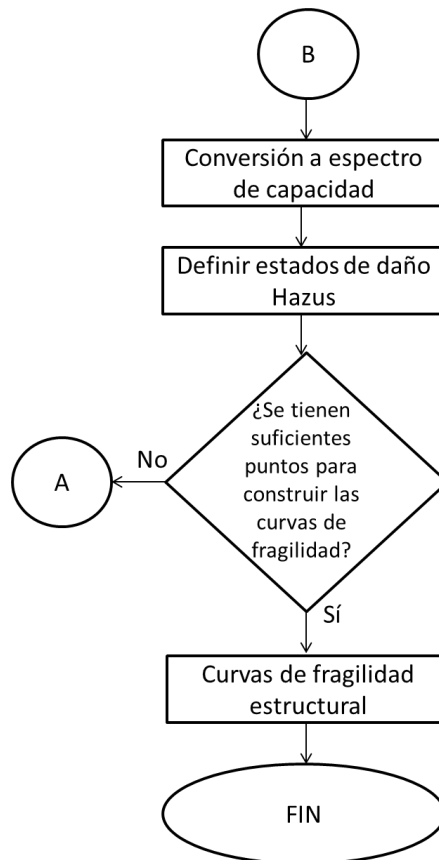
Figura 3-18. Análisis Estructural primera parte



Fuente: Elaboración propia

El resultado de la primera parte del procedimiento es la expresión analítica de dos curvas de capacidad estructural, una para sismo y otra para tsunami. No obstante, estas expresiones no proporcionan mayor información sobre el daño de la estructura más allá de su desempeño. Por esta razón, se convirtió la curva de capacidad a un espectro de capacidad y se definió cada uno de los estados de daño propuestos en la guía Hazus (FEMA, 2017) –utilizando el desplazamiento espectral como medida del daño. Al utilizar la variabilidad de las propiedades mecánicas encontradas experimentalmente (muestras aleatorias a partir de la media y la desviación estándar) se ajustaron a curvas de fragilidad estructural. La segunda parte del procedimiento se resume como se muestra en la Figura 3-19.

Figura 3-19. Análisis estructural segunda parte



Fuente: Elaboración propia

El objetivo de la curva de fragilidad es poder estimar la probabilidad de daño para un estado de daño determinado dada una intensidad de movimiento ( $IM$ ), que bien podría

ser la aceleración espectral ( $S_a$ ) para el caso del sismo o la profundidad de inundación ( $h$ ) en el caso del tsunami.

Una forma de escribir la Ecuación 2.17 en función de  $x$  ( $x = IM$ ) es la siguiente (siguiendo la forma de ajuste propuesta por Yamaguchi et al, 2000):

$$P(DS_i | IM = x) = \Phi \left( \frac{\ln \left( \frac{x}{\theta} \right)}{\beta} \right) \quad (3.12)$$

donde  $P(DS_i | IM = x)$  es la probabilidad de que una intensidad de movimiento  $x$  va a causar que la estructura se encuentre en estado de daño  $i$ ,  $\Phi$  es la función de distribución normal acumulativa,  $\theta$  es la media de la función de fragilidad, y  $\beta$  es la desviación estándar del  $\ln IM$ . Porter et al. (2007) describen seis métodos distintos para construir curvas de fragilidad estructural, siendo el método A el más ampliamente utilizado. En esta investigación se siguió el método A estimando los parámetros  $\theta$  y  $\beta$  con el procedimiento de Baker (2015). A continuación se resume el método:

**Paso 1.** Realizar el NSA (*Nonlinear Static Analysis*) para determinar el valor de intensidad de movimiento ( $IM$ ) en el cual se alcanza el estado de daño  $DS_i$

**Paso 2.** Calcular la media y la desviación estándar de los logaritmos de esos valores de intensidad de movimiento utilizando las Ecuaciones 3.13 y 3.14. En este paso, la estimación de los parámetros  $\theta$  y  $\beta$  se denota de la forma  $\hat{\theta}$  y  $\hat{\beta}$ .

$$\ln \hat{\theta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(IM_i) \quad (3.13)$$

$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left( \ln \left( \frac{IM_i}{\hat{\theta}} \right) \right)^2} \quad (3.14)$$



En el caso del sismo,  $n$  corresponde al movimiento de tierra considerado e  $IM_i$  es el valor asociado con cada movimiento de tierra  $i$ . Para tsunamis, tanto  $n$  como  $IM_i$  hacen referencia al número y al valor de la profundidad de inundación considerada.

**Paso 3.** No todas las simulaciones para  $IM_i$  tienen como resultado un estado de daño  $DS_i$ . Por lo tanto, Baker (2015), propone realizar un procedimiento de ajuste de máxima probabilidad para series múltiples de datos. Partiendo del número de simulaciones y el número de casos en los cuales se alcanzó el estado de daño  $DS_i$  se determina la fracción que causa ese estado de daño (Ecuación 3.15), luego, se construye una curva de fragilidad teórica con los parámetros estimados en el paso 2 (Ecuaciones 3.12, 3.13 y 3.14) y se calcula la probabilidad ( $p_j$ ) de alcanzar el estado  $DS_i$  a una  $IM_i = x_j$  (Ecuación 3.16). La probabilidad  $p_j$  se sustituye en la función de fragilidad (Ecuación 3.17) teniendo el número de simulaciones que llegan al estado de daño ( $z_j$ ) y se maximizan los parámetros  $\theta, \beta$  de manera que se aumenta la suma de sus probabilidades y así, se obtenga la función de mejor ajuste (Ecuación 3.18).

$$P(DS_i | IM_i = x_j) = \frac{n \text{ de simulaciones que llegaron a } ds_i \text{ para } IM = x_j}{\text{Número de simulaciones}} \quad (3.15)$$

$$P(z_j \text{ en } n_j) = \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j} \quad (3.16)$$

$$P(z_j \text{ en } n_j) = \binom{n_j}{z_j} \Phi \left( \frac{\ln \left( \frac{x_j}{\theta} \right)}{\beta} \right)^{z_j} \left( 1 - \Phi \left( \frac{\ln \left( \frac{x_j}{\theta} \right)}{\beta} \right) \right)^{n_j - z_j} \quad (3.17)$$

$$\{\hat{\theta} \hat{\beta}\} = \arg \max_{\theta, \beta} \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} \Phi \left( \frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta} \right)^{z_j} \left( 1 - \Phi \left( \frac{\ln \left( \frac{x_j}{\theta} \right)}{\beta} \right) \right)^{n_j - z_j} \quad (3.18)$$

### 3.2.3. Software

Para el análisis estructural se utilizó el programa de elementos finitos SAP 2000 con interfaz gráfica en 3 D. Los modelos estructurales se realizaron en un computador con procesador AMD A10-8700P Radeon de 10 núcleos con capacidad de 1.80 GHz, una memoria instalada de 8.0 GB y un sistema operativo de 64 bits.

### **3.3. Procesamiento de datos atípicos**

En el caso de la caracterización mecánica, se descartaron los ensayos donde se observaron irregularidades en las probetas que condujeron a fallas atípicas. Para el procesamiento estadístico del análisis estructural se siguió el procedimiento ASTM E 178-08 para el tratamiento de observaciones anómalas o datos atípicos.

## 4. Resultados y análisis

### 4.1 Caracterización de las estructuras de madera en San Andrés de Tumaco

#### 4.1.1 Configuración estructural

Las maderas más utilizadas en la construcción de palafitos son: Palma y el Mangle para los pilares, Chaquiro para la conformación de vigas y columnas al interior de la vivienda, y para las paredes y el piso es común encontrar entramados de Caimitillo -machimbres- (esta descripción fue proporcionada por don Nilo Goyes, constructor tradicional de palafitos).<sup>5</sup>

La estructura de palafito típica establecida en esta investigación (Figura 4-1) se encuentra cimentada sobre pilares de madera rolliza espaciados en mallas de 2.5 m por 2.5 m, enterrados de 1.0 a 6.0 m dependiendo la zona en la que se encuentren ubicados. En la medida en que se cuente con elementos más regulares, el espaciamiento reticular puede aumentar hasta 3.3 m.

Figura 4-1. Estructura de Palafito típicas



Fuente: Registro fotográfico de visita de campo

---

<sup>5</sup> Sin bien es posible encontrar Sajo con dimensiones similares a las del Caimitillo, esta madera se utiliza más en la elaboración de muebles, se trata de una madera blanda.

Los palafitos son construcciones progresivas, esta condición hace que a medida que se deterioran elementos sean introducidos nuevos, es común encontrar un elemento que ha sido afectado por alguna patología e inmediatamente al lado un elemento más reciente (Figura 4-2), esta situación genera que la retícula inicial se convierta en una compleja red de elementos y reforzamientos.

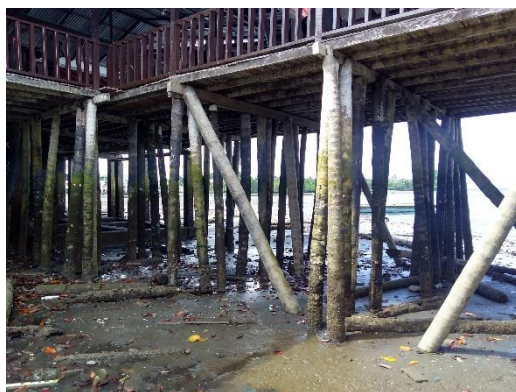
Figura 4-2. Reemplazo de elementos estructurales



Fuente: Registro fotográfico de visita de campo

En la zona perimetral de la estructura es posible encontrar arriostramientos y diagonales (Figura 4-3), cubiertos parcialmente por la marea que en el caso del puente que conecta El Bajito con el Morro llega hasta los cuatro metros de altura. Pese a esta observación, no se observó la presencia de diagonales en todos los palafitos.

Figura 4-3. Diagonales

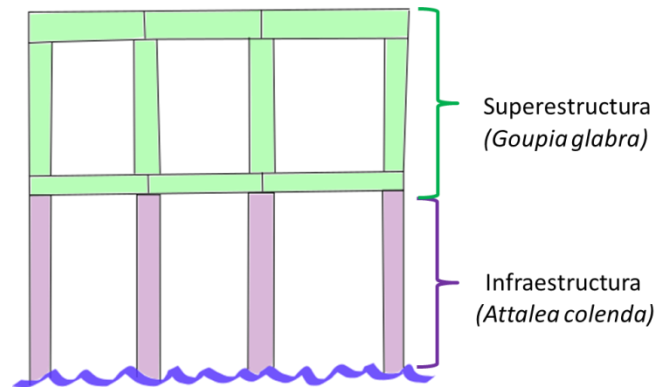


Fuente: Registro fotográfico de visita de campo

Las principales características de la configuración estructural son las siguientes:

- Pilares separados en cuadrículas de 2.5 m por 2.5 m (sin considerar el reemplazo de elementos estructurales).
- Relación Largo/Ancho de 1.5.
- Altura de pilares hasta entepiso de 0.5 m a 4.0 m.
- Altura entepiso de 3.0 m.
- Se considera un diafragma flexible.
- No existe continuidad entre la especie de madera utilizada en los pilares (*Attalea colenda*) y las columnas (*Goupia glabra*).
- La superestructura está fabricada con paneles de madera que en sus bordes tienen elementos de *Goupia glabra* (Figura 4-4).
- Se observó la falta de continuidad estructural en los paneles, por lo tanto, para el modelo estructural no se consideraron como parte del sistema de resistencia.
- Uniones clavadas con un solo clavo.
- Empotramiento en la base.

Figura 4-4. Esquema de la configuración estructural



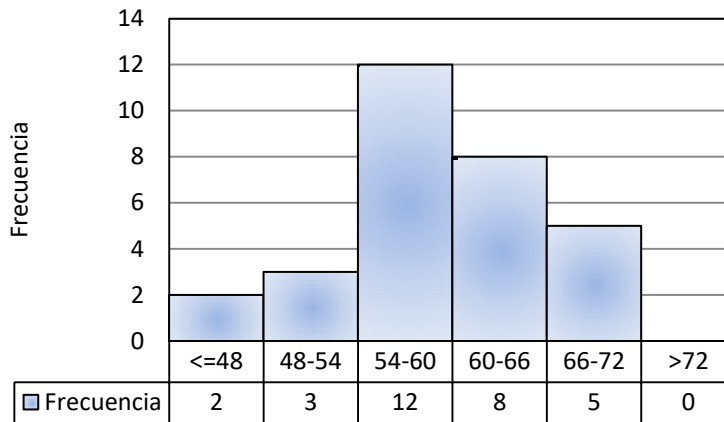
Fuente: Elaboración propia

### 4.1.2 Caracterización de los pilares

Se registró el perímetro de 30 pilares en la cevichería *El puente*. Como resultado, se obtuvo una media de  $\mu = 59.7 \text{ cm}$  con una desviación estándar de  $\sigma = 6.2 \text{ cm}$ . A partir del análisis estadístico de la muestra (Figura 4-5 y Figura 4-6), es posible afirmar que en el intervalo  $[\mu - \sigma, \mu + \sigma] = [53.5 \text{ cm}, 65.9 \text{ cm}]$  se encuentra el 68.26% de los datos. Si se

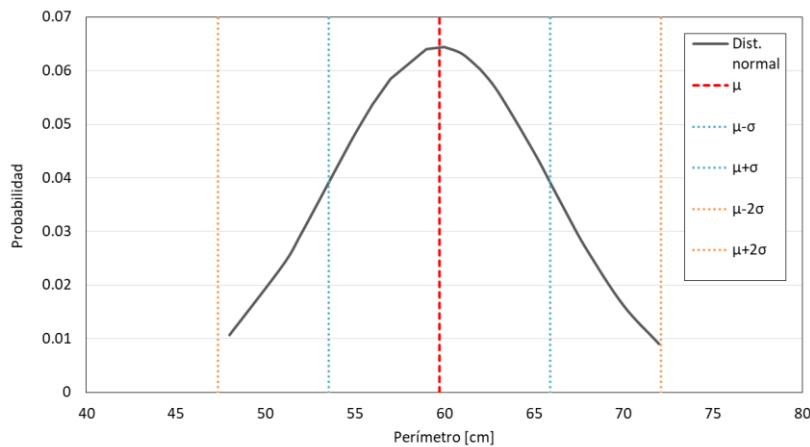
toma la sección transversal del pilar como una figura circular, el diámetro promedio calculado corresponde a un valor de  $\varnothing = 19 \text{ cm}$  con una desviación estándar de  $\sigma = 2 \text{ cm}$ .

Figura 4-5. Histograma de frecuencias del perímetro [cm]



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-6. Distribución normal del perímetro de los pilares



Fuente: Elaboración propia

### 4.1.3 Uniones

En términos generales, los elementos para uniones más usados en estructuras de madera son: clavos, pernos, zunchos y ángulos metálicos (PADT-REFORT, 2000). Las

estructuras palafíticas observadas se caracterizan porque tanto vigas como paneles y pisos son piezas de madera aserrada, mientras que los soportes verticales o pilares son piezas de madera rolliza (Figura 4-7a). En cubiertas es común encontrar uniones de canto a cabeza perpendiculares con refuerzo de madera (Figura 4-7b), en ambos casos se trata de uniones clavadas.

Figura 4-7. Uniones clavadas



Fuente: Registro fotográfico de visita de campo

Los elementos de madera rolliza en algunos casos son sustituidos por columnas de concreto reforzado, siendo esta una característica distintiva de las construcciones con mayor capacidad adquisitiva (viviendas ubicadas en el Morro). En estos casos, se deja 0.2 a 0.3 *m* del refuerzo longitudinal por encima de la columna para que se ubiquen posteriormente las vigas de madera (Figura 4-8).

Figura 4-8. Pilares de concreto reforzado



Fuente: Registro fotográfico de visita de campo

En las uniones de vigas aserradas contra la cabeza de la madera rolliza, el tipo de unión es un ensamble a medio cajón con uno o dos clavos, siendo la unión con un clavo la configuración típica de este tipo de construcciones (Figura 4-9).

Figura 4-9. Uniones típicas de las construcciones palafíticas



Fuente: Registro fotográfico de visita de campo

#### 4.1.4 Patologías

La mayor parte de los daños se presentan en los elementos que se encuentran en contacto directo con la marea, en estos confluyen agentes bióticos y abióticos que tienen como consecuencia la rápida degradación de los elementos estructurales y eventualmente su reposición. Como medida de protección se ha adoptado aplicar una capa de impermeabilizante asfáltico sobre la superficie de la madera (coloración negra en la Figura 4-10), sin embargo, esta medida parece insuficiente para evitar el deterioro.

Figura 4-10. Impermeabilización de la madera



Fuente: Registro fotográfico de visita de campo



Una temperatura ambiente de 26°C, contenidos de humedad en la madera cercanos al 100%, ciclos de humedecimiento y secado, la salinidad del agua y la presencia de fauna hacen que la capa de impermeabilización sea insuficiente para la protección de los elementos. En la Figura 4-11 se ilustran las patologías más frecuentes que se encontraron: moho (a); moluscos (b); crustáceos (c); hongos blancos (d); pérdida de sección (e); y oxidación de los clavos (f).

Figura 4-11. Patologías más frecuentes. Moho (a); moluscos (b); crustáceos (c); hongos blancos (d); pérdida de sección (e); y oxidación de los clavos (f).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Fuente: Registro fotográfico de visita de campo

## 4.2 Caracterización física y mecánica de las maderas

### 4.2.1 Caracterización de la especie *Goupia glabra*

**Ensayo estático de flexión:** los valores del esfuerzo de flexión en el límite proporcional ( $\sigma_{L.P.f}$ ), el Módulo de Rotura ( $M.R.$ ) y el módulo de elasticidad longitudinal a flexión ( $E_L$ ) se calcularon utilizando las Ecuaciones 3.1, 3.2 y 3.3. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4-1 y en la Figura 4-12.

Tabla 4-1. Resultados ensayo estático de flexión *Goupia glabra*

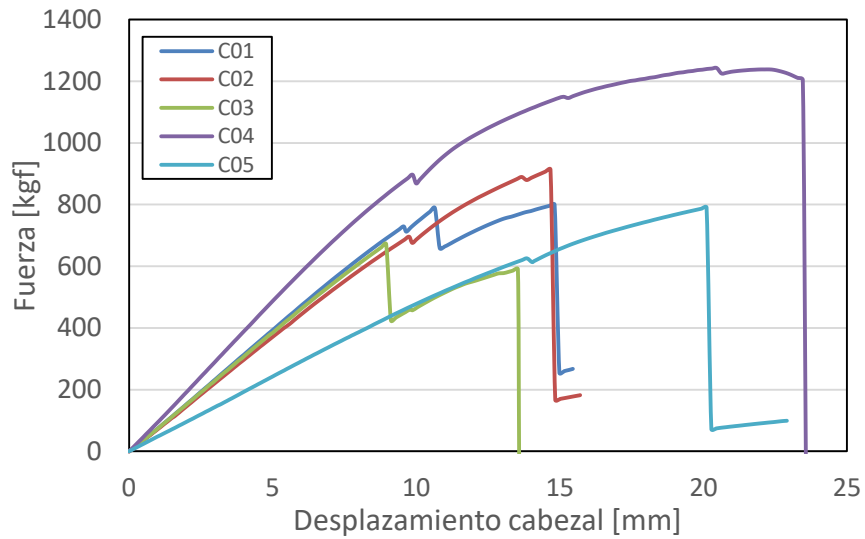
Muestra	Dimensiones probetas			Resultados ensayos					
	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$P_{L.P}$ [kgf]	$P_R$ [kgf]	$\Delta_{LP}$ [mm]	$\sigma_{L.P.f}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$M.R.$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$E_L$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
1	48.95	49.71	710	729.2	799.7	12.0	642.0	704.1	90474
2	50.74	43.39	710	695.8	913.8	11.9	775.8	1018.7	126275
3	48.7	48.95	710	671.9	671.9	11.0	613.2	613.2	95246
4	49.91	44.21	710	896.9	1243.0	11.9	979.2	1357.1	156675
5	50.57	41.89	710	625.6	790.4	11.3	750.8	948.7	133509
Promedio							752.2	928.3	120435.8
D. Estándar							144.5	292.4	27615.5

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 4-13 se muestra el montaje del ensayo con el deflectómetro ubicado en el centro de la luz (a), y las fallas típicas de las probetas (b, c, d) que coinciden con las tipologías descritas en la norma ASTM D 143.

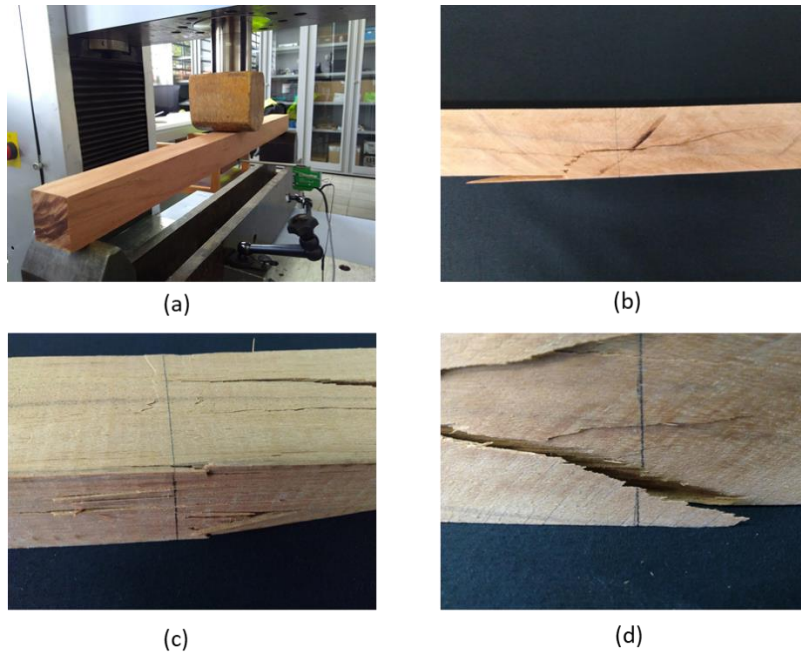
En la guía de maderas de Colombia (2013), se encuentra reportado para la especie *Goupia glabra* un valor de 151000 kg/cm<sup>2</sup> para el módulo de elasticidad ( $E_L$ ) y 1296 kg/cm<sup>2</sup> para el módulo de rotura ( $M.R.$ ). Los valores promedio obtenidos son 28% y 20% menores respectivamente. Por otro lado, el valor de módulo de elasticidad para esta especie reportado por Salazar (2011) para un contenido de humedad de 12% es de 104668 kg/cm<sup>2</sup>, valor que es consistente con el valor promedio obtenido en los ensayos (120435.8 kg/cm<sup>2</sup>) con una humedad del 10.5%.

Figura 4-12. Fuerza vs Desplazamiento ensayo estático de flexión *Goupia glabra*



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-13. Montaje y fallas típicas del ensayo de flexión *Goupia glabra*



Fuente: Elaboración propia

**Compresión paralela al grano:** los valores del esfuerzo en el límite proporcional ( $\sigma_{L.P.C}$ ) y la resistencia a compresión ( $\sigma_c$ ) se calcularon utilizando las Ecuaciones 3.4 y 3.5. En la

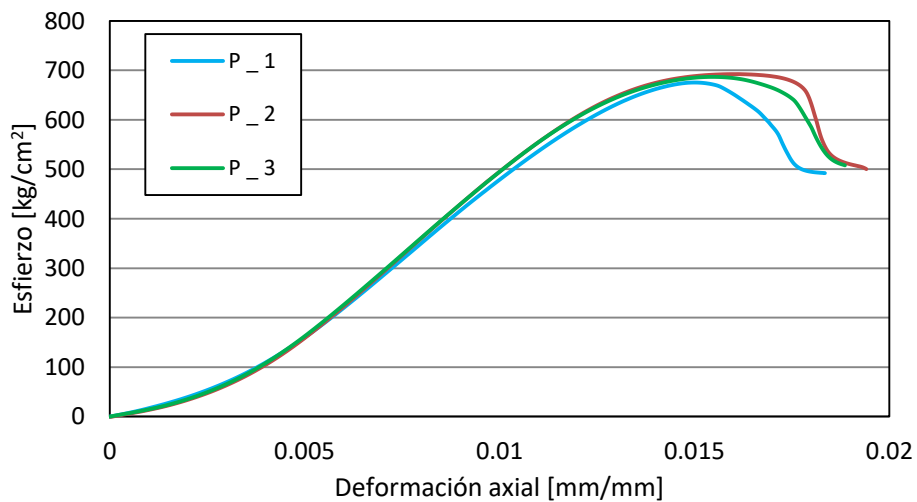
Tabla 4-2 se muestran los resultados obtenidos. En la Figura 4-14 se muestran las gráficas de esfuerzo-deformación obtenida en el ensayo. Las fallas presentadas corresponden a cizallamiento de acuerdo con la clasificación de la norma ASTM D 143, con ángulos entre 40° y 60° con respecto a la dirección de aplicación de la carga (Figura 4-15).

Tabla 4-2. Resultados ensayo de compresión paralela *Goupia glabra*

Muestra	b [mm]	d [mm]	Li [mm]	$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	$P_{L.P}$ [kgf]	$P_f$ [kgf]	$\sigma_{L.P.c}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
1	47.81	51.3	149.86	2452.653	10051.27	16561.0	409.8	675.2
2	47.93	50.07	152.07	2399.8551	10105.3	16612.8	421.1	692.2
3	47.91	50.4	150.87	2414.664	10021.85	16579.5	415.0	686.6
Promedio							415.3	684.7
D. Estándar							5.6	8.7

Fuente: Elaboración propia

Figura 4-14. Gráfica Esfuerzo vs Deformación ensayo compresión *Goupia glabra*

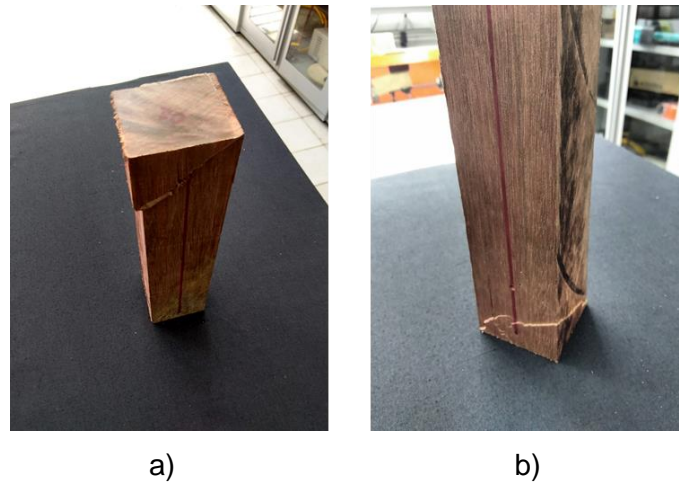


Fuente: Elaboración propia

Los valores de propiedades mecánicas reportados por Salazar para la especie *Goupia glabra* en ensayos de compresión paralela son: 442 kg/cm<sup>2</sup> correspondiente al esfuerzo en el límite proporcional ( $\sigma_{L.P.c}$ ) y 519 kg/cm<sup>2</sup> la resistencia a compresión ( $\sigma_c$ ). Valores

consistentes con los obtenidos experimentalmente:  $415 \text{ kg/cm}^2$  y  $684 \text{ kg/cm}^2$  respectivamente (teniendo en cuenta la variabilidad de los materiales naturales)

Figura 4-15. Fallas típicas del ensayo a compresión *Goupia glabra*: a) plano de rotura inclinado entre  $40^\circ$  y  $60^\circ$  en la parte superior; b) plano de rotura inclinado en la parte inferior.



Fuente: Elaboración propia

**Ensayo de tensión paralela al grano:** los valores del esfuerzo en el límite proporcional ( $\sigma_{L.P.t}$ ) y la resistencia a tensión ( $\sigma_T$ ) se calcularon utilizando las Ecuaciones 3.6 y 3.7. En la Tabla 4-3 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 4-3. Resultados ensayo a tensión paralela *Goupia glabra*

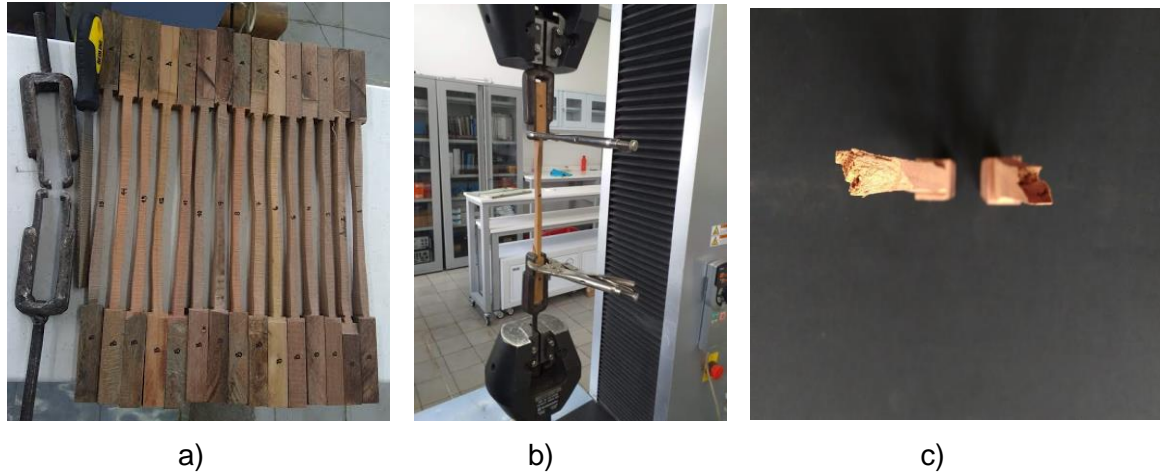
Muestra	a [mm]	b [mm]	$A_t$ [mm <sup>2</sup> ]	$P_{L.P}$ [kgf]	$P_{ft}$ [kgf]	$\sigma_{L.P.t}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_T$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
T_01	8.20	11.71	96.02	569.94	1316.11	593.6	1370.6
T_05	8.27	13.16	108.83	212.99	1673.39	195.7	1537.6
T_08	10.96	11.29	123.74	171.28	476.21	138.4	384.9
T_11	13.03	9.83	128.08	285.65	462.573	223.0	361.1
T_13	9.62	12.51	120.35	384.88	761.289	319.8	632.6
T_14	10.69	11.65	124.54	445.36	617.47	357.6	495.8
Promedio						304.7	797.1
D. Estándar						162.9	520.6

Fuente: Elaboración propia



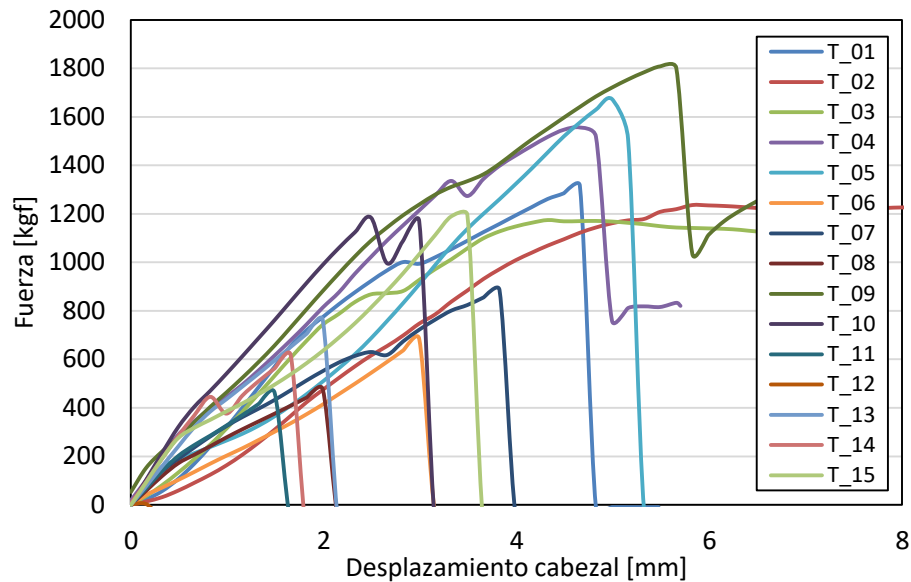
En la Figura 4-16 se muestran las probetas ensayadas (a), montaje del ensayo (b) y una falla a tensión (c).

Figura 4-16. Probetas tensión *Goupia glabra* (a), montaje del ensayo (b), falla tensión (c).



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-17. Gráfica de Fuerza contra desplazamiento ensayos de tensión *Goupia glabra*



Fuente: Elaboración propia

La Figura 4-17 muestra la gráfica de fuerza de tensión contra desplazamiento del cabezal de la máquina. La diferencia de resistencias obtenidas en el ensayo corresponde a que en algunos casos ocurrió la falla en la zona de disminución de la sección transversal por

la concentración de esfuerzos o en la zona de agarre y no en la zona media de la probeta. Por esta razón, para la determinación de la resistencia a tensión promedio (Tabla 4-3) se utilizaron los valores cuya falla ocurrió en la zona media de la probeta (6 probetas de las 15 ensayadas). En la Figura 4-18 se muestran todos los tipos de falla presentados.

Figura 4-18. Fallas presentadas en ensayo de tensión *Goupia glabra*



Fuente: Elaboración propia

**Ensayo de corte paralelo al grano:** los valores del esfuerzo de corte en el límite proporcional ( $\tau_{L,P}$ ) y la resistencia de corte ( $\tau$ ) se calcularon utilizando las Ecuaciones 3.8 y 3.9. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4-4. En la Figura 4-19 se observa una muestra de las probetas fabricadas (a), el montaje (b) y una falla típica (c).

Tabla 4-4. Resultados ensayo de corte paralelo *Goupia glabra*

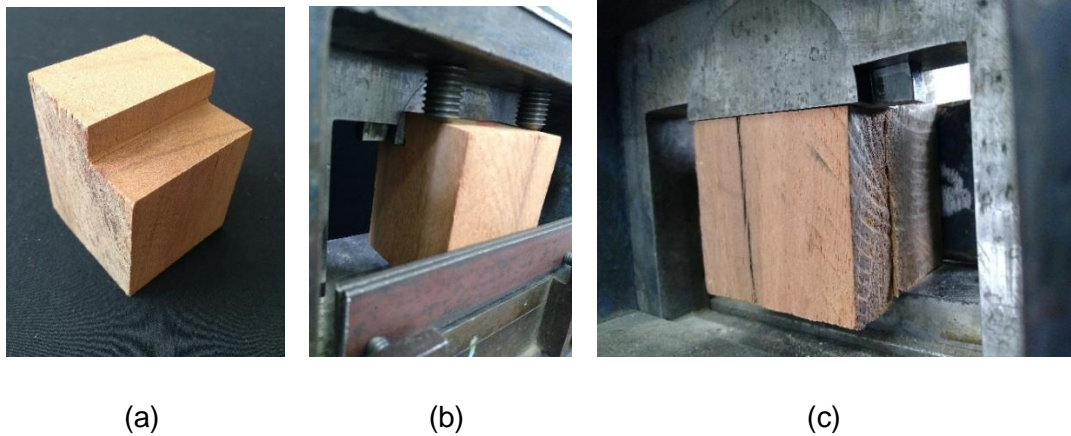
Muestra	$h_1$ [mm]	b [mm]	$A_{corte}$ [mm <sup>2</sup> ]	$P_{L,P}$ [kgf]	$P_{f.c}$ [kgf]	$\tau_{L,P}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
C3	50.18	51.69	2593.80	2569.69	3218.62	99.1	124.1
C4	50.59	51.17	2588.69	2493.95	3060.39	96.3	118.2
C5	50.72	51.17	2595.34	3244.69	3491.69	125.0	134.5
C6	50.90	51.23	2607.61	2578.43	3323.08	98.9	127.4
C7	50.49	51.69	2609.83	2120.21	2544.85	81.2	97.5
C8	50.45	51.56	2601.20	2537.30	3713.72	97.5	142.8
C9	50.35	50.21	2528.07	2164.23	3740.11	85.6	147.9
C10	50.89	51.74	2633.05	2213.84	2569.31	84.1	97.6
C11	50.50	50.32	2541.16	3320.62	3992.43	130.7	157.1
C12	50.73	51.20	2597.38	2393.87	2879.68	92.2	110.9
Promedio						99.1	125.8
D. Estándar						16.5	20.3

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 4-20 se muestra la gráfica de fuerza aplicada contra desplazamiento del cabezal de la máquina. En las probetas C1 y C2 se utilizó una platina muy delgada para sujetar la probeta, al finalizar el ensayo, se observó que las platinas se encontraban con deformación permanente. La diferencia de comportamiento de las probetas C1 y C2 puede explicarse en gran medida por la deformación de las platinas, y por esta razón, no fueron tenidas en cuenta para el cálculo de la resistencia promedio (Tabla 4-4).

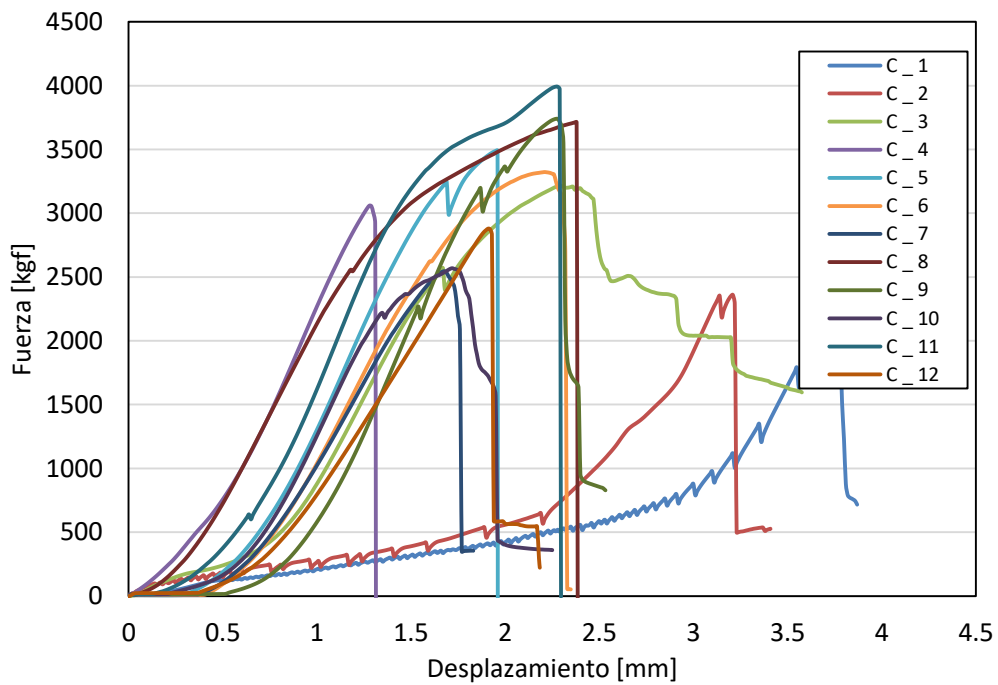


Figura 4-19. Corte paralelo al grano *Goupia glabra*: a) probeta, b) montaje, c) falla.



Fuente: Registro fotográfico de ensayos

Figura 4-20. Gráfica Fuerza contra desplazamiento ensayos de corte paralelo al grano *Goupia glabra*

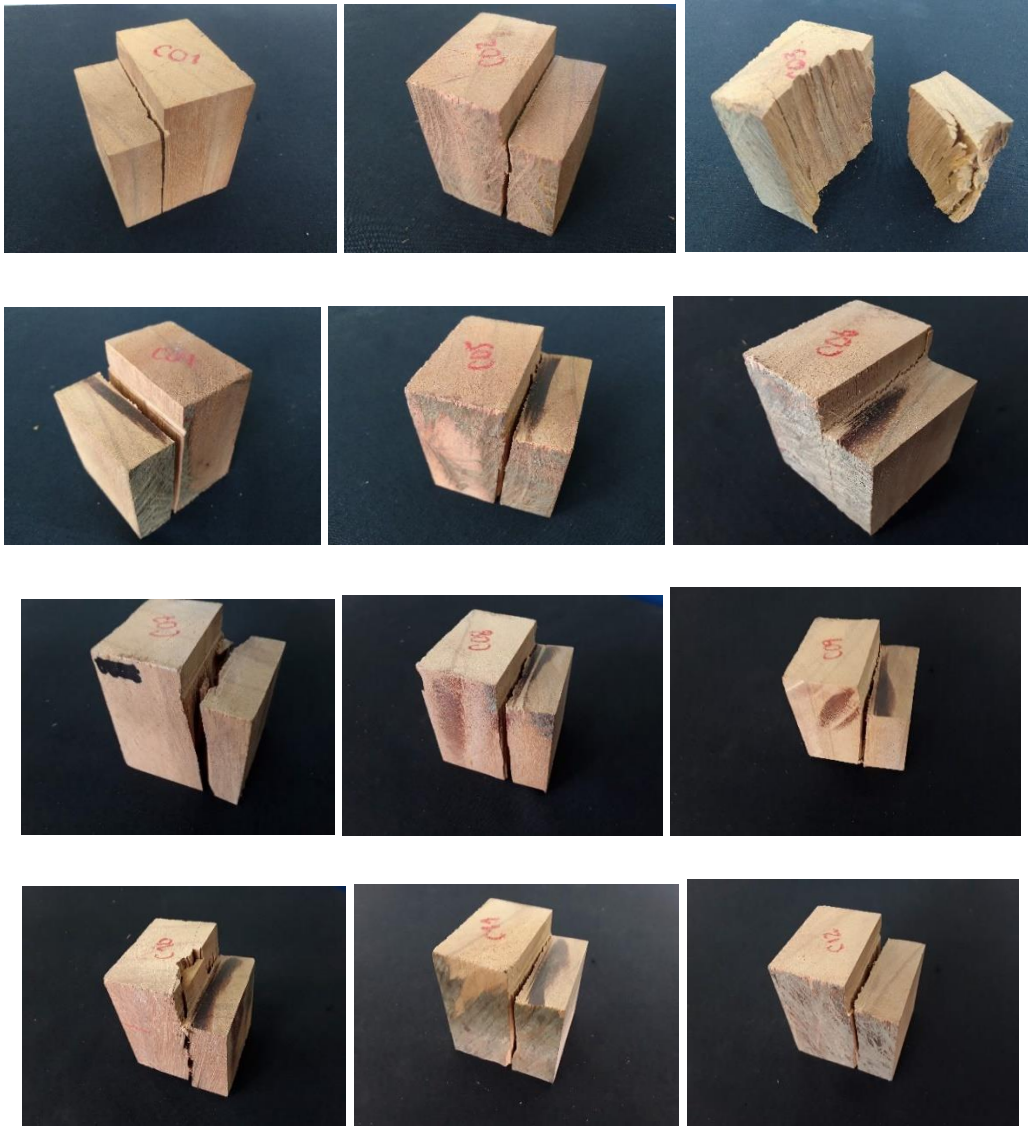


Fuente: Elaboración propia

La Figura 4-21 muestra las fallas registradas para cada probeta. La mayoría de las fallas siguen una trayectoria casi recta que se propaga en la dirección del grano. Las probetas C3, C7 y C10 tienen trayectorias irregulares (Figura 4-21), sin embargo, al contrastar los valores de carga máxima obtenidos con las demás probetas, es posible concluir que los

valores de estas probetas no son atípicos y por tanto, se consideran para el cálculo de la resistencia promedio (ASTM E-178).

Figura 4-21. Tipos de fallas corte paralelo *Goupia glabra*



Fuente: Registro fotográfico de ensayos

Figura 4-22. Vista en planta de las fallas *Goupia glabra*



Fuente: Registro fotográfico de ensayos

Utilizando la Ecuación 3.10, los resultados obtenidos del módulo de cizalla ( $E_T$ ) se muestran en la Tabla 4-5 para 8 ensayos adicionales. Las probetas C\_05 y C\_08 presentaron fallas no aceptadas por la norma ASTM D143, por lo tanto, fueron descartadas para el cálculo del valor promedio del módulo.

Tabla 4-5. Módulo de cizalla *Goupia glabra*

Muestra	b [mm]	$h_1$ [mm]	$A_{corte}$ [mm <sup>2</sup> ]	$d_1$ [mm]	$P_{L,P}$ [kgf]	$\Delta_y$ [mm]	$E_T$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
C_01	48.49	50.56	2451.65	21.18	1234.06	1.31	811.53
C_02	41.01	50.04	2052.14	21.16	1355.71	1.90	736.70
C_03	50.73	50.54	2563.89	20.85	1932.61	1.91	822.49
C_04	50.41	50.47	2544.19	21.21	1227.54	1.53	669.23
C_06	43.11	50.72	2186.54	20.98	1424.44	2.12	643.51
C_07	48.2	50.05	2412.41	19.8	1126.82	1.67	554.60
Promedio							706.34
D. Estándar							103.76

Fuente: Elaboración propia

**Ensayo de corte perpendicular al grano:** tanto las dimensiones de las probetas como los parámetros para el ensayo de corte perpendicular se realizaron siguiendo el procedimiento utilizado en el ensayo de corte paralelo al grano. Igualmente, los valores del esfuerzo de corte en el límite proporcional ( $\tau_{L,P}$ ) y la resistencia de corte ( $\tau$ ) se calcularon utilizando las Ecuaciones 3.8 y 3.9. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4-6.

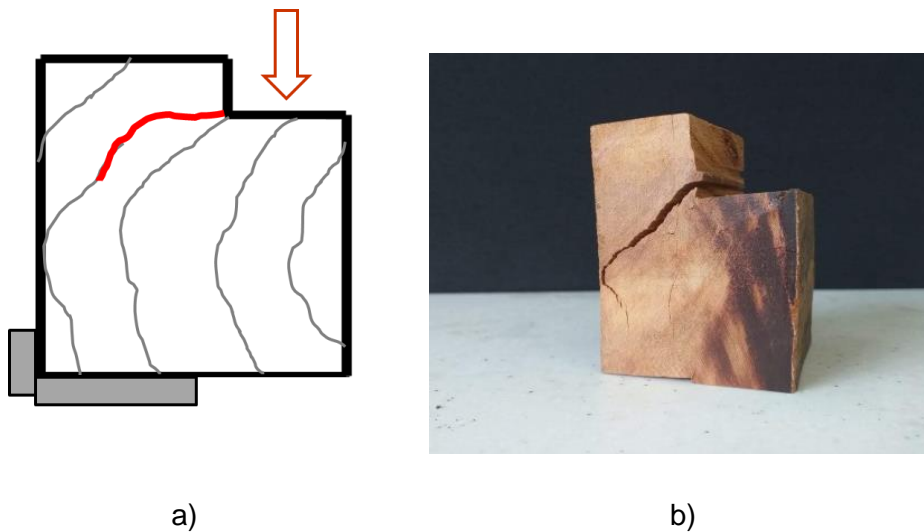
Tabla 4-6. Resultados ensayo de corte perpendicular *Goupia glabra*

Muestra	$h_1$ [mm]	b [mm]	$A_{corte}$ [mm <sup>2</sup> ]	$P_{L.P}$ [kgf]	$P_{f.c}$ [kgf]	$\tau_{L.P}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
C1	44.95	51.56	2317.62	875.39	1969.59	37.8	85.0
C2	47.95	51.04	2447.37	1177.67	2876.06	48.1	117.5
C3	47.77	51.27	2449.17	933.98	2586.89	38.1	105.6
Promedio						41.3	102.7
D. Estándar						5.9	16.5

Fuente: Elaboración propia

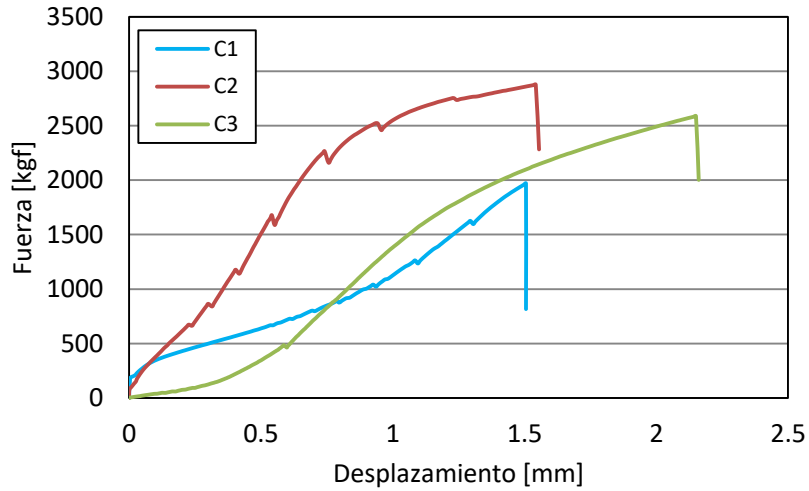
Al orientar la aplicación de la carga en sentido perpendicular a la dirección del grano (Figura 4-23a), en todos los casos, la falla de la probeta ocurrió con una fisura que se empezó a propagar siguiendo los anillos de crecimiento del tronco (Figura 4-23b). En la Figura 4-24 se muestra la gráficas de fuerza contra desplazamiento obtenidas en los ensayos.

Figura 4-23. Falla típica corte perpendicular al grano *Goupia glabra*. a) Registro fotográfico, b) esquema de orientación de la carga y orientación del grano.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-24. Curvas Fuerza vs desplazamiento corte perpendicular *Goupia glabra*



Fuente: Elaboración propia

**Contenido de humedad:** se registró la densidad y el contenido de humedad de cada probeta siguiendo el procedimiento descrito en la norma AST D 143 (ASTM D143, 2014). El valor de densidad obtenido es de  $0.82 \text{ g/cm}^3$  y el contenido de humedad (Ecuación 3.11) obtenido es 10.5% en la ciudad de Bogotá (Tabla 4-7).

Tabla 4-7. Contenido de humedad *Goupia glabra*

Madera	Ensayo	# muestras	Humedad	Promedio relativo
	Tensión	15	10.4%	
<i>Goupia glabra</i>	Corte	20	10.7%	10.5%
	Flexión	12	10.6%	

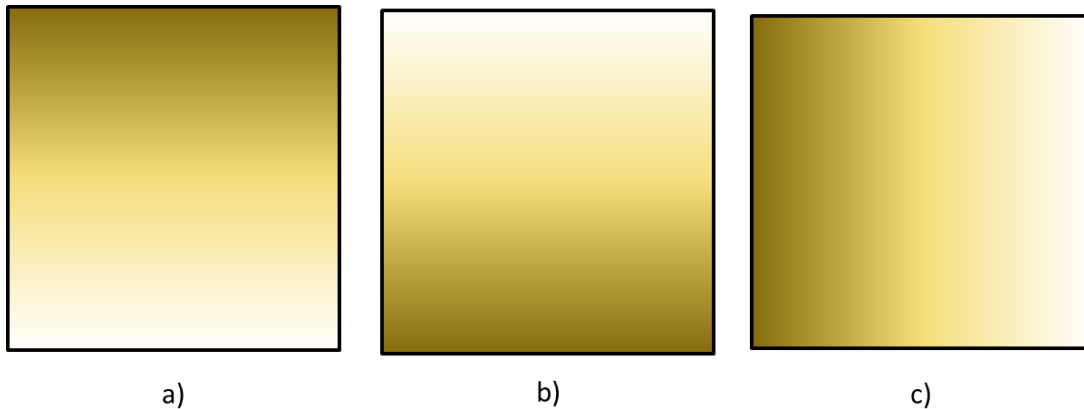
Fuente: Elaboración propia

### 4.2.2 Caracterización de la especie *Attalea colenda*

**Ensayo estático de flexión:** la especie *Attalea colenda* tiene anisotropía radial, presentando menor densidad al interior que en la parte externa. Debido a esto, fue necesario realizar el ensayo estático de flexión utilizando tres configuraciones (Figura 4-25): con la parte de mayor densidad en la parte superior (a), con la parte de mayor

densidad en la parte inferior (b), con la parte de mayor densidad en uno de los costados (c).

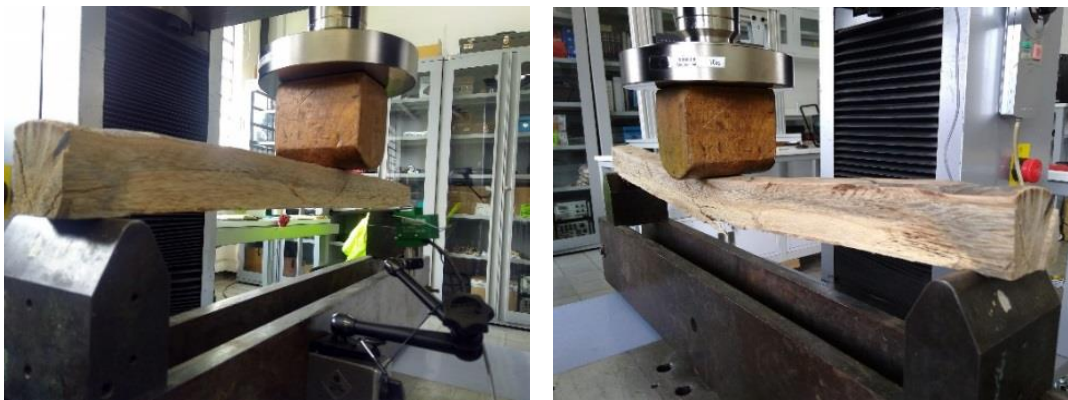
Figura 4-25. Configuraciones probetas *Attalea colenda* ensayo estático de flexión



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 4-26 se muestra el montaje experimental y la falla típica de las muestras.

Figura 4-26. Montaje experimental y falla típica ensayo a flexión *Attalea colenda*



Fuente: Registro fotográfico de los ensayos

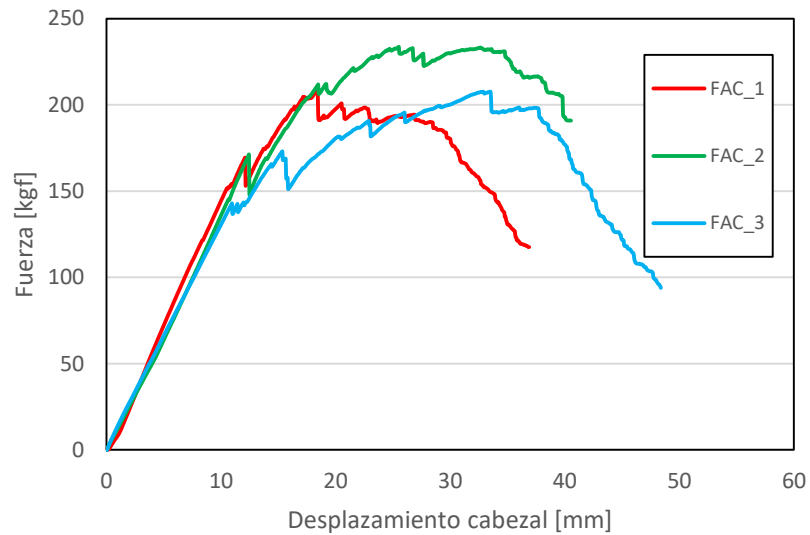
Los valores del esfuerzo de flexión en el límite proporcional ( $\sigma_{L.P.f}$ ), el Módulo de Rotura ( $M.R.$ ) y el módulo de elasticidad longitudinal a flexión ( $E_L$ ) se calcularon utilizando las Ecuaciones 3.1, 3.2 y 3.3. Los resultados obtenidos para la configuración (a) se muestran en la Tabla 4-8 y en la Figura 4-27.

Tabla 4-8. Resultados ensayo estático de flexión *Attalea colenda* configuración (a)

Muestra <sup>6</sup>	Dimensiones probetas			Resultados ensayos					
	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$P_{L.P}$ [kgf]	$P_R$ [kgf]	$\Delta_{LP}$ [mm]	$\sigma_{L.P.f}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	M. R. [kg/cm <sup>2</sup> ]	$E_L$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
FAC_1	50.01	51.37	710	154.16	209.03	11.96	124.4	168.7	17011.9
FAC_2	48.57	49.4	710	144.91	233.64	11.96	130.2	209.9	18523.4
FAC_3	48.25	49.32	710	142.93	207.63	11.97	129.7	188.4	18450.6
Promedio							128.1	189.0	17995.3
D. Estándar							3.2	20.6	852.4

Fuente: Elaboración propia

Figura 4-27. Resultados ensayo estático de flexión *Attalea colenda* configuración (a)



Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos para la configuración (b) se muestran en la Tabla 4-9 y en la Figura 4-28. En los ensayos de la configuración (b), debido a que la parte con menor

<sup>6</sup> La nomenclatura de las probetas corresponde a la sollicitación del ensayo, a la especie y el número de la probeta. F: Flexión, AC: *Attalea colenda*.



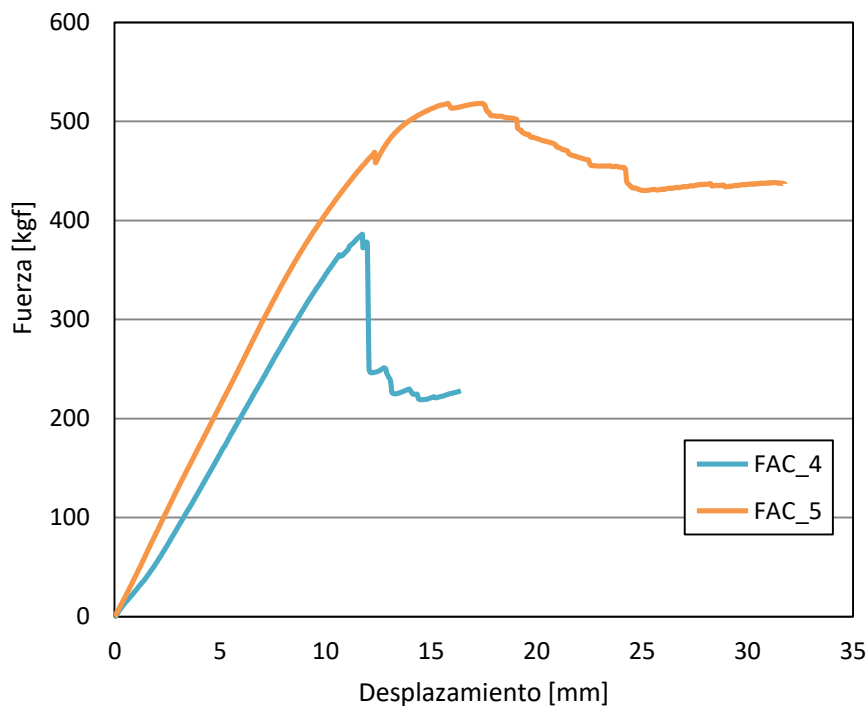
densidad se encontraba en la parte superior de la probeta, de los 6 ensayos ensayadas, 4 presentaron aplastamiento por el aditamento en el punto de aplicación de la carga, por esta razón, únicamente se presentan los resultados de 2 ensayos que no presentaron este comportamiento. Los resultados obtenidos para la configuración (c) se muestran en la Tabla 4-10 y en la Figura 4-29.

Tabla 4-9. Resultados ensayo estático de flexión *Attalea colenda* configuración (b)

Muestra	Dimensiones probetas			Resultados ensayos					
	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$P_{L.P}$ [kgf]	$P_R$ [kgf]	$\Delta_{LP}$ [mm]	$\sigma_{L.P.f}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	M. R. [kg/cm <sup>2</sup> ]	$E_L$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
FAC_4	50.27	51.5	710	386.07	386.07	11.98	308.4	308.4	41981.3
FAC_5	48.18	50.71	710	468.87	248.02	11.97	403.0	213.2	55795.9
Promedio							355.7	260.8	48888.6
D. Estándar							66.9	67.3	9768.4

Fuente: Elaboración propia

Figura 4-28. Resultados ensayo estático de flexión *Attalea colenda* configuración (b)



Fuente: Elaboración propia

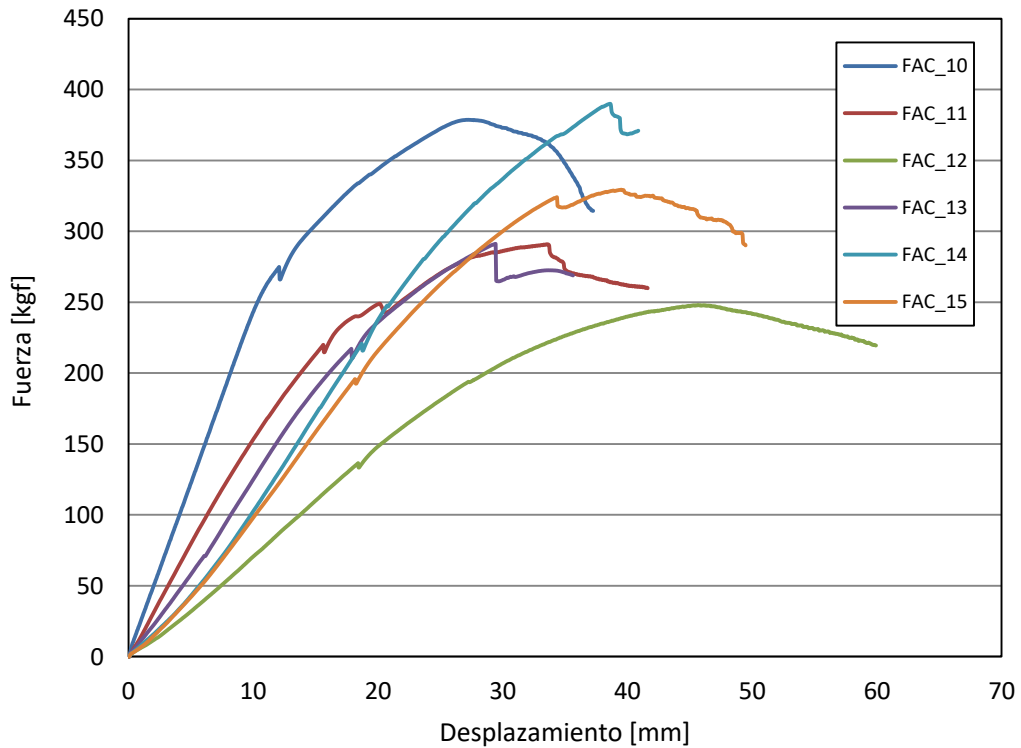


Tabla 4-10. Resultados ensayo estático de flexión *Attalea colenda* configuración (c)

Muestra	Dimensiones probetas			Resultados ensayos					
	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$P_{L.P}$ [kgf]	$P_R$ [kgf]	$\Delta_{LP}$ [mm]	$\sigma_{L.P.f}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	M.R. [kg/cm <sup>2</sup> ]	$E_L$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
FAC_10	48.145	52.48	710	274.90	378.69	11.97	220.8	304.2	29525.7
FAC_11	48.9	48.35	710	219.95	290.93	11.97	204.9	271.0	29751.3
FAC_12	41.88	51.41	710	136.51	518.27	11.99	131.3	498.7	17898.8
FAC_13	43.41	48.28	710	217.18	518.27	11.98	228.6	545.5	33205.5
FAC_14	38.52	48.98	710	220.79	389.95	11.97	254.4	449.4	36470.6
FAC_15	41.78	50.07	710	195.79	329.38	11.97	199.1	334.9	27911.2
Promedio							206.5	400.6	29127.2
D. Estándar							41.7	112.6	6303.4

Fuente: Elaboración propia

Figura 4-29. Resultados ensayo estático de flexión *Attalea colenda* configuración (c)



Fuente: Elaboración propia

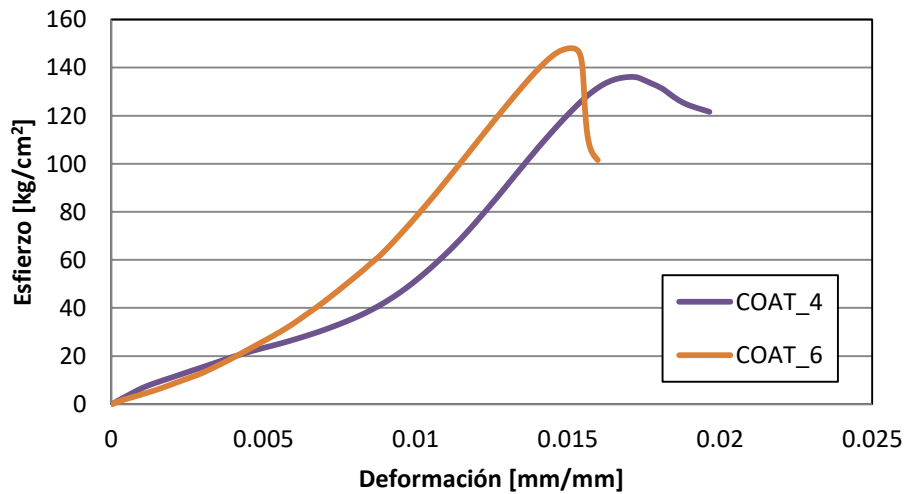
**Compresión paralela al grano:** los valores del esfuerzo en el límite proporcional ( $\sigma_{L.P.c}$ ) y resistencia a la compresión ( $\sigma_c$ ) se calcularon utilizando las Ecuaciones 3.4 y 3.5. La densidad de la madera aumenta conforme se aleja del centro del tronco (médula). Sin embargo, no fue posible fabricar probetas de la parte central y media, debido a que se fisuraban al cortarlas. En la Tabla 4-11 se muestran los resultados obtenidos y en la Figura 4-30 se muestran las gráficas de esfuerzo-deformación obtenida en el ensayo.

Tabla 4-11. Resultados ensayo compresión paralela *Attalea colenda*.

Muestra	b [mm]	d [mm]	Li [mm]	$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	$P_{L.P}$ [kgf]	$P_f$ [kgf]	$\sigma_{L.P.c}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
COAT_4	50.35	50.19	150.04	2527.07	1001.58	3440.2	39.6	136.1
COAT_6	50.65	47.93	151.53	2427.65	1007.30	3594.9	41.5	148.1
Promedio							40.6	142.1
D. Estándar							1.3	8.4

Fuente: Elaboración propia

Figura 4-30. Curva Esfuerzo vs deformación compresión paralela *Attalea colenda*.

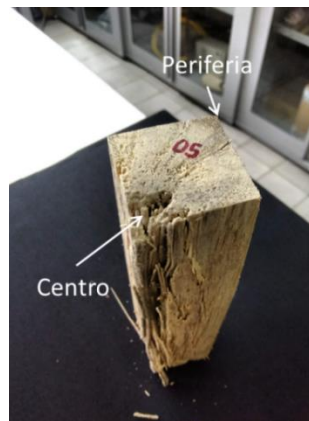


Fuente: Elaboración propia

Las fallas presentadas corresponden a cizallamiento de acuerdo con la clasificación de la norma ASTM D 143, con ángulos netre 40 y 60° con respecto a la dirección de aplicación

de la carga. Las muestras 1, 2, 3 y 5 fueron descartadas debido a que se empezaron a desprender las fibras cercanas a la médula de las probetas (Figura 4-31).

Figura 4-31. Defectos probeta COAT\_ 5 *Attalea colenda*



Fuente: Registro fotográfico de ensayos

Para obtener la relación de Poisson se probó el procedimiento descrito en la norma ASTM 469 (ASTM C469., 2014). Si bien esta norma hace referencia a especímenes de *concreto*. Se decidió tomar un elemento de madera rolliza y obtener una probeta muy similar a los cilindros de concreto de 6 pulgadas de diámetro. Se ensayó una primera muestra a compresión (Figura 4-32a). Luego, se hicieron 3 ciclos de carga en dos probetas adicionales con el fin de registrar la deformación longitudinal y transversal (Figura 4-32b). La falla típica de las probetas se muestra en la Figura 4-32c.

Figura 4-32. Montaje experimental relación de Poisson *Attalea colenda*



a)

b)

c)

Fuente: Registro fotográfico de ensayos

De las tres probetas ensayadas, únicamente se pudo promediar los datos de los tres ciclos de carga de una de las probetas. Esto debido a que en las dos probetas restantes, el valor de la relación de Poisson promedio obtenido fue un *valor negativo*. Este ensayo se realizó para tener un valor de referencia para el material. No obstante, la determinación del módulo de Poisson en un material con anisotropía radial requiere un estudio más detallado. En la Tabla 4-12 se muestra el valor obtenido para el módulo de Poisson ( $\mu_{LR}$ ). Un valor de 0.3 fue adoptado para el análisis estructural.

**Nota:** La nomenclatura hace referencia a una deformación en el eje radial ( $R$ ) originada por un esfuerzo en el eje longitudinal ( $L$ ).

Tabla 4-12. Valores promedio de la relación de Poisson *Attalea colenda*

$S_2$	5.35802 MPa
$S_1$	1.41000 MPa
$\varepsilon_2$	0.00081 m/m
$\varepsilon_{t2}$	0.00071 m/m
$\varepsilon_{t1}$	0.00044 m/m
$\mu_{LR}$	0.352

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 4-12,  $S_2$  corresponde al esfuerzo del 40% de la carga última,  $S_1$  es el esfuerzo correspondiente a una deformación longitudinal de 0.00005 m/m.  $\varepsilon_2$  es la deformación longitudinal que produce el esfuerzo  $S_2$ , consecuentemente,  $\varepsilon_{t2}$  es la deformación radial en el centro del espécimen producida por el esfuerzo  $S_2$ , y  $\varepsilon_{t1}$  la deformación radial producida por el esfuerzo  $S_1$ .

**Ensayo de tensión paralela al grano:** los valores del esfuerzo en el límite proporcional ( $\sigma_{L.P.t}$ ) y la resistencia a tensión ( $\sigma_T$ ) se calcularon utilizando las Ecuaciones 3.6 y 3.7. Se ensayó un total de 9 probetas (Figura 4-33) de las cuales, únicamente tres fallaron en la zona media por tensión. Por lo tanto, únicamente se tomaron estos valores para determinar el valor promedio de resistencia a tensión de la madera (Tabla 4-13).

Figura 4-33. Probetas de tensión paralela al grano *Attalea colenda*



Fuente: Registro fotográfico de ensayos

Tabla 4-13. Probetas de tensión paralela *Attalea colenda*

Muestra	a [mm]	b [mm]	$A_t$ [mm <sup>2</sup> ]	$P_{L.P}$ [kgf]	$P_{f.t}$ [kgf]	$\sigma_{L.P.t}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_T$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
TAC_2	6.07	12.18	73.93	46.61	130.51	63.0	176.5
TAC_4	14.92	11.81	176.21	227.68	455.36	129.2	258.4
TAC_7	7.25	14.07	102.01	89.98	143.97	88.2	141.1
Promedio						93.5	192.0
D. Estándar						33.4	60.2

Fuente: Elaboración propia

**Ensayo de corte paralelo al grano:** los valores del esfuerzo de corte en el límite proporcional ( $\tau_{L.P}$ ) y el esfuerzo de corte ( $\tau$ ) se calcularon utilizando las ecuaciones 3.8 y 3.9. La diferencia de densidad radial en la muestra dificultó la obtención de muestras sin imperfecciones (Figura 4-34). La Figura 4-35 muestra la aplicación de la carga (a), el registro de la deflexión (b) y la falla típica de las probetas (c).

Figura 4-34. Probetas corte paralelo *Attalea colenda*



Fuente: Registro fotográfico de ensayos

Figura 4-35. Aplicación de la carga (a), registro de la deflexión (b), falla típica (c)



Fuente: Registro fotográfico de ensayos

Los resultados obtenidos del ensayo se muestran en la Tabla 4-14. En total se ensayaron 10 muestras de los cuales 3 datos se deben a fallas por defectos en el espécimen (CAC\_1, CAC\_4, CAC\_5).

Tabla 4-14. Resultados ensayo de corte paralelo *Attalea colenda*

Muestra	$h_1$ [mm]	$b$ [mm]	$A_{corte}$ [mm <sup>2</sup> ]	$P_{L.P}$ [kgf]	$P_{f.c}$ [kgf]	$\tau_{L.P}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
CAC_2	50.32	50.47	2539.65	207.40	365.07	8.2	14.4
CAC_3	48.85	50.12	2448.36	165.86	308.21	6.8	12.6
CAC_6	50.43	49.99	2521.00	211.94	254.23	8.4	10.1
CAC_7	49.77	49.68	2472.57	203.12	217.22	8.2	8.8
CAC_8	49.85	49.69	2477.05	248.78	302.69	10.0	12.2
CAC_9	50.36	49.77	2506.42	225.56	245.99	9.0	9.8
CAC_10	48.94	51.38	2514.54	151.52	267.14	6.0	10.6
Promedio						8.1	11.2
D. Estándar						1.3	1.9

Fuente: Elaboración propia

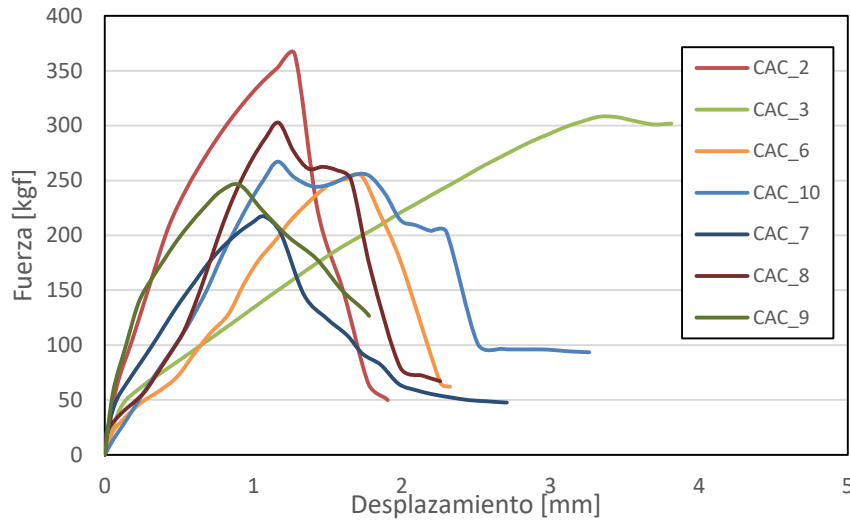
En las probetas 1, 4 y 5 se obtuvo una resistencia menor debido a que tenían rajaduras (Figura 4-36). Por lo tanto, estos valores no se tuvieron en cuenta para el cálculo de la resistencia a corte. En la Figura 4-37 se muestran las curvas esfuerzo deformación obtenidas en el ensayo para cada muestra.



Figura 4-36. Tipos de fallas corte paralelo *Attalea colenda*



Fuente: Registro fotográfico de ensayos

Figura 4-37. Curvas esfuerzo desplazamiento corte paralelo *Attalea colenda*

Fuente: Elaboración propia

**Nota:** en la probeta CAC\_3 no se detectaron defectos por inspección visual, adicionalmente, aplicando el procedimiento de la norma ASTM E 178, no se consideró el valor de resistencia como dato atípico.

Los resultados obtenidos del módulo de cizalla ( $E_T$ ) se muestran en la Tabla 4-15.

Tabla 4-15. Módulo de cizalla *Attalea colenda*

Muestra	b [mm]	$h_1$ [mm]	$A_{corte}$ [mm <sup>2</sup> ]	$d_1$ [mm]	$P_{L.P}$ [kgf]	$\Delta_y$ [mm]	$E_T$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
2	50.47	50.32	2539.65	20.25	207.40	0.428	386.1
3	50.12	48.85	2448.36	19.79	165.86	1.332	100.6
6	49.99	50.43	2521.00	19.44	211.95	1.240	131.8
7	49.68	49.77	2472.57	19.86	203.13	0.904	180.5
8	49.69	49.85	2477.05	20.69	248.78	0.912	227.7
9	49.77	50.36	2506.42	20.43	225.56	0.671	274.0
10	51.38	48.94	2514.54	19.1	151.53	0.692	166.4
Promedio							209.6
D. Estándar							96.9

Fuente: Elaboración propia



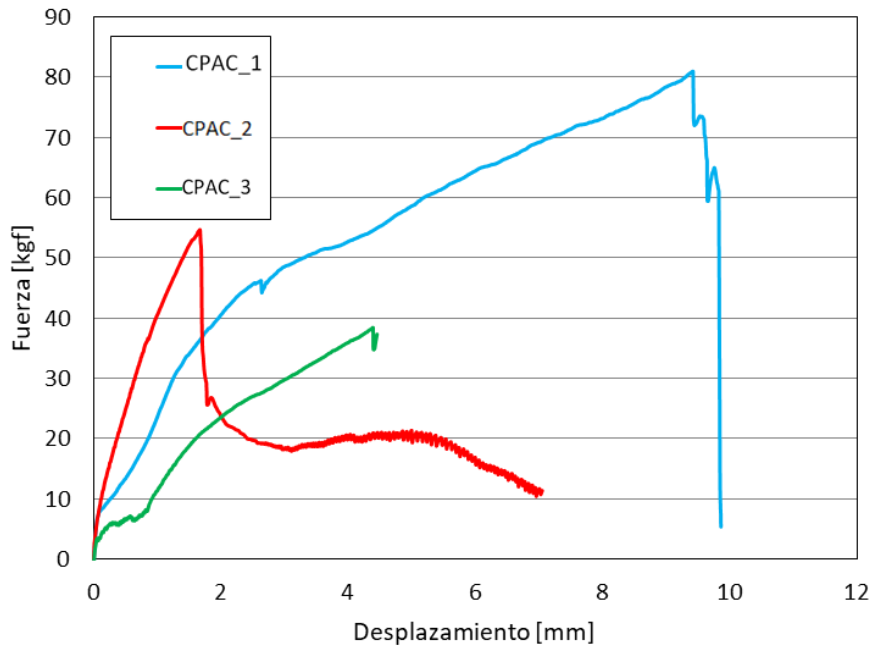
**Ensayo de corte perpendicular al grano:** los valores del esfuerzo de corte en el límite proporcional ( $\tau_{L.P}$ ) y la resistencia de corte ( $\tau$ ) se calcularon utilizando las ecuaciones 3.8 y 3.9. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4-16 y en la Figura 4-38 las curvas de fuerza contra desplazamiento de los ensayos.

Tabla 4-16. Resultados ensayo de corte perpendicular *Attalea colenda*

Muestra	$h_1$ [mm]	b [mm]	$A_{corte}$ [mm <sup>2</sup> ]	$P_{L.P}$ [kgf]	$P_{f.c}$ [kgf]	$\tau_{L.P}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
CPAC_1	46.93	49.60	2327.73	42.86	80.98	1.84	3.48
CPAC_2	46.59	50.66	2360.25	46.87	54.68	1.99	2.32
CPAC_3	48.64	50.38	2450.48	28.69	38.42	1.17	1.57
Promedio						1.67	2.45
D. Estándar						0.43	0.96

Fuente: Elaboración propia

Figura 4-38. Curvas Fuerza vs desplazamiento corte perpendicular *Attalea colenda*



Fuente: Elaboración propia

**Contenido de humedad:** se registró la densidad y el contenido de humedad de cada probeta siguiendo el procedimiento descrito en la norma ASTM D 143. El valor de densidad

promedio es de  $0.34 \text{ g/cm}^3$  y el promedio relativo del contenido de humedad (Ecuación 3.11) es 10.1% en la ciudad de Bogotá (Tabla 4-17).

Tabla 4-17. Contenido de humedad *Attalea colenda*

Madera	Ensayo	# Ensayos	Humedad	Promedio relativo
	Tensión	9	9.4%	
Attalea colenda	Corte	10	10.9%	10.1%
	Flexión	14	10.0%	

Fuente: Elaboración propia

### 4.2.3 Resumen de propiedades mecánicas

En la Tabla 4-18 se muestran los valores promedio de las propiedades estudiadas y su respectiva desviación estándar.

Tabla 4-18. Resumen de propiedades mecánicas de las maderas

Madera	Ensayo	Propiedad	Nomenclatura	Promedio	D. Estándar	Unidades
<i>Goupia glabra</i>	Flexión	Esfuerzo en el límite proporcional	$\sigma_{L.P.f}$	752.2	144.5	$kg/cm^2$
		Módulo de Rotura	$M.R$	928.3	292.4	$kg/cm^2$
		Módulo de elasticidad longitudinal	$E_L$	120435.8	27615.5	$kg/cm^2$
	Compresión	Esfuerzo en el límite proporcional	$\sigma_{L.P.c}$	415.3	5.6	$kg/cm^2$
		Resistencia a compresión	$\sigma_c$	684.7	8.7	$kg/cm^2$
	Tensión	Esfuerzo en el límite proporcional	$\sigma_{L.P.t}$	304.7	162.9	$kg/cm^2$
		Resistencia a tensión	$\sigma_T$	797.1	520.6	$kg/cm^2$
	Corte paralelo	Esfuerzo de corte en el límite proporcional	$\tau_{L.P}$	99.1	16.5	$kg/cm^2$
		Resistencia al corte	$\tau$	125.8	20.3	$kg/cm^2$
		Módulo de cizalla	$E_T$	706.3	103.8	$kg/cm^2$
	Corte perpendicular	Esfuerzo de corte en el límite proporcional	$\tau_{L.P}$	41.3	5.9	$kg/cm^2$
		Resistencia al corte	$\tau$	102.7	16.5	$kg/cm^2$
	Propiedades físicas	Densidad	$\rho$	0.82	0.06	$g/cm^3$
		Contenido de humedad	$w$	10.5	0.15	%
	<i>Attalea colenda</i>	Flexión <sup>7</sup>	Esfuerzo en el límite proporcional	$\sigma_{L.P.f}$	230.1	115.6
Módulo de Rotura			$M.R$	283.5	107.6	$kg/cm^2$
Módulo de elasticidad longitudinal			$E_L$	32003.7	15646.2	$kg/cm^2$
Compresión		Esfuerzo en el límite proporcional	$\sigma_{L.P.c}$	40.6	1.3	$kg/cm^2$
		Resistencia a compresión	$\sigma_c$	142.1	8.4	$kg/cm^2$
Tensión		Esfuerzo en el límite proporcional	$\sigma_{L.P.t}$	93.5	33.4	$kg/cm^2$
		Resistencia a tensión	$\sigma_T$	192.0	60.2	$kg/cm^2$
Corte paralelo		Esfuerzo de corte en el límite proporcional	$\tau_{L.P}$	8.1	1.3	$kg/cm^2$
		Resistencia al corte	$\tau$	11.2	1.9	$kg/cm^2$
		Módulo de cizalla	$E_T$	209.6	96.9	$kg/cm^2$
Corte perpendicular		Esfuerzo de corte en el límite proporcional	$\tau_{L.P}$	1.7	0.4	$kg/cm^2$
		Resistencia al corte	$\tau$	2.5	1.0	$kg/cm^2$
Propiedades físicas		Relación de Poisson	$\mu$	0.35	[-]	[-]
		Densidad	$\rho$	0.34	0.13	$g/cm^3$
		Contenido de humedad	$w$	10.1	0.75	%

Fuente: Elaboración propia

**Nota:** la convención actual es utilizar la unidad  $kN/m^2$ . Sin embargo, en el caso de las maderas persiste la utilización de convención de unidades utilizada en la Tabla 4-18 ( $kg/cm^2$ ).

<sup>7</sup> Valor promedio de los ensayos a flexión incluyendo las tres configuraciones.

### 4.3. Resultados caracterización de las uniones

#### 4.3.1. Unión a momento

En el primer ensayo se aplicó la carga monotónica en sentido ascendente o positivo (ver convención de signos en la Figura 3-7) y se registró su desplazamiento vertical hasta la falla. La unión está constituida por una madera densa (*Goupia glabra*) y una menos densa (*Attalea colenda*); esta característica hace que el clavo se empiece a deslizar por entre la columna hasta que se separan los dos elementos de la unión (Figura 4-39). Una vez se alcanza el límite elástico de la unión, su comportamiento dúctil corresponde a la fluencia del clavo y al desplazamiento a través del elemento de Palma -*Attalea colenda*-.

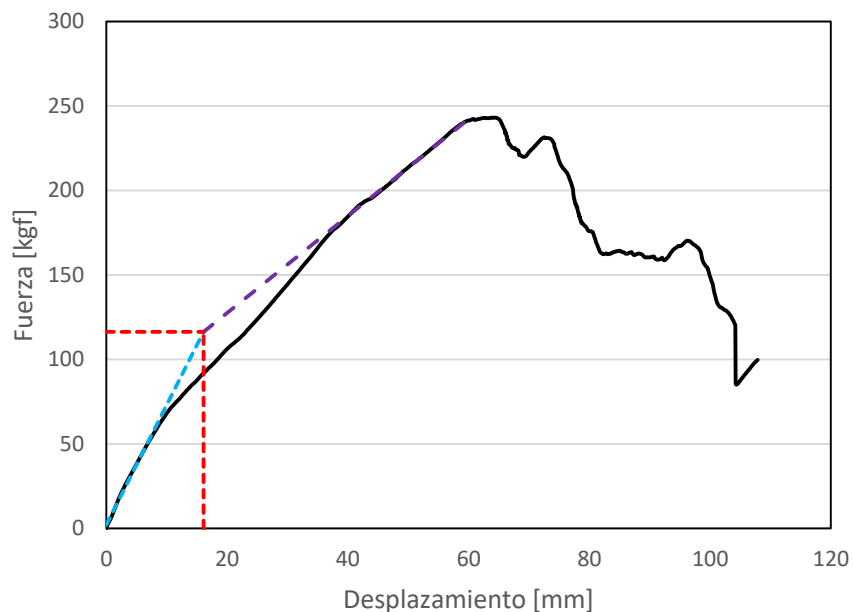
Figura 4-39. Ensayo monotónico positivo – unión a momento



Fuente: Registro fotográfico de ensayos

Del ensayo se obtuvo un valor de carga máxima de  $243.09 \text{ kgf}$  que corresponde a un desplazamiento del cabezal de la máquina de  $63.95 \text{ mm}$ . Al realizar la proyección de la pendiente inicial y la pendiente del segmento anterior a la carga máxima se obtiene una intersección en el punto  $[F_y^+, v_y^+] = [116.13 \text{ kgf}, 16.13 \text{ mm}]$  que recibe el nombre de punto de fluencia positivo (Figura 4-40). El endurecimiento que se observa entre la primera pendiente y la segunda pendiente se debe al aplastamiento de la madera de la palma a medida que la viga rota.

Figura 4-40. Fuerza vs desplazamiento ensayo monotónico positivo – unión a momento



Fuente: Elaboración propia

La convención de signos utilizada para el ensayo tomó como referencia el desplazamiento del cabezal de la máquina de ensayos debido a que, un desplazamiento vertical ascendente del cabezal genera un giro anti horario de la unión (Momento positivo), convención que es consistente con la regla de mano derecha; consecuentemente, un desplazamiento vertical descendente del cabezal genera un giro horario de la unión (Momento negativo). Así, en el primer ensayo, el desplazamiento vertical ascendente del cabezal corresponde al rango positivo (Figura 4-41), y en el segundo ensayo, el desplazamiento vertical descendente del cabezal corresponde al rango negativo del ensayo (Figura 4-42).

Figura 4-41. Rotación de la unión ensayo monotónico positivo - unión a momento.



Fuente: Elaboración propia

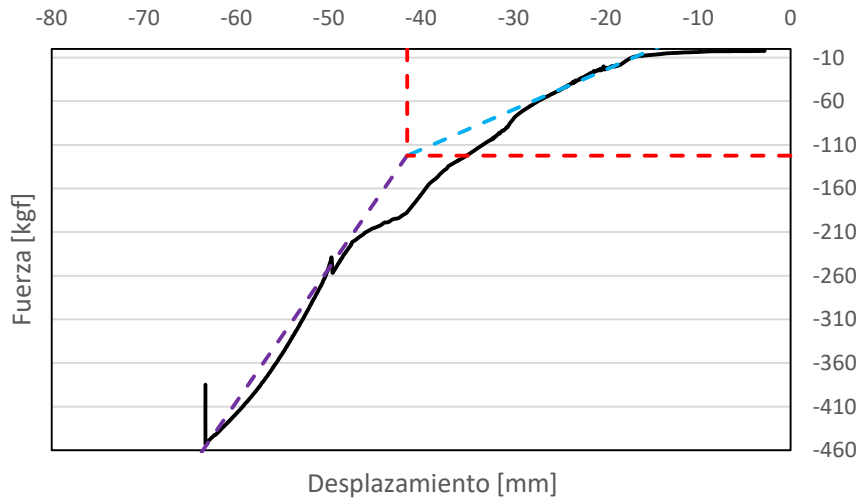
Figura 4-42. Rotación de la unión ensayo monotónico negativo - unión a momento.



Fuente: Elaboración propia

Una vez realizado el ensayo monotónico positivo, se procedió a realizar el ensayo monotónico negativo para establecer si existía algún tipo de simetría en el comportamiento mecánico de la unión. Del ensayo se obtuvo un valor de carga máxima de  $452.73 \text{ kgf}$  que corresponde a un desplazamiento de  $63.35 \text{ mm}$  del cabezal de la máquina. Al realizar la proyección de la pendiente inicial y la pendiente del segmento anterior a la carga máxima se obtuvo una intersección en el punto  $[F_y^-, v_y^-] = [-122.36 \text{ kgf}, -41.50 \text{ mm}]$  que recibe el nombre de punto de fluencia negativo (Figura 4-43). Comparando los puntos de fluencia obtenidos, se observó que no existe simetría en el comportamiento mecánico de la unión.

Figura 4-43. Fuerza vs desplazamiento ensayo monotónico negativo – unión a momento



Fuente: Elaboración propia

**Nota:** se realizó 1 ensayo monotónico positivo y 1 ensayo monotónico negativo. La función de estos ensayos fue definir los parámetros del ensayo cíclico. Posteriormente, para el ensayo cíclico, se realizaron 3 ensayos.

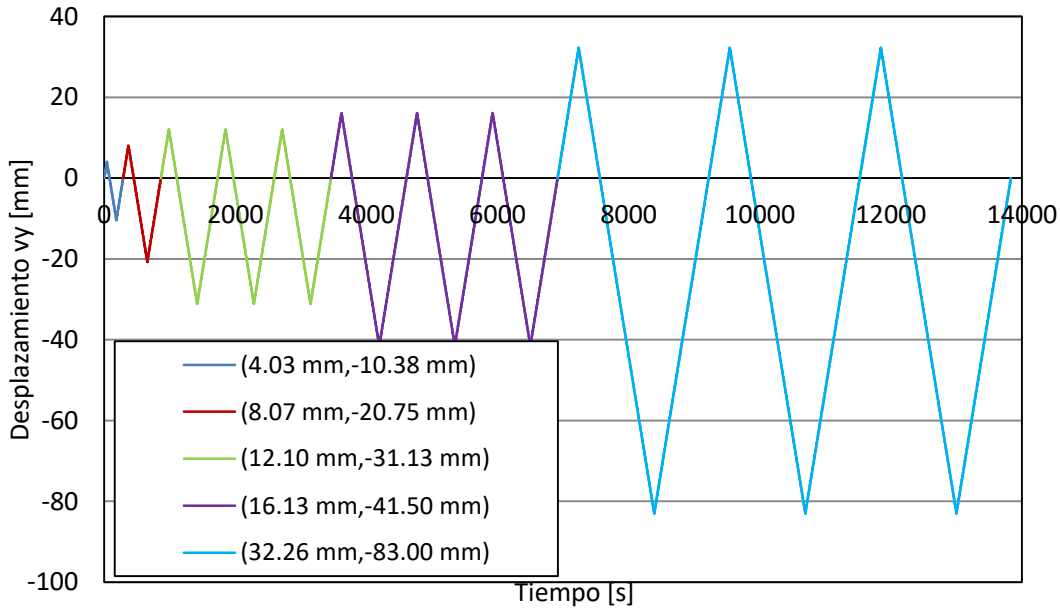
Al no existir simetría en el comportamiento mecánico de la unión, siguiendo el procedimiento de ensayos del Rilem (1994) se estableció el protocolo de carga para el ensayo cíclico de la siguiente manera:

- a) Un ciclo en el intervalo (4.03 mm, -10.38 mm)
- b) Un ciclo en el intervalo (8.07 mm, -20.75 mm)
- c) Tres ciclos en el intervalo (12.10 mm, -31.13 mm)
- d) Tres ciclos en el intervalo (16.13 mm, -41.50 mm)
- e) Tres ciclos en el intervalo (32.26 mm, -83.00 mm)

La Figura 4-44 muestra la representación gráfica del protocolo utilizado en los ensayos cíclicos. En la Figura 4-45 se muestra una de las curvas obtenidas de los tres ensayos realizados. El protocolo del Rilem establece que la falla de la unión comúnmente se

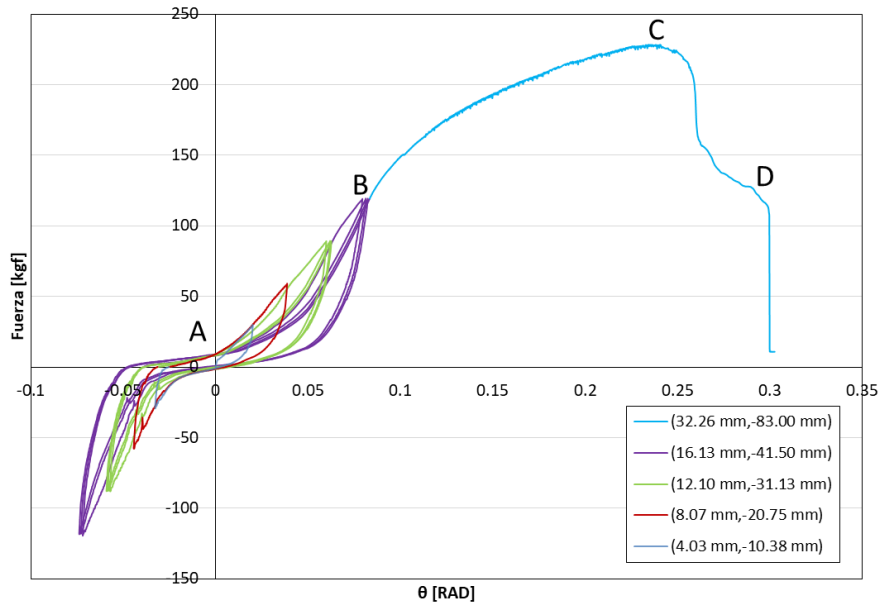
presenta en el intervalo  $2.00v_y^+ - 2.00v_y^-$  (en este caso  $32.26\text{ mm}, -83.00\text{ mm}$ ), lo cual pudo ser verificado experimentalmente.

Figura 4-44. Protocolo de ensayo cíclico – unión a momento



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-45. Gráfica fuerza-rotación – unión a momento



Fuente: Elaboración propia



El modelo multilineal de la rótula plástica se definió tomando el valor promedio del punto B (límite elástico de la unión), el punto C (carga última) y el punto D (rotación última de la unión). Los valores promedio obtenidos se muestran en la Tabla 4-19.

Tabla 4-19. Rótula plástica – unión a momento.

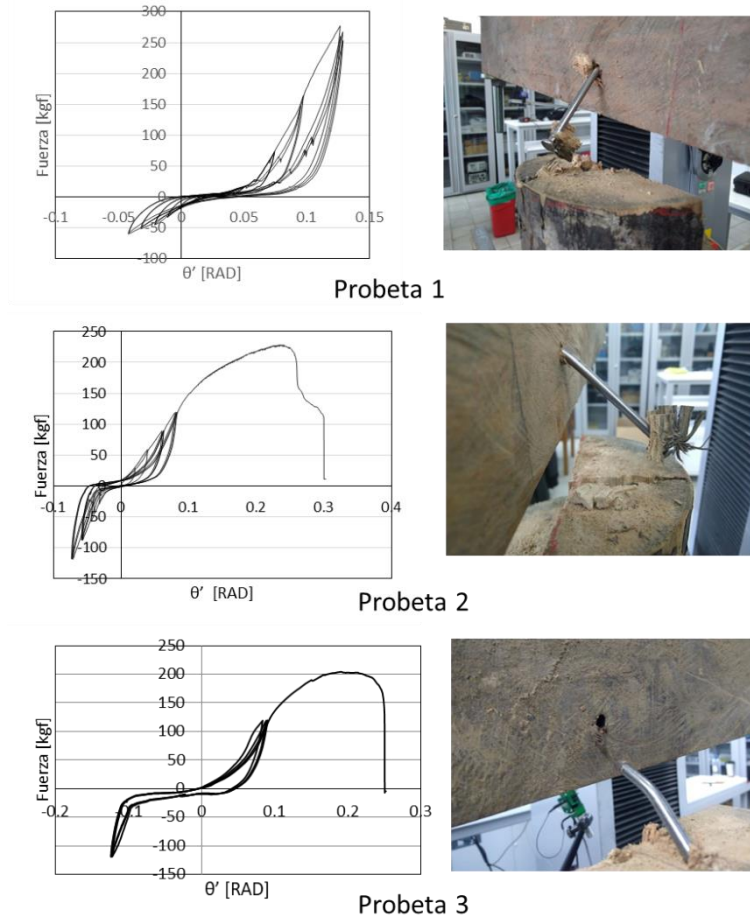
	B			C			D		
	<i>Fuerza</i> [kgf]	<i>M</i> [Nm]	$\theta'$ [RAD]	<i>Fuerza</i> [kgf]	<i>M</i> [Nm]	$\theta'$ [RAD]	<i>Fuerza</i> [kgf]	<i>M</i> [Nm]	$\theta'$ [RAD]
Probeta 1	262.17	994.99	0.13	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Probeta 2	117.11	470.87	0.08	228.35	918.15	0.23	125.56	504.83	0.29
Probeta 3	115.64	436.60	0.09	204.30	771.36	0.19	170.30	642.98	0.25
Promedio	164.97	634.15	0.10	216.33	844.75	0.21	147.93	573.91	0.27
D. Estándar	84.18	312.96	0.03	17.01	103.79	0.03	31.64	97.69	0.03

Fuente: Elaboración propia

**Nota:** el punto A corresponde al estado cero  $[0 \text{ kgf}, 0 \text{ RAD}]$ . La notación de la rotación como  $\theta'$  se utiliza para mantener la convención usual para designar la rotación, pero para diferenciarla del parámetro  $\theta$  utilizado más adelante en las curvas de fragilidad estructural

El modo de falla predominante consiste en la plastificación del clavo en un punto y su extracción a través del elemento de menor densidad (Attalea colenda). En la probeta 1 se observó asimetría en el comportamiento mecánico de la unión, resultado que es consecuente con lo encontrado en los ensayos monotónicos. No obstante, en las probetas 2 y 3, la curva de histéresis mostró simetría. Esto indica que, la diferencia de comportamiento es debida a la variación en las propiedades mecánicas de los elementos de madera y no a la configuración de la unión. En la Figura 4-46 se muestra la gráfica de fuerza-rotación obtenida en cada ensayo y la respectiva falla. En los tres casos, el clavo fue extraído en el rango positivo del ensayo por tratarse del primer ciclo del rango  $2.00v_y^+ - 2.00v_y^-$ .

Figura 4-46. Fuerza vs rotación y falla - unión a momento



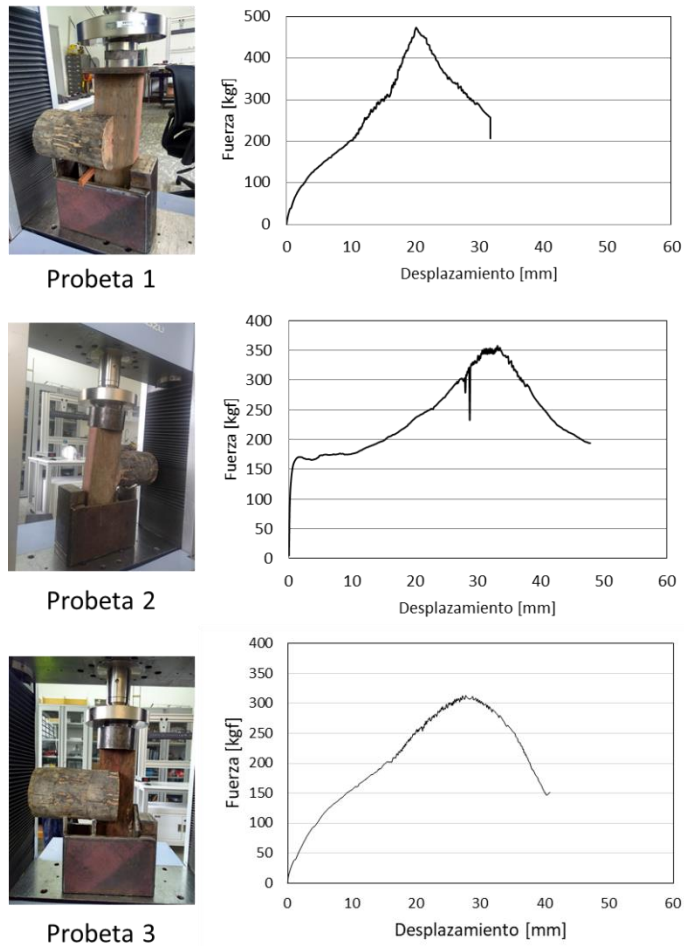
Fuente: Elaboración propia

### 4.3.2. Unión a corte

Debido a la imposibilidad de realizar un ensayo cíclico, únicamente se caracterizó la unión mediante ensayos monotónicos. Las curvas de fuerza contra desplazamiento del cabezal obtenidas en las tres probetas ensayadas se muestran en la Figura 4-47.

La probeta 2 presentó un comportamiento distinto a las otras dos probetas. Diferencia que se determinó, fue originada porque la viga tenía una sección transversal inferior a los otros dos especímenes y el aditamento le permitía rotar. Como consecuencia de lo anterior, sobre los 300 *kgf* se observa una caída en la carga que también se debe a una rotación de la unión. No obstante, el valor de resistencia última se encuentra en el rango de las demás probetas, por lo que no se descartó el ensayo.

Figura 4-47. Fuerza contra desplazamiento - unión a corte



Fuente: Elaboración propia

El modelo multilíneal de la rótula plástica se definió tomando el valor promedio del punto B (límite elástico de la unión), el punto C (carga última) y el punto D (desplazamiento último de la unión). Los valores promedio obtenidos se muestran en la Tabla 4-20.

Tabla 4-20. Rótula plástica – unión a corte

	B		C		D	
	Fuerza [kgf]	Desplazamiento [mm]	Fuerza [kgf]	Desplazamiento [mm]	Fuerza [kgf]	Desplazamiento [mm]
Probeta 1	312.69	15.69	473.32	20.19	289.79	29.89
Probeta 2	135.39	7.59	313.17	27.69	151.19	40.85
Probeta 3	294.51	26.79	357.62	33.09	193.86	47.83
Promedio	247.53	16.69	381.37	26.99	211.61	39.52
D. Estándar	97.54	9.64	82.68	6.48	70.98	9.05

Fuente: Elaboración propia

**Nota:** el punto A corresponde al estado cero [0 kgf, 0 mm].

### 4.3.3. Resumen rótulas plásticas

En la Tabla 4-21 y Tabla 4-22 se muestra el resumen de los valores obtenidos para cada punto de las rótulas plásticas: A (cero), B (límite elástico), C (carga máxima) y D (capacidad última).

Tabla 4-21. Resumen rótula plástica – Momento flector.

		A		B		C		D	
		M [N·m]	$\theta'$ [RAD]	M [N·m]	$\theta'$ [RAD]	M [N·m]	$\theta'$ [RAD]	M [N·m]	$\theta'$ [RAD]
Momento flector	Promedio	0.00	0.00	634.15	0.10	844.75	0.21	573.91	0.27
	D.Estándar	0.00	0.00	312.96	0.03	103.79	0.03	97.69	0.03

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-22. Resumen rótula plástica – Cortante.

		A		B		C		D	
		V [N]	$\delta$ [m]	V [N]	$\delta$ [m]	V [N]	$\delta$ [m]	V [N]	$\delta$ [m]
Cortante	Promedio	0.00	0.00	2428.27	0.0167	3741.24	0.0270	2075.89	0.0395
	D.Estándar	0.00	0.00	927.437	0.0096	811.091	0.0065	696.314	0.0091

Fuente: Elaboración propia

## 5. Curvas de fragilidad estructural

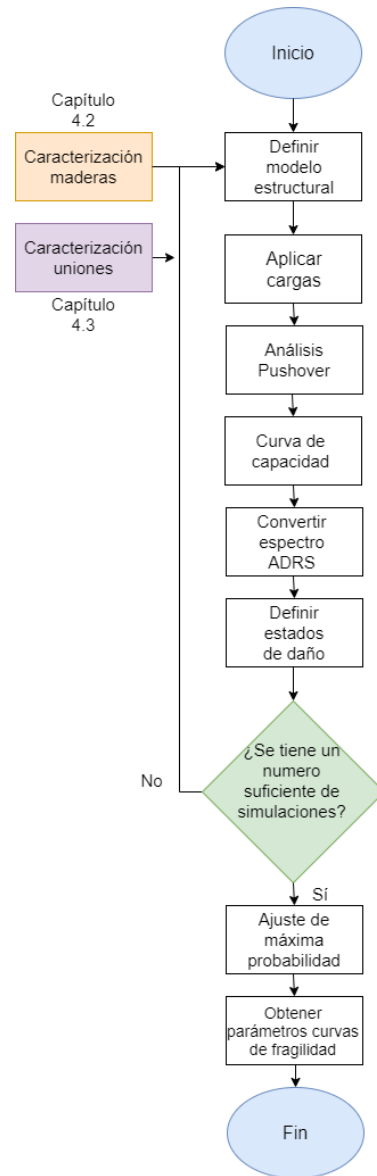
Las curvas de fragilidad expresan la probabilidad de exceder un estado de daño ( $DS_i$ ) en función de un parámetro que represente la amenaza a la que está expuesta la estructura o bien un parámetro que represente la respuesta estructural (por ejemplo, el desplazamiento espectral en el techo de la edificación o la deriva). En la Figura 5-1 se muestra un resumen del procedimiento para la obtención de curvas de fragilidad estructural descrito en el Capítulo 3.2. (Metodología). Los resultados obtenidos en el capítulo 4 fueron los insumos para construir el modelo estructural (el número de pilares, separación y altura de entrepiso se definieron a partir de la información recolectada en la visita de campo). Posteriormente, se definieron las propiedades de las maderas caracterizadas en la fase de experimentación (Capítulo 4.2) y las propiedades no lineales de las uniones (Capítulo 4.3). No es común contar con la variabilidad de las propiedades mecánicas de los materiales y de las uniones, por lo que el propósito principal de la variación de parámetros fue observar su efecto sobre las curvas de fragilidad estructural: identificar qué parámetros varían la capacidad de la estructura.

Una vez definido el modelo y aplicadas las cargas gravitacionales se procedió a realizar un análisis *pushover*, controlado por desplazamiento en el caso del sismo y controlado por fuerza en el caso de tsunamis. Esta elección se debe a que los estados de daño definidos en el modelo *Hazus* no corresponden a la tipología estructural de los palafitos, y por tanto, fue necesario determinar el punto de fluencia en la curva de capacidad y establecer los estados de daño analíticamente (como lo define la guía Risk -UE). Esta es la razón por la que las curvas de fragilidad por sismo se expresan en términos del desplazamiento espectral ( $S_d$ ). En el resumen final, se hace la conversión de los parámetros obtenidos en términos de la aceleración espectral ( $S_a$ ) para poder comparar las curvas de fragilidad con otras investigaciones.

El tamaño de la muestra se definió teniendo en cuenta el número de parámetros de variación en el modelo estructural tomando arreglos de valores de distribución normal

con la media y la desviación estándar obtenidos en la fase experimental. Por cada parámetro considerado se realizaron 20 simulaciones para un total de 120 simulaciones en el caso de sismo y 960 simulaciones para tsunami.

Figura 5-1. Resumen procedimiento para la obtención de curvas de fragilidad estructural



Fuente: Elaboración propia

Para facilitar la lectura de este capítulo es necesario volver sobre algunas convenciones que se han establecido en el desarrollo del documento. Se denomina **palafito** al conjunto de toda la estructura (pilares más vivienda), mientras que los **pilares** son los elementos

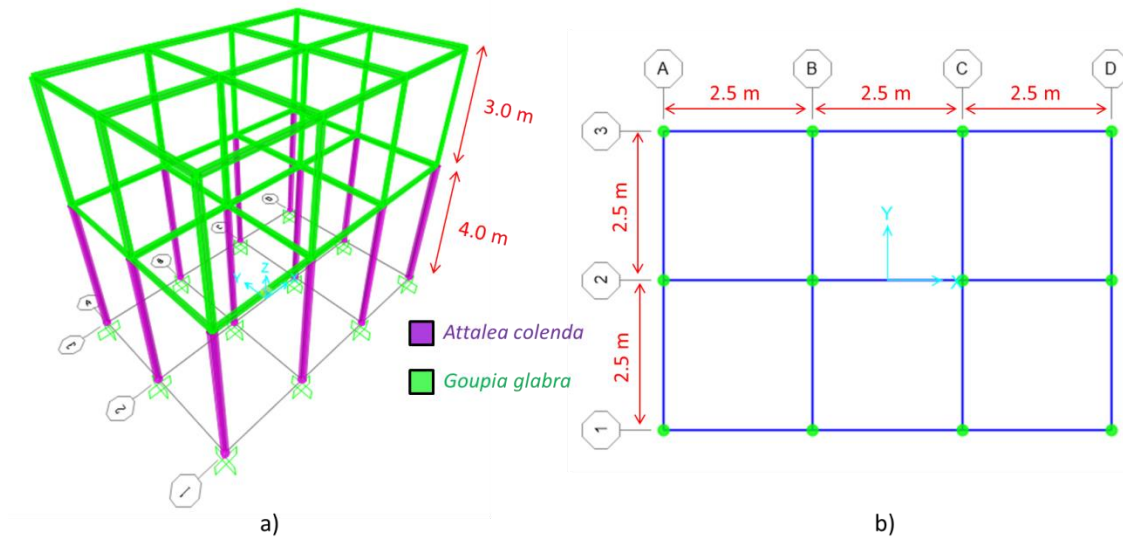
verticales sobre los que se eleva la vivienda. Esta distinción es importante para tener presente en qué momento se describe el comportamiento de la estructura en conjunto y cuándo el comportamiento de los pilares. Adicionalmente, la caracterización mecánica de las maderas corresponde a dos especies: ***Attalea colenda*** y ***Goupia glabra***, denominadas comúnmente como **Palma** y **Chaquiro** respectivamente. Para mayor claridad, en las figuras se asignó el color **morado** a la especie *Attalea colenda* y **verde** a la especie *Goupia glabra*.

## 5.1. Modelo Estructural

A continuación se describe el modelo estructural adoptado, retomando los elementos descritos en el Capítulo 4.1 (Caracterización de las estructuras de madera en San Andrés de Tumaco) e indicando algunas suposiciones y limitaciones.

- Condición de apoyo: se asumió empotramiento en la base de los pilares. Esta suposición es razonable teniendo en cuenta que los pilares se entierran entre 1 y 6 metros bajo la tierra en una proporción cercana a 1:1 con respecto a la longitud expuesta. Sin embargo, en el caso de tsunami, esta condición de apoyo no tiene en cuenta el efecto de la socavación de los pilares ni la posible degradación de la rigidez del apoyo.
- Elementos verticales: doce pilares distribuidos en una cuadrícula de tres vanos en la dirección  $x$  y dos vanos en la dirección  $y$  (Figura 5-2). De acuerdo con la información recolectada en la visita de campo, se definió una separación entre pilares de 2.5 m en cada dirección para un área total de 37.5 m<sup>2</sup>.
- Sección de los elementos: se adoptó un diámetro de 0.19 m para los elementos de *Attalea colenda* (Palma) y una sección transversal de 5.08 cm x 12.7 cm (2" x 5") para la especie *Goupia glabra* (Chaquiro). Estas dimensiones corresponden al diámetro de *Attalea colenda* obtenido a partir de las mediciones en campo y la sección de los elementos de *Goupia glabra* obtenidos en el área de estudio.

Figura 5-2. Esquema del modelo estructural a) alzado, b) planta



Fuente: Elaboración propia usando SAP 2000

- **Altura de niveles:** se consideró una edificación tipo de “2 niveles”. Un primer nivel desde el nivel del terreno hasta el entrepiso con una altura de 4 m y un segundo nivel desde el entrepiso hasta la cubierta con una altura de 3 m, para una altura total de 7 m.

Los pilares de *Attalea colenda* llegan hasta el entrepiso y continúan con elementos de madera de *Goupia glabra* hasta la cubierta (Figura 5-2a). Por lo tanto, contrario a lo que se piensa, no existe continuidad entre los elementos estructurales de los pilares y las columnas de la vivienda (Mosquera, 2020).

- **Carga muerta:** se consideró un piso de Sajo ( $\rho = 0.37 \text{ g/cm}^3$ ) de 20 milímetros de espesor, elementos no estructurales verticales al interior de la vivienda hasta una altura de 2.5 m, elementos no estructurales verticales perimetrales de una altura de 3.0 m con sus respectivos bordes, y el peso de 100 clavos de una pulgada por metro cuadrado.

En la Tabla 5-1 se muestra el avalúo de la carga muerta: el valor resultante fue de  $1.01 \text{ kN/m}^2$ . Asumiendo que el entrepiso trabaja en dos direcciones, las vigas interiores tienen un área aferente de  $3.13 \text{ m}^2$  y las vigas perimetrales de  $1.56 \text{ m}^2$  (Figura 5-3). Luego, la carga muerta es equivalente a una carga  $0.63 \text{ kN/m}$  sobre las vigas perimetrales y  $1.26 \text{ kN/m}$  sobre las vigas interiores.

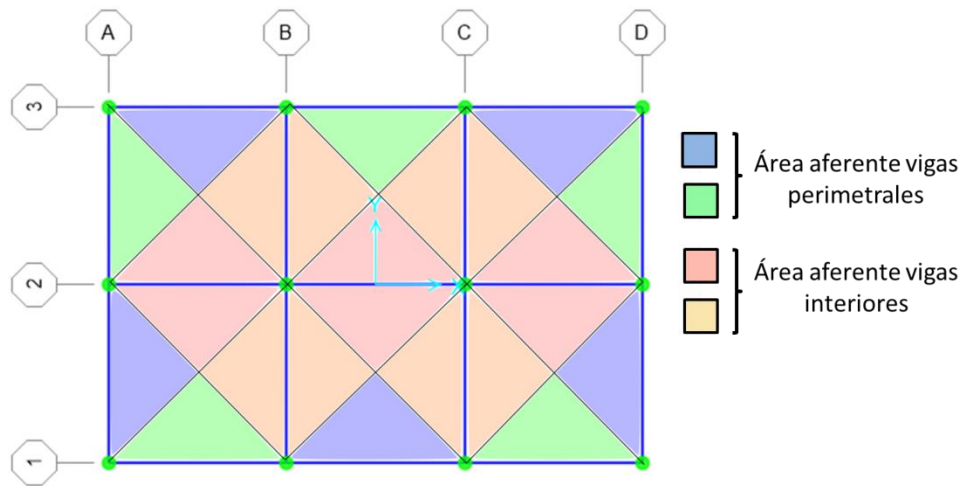


Tabla 5-1. Avalúo Carga Muerta

Elemento	W [kN]	
Piso Sajo	2.72	
Elementos no estructurales verticales interiores	13.13	
Elementos no estructurales perimetrales	18.75	
Clavos	0.02	
Bordes de elementos verticales no estructurales	3.09	
<b>Total</b>	<b>37.70</b>	
Carga uniforme	1.01	$kN/m^2$

Fuente: Elaboración propia

Figura 5-3. Área aferente vigas



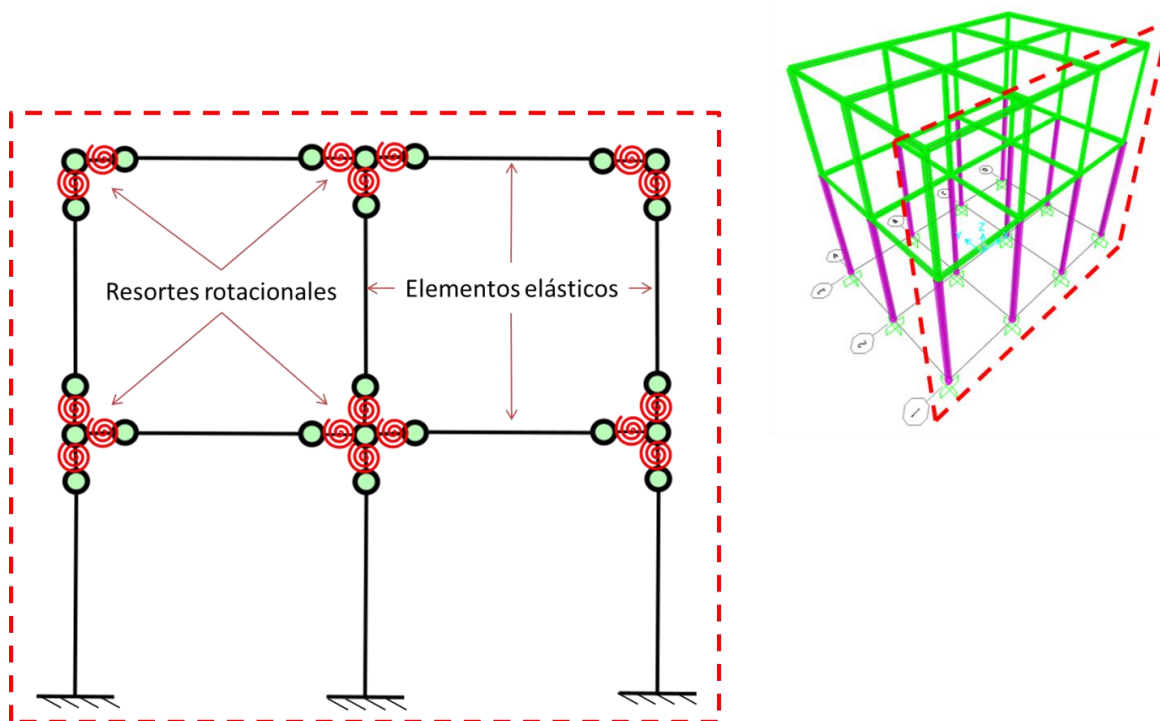
Fuente: Elaboración propia

- **Carga viva:** En ausencia de un análisis detallado de la carga viva, se adoptó el valor mínimo establecido para espacios residenciales interiores (NSR-10):  $1.8\text{ kN/m}^2$ . Esta carga es equivalente a una carga  $1.13\text{ kN/m}$  sobre las vigas perimetrales y  $2.25\text{ kN/m}$  sobre las vigas interiores.
- **Propiedades de los materiales:** valores promedio obtenidos en la fase experimental (Tabla 4-18). En el caso de la relación de Poisson, la sección transversal de las muestras de la especie *Goupia glabra* fueron insuficientes para realizar el mismo ensayo realizado con la especie *Attalea colenda*. Por esta

razón, para la modelación numérica, se utilizó un valor de 0.3 para ambas especies.

- Rótulas plásticas: valores promedio obtenidos en la fase experimental (Tabla 4-18, Tabla 4-21 y Tabla 4-22).
- Plasticidad: debido a que la capacidad de la unión está dada por la plastificación del clavo, el modelo que más se ajusta a este tipo de comportamiento es el concepto de plasticidad concentrada.
- Elementos: el palafito se modeló con elementos viga-columna elásticos conectados con elementos de cero longitud en los nodos de acuerdo con el modelo de plasticidad concentrada (Figura 5-4).
- Nodos: Los elementos de cero longitud funcionan como resortes rotacionales que representan el comportamiento no lineal de la estructura. Los resortes tienen una respuesta histerética multilínea para cortante ( $V_2$ ) y momento ( $M_3$ ) de acuerdo con la caracterización de las uniones realizada en el Capítulo 4 (Tabla 4-21 y Tabla 4-22).

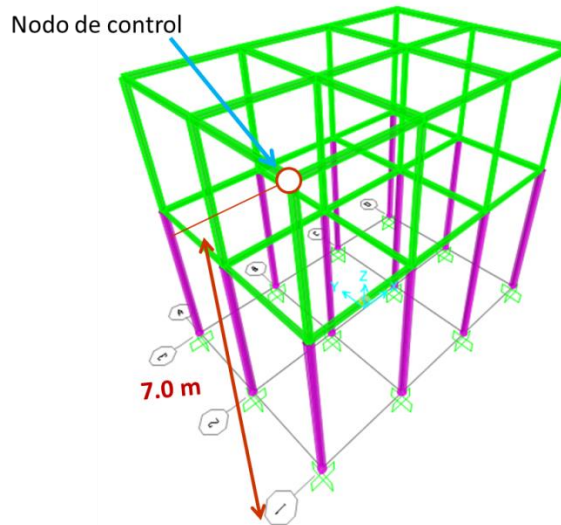
Figura 5-4. Representación de los elementos del modelo para un pórtico plano



Fuente: Elaboración propia

- **Nodo de control:** se estableció como punto de control del análisis un nodo ubicado en la cubierta de la estructura (7.0 m) en los ejes 1-A (Figura 5-5). Este nodo se utilizó para verificar los estados de daño de la estructura dada una intensidad de movimiento (*IM*).

Figura 5-5. Nodo de control



Fuente: Elaboración propia usando SAP 2000

## 5.2. Análisis estructural

En esta sección se describen las consideraciones del análisis estructural de la estructura: los parámetros utilizados para construir el espectro de respuesta, consideraciones sobre el diafragma flexible y los modos de vibración, y la respuesta máxima a partir del espectro de respuesta sísmica.

### 5.2.1. Fuerza sísmica

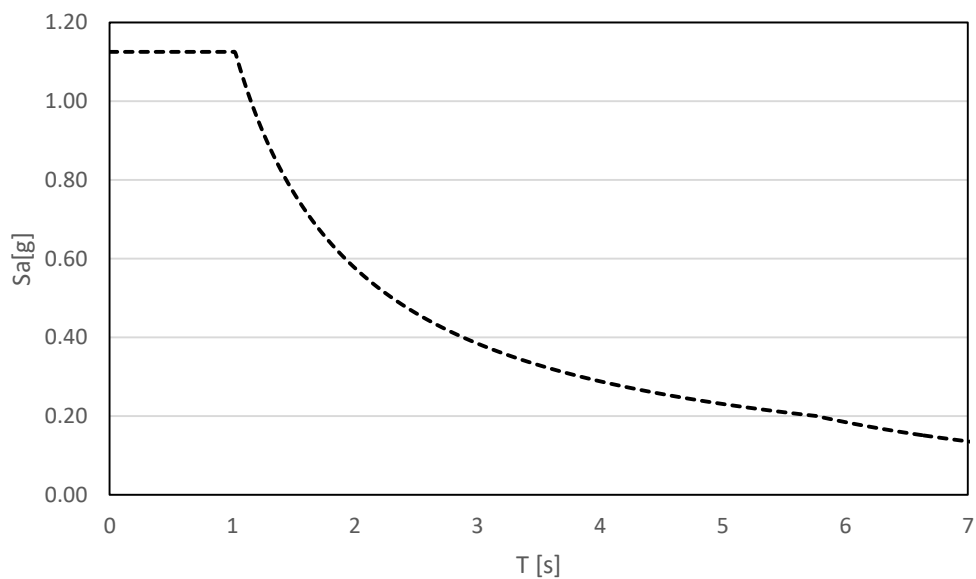
Para la definición de la amenaza sísmica se adoptó el espectro de diseño definido por la NSR-10 para el municipio de San Andrés de Tumaco. En ausencia de información detallada sobre el perfil de suelos, se asumió un perfil de suelo tipo E para obtener la condición más desfavorable (Tabla 5-2Figura 5-6).

Tabla 5-2. Parámetros espectro de respuesta

$A_a$	0.50	Figura A.2.3-2
$A_v$	0.40	Figura A.2.3-3
$F_a$	0.90	Tabla 2.4-3
$F_v$	2.40	Tabla 2.4-4
$I$	1.00	Tabla A.2.5-1
$T_0$	0.21	Figura A.2.6-1
$T_c$	1.02	Figura A.2.6-1
$T_L$	5.76	Figura A.2.6-1

Fuente: NSR-10

Figura 5-6. Espectro de diseño municipio de San Andrés de Tumaco



Fuente: Elaborado a partir de NSR-10

El peso de la estructura, teniendo en cuenta la participación del peso de los elementos, la carga muerta y el 50% de la carga viva<sup>8</sup> es de 232.1 kN (Tabla 5-3). De acuerdo con el apéndice A-3 de NSR-10, la distribución de las fuerzas sísmicas se debe aplicar a las masas de cada nivel y deben ser proporcionales a la distribución obtenida de un análisis

<sup>8</sup> Siguiendo la recomendación del ATC-40.

modal. En la siguiente sección se detallan las consideraciones sobre el diafragma flexible y su efecto sobre la distribución de las fuerzas.

Tabla 5-3. Peso de la estructura

Especie	Densidad [g/cm <sup>3</sup> ]	Á. Sección [m <sup>2</sup> ]	L [m]	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Peso unitario [N]	# Elem.	Peso [N]
<i>Goupia glabra</i>	0.34	0.028353	4.00	0.11	378.27	12	4539.2
<i>Attalea colenda</i>	0.82	0.006452	2.50	0.02	129.74	34	4411.3
<i>Attalea colenda</i>	0.82	0.006452	3.00	0.02	155.69	12	1868.3
SUBTOTAL							10818.9
			Peso unidad [kg]	# clavos unión	Peso [N]		
			Clavos	0.013	96	12.2	
SUBTOTAL							10831.1
					Carga [N]		
					C.M.	75750	
					C.V.	67500	(*) únicamente se considera el 50%
TOTAL							232081.2
TOTAL [kN]							232.1

Fuente: Elaboración propia

### 5.2.2. Diafragma

Una de las consideraciones del modelo de Medina (2019) es considerar un diafragma flexible en la estructura. Sin embargo, el ATC-40 establece que la curva de capacidad representa la respuesta de la estructura bajo la suposición de que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura, esto es especialmente válido para estructuras con periodos de vibración por encima de 1 s (ATC-40, 1996). Por otro lado, los criterios de ASCE 7 establecen que, se debe determinar cómo la distribución de masas y de rigidez afecta el desplazamiento elástico de la estructura y las fuerzas de los elementos. Así, se debe considerar al menos un 90% de la participación de la masa en el análisis modal para obtener una distribución de fuerzas y desplazamientos suficiente en el diseño (C.12.9.1.1). Las consideraciones del ATC-40 y del ASCE 7 para el caso del Análisis Estático No Lineal (NSA), establecen que la curva de capacidad de una estructura considerando participaciones de masa superiores al 90% en sus modos de vibración, representa adecuadamente la respuesta predominante de la estructura.

En la Tabla 5-4 se muestran los periodos obtenidos para los primeros doce modos de vibración de la estructura al considerar el modelo con diafragma flexible.

Tabla 5-4. Análisis modal – diafragma flexible

Modo	Periodo
[-]	[s]
1	2.24
2	1.67
3	1.61
4	1.03
5	1.00
6	0.83
7	0.80
8	0.78
9	0.70
10	0.59
11	0.55
12	0.55

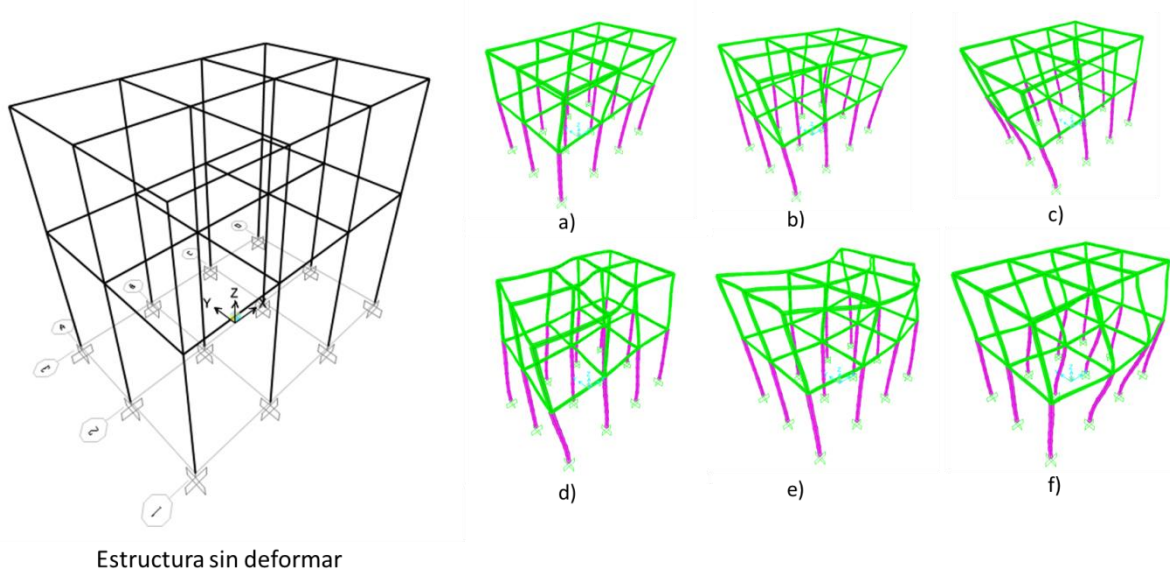
Fuente: Elaboración propia a partir de modelo SAP 2000

Al contrastar los periodos de vibración obtenidos se observa que los primeros cuatro modos de vibración tienen periodos en el rango comprendido entre los periodos cortos ( $T_c$ ) y los periodos largos ( $T_L$ ). A partir del quinto modo de vibración los periodos obtenidos son inferiores al valor de los periodos cortos, alcanzando una aceleración espectral de 1.125  $g$  en el espectro de diseño (Figura 5-6).

En la Figura 5-7 se muestra el efecto del diafragma flexible sobre los primeros seis modos de vibración. Comparando las formas modales con la estructura sin deformar, es posible observar que el diafragma flexible genera distorsiones angulares importantes entre ejes de la estructura: en el primer modo (a), el primer nivel no se desplaza proporcionalmente a la cubierta; en el segundo modo (b), el nodo ubicado en la cubierta del eje 1-A se encuentra desplazado en sentido contrario al nodo del eje 1-D; en el tercer modo de vibración (c), se observa que las vigas del eje 1 se deformaron diferencialmente, presentando mayor desplazamiento en el eje 2-A; en el cuarto (d) y en el quinto modo (e), la cubierta se curva y presenta diferencias entre desplazamientos y rotaciones de los elementos; a partir del sexto modo (f), se observa el efecto de estas

distorsiones sobre el tablero del entrepiso. Esta es la razón por la que se debe considerar el efecto que producen diferentes modos de vibración hasta obtener un 90% de la participación de la masa. A diferencia de la distribución triangular de la Fuerza Horizontal Equivalente, en el Análisis Estático No Lineal se deben aplicar las fuerzas laterales teniendo en cuenta el efecto de las formas modales de vibración de la estructura.

Figura 5-7. Primeros seis modos de vibración – diafragma flexible. a) primer modo; b) segundo modo; c) tercer modo; d) cuarto modo; e) quinto modo; f) sexto modo.



Fuente: Elaboración propia usando SAP 2000

### 5.2.3. Respuesta máxima a partir del espectro de respuesta sísmica

De acuerdo con Chopra (2014), los valores máximos de las fuerzas y deformaciones que se presentan durante un sismo en una estructura pueden obtenerse a partir del espectro de respuesta. Este tipo de análisis permite obtener las respuestas modales máximas de la estructura y su respectiva contribución a la respuesta global de la estructura. Si bien cada una de las respuestas modales alcanza su pico en instantes diferentes de tiempo y la respuesta combinada alcanza su pico en un instante de tiempo distinto, es posible determinar un límite superior para el valor máximo de la respuesta total de la estructura.

Dado que se consideró un diafragma flexible, se determinó la forma modal para cada una de las columnas considerando los primeros 12 modos de vibración de la estructura (ver

Anexo A). Para cada modo de vibración se determinó una función de participación ( $\Gamma_i$ ): en primer lugar, se obtuvo un factor de participación ( $\beta_n$ ) para cada modo de vibración en cada nodo de la estructura utilizando la Ecuación 5.2.

$$\beta_n = \frac{\sum_{L=1}^n m_{ip} \phi_{inp}}{\sum_{L=1}^n m_{ip} (\phi_{inp})^2} \quad (5.2)$$

en donde  $\phi_{in}$  es el valor de la forma modal en el nivel  $i$  en el modo  $n$  para el nodo  $p$ ,  $L$  es el nivel,  $n$  el número del modo considerado y  $m_{ip}$  es la masa en el nivel  $i$  para cada uno de los nodos de la estructura. A modo de ejemplo, en la Tabla 5-5 se muestra la memoria de cálculo para el factor de participación en la columna 1-A, modo 1.

Tabla 5-5. Ejemplo memoria de cálculo factor de participación columna 1-A.

Columna	1-A	RSx		RSy		$\phi_1$	$m_i \phi_1$	$m_i \phi_1^2$	$\phi_2$	$m_i \phi_2$	$m_i \phi_2^2$
		U1	U2	U1	U2						
Altura	Nodos										
0	1	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	2	0,287	0,004	0,001	0,192	0,59	3,06	1,80	0,29	1,50	0,43
7	27	0,488	0,016	0,002	0,671	1,00	5,34	5,34	1,00	5,34	5,34
						SUMA	8,40	7,14	SUMA	6,83	5,77
						$\beta_x$	1,18		$\beta_y$	1,18	

Fuente: Elaboración propia

Una vez obtenidos los factores de participación por modo de vibración se calculó la función de participación utilizando la Ecuación 5.3:

$$\Gamma_i = \beta_n \phi_{inp} \quad (5.3)$$

donde  $\beta_n$  es el factor de participación obtenido anteriormente y  $\phi_{inp}$  es el valor de la forma modal en el nivel  $i$  en el modo  $n$  en el nodo  $p$ .

La fuerza en cada nodo se obtuvo al considerar el periodo de cada modo (Tabla 5-4) y su correspondiente aceleración del espectro de respuesta (Figura 5-6) e introduciendo estos valores junto con la función de participación en la Ecuación 5.4:



$$\vec{F}_{inp} = m_{inp} \cdot \vec{a} \cdot \Gamma_i \quad (5.4)$$

Posteriormente, se utilizó la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) para obtener valores máximos de respuesta ( $r_o$ ): se elevó la respuesta máxima de cada modo ( $r_{no}$ ) al cuadrado, se sumaron y se calculó la raíz cuadrada de esta suma (Chopra, 2014):

$$r_o \approx \left( \sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (5.5)$$

En la Tabla 5-6 se muestran las fuerzas obtenidas para cada nodo al aplicar la suma de la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), este valor corresponde a un valor máximo de respuesta para un 98% de la participación de la masa. En la Figura 5-8 se muestran las fuerzas aplicadas en los nodos de la estructura en la dirección  $x$  (Figura 5-8a) y en la dirección  $y$  (Figura 5-8b).

Debido a la regularidad en planta de la estructura, considerar una reducida variación en la distribución de las fuerzas es una suposición razonable (entre los ejes de la estructura). No obstante, las fuerzas obtenidas en la Tabla 5-6 muestran que, al considerar un diafragma flexible, las fuerzas aplicadas en los nodos de un mismo eje no corresponden a una distribución triangular como las obtenidas utilizando el método de la Fuerza Horizontal Equivalente, ver por ejemplo en el eje 1-A (la diferencia entre la fuerza del entepiso 1.99  $kN$  y la fuerza en la cubierta 7.11  $kN$  en la dirección  $y$ ). Adicionalmente, las fuerzas aplicadas a los nodos de la cubierta del eje 1 presentan la siguiente configuración: 1-A=7.11  $kN$ , 1-B=7.16  $kN$ , 1-C=7.16  $kN$ , y 1-D=7.11  $kN$ . Este comportamiento indica que las fuerzas en los nodos interiores tienden a ser mayores que en los nodos exteriores de la estructura en dirección  $y$ , mientras que en la dirección  $x$ , las fuerzas en los nodos exteriores son mayores a las fuerzas de los nodos interiores (ver por ejemplo nodos 2-A, 2-B, 2-C y 2-D), esta diferencia se debe a que la relación largo-ancho de la estructura es 1.5 y por tanto, la estructura presenta diferentes rigideces en cada dirección.

Tabla 5-6. Fuerzas obtenidas del análisis de espectro de respuesta

Columna	Altura [m]	Nodos	$m_i$ [kN]	$\Gamma_{ix}$	$\Gamma_{iy}$	Fix [kN]	Fiy [kN]
1-A	0	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	2	5.21	0.69	0.34	4.06	1.99
	7	27	5.34	1.18	1.19	7.07	7.11
1-B	0	10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	11	5.21	0.69	0.38	4.06	2.23
	7	30	5.34	1.18	1.19	7.07	7.16
1-C	0	19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	20	5.21	0.69	0.38	4.06	2.21
	7	33	5.34	1.18	1.19	7.07	7.16
1-D	0	28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	29	5.21	0.69	0.33	4.06	1.94
	7	36	5.34	1.18	1.18	7.07	7.10
2-A	0	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	5	5.21	0.69	0.34	4.03	1.99
	7	3	5.34	1.18	1.19	7.07	7.11
2-B	0	13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	14	2.61	0.69	0.38	2.02	1.11
	7	6	2.67	1.18	1.19	3.54	3.58
2-C	0	22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	23	2.61	0.69	0.38	2.02	1.11
	7	9	2.67	1.18	1.19	3.54	3.58
2-D	0	31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	32	5.21	0.69	0.33	4.03	1.94
	7	12	5.34	1.18	1.18	7.07	7.10
3-A	0	7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	4	8	5.21	0.69	0.34	4.04	1.99
	7	15	5.34	1.18	1.19	7.07	7.11
3-B	0	16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	17	5.21	0.69	0.38	4.04	2.23
	7	18	5.34	1.18	1.19	7.07	7.16
3-C	0	25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	26	5.21	0.69	0.38	4.04	2.21
	7	21	5.34	1.18	1.19	7.07	7.16
3-D	0	34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	35	5.21	0.69	0.33	4.04	1.94
	7	24	5.34	1.18	1.18	7.07	7.10

Fuente: Elaboración propia.



- II. Teniendo en cuenta que no es usual contar con la variabilidad de los materiales, se incorporaron las variabilidades obtenidas en la fase experimental para determinar los parámetros que tienen mayor influencia en la capacidad global de la estructura.

En primer lugar, se consideró la variación del módulo de elasticidad de ambas especies de madera y de la densidad. El modelo está construido bajo la suposición que el daño se concentra en las uniones mientras los elementos permanecen elásticos, por esta razón, no se consideró la variación de propiedades como la resistencia a tensión, el módulo de rotura o la resistencia al corte.

En segundo lugar, se incluyó la variabilidad de los puntos del modelo multilínea de las rótulas plásticas (el momento resistente de la unión y la rotación). Finalmente, debido a que la configuración en planta es rectangular, también se consideró el cambio en la orientación de la carga. En la Tabla 5-7 se resumen los parámetros considerados y el número de simulaciones realizadas.

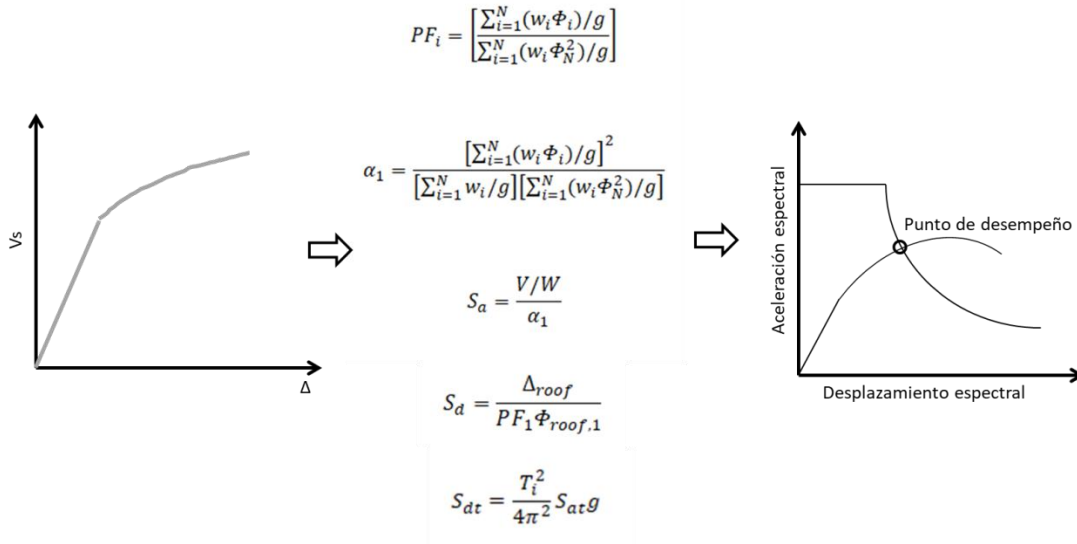
Tabla 5-7. Parámetros y número de simulaciones: sismo

Elemento	Parámetro	Dirección	# simulaciones
<i>Goupia glabra</i>	MOE	<i>x</i>	10
	MOE	<i>y</i>	10
	$\rho$	<i>x</i>	10
	$\rho$	<i>y</i>	10
<i>Attalea colenda</i>	MOE	<i>x</i>	10
	MOE	<i>y</i>	10
	$\rho$	<i>x</i>	10
	$\rho$	<i>y</i>	10
Unión	M	<i>x</i>	10
	$\theta'$	<i>x</i>	10
	M	<i>y</i>	10
	$\theta'$	<i>y</i>	10
TOTAL			120

Fuente: Elaboración propia

- III. La curva de capacidad obtenida para cada simulación fue convertida a espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) utilizando las ecuaciones 2.19, 2.20, 2.21, 2.22 y 2.23 (Figura 5-9).

Figura 5-9. Conversión curva de capacidad a espectro de respuesta aceleración-desplazamiento

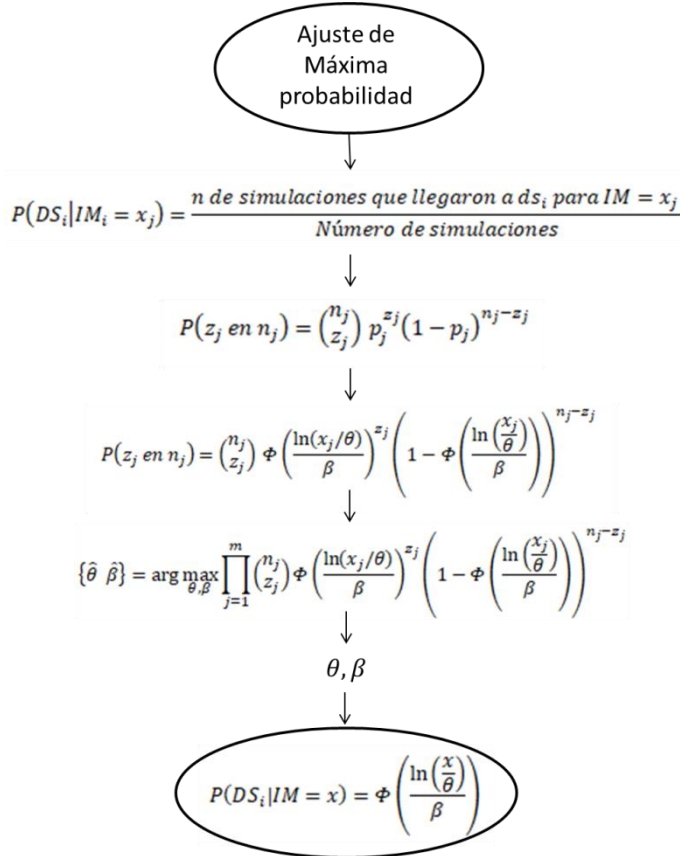


Fuente: Elaboración propia

- IV. Se construyó un modelo bilineal del espectro de capacidad para cada simulación a partir del punto de desempeño utilizando el método de las áreas definido en el ATC-40.
- V. Una vez obtenido el modelo bilineal para cada simulación, se definieron los cuatro estados de daño ( $DS_1, DS_2, DS_3$  y  $DS_4$ ) utilizando la definición de la guía Risk-UE (2013).
- VI. Se calculó la media y la desviación estándar de los logaritmos de los valores de aceleración espectral y de desplazamiento espectral de cada estado de daño utilizando las ecuaciones 3.13 y 3.14.
- VII. Siguiendo el procedimiento de Baker (2015), se hizo un ajuste de máxima probabilidad de la serie de datos (Ecuaciones 3.15, 3.16, 3.17 y 3.18 de la metodología, sección 3.2). En la Figura 5-10 se resume el procedimiento de

ajuste de los datos para obtener los parámetros  $\theta, \beta$  que definen la curva de fragilidad correspondiente a cada estado de daño ( $DS_i$ ).

Figura 5-10. Proceso de ajuste de máxima probabilidad

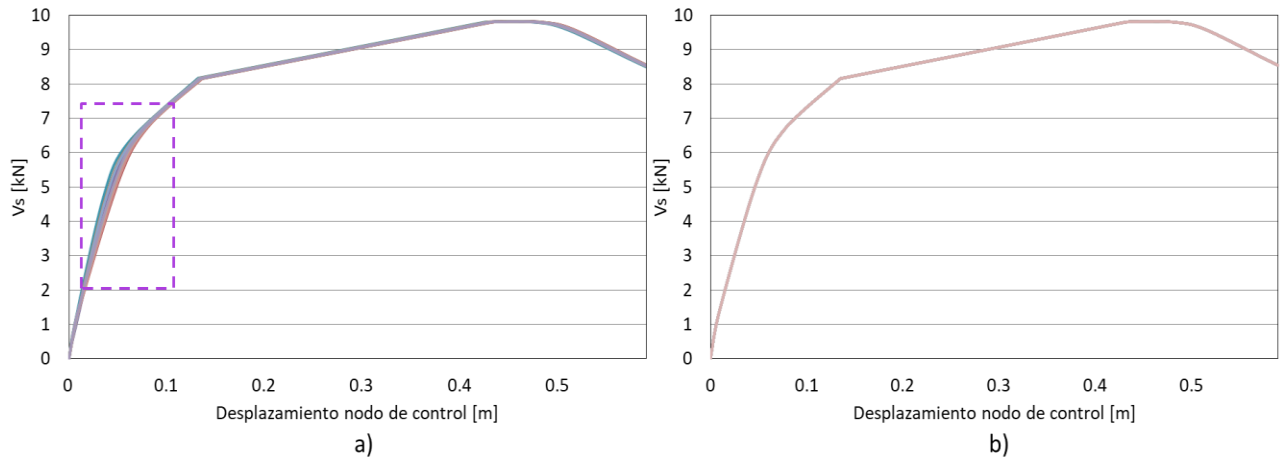


Fuente: Adaptado de Baker (2015).

Para las simulaciones, se definió una muestra aleatoria con distribución normal tomando los valores de la media y la desviación estándar para el módulo de elasticidad y la densidad de cada especie de madera (Tabla 4-18). En la Figura 5-11 se muestra la diferencia obtenida al utilizar como variable el módulo de elasticidad (Figura 5-11a) y la densidad de la especie *Goupia glabra* (Figura 5-11b). Para un número de 20 simulaciones (sumando las simulaciones en dirección  $x$  y  $y$ ), la curva de capacidad de la estructura fue muy similar a la obtenida con el valor promedio. No obstante, se observa que incluir la variabilidad del módulo de elasticidad sí varía la rigidez inicial de la estructura – pendiente en el rango elástico- (Figura 5-11a). Una vez alcanzado el valor del cortante en la base de fluencia las curvas son iguales ya que, la región plástica está

determinada por el momento resistente de la unión (no modificado para estas simulaciones).

Figura 5-11. Variación en la curva de capacidad por la modificación del a) módulo de elasticidad y b) densidad de la especie *Goupia glabra*

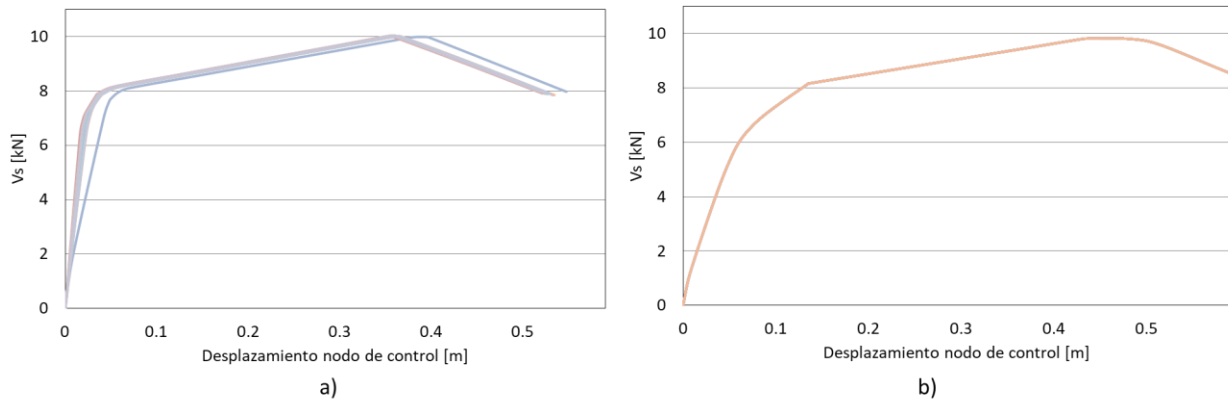


Fuente: Elaboración propia

En la Figura 5-12 se muestra la diferencia obtenida al utilizar como variable el módulo de elasticidad (Figura 5-12a) y la densidad de la especie *Attalea colenda* (Figura 5-12b). En este caso, se observa que la variación en el módulo de elasticidad de la especie *Attalea colenda*, afecta tanto la rigidez de la estructura como la forma de la curva de capacidad. Esta diferencia se debe a que los pilares del primer nivel son construidos con la especie *Attalea colenda*, mientras que las vigas y columnas del segundo nivel son de *Goupia glabra*. En la Figura 5-13 se compara la variabilidad inducida por el módulo de elasticidad de ambas especies (*Attalea colenda* en líneas punteadas y *Goupia glabra* en línea continua). Por otro lado, tanto en la especie *Attalea colenda* como en la especie *Goupia glabra*, diferencias en la densidad de los elementos no conllevan a diferencias sustanciales sobre la capacidad global de la estructura (Figura 5-11b y Figura 5-12b).

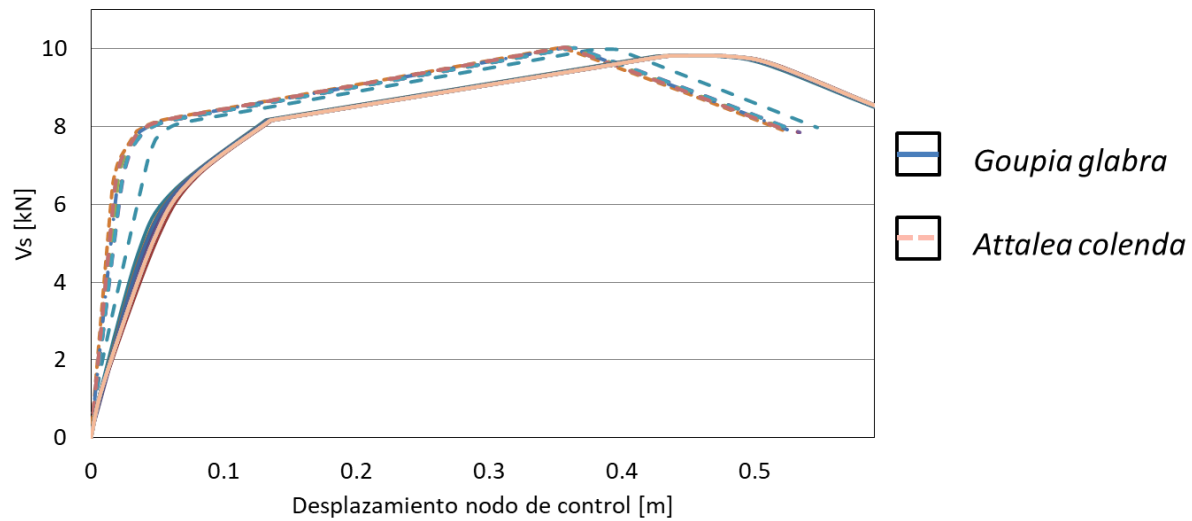
**Nota:** en la Figura 5-11b y la Figura 5-12b, las curvas de capacidad de las 10 simulaciones están superpuestas, visualmente se ven como si fuesen una sola curva debido a que la densidad no modifica la capacidad global de la estructura.

Figura 5-12. Variación en la curva de capacidad por la modificación del a) módulo de elasticidad y b) densidad de la especie *Attalea colenda*.



Fuente: Elaboración propia

Figura 5-13. Variabilidad inducida por el módulo de elasticidad de los elementos.



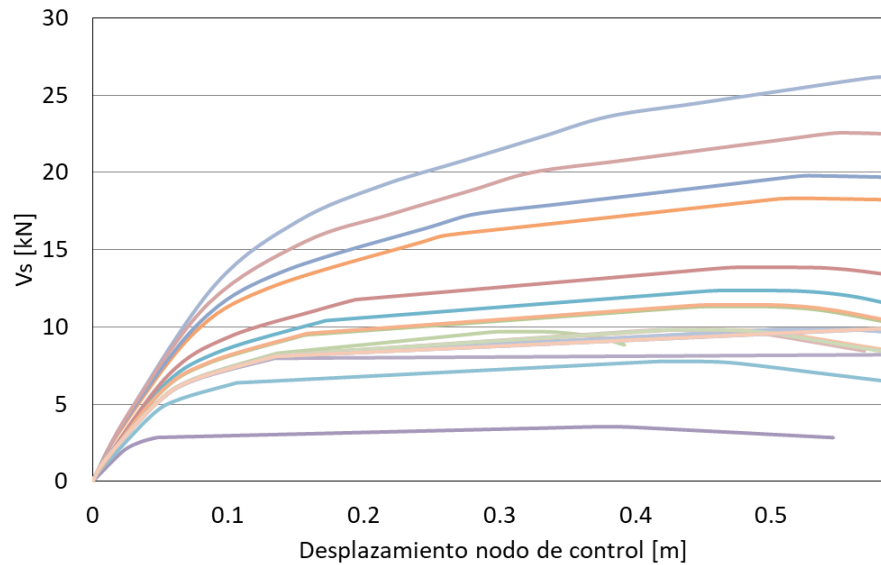
Fuente: Elaboración propia

A partir de este primer resultado, es posible afirmar que si bien los elementos permanecen elásticos y el daño se concentra en las uniones, es necesario considerar la variabilidad en la rigidez de los elementos para obtener la respuesta global de la estructura.



Al introducir la variabilidad en la capacidad de las rótulas plásticas en una muestra de 20 simulaciones (ver Tabla 5-7) se obtuvo una variación de  $\pm 2.5$  veces la capacidad global de la estructura. En la Figura 5-14 se muestra la variabilidad obtenida considerando la incertidumbre del momento máximo desarrollado en cada rótula plástica y la rotación última. Existe una concentración de curvas para cortantes en la base de  $10 \text{ kN}$  muy similares a las obtenidas con los valores promedio. Sin embargo, variar el momento resistente y la rotación última de las uniones no modifica sustancialmente el desplazamiento inelástico final de la estructura, siendo en la mayoría de los casos cercano a una deriva del 8.6 % ( $0.6 \text{ m}$ ).

Figura 5-14. Variabilidad inducida por la capacidad de las rótulas plásticas



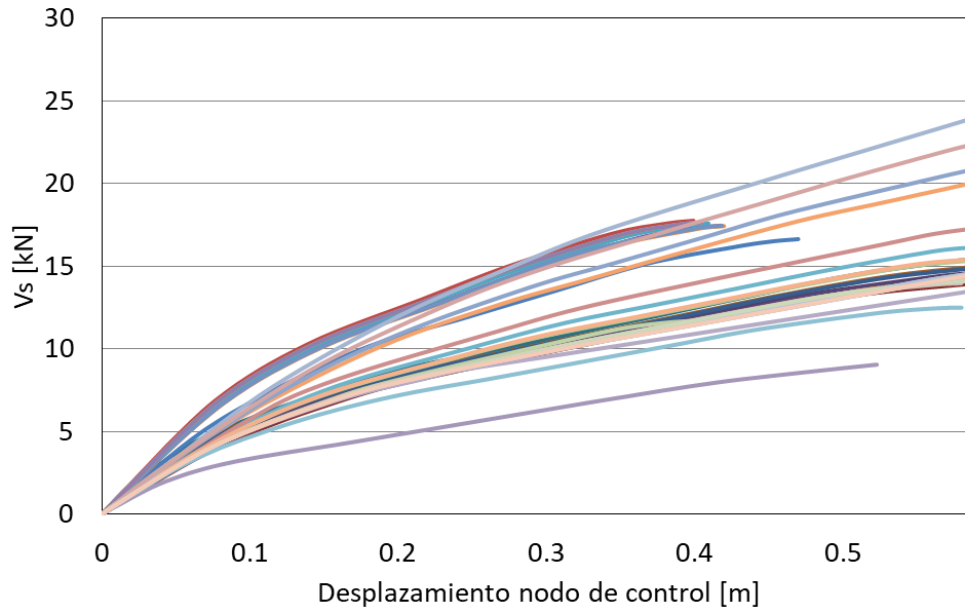
Fuente: Elaboración propia

Hasta el momento, se analizó el efecto de variar el módulo de elasticidad y la densidad de cada especie de madera (40 simulaciones en total) y la variabilidad obtenida al modificar el momento resistente y la rotación de la unión (20 simulaciones adicionales). El mismo procedimiento fue realizado cambiando la orientación de las fuerzas (Figura 5-8b). En la Figura 5-15 se muestra el conjunto de 60 simulaciones obtenidas para el análisis en la dirección  $y$  y variando del módulo de elasticidad y la densidad de cada una de las especies de madera, así como las propiedades de las rótulas plásticas.

La forma de la curva de capacidad obtenida en la dirección  $y$  tiene un comportamiento bilineal: una rigidez inicial hasta alcanzar la fluencia de la estructura y una rigidez menor

hasta la falla. A diferencia del comportamiento mostrado en la dirección  $x$ , en la dirección  $y$  es posible que la estructura falle sin pérdidas sustanciales de rigidez y por tanto, el colapso tenga un comportamiento frágil.

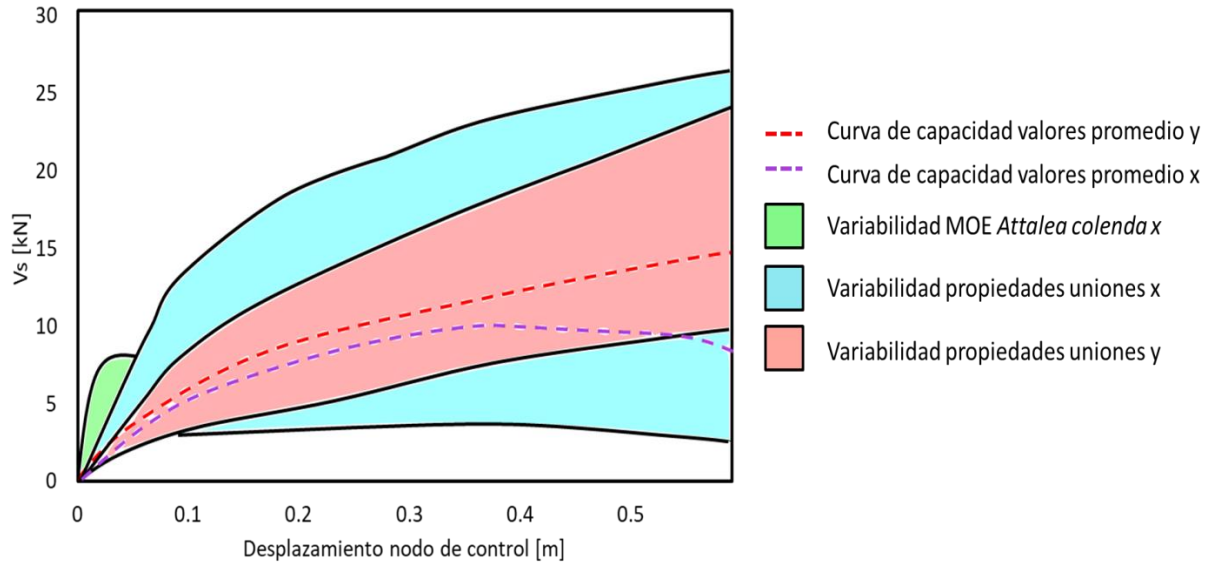
Figura 5-15. Variabilidad inducida por el cambio de dirección de la fuerzas



Fuente: Elaboración propia

La Figura 5-16 resume las variabilidades obtenidas en las curvas de capacidad de la estructura. Los parámetros que generan mayor variabilidad son: orientación de las fuerzas, propiedades de las uniones, módulo de elasticidad de los pilares (*Attalea colenda*). Adicionalmente, tomar las curvas de capacidad obtenidas a partir de los valores promedio de los materiales (líneas punteadas), restringe la respuesta global de la estructura a un rango muy reducido. Incluir estas variabilidades es consecuente con el tipo de material estudiado, puesto que, en la fase experimental se obtuvo un coeficiente de variación ( $C.V.$ ) máximo de 48.9%, que corresponde a la relación entre la media y la desviación del módulo de elasticidad de la especie *Attalea colenda*. Por lo tanto, la variabilidad inherente a este tipo de material sí afecta la capacidad global de los palafitos.

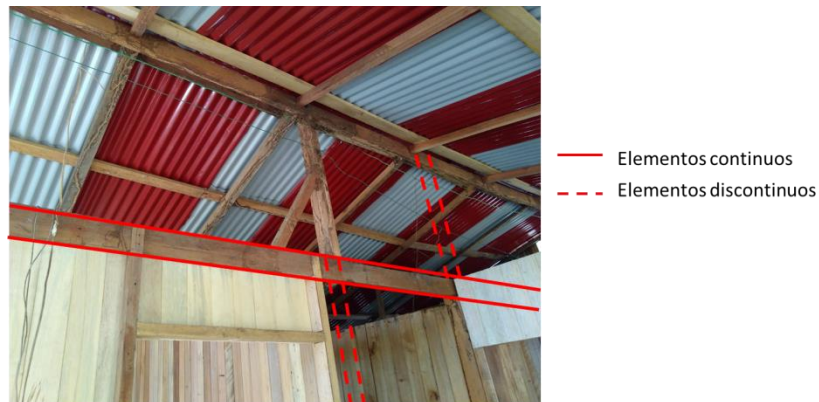
Figura 5-16. Variabilidad curvas de capacidad: sismo.



Fuente: Elaboración propia

Una de las suposiciones del modelo estructural es que los paneles de madera no aportan rigidez al sistema de resistencia sísmica de la estructura. Esto se debe a que los paneles se utilizan como cerramiento, pero al interior de las viviendas, es posible observar que se pierde la continuidad de los elementos (Figura 5-17). En este sentido, no considerar la rigidez que aportarían los paneles constituye un modelo más cercano a las condiciones materiales de las viviendas.

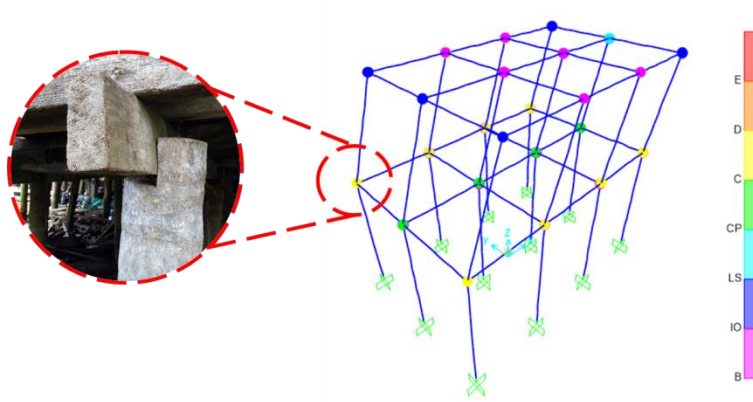
Figura 5-17. Interior de un palafito



Fuente: Registro fotográfico visita de campo

Al no considerar la rigidez de los paneles, fue posible observar que el daño se concentra en las uniones del primer nivel (Figura 5-18) donde está la unión entre los pilares y el entrepiso. La estructura colapsa cuando se agota la capacidad de disipación de energía en estas uniones.

Figura 5-18. Mecanismo de falla



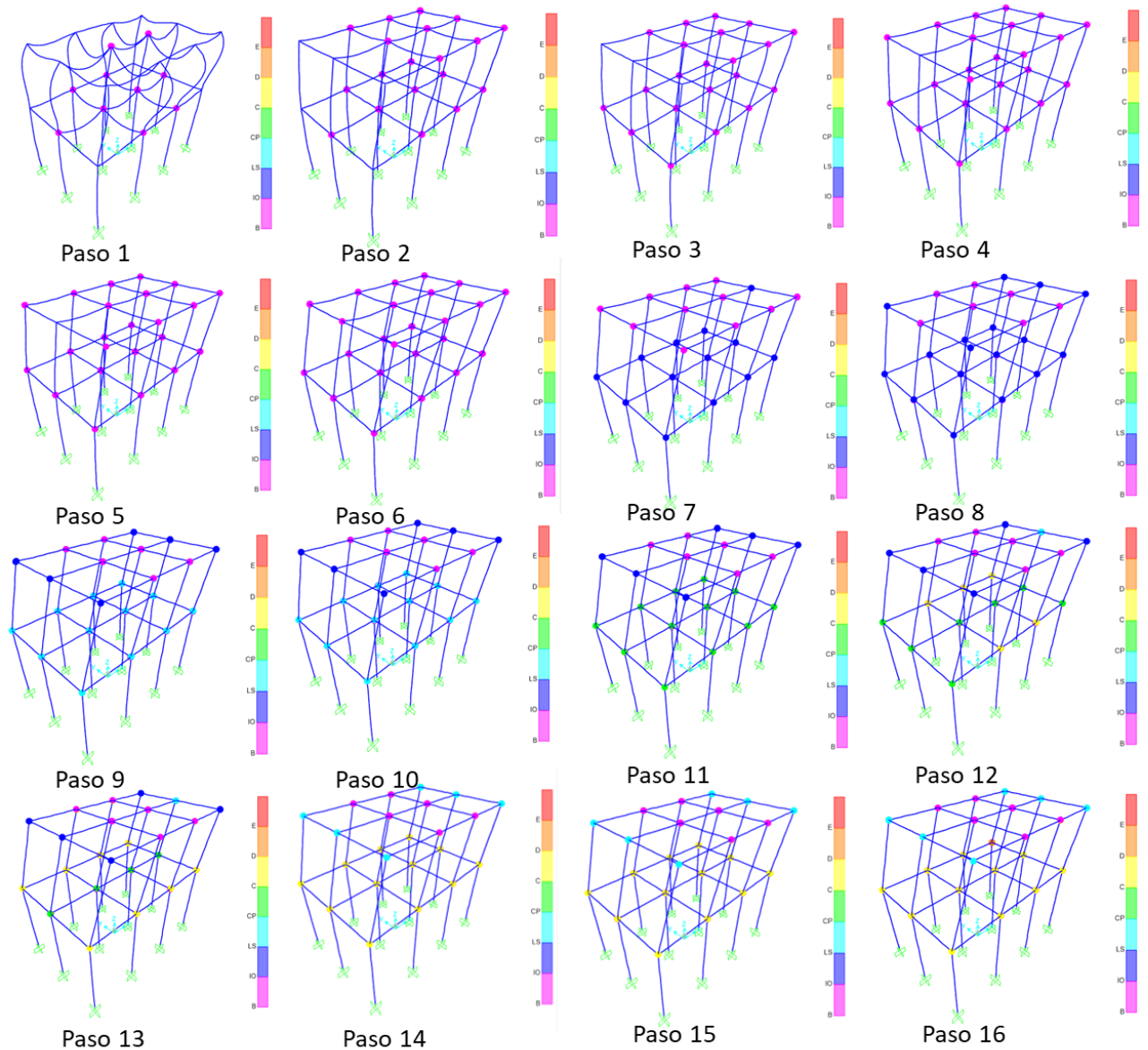
Fuente: Elaboración propia

Mientras las rótulas de los elementos en el nivel superior de la estructura alcanzan un estado de LS (*Life Safety*), en el primer nivel ya se encuentran rótulas en C (colapso). Esto se puede observar mejor al comparar el estado de las rótulas por cada incremento de carga en el Análisis Estático No Lineal (NSA). En la Figura 5-19, se muestran los resultados del NSA para el palafito tipo por cada incremento de demanda dispuestos de izquierda a derecha. En el primer paso, se observa que el análisis parte de una condición inicial que incluye únicamente cargas gravitacionales. Entre los pasos 10 y 11 las rótulas plásticas del entrepiso alcanzan el estado de Prevención de Colapso (CP), por lo que es razonable suponer que cercana a esta demanda se encuentra el punto de desempeño.

Posteriormente, cada curva de desempeño fue convertida a espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS). El punto de intersección entre cada curva de capacidad y la demanda obtenida del espectro de respuesta (punto de desempeño), se utilizó para construir un modelo bilineal y posteriormente los estados de daño (ver sección 2.6.1 Marco teórico). Fue posible verificar que el punto de desempeño se encuentra en un incremento de demanda cercano al cambio de estado de las rótulas plásticas del entrepiso a Prevención de Colapso.

Los cortantes máximos se encontraron en los elementos paralelos al sentido de la orientación de las cargas. El mecanismo de colapso está controlado por momento flector en lugar de cortante. Dado que el colapso de la estructura ocurre en aceleraciones espectrales cercanas a  $0.25g$  (controlada por momento), los cortantes desarrollados en los miembros de la estructura no agotan la capacidad de las uniones.

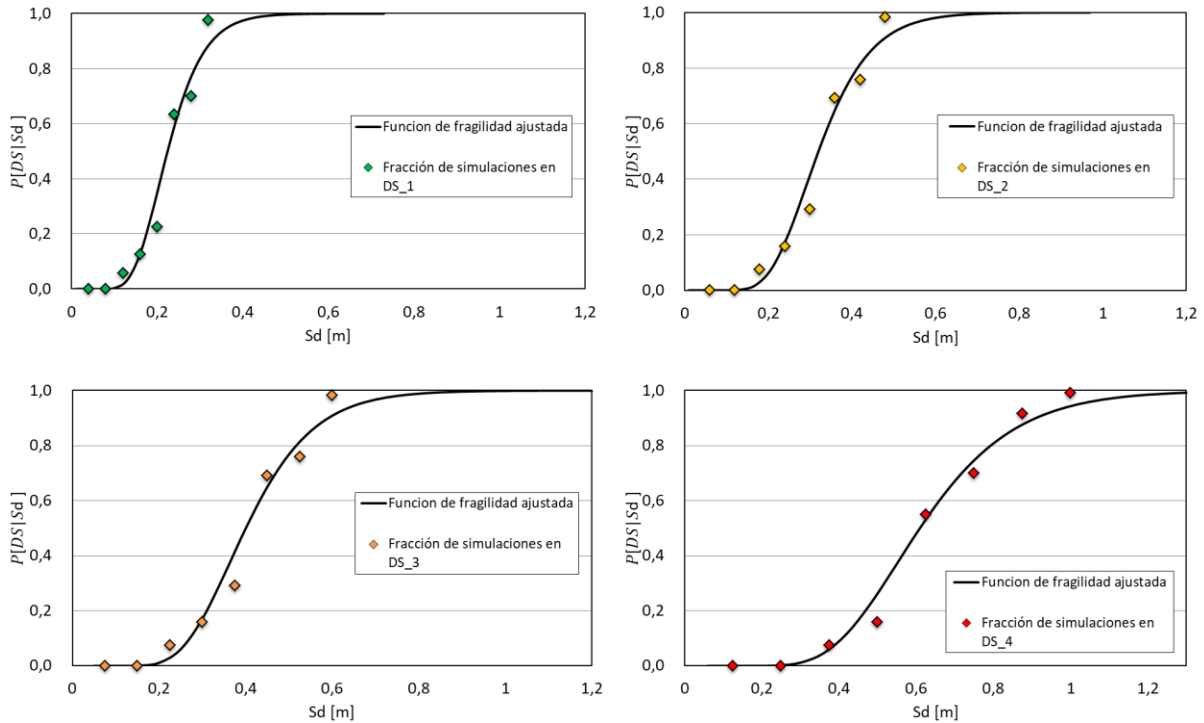
Figura 5-19. Estado de las rótulas por cada incremento de carga AENL caso sismo



Fuente: Elaboración propia usando SAP 2000

La Figura 5-20 muestra el proceso de ajuste de las curvas de fragilidad utilizando el método de máxima probabilidad de la serie de datos, los puntos graficados corresponden a la fracción del número de simulaciones que alcanzó cada estado de daño dado y la curva continua corresponde a función de fragilidad ajustada.

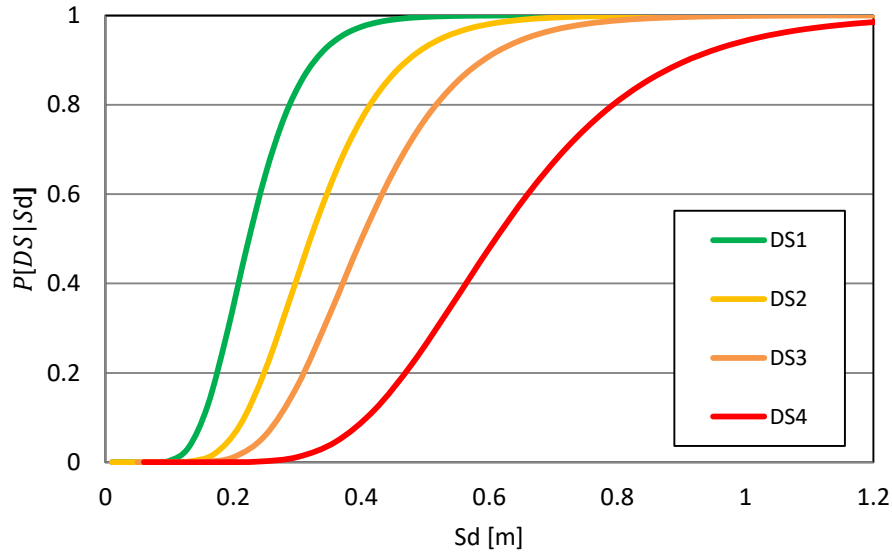
Figura 5-20. Proceso de ajuste de curvas de fragilidad para cada Estado de Daño ( $DS_i$ )



Fuente: Elaboración propia

La Figura 5-21 muestra el resultado de las curvas de fragilidad para los cuatro estados de daño en función del desplazamiento espectral de la estructura. Se observa que para derivas cercanas al 8.6% ( $S_d = 0.6$  m), la probabilidad de exceder un estado de daño severo es del 90% y 48% para exceder el estado de daño de colapso. Finalmente, los parámetros  $\theta$  y  $\beta$  que definen la curva de fragilidad (Ecuación 2.18) para los palafitos ante eventos de sismo se muestran en la Tabla 5-8.

Figura 5-21. Curvas de fragilidad: sismo



Fuente: Elaboración propia

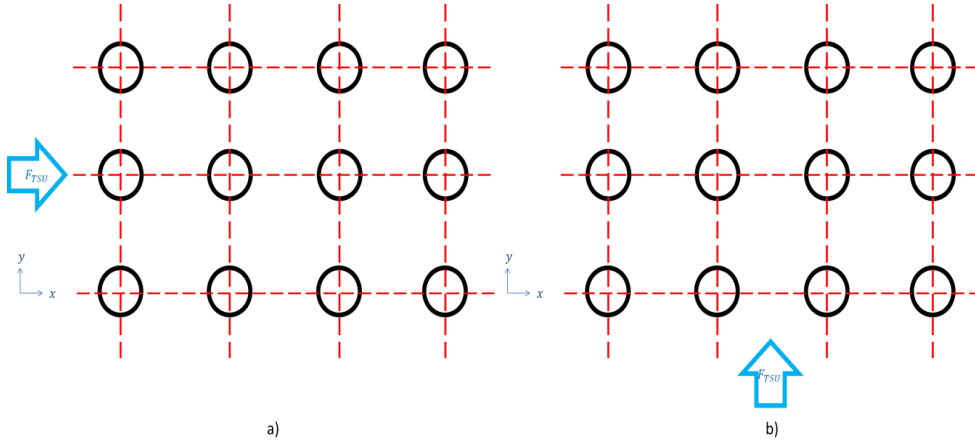
Tabla 5-8. Parámetros curvas de fragilidad: sismo

Estado de Daño	Descripción	$\theta$	$\beta$
$DS_1$	Leve	0.22	0.30
$DS_2$	Moderado	0.32	0.30
$DS_3$	Severo	0.40	0.30
$DS_4$	Colapso	0.61	0.31

Fuente: Elaboración propia

### 5.4. Curvas de fragilidad: tsunami

Las fuerzas por tsunami se calcularon siguiendo las formulaciones descritas en la sección 2.5 (Fuerzas inducidas por tsunami), las combinaciones de fuerzas de Nouri et al (2007) mostradas en la Tabla 2-2, y los parámetros para columnas circulares de madera del FEMA 55 y CCH. En el Anexo B se presenta una memoria de cálculo a manera de ejemplo para una profundidad de inundación de 1.0 m en la dirección  $x$  (Figura 5-22a).

Figura 5-22. Dirección de aplicación de  $F_{TSU}$ ; a) dirección  $x$ , b) dirección  $y$ 

Fuente: Elaboración propia

El ASCE 7-16, en su última versión incorporó un procedimiento para determinar la profundidad y las velocidades de flujo a partir de la altura del punto de penetración máxima (*Runup*). El método propuesto utiliza el análisis de la línea de gradiente de energía a lo largo de la distancia de inundación calculando el cambio en la cabeza hidráulica. No obstante, el FEMA P-646 anota que el cálculo de la velocidad utilizando la metodología propuesta conlleva a grandes incertidumbres. Debido al alcance de esta investigación, se adoptaron los criterios del FEMA 55 y el CCH para la determinación de las velocidades y delimitar la incertidumbre al efecto de la variabilidad de las propiedades mecánicas. Por otro lado, en la sección 6.6 del ASCE 7-16 se establecen como valores límites para la velocidad calculada los siguientes:  $u_{\min} = 3.0 \text{ m/s}$  y  $u_{\max} = 1.5\sqrt{gh_{\max}}$ . Teniendo en cuenta que la velocidad máxima obtenida utilizando el FEMA 55 es  $u_{\max} = 2.0\sqrt{gh_{\max}}$  (Ecuación 2.12), el escenario de carga resulta más crítico. Por esta razón, no se incluyó la determinación de las fuerzas de tsunami utilizando los criterios del ASCE 7-16.

Las fuerzas totales de tsunami obtenidas para la dirección  $x$  y la dirección  $y$  se muestran en la Tabla 5-9 (utilizando la convención de dirección  $x$  y  $y$  propuesta en la Figura 5-22). En la Figura 5-23 se muestra un esquema de la aplicación de cada una de las fuerzas inducidas en la estructura por  $F_{TSU}$  en la dirección  $x$ . La fuerza hidrodinámica ( $F_d$ ) se aplica como una carga lineal orientada verticalmente a lo largo de la profundidad de



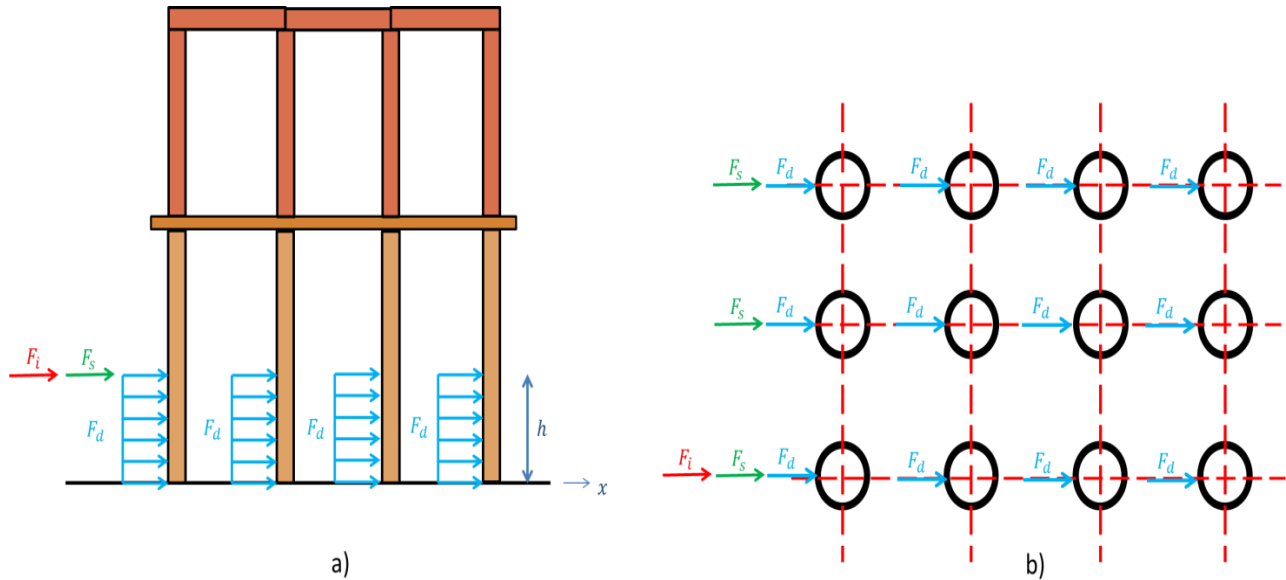
inundación en cada uno de los pilares. Se considera que la Fuerza de oleaje ( $F_s$ ) actúa a una altura  $h$  en el sentido de impacto de la ola y únicamente sobre los pilares exteriores más expuestos. La fuerza de impacto de escombros ( $F_i$ ) también se localizaría a una altura  $h$ .

De acuerdo con las recomendaciones de FEMA 55, la fuerza de impacto de escombros únicamente se aplica sobre una columna en la posición más desfavorable para la estructura. En este caso, una columna exterior a la que se aplica también la Fuerza hidrodinámica y la Fuerza de oleaje (Eje 1-A del modelo). La inclusión de la Fuerza de impacto de escombros también se debe a que los paneles y componentes de madera son altamente susceptibles de convertirse en escombros que puedan impactar otras estructuras (Velasco et al., 2016).

Tabla 5-9. Fuerza de tsunami ( $F_{TSU}$ )

$h$ [m]	$x$		$y$	
	CCH $F_{TSU}$ [kN]	FEMA 55 $F_{TSU}$ [kN]	CCH $F_{TSU}$ [kN]	FEMA 55 $F_{TSU}$ [kN]
0.2	2.0	5.0	2.4	5.0
0.4	6.4	13.3	7.9	13.3
0.6	12.9	26.2	16.3	26.2
0.8	21.8	43.8	27.8	43.8
1	32.9	66.2	42.4	66.2
1.2	46.3	93.3	59.9	93.3
1.4	61.9	125.3	80.5	125.3
1.6	79.9	162.1	104.1	162.1
1.8	100.1	203.6	130.7	203.6
2	122.5	250.0	160.3	250.0
2.2	147.2	301.2	193.0	301.2
2.4	174.2	357.2	228.7	357.2
2.6	203.5	418.1	267.4	418.1
2.8	235.0	483.8	309.1	483.8
3	268.8	554.3	353.9	554.3
3.2	304.9	629.6	401.7	629.6
3.4	343.2	709.8	452.5	709.8
3.6	383.9	794.8	506.3	794.8
3.8	426.7	884.6	563.2	884.6
4	471.9	979.2	623.1	979.2

Fuente: Elaboración propia

Figura 5-23. Aplicación de las fuerzas inducidas por tsunami dirección  $x$ .

Fuente: Elaboración propia

Las curvas de fragilidad por sismo (presentadas en la sección 5.3) fueron obtenidas a partir de un Análisis Estático No Lineal controlado por desplazamiento. Esta elección metodológica se debe a que no existen criterios de daño establecidos para este tipo de estructuras y por tanto, era necesario obtener las derivas alcanzadas por la edificación para establecer cada uno de los Estados de Daño ( $DS_i$ ). En la Tabla 5-10 se muestran las derivas ( $\Delta$ ) obtenidas para cada Estado de Daño en la Sección 5.3. Estos valores, son consistentes con las descripciones que señalan a las estructuras palafíticas como estructuras con gran capacidad para deformarse en eventos de sismo y tsunami, siempre y cuando, en el caso del tsunami, los pilotes tengan una altura superior a la profundidad de inundación (Caro, 2010). Comparando estos valores con la guía Hazus y con estructuras de características similares (Rosowsky et al., 2002), es posible afirmar que los límites de deriva para las estructuras de madera tienden a subestimar su capacidad para deformarse en el rango inelástico. Los valores obtenidos, son del orden de dos veces los considerados por Rosowsky & Ellingwood (2002) y por la guía Hazus. Así, los Estados de Daño de la Tabla 5-10 fueron tomados como parámetros de referencia para obtener la probabilidad de daño de la edificación en función de la profundidad de inundación del tsunami.

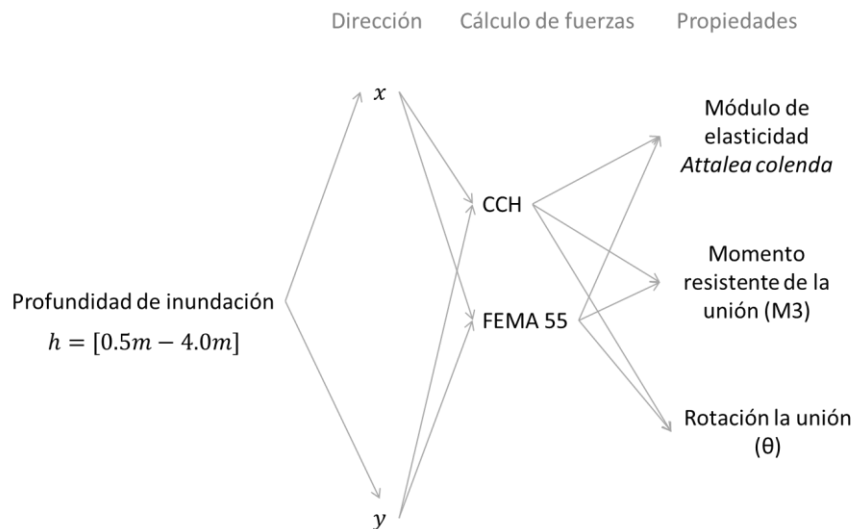
Tabla 5-10. Deriva global de la edificación por estado de daño - palafito

Estado de Daño	$\Delta$ [m/m]	$\sigma$
$DS_1$	0.05	0.01
$DS_2$	0.07	0.01
$DS_3$	0.09	0.02
$DS_4$	0.11	0.02

Fuente: Elaboración propia

A partir de los resultados en la variabilidad obtenidos de las curvas de fragilidad por sismo, se definió variar los siguientes parámetros en el caso de tsunami: orientación  $(x, y)$ , cálculo de fuerzas (CCH, FEMA 55), profundidad de inundación  $(h)$ , variación del módulo de elasticidad de la especie *Attalea colenda*, y variación en el momento resistente y la rotación de las uniones (Figura 5-24). Para cada profundidad de inundación se realizaron 120 simulaciones distribuidas de la siguiente manera: CCH (60 simulaciones) y FEMA 55 (60 simulaciones). Cada arreglo de datos contenía la siguiente subdivisión: Módulo de Elasticidad *Attalea colenda* (20 simulaciones),  $M_3$  (20 simulaciones) y  $\theta'$  (20 simulaciones).

Figura 5-24. Diagrama variación de parámetros: tsunami



Fuente: Elaboración propia

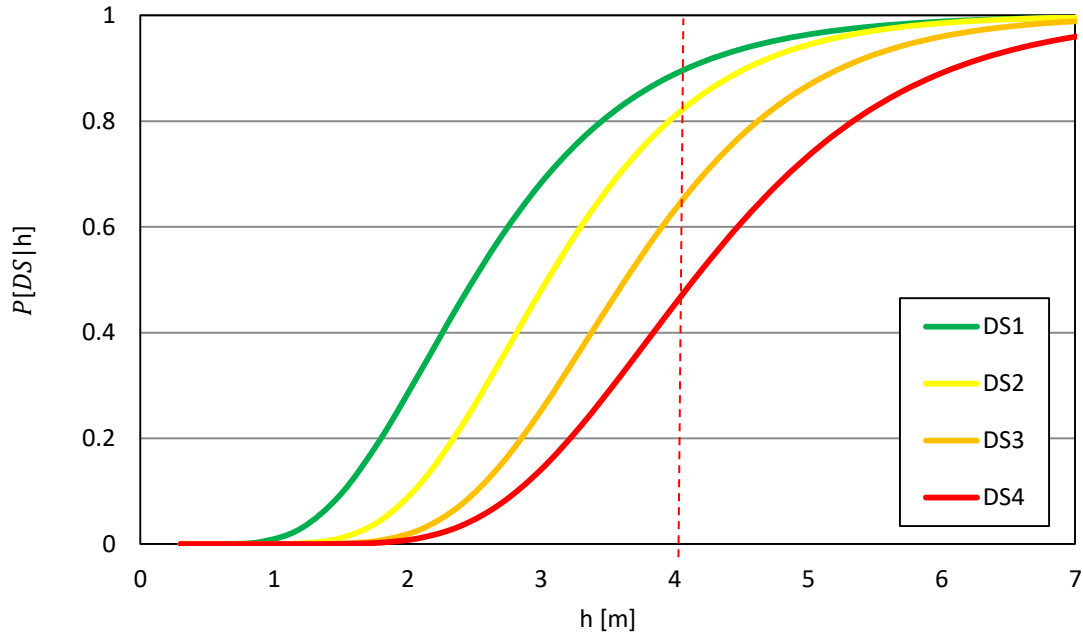
En total se realizaron 960 simulaciones. Al tomar el criterio utilizado en el caso de sismo (Ecuación 5.5), un aumento en el número de simulaciones a 960, reduce el error teórico a  $\pm 1.6\%$ :

$$E = \pm \sqrt{\frac{(1.65)^2(0.3)^2}{960 \text{ simulaciones}}} = \pm 1.6\%$$

Siguiendo el método de máxima probabilidad utilizado para el caso de sismo, la Figura 5-25 muestra el resultado de las curvas de fragilidad para los cuatro estados de daño en función de la profundidad de inundación. Finalmente, los parámetros  $\theta$  y  $\beta$  que definen la curva de fragilidad (Ecuación 2.18) para los palafitos ante eventos de tsunami se muestran en la Tabla 5-11.

Las fuerzas fueron calculadas y aplicadas hasta una profundidad de inundación de 4.0 m. Para alturas superiores a 4.0 m, es posible que el mecanismo de falla por corte ya se haya inducido. Por esta razón, aunque las curvas de fragilidad de la Figura 5-25 se ajustan para alcanzar una probabilidad de daño cercana al 100%, se debe verificar el estado por corte y considerar componentes adicionales de la fuerza de tsunami, por ejemplo, la fuerza de empuje ( $P_b$ ) o la fuerza ascendente en pisos elevados ( $P_u$  de acuerdo con la nomenclatura del ASCE 7-16).

Figura 5-25. Curvas de fragilidad: tsunami



Fuente Elaboración propia

Tabla 5-11. Parámetros curvas de fragilidad: tsunami

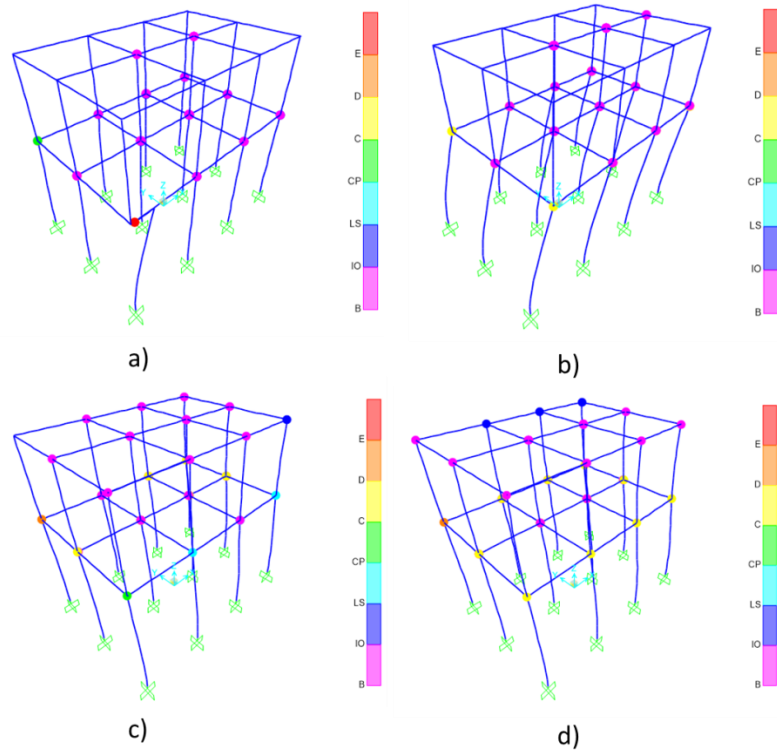
Estado de Daño	Descripción	$\theta$	$\beta$
$DS_1$	Leve	2.50	0.39
$DS_2$	Moderado	3.05	0.31
$DS_3$	Severo	3.63	0.29
$DS_4$	Colapso	4.14	0.30

Fuente: Elaboración propia

Por cada orientación se analizaron dos escenarios: el escenario propuesto por el CCH y el escenario propuesto por el FEMA 55. En la Figura 5-26 se muestra el estado de las rótulas plásticas considerando una profundidad de inundación de 4.0 m. La combinación  $F_i + F_s$  predomina en el CCH, este escenario considera el impacto de la ola sobre la fila de columnas más expuestas y el incremento de carga sobre el elemento con la condición más desfavorable. Así, esta condición permite analizar el efecto de la falla de un elemento y la redistribución de fuerzas en la estructura (sentido  $x$  Figura 5-26a y sentido  $y$  Figura 5-26b). En el FEMA 55 predomina la combinación  $F_d + F_i$  (sentido  $x$  Figura 5-26c y sentido  $y$  Figura 5-26d), esta combinación tiene como efecto condiciones de

carga mayores a las del CCH (ver Tabla 5-9) y al aumento de los cortantes en las uniones de la estructura.

Figura 5-26. Estado de rótulas plásticas  $h = 4.0 \text{ m}$ ; a) CCH dirección  $x$ , b) CCH dirección  $y$ , c) FEMA 55 dirección  $x$ , D) FEMA 55 dirección  $y$



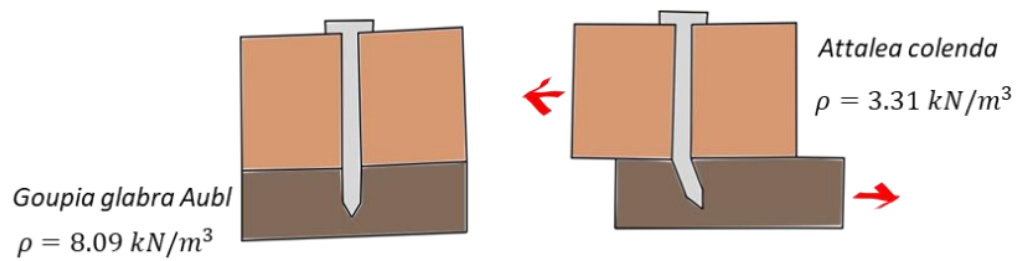
Fuente: Elaboración propia usando SAP 2000

Al alcanzar profundidades de inundación superiores a  $2 \text{ m}$  de altura, las conexiones empiezan a colapsar de forma frágil, esto se debe a que la fuerza hidrodinámica se aplica sobre todos los pilares de manera uniforme (carga lineal) y esto ocasiona el agotamiento simultáneo de las rótulas plásticas del primer nivel de la edificación.

Es necesario volver sobre los mecanismos de colapso identificados en la fase experimental. En las uniones solicitadas a momento flector (Figura 5-27), la extracción del clavo se realiza paralela a la aplicación de la carga: el clavo alcanza la fluencia y empieza a desplazarse a través del elemento de menor densidad (*Attalea colenda*). En las uniones sometidas a corte, el mecanismo de colapso consiste en la extracción perpendicular del clavo de la parte embebida en la madera de menor densidad (Figura

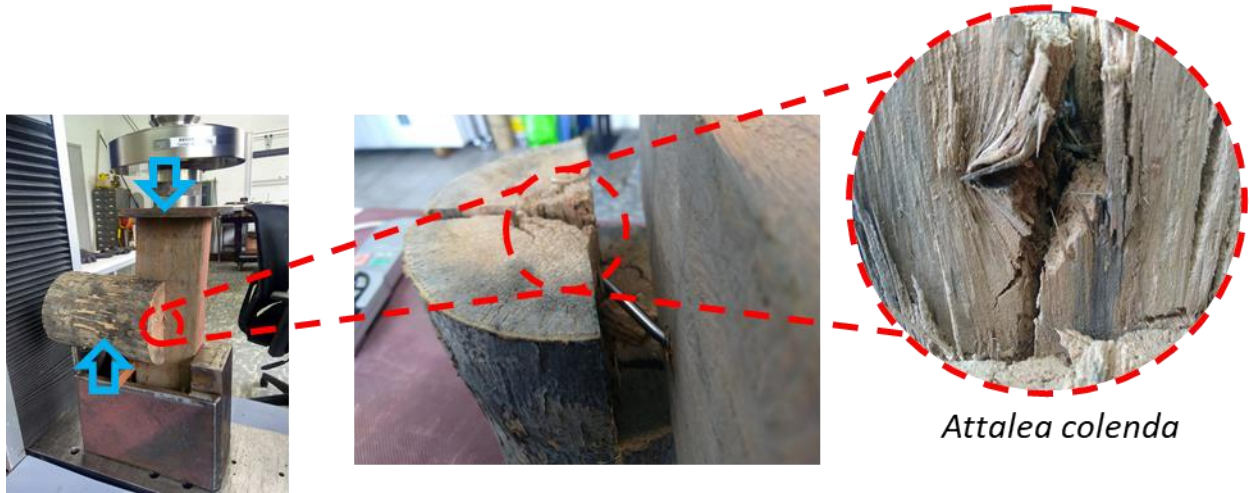
5-28). Para el caso del tsunami, fue posible observar que el colapso de la estructura está controlado por corte en las uniones y es posible afirmar que para profundidades de inundación superiores a 4.0 m esta condición de falla es predominante.

Figura 5-27. Mecanismo de colapso de la unión a momento



Fuente: Elaboración propia

Figura 5-28. Mecanismo de colapso de la unión a corte



Fuente: Elaboración propia

## 5.5. Resumen de parámetros

La Ecuación 5.6 y la Ecuación 5.7 muestran la formulación general de las curvas de fragilidad para el caso de sismo y para el caso de tsunami. En el caso del evento de sismo, el parámetro más común para indicar la Intensidad de Movimiento ( $IM$ ) es la Aceleración espectral ( $S_a$ ). Puesto que en la sección 5.3 se definió la curva de fragilidad en función del desplazamiento espectral ( $S_d$ ), se determinaron las aceleraciones espectrales correspondientes a cada estado de daño mediante el espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS). En el caso de tsunami, la medida de la Intensidad de Movimiento comúnmente utilizada es la profundidad de inundación ( $h$ ). Finalmente, en la Tabla 5-12 se muestra el resumen de los valores característicos de las curvas de fragilidad por estado de daño para los palafitos en San Andrés de Tumaco.

$$P(DS_i | IM = S_a [g]) = \Phi \left( \frac{\ln \left( \frac{S_a}{\theta} \right)}{\beta} \right) \quad (5.6)$$

$$P(DS_i | IM = h [m]) = \Phi \left( \frac{\ln \left( \frac{h}{\theta} \right)}{\beta} \right) \quad (5.7)$$



Tabla 5-12. Resumen curvas de fragilidad.

Estado de Daño	Descripción	Sismo (*)		Tsunami	
		$\theta$	$\beta$	$\theta$	$\beta$
DS1	Leve	0.08	0.15	2.50	0.39
DS2	Moderado	0.12	0.15	3.05	0.31
DS3	Severo	0.17	0.15	3.63	0.29
DS4	Colapso	0.34	0.15	4.14	0.30

Fuente: Elaboración propia

(\*) La máxima respuesta de la estructura y el ajuste de la curva de fragilidad fue obtenida para periodos cortos ( $T \rightarrow 0.55 s$ ) y un amortiguamiento del 5%.

## 5.6. Análisis comparativo de las curvas obtenidas

De acuerdo con la tipología estructural definida en la plataforma OpenQuake, los palafitos podrían considerarse estructuras tipo W (Estructuras de madera de tecnología desconocida) o W+WLI (Estructuras de madera con miembros ligeros y sistema de resistencia desconocido). En el catálogo de curvas de fragilidad disponibles en la plataforma, las estructuras que mayor similitud tienen con la tipología estructural de los palafitos fueron propuestas por Villar-Vega et al. (2017) con la categoría: UNK (*Unknown*). La clasificación utilizada por Villar-Vega y su equipo de trabajo está basada en otro estudio de Yepes-Estrada et al. (2017) que incluyó en esta categoría las estructuras de construcción informal a base de elementos de madera ligeros (principalmente).

Sobre los estudios base, Yepes-Estrada et al. (2017) mencionan que los periodos de vibración de esta tipología fueron determinados a partir de modelos estructurales de madera de un nivel, con altura de entrepiso de 2.4 m y derivas definidas a juicio de experto. Sobre los registros de movimiento del terreno utilizados, se menciona un catálogo de 360 espectros de respuesta obtenidos a partir de la base de datos del PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research*) teniendo en cuenta los siguientes criterios: profundidades entre 10 km y 60 km, magnitudes de momento sísmico ( $M_w$ ) entre 7 y 9 para distancias de epicentro largas ( $> 50 km$ ) y magnitudes de momento sísmico entre 5 y 7 para distancias de epicentro cortas ( $< 50 km$ ) (Villar-Vega et al., 2017).

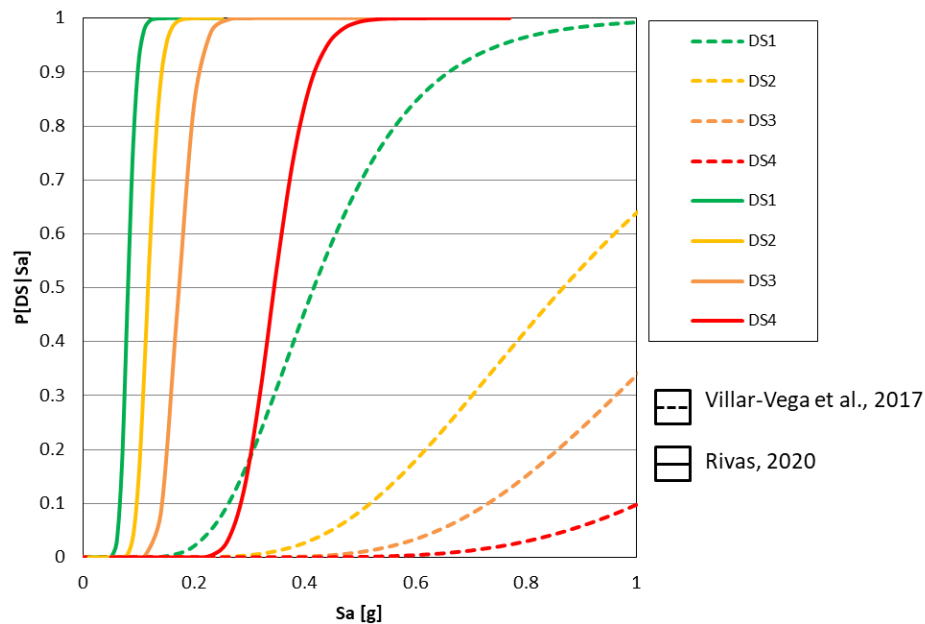
El ajuste de curvas de fragilidad se realizó considerando un amplio rango de periodos de vibración para determinar el mejor ajuste a la distribución de daño – siendo 0.3 s el periodo de máxima respuesta-. La forma de la ecuación seleccionada (Ecuación 5.8) corresponde a la propuesta de Yamaguchi y Yamazaki (2000), que se ha demostrado tiene gran versatilidad para ajustarse adecuadamente a diferentes tipologías estructurales (Nazri, 2018):

$$P(DS_i | IM = S_a [g]) = \Phi \left( \frac{\ln(S_a) - \lambda}{\zeta} \right) \quad (5.8)$$

donde,  $\Phi [-]$  es la distribución normal acumulativa,  $\lambda$  es la media del  $\ln(S_a)$ , y  $\zeta$  es la desviación estándar del  $\ln(S_a)$ . Adicionalmente, se especifica que para ajustar las curvas de fragilidad se utilizó el método de los mínimos cuadrados.

En la Figura 5-29 se muestra la comparación entre las curvas obtenidas en esta investigación (línea continua) y las curvas obtenidas en la investigación de Villar-Vega et al. (2017) (línea discontinua).

Figura 5-29. Comparación curvas de fragilidad: sismo.  $T=0.55$  s (Rivas, 2020),  $T=0.3$  s (Villar-Vega et al., 2017)



Fuente: Elaboración a partir de las curvas de Villar-Vega et al. (2017).

Al comparar los dos conjuntos de curvas, se puede observar que las capacidades obtenidas en el estudio de Villar-Vega et al. (2017) son mayores a las obtenidas en la presente investigación. Esta diferencia se debe a la conceptualización del modelo: si bien la categoría UNK guarda cierta semejanza con las prácticas constructivas de los palafitos, el estudio de Villar-Vega et al. (2017) no menciona consideraciones particulares sobre modelos de ductilidad o las propiedades de los materiales utilizados. La curva de capacidad reportada para la tipología UNK fue construida a criterio de expertos suponiendo que la deriva de fluencia es el 50% de la deriva última. Pese a que los Estados de Daño ( $DS_i$ ) fueron definidos de forma análoga a la guía Risk-UE, la diferencia de capacidades se explica en gran medida por la distancia que puede establecerse entre una metodología que define la capacidad de la estructura a juicio de expertos (Villar-Vega et al., 2017) y una basada en la capacidad inherente a la estructura y a sus componentes (metodología analítica).

En el caso de los palafitos de Tumaco sometidos a cargas de sismo, el mecanismo de colapso se genera por el agotamiento progresivo de las uniones hasta que se genera una inestabilidad y un colapso controlado por momento flector. Esto hace que los desplazamientos espectrales obtenidos sean mayores a los obtenidos por Villar-Vega et al. (2017), pero las aceleraciones espectrales sean menores.

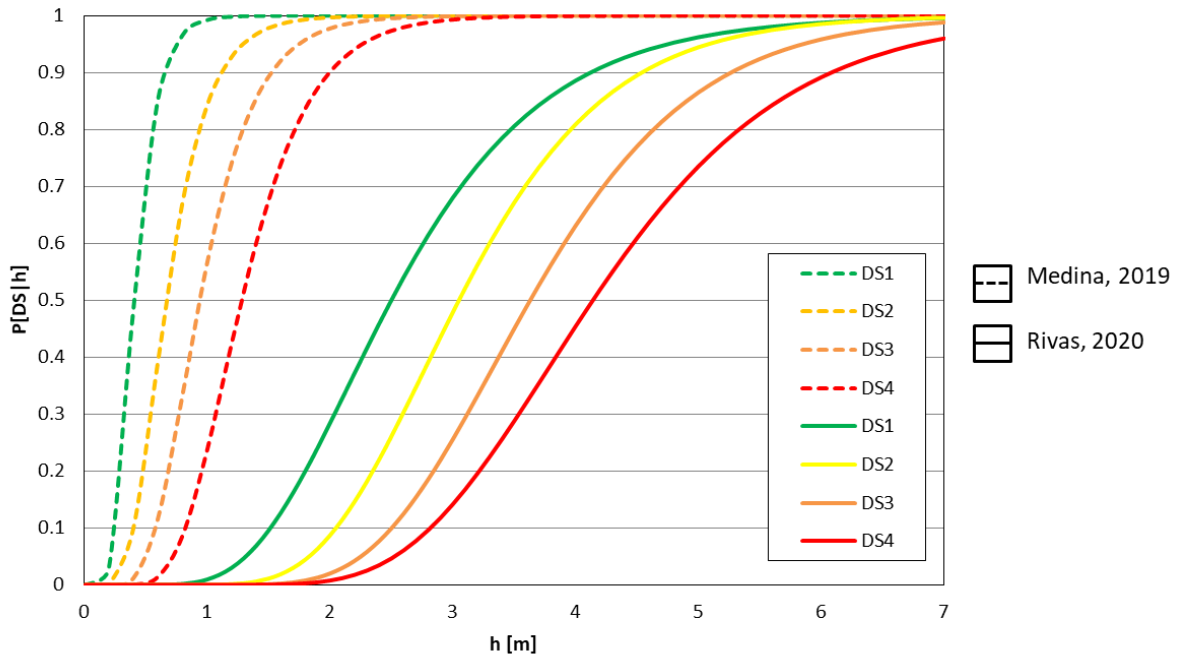
Por otro lado, las curvas de fragilidad para tsunami fueron comparadas con la investigación de Medina (2019), quien definió la edificación tipo bajo la denominación M-PL (madera-Palafito) y cuya equivalencia en la clasificación Hazus corresponde a Wood, Light Frame (W1). A diferencia de la ecuación utilizada por Villar-Vega et al. (2017) y la utilizada en esta investigación, Medina (2019) ajustó sus resultados a una función probabilística log-normal del error complementario de Gauss (Ecuación 5.9):

$$P(DS_i | IM = h [m]) = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left( \frac{-\ln(h) - \zeta_m}{\zeta \sqrt{2}} \right) \quad (5.9)$$

donde,  $\zeta_m$  es la media log-normal de las profundidades de inundación obtenidas ( $h$ ) como parámetro de intensidad del movimiento,  $\zeta$  es la desviación estándar de las profundidades de inundación obtenidas y  $\operatorname{erfc}$  es el error complementario de Gauss. Adicionalmente, la regresión no lineal de los datos fue realizada mediante el método Levenberg-Marquardt.

En la Figura 5-30 se muestra la comparación entre las curvas obtenidas en esta investigación (línea continua) y las curvas obtenidas en la investigación de Medina (2019) (línea discontinua).

Figura 5-30. Comparación curvas de fragilidad: tsunami



Fuente: Elaboración a partir de las curvas de Medina (2019).

Sobre la investigación de Medina se han anotado varios aspectos a lo largo del documento. A continuación se retoman los más importantes: configuraciones en planta con una relación largo/ancho cercana a 1, separación entre pilares de 2.5 m a 3.0 m, diafragma flexible y con riostras paralelas a los pórticos (Medina, 2019). Adicionalmente, se consideró un modelo con paneles de madera (Ekwueme et al., 2000) y conexiones de cero longitud cuyas propiedades fueron tomadas del trabajo de Schiro et al (2018): cortante máximo 38.91  $kN$ , y un deslizamiento de 20  $mm$ , siendo parámetros razonables en ausencia de ensayos más detallados sobre la uniones y los materiales.

Al comparar los dos conjuntos de curvas, se observa que los parámetros de Schiro et al (2018) conducen a un comportamiento global frágil de la estructura. Para profundidades de inundación mayores a 2.0  $m$ , los resultados del modelo de Medina muestran que las estructuras palafíticas se encontrarían en su mayoría en estado de colapso ( $P[DS_4|h] >$

0.9), mientras que para el modelo desarrollado en esta investigación la probabilidad de exceder el estado de daño de colapso se encontraría por debajo de 0.1 ( $P[DS_4|h] < 0.1$ ) para una profundidad de inundación de 2 m.

El desarrollo del modelo multilineal para representar el comportamiento inelástico permitió considerar un modelo de mayor capacidad global que el obtenido por Medina (2019). No obstante, en este punto, es necesario volver sobre las consideraciones de carga para eventos de tsunami: las expresiones del ASCE-7 no consideran cargas de sismo y tsunami en una misma combinación ya que no son eventos simultáneos. En eventos de tsunami generados por sismo (como el tsunami de 1906 o el de 1979), es posible generar un escenario que tome como punto de partida el caso de carga gravitacional, considere el daño ocasionado por el evento de sismo y posteriormente, tome como punto de partida el análisis por sismo acumulando el desplazamiento inelástico como medida del daño en la estructura para volverla a analizar para el caso de tsunami. Al no considerar los daños ocasionados por el sismo, las curvas de fragilidad obtenidas para eventos independientes tienen a ser más conservadoras.

Finalmente, dado que las curvas obtenidas en esta investigación para eventos sísmicos son altamente frágiles, se hace necesario proponer modelos experimentales de viviendas palafíticas que incluyan los panales, someterlos a cargas laterales y poder determinar los estados de daño siguiendo las metodologías empíricas (Nazri, 2018). Este tipo de aproximación puede brindar mayor información sobre el colapso de la estructura y las máximas derivas alcanzadas en función del daño. Es posible que un modelo con estas características permita refinar los resultados de esta investigación.



## 6. Conclusiones y recomendaciones

### 6.1 Conclusiones

En el desarrollo de esta investigación se adelantó un objetivo doble. En primer lugar, evaluar la vulnerabilidad de las viviendas de madera en San Andrés de Tumaco ante cargas de sismo y tsunami. Pero al mismo tiempo, hacer una puesta en valor de las edificaciones palafíticas: tomar como objeto de estudio un tipo de edificación poco caracterizada desde el punto de vista estructural y convertirla en un asunto de interés de la ingeniería estructural.

Las maderas utilizadas para la construcción de las estructuras palafíticas combinan una madera de baja densidad ( $0.34 \text{ g/cm}^3$  *Attalea colenda* –Palma-) con una madera de alta densidad ( $0.82 \text{ g/cm}^3$  *Goupia glabra* –Chaquiro-). A partir de la visita de campo, es posible concluir que contrario a lo que se referencia sobre el uso del Mangle para la construcción de los pilares, en el caso de San Andrés de Tumaco predomina el uso de monocotiledóneas como la especie *Attalea colenda* (Palma). De igual forma, las caracterizaciones disponibles en la literatura, en muchos casos suponen la utilización de pilares continuos hasta el nivel superior (cubierta). En la visita de campo, fue posible observar que los elementos de la especie *Attalea colenda* se seleccionan para lograr una altura hasta el punto de máxima marea (hasta el entrepiso). A partir de este punto, los elementos verticales continúan con elementos de *Goupia glabra* (Chaquiro) ubicados en los extremos de paneles de madera para aportarles estabilidad.

El comportamiento de la unión típica se caracteriza por la fluencia del clavo y su extracción por la madera menos densa. Mediante ensayos de laboratorio, fue posible constatar que, luego de alcanzar la carga en el límite de proporcionalidad, la unión desarrolla una ductilidad limitada a la fluencia del clavo. Este comportamiento permitió determinar experimentalmente las propiedades inelásticas de las maderas y definir un

modelo de rótula plástica para la unión estudiada. Desde el punto de vista estructural, las uniones utilizadas en San Andrés de Tumaco poseen una moderada capacidad de rotación ( $0.15 \text{ RAD}$ ). Esta propiedad le confiere una capacidad para disipar energía en el rango inelástico ante eventos de sismo y tsunami. Sin embargo, es posible que antes de alcanzar las rotaciones máximas en las uniones solicitadas a momento flector, el mecanismo de colapso sea controlado por corte.

Una vez caracterizados los materiales y la unión, se estudió la respuesta global de la estructura ante cargas de sismo y tsunami. Las curvas de fragilidad obtenidas indican que para profundidades de inundación superiores a  $4.0 \text{ m}$  la probabilidad de exceder un estado de daño de colapso es cercana al 50%. Para aceleraciones espectrales superiores a  $0.25g$ , la probabilidad de exceder un estado de daño de colapso es del 80%. Por lo tanto, si se considera un escenario de tsunami originado por un sismo -como el tsunami de 1906 o el de 1979-, las curvas de fragilidad obtenidas deben ser utilizadas teniendo en cuenta que se encuentran limitadas a eventos independientes.

El análisis de la variabilidad de las propiedades mecánicas permite afirmar que las incertidumbres que más afectan la capacidad global de la estructura son: el módulo de elasticidad de los pilares y los valores de momento y rotación que alcanzan las uniones. No incluir esta variabilidad (que es propia de los materiales naturales), podría conducir a curvas de fragilidad que únicamente consideren la incertidumbre asociada a la determinación de la amenaza y no propiamente a la estructura y sus componentes.

De acuerdo con el manual técnico del modelo Hazus, la deriva típica utilizada para definir los valores medios de daño estructural en estructuras de madera pre-código son: leve  $0.003 \text{ m/m}$ , moderado  $0.008 \text{ m/m}$ , extensivo  $0.025 \text{ m/m}$  y completo  $0.060 \text{ m/m}$  (Hazus, 2012). No obstante, utilizando la caracterización mecánica de los materiales y de las uniones, fue posible obtener derivas de dos veces al valor indicado en el modelo Hazus.

Debido a que las fuerzas inducidas por el tsunami se determinan a partir del área de los elementos expuestos, una vivienda palafítica que en condición de marea alta tenga una altura libre de al menos  $2.0 \text{ m}$  en un escenario de inundación como el presentado por la Sánchez et al (2013) tiene una probabilidad de exceder el estado de daño de leve en un



88%, 79% de probabilidad para el estado de daño moderado, 60% para el estado de daño severo, y 42% para colapso.

Pese a que el objetivo general de esta investigación se limitó a evaluar la vulnerabilidad física de las viviendas palafíticas en San Andrés de Tumaco (en términos de la fragilidad estructural), no se pueden desconocer factores adicionales que son determinantes en las condiciones materiales de las viviendas. Por ejemplo, si se comparan estudios arquitectónicos en otras zonas del Pacífico como el de Mosquera (2020), es posible encontrar diferencias sustanciales en cuanto a uso de número de clavos en las uniones y dobles pilares. Esto se debe a que en la tipología de vivienda se hacen visibles las dificultades alrededor del acceso a recursos y su disponibilidad en la zona de estudio.

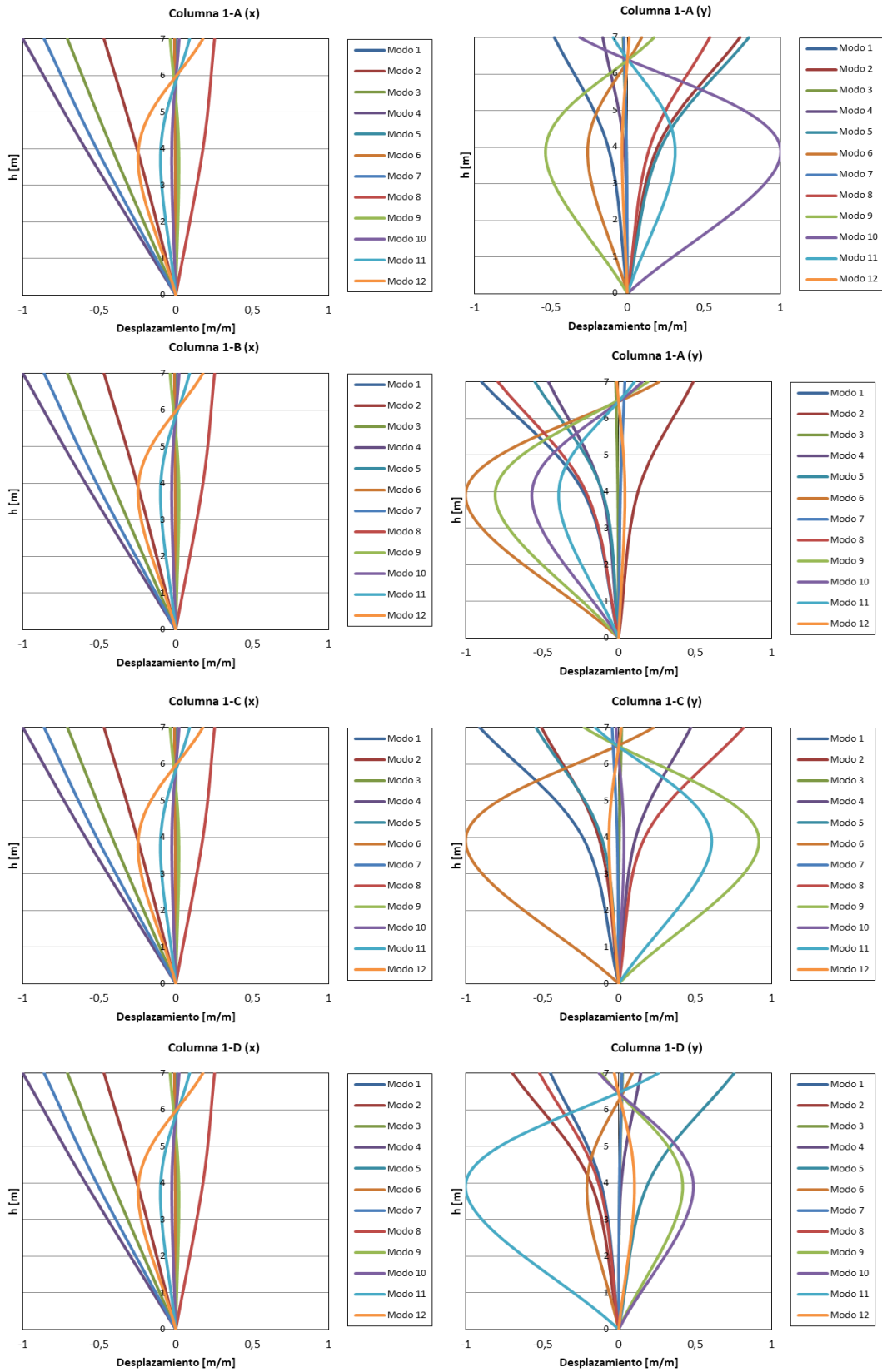
## 6.2 Recomendaciones

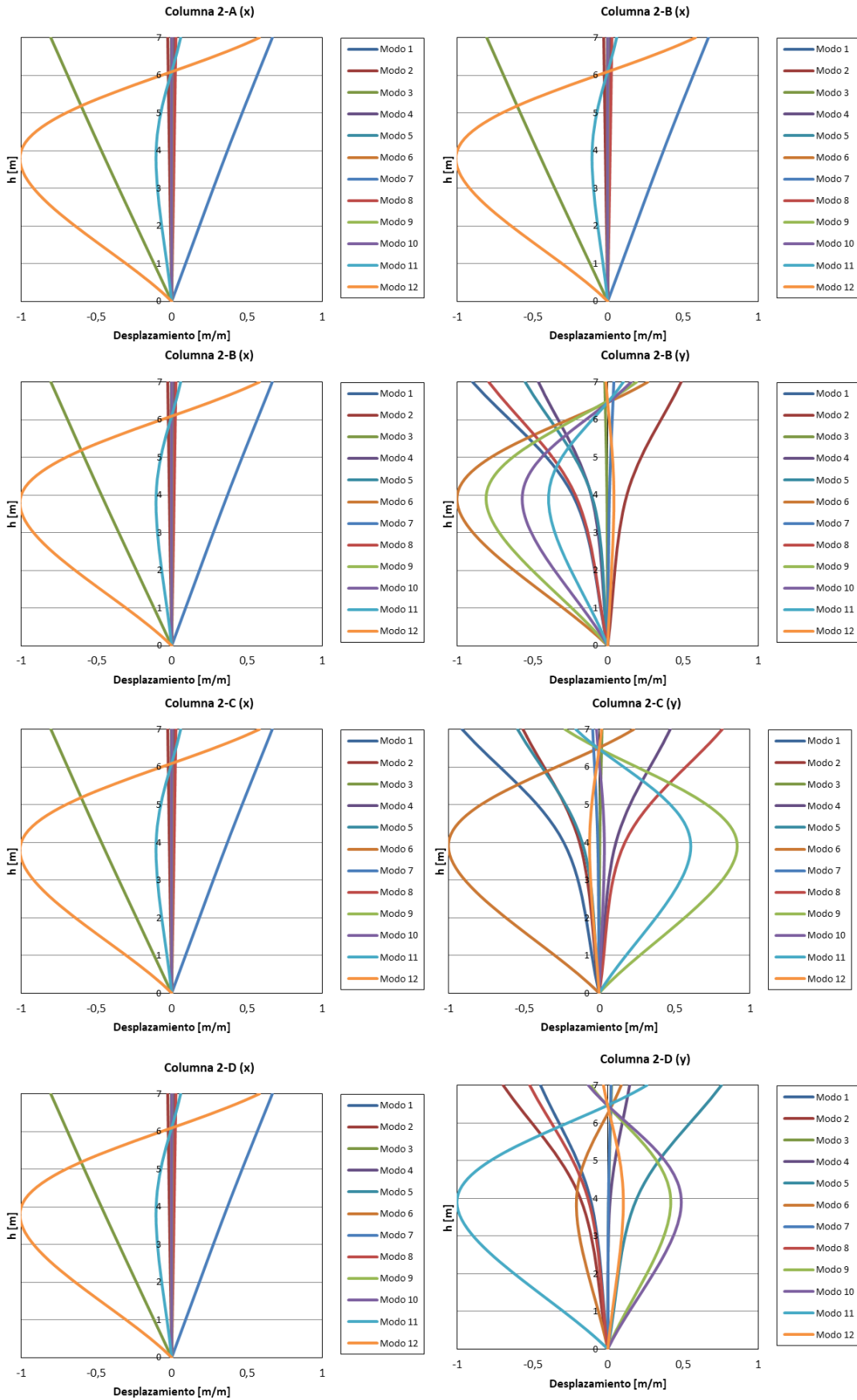
Dado el alcance de la investigación, no fue posible incluir otras variables que se consideran necesarias para la evaluación de la vulnerabilidad de las estructuras palafíticas ubicadas en San Andrés de Tumaco. A continuación, se listan algunos nuevos caminos de investigación:

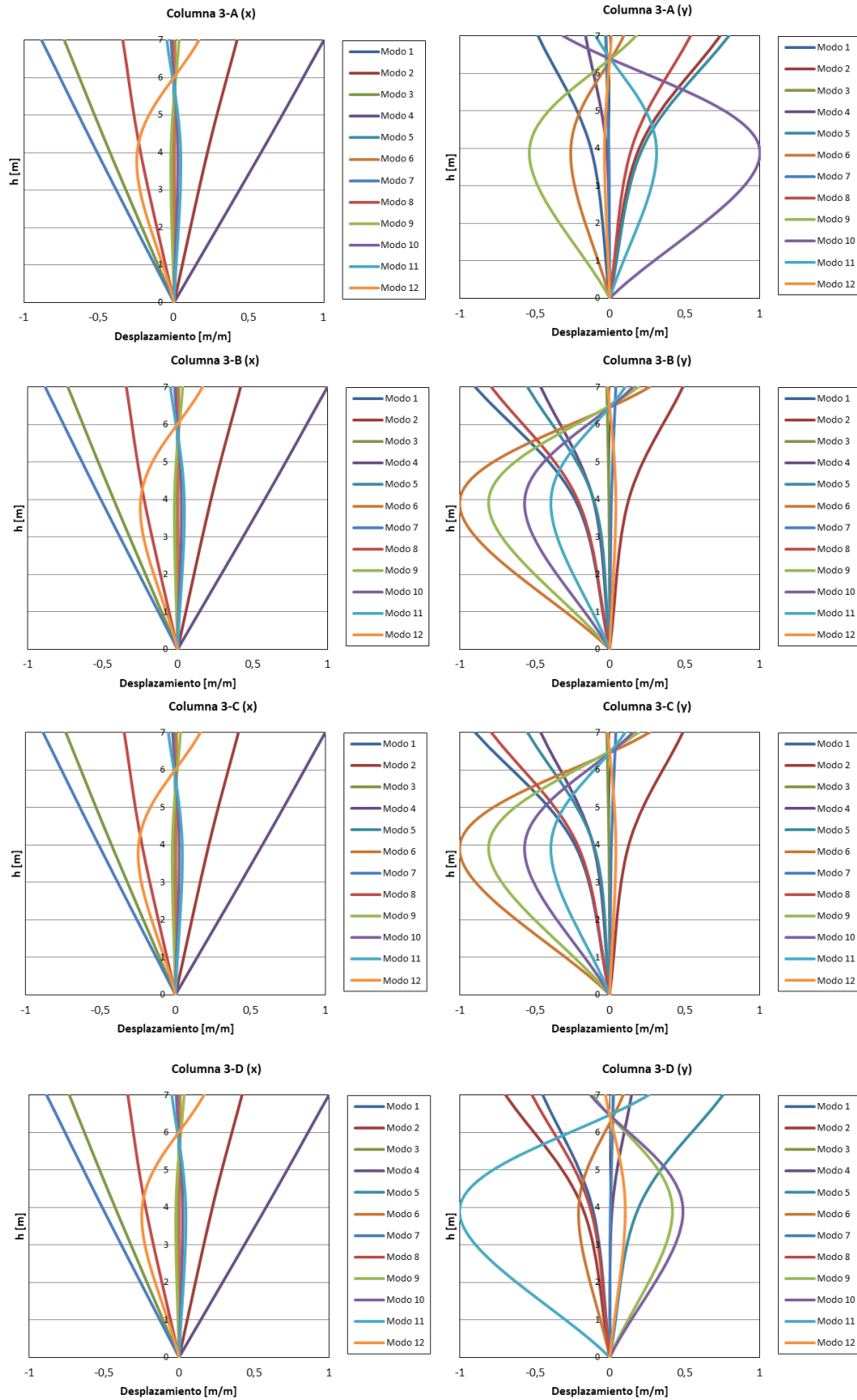
- Incluir efectos de socavación y licuación del suelo.
- Considerar diferentes tipos de arriostramientos que puedan aumentar la capacidad de la estructura.
- Considerar más maderas de en la zona como el Amargo, Chanul, Nato, Caimitillo y Sajo.
- Considerar escenarios con regímenes de marea.
- Estudiar mecánicamente los paneles para incluir su respuesta en el modelo estructural.
- Este estudio utilizó como base el Análisis Estático No lineal para la obtención de las curvas de fragilidad. La tendencia actual es utilizar bases de datos como las disponibles en el PEER para realizar Análisis Incremental Dinámico.
- La mayor limitación de considerar eventos independientes es que tienden a sobrestimar la capacidad de las estructuras. Es posible obtener curvas de fragilidad que consideren el desplazamiento espectral acumulado para eventos múltiples (por ejemplo sismo y tsunami) como medida del daño.

- Es necesario aumentar el número de simulaciones para determinar un tamaño de muestra en el cual, incrementos en el número de simulaciones mantengan el error teórico en un valor mínimo.
- Es posible que una caracterización de la unión sometida a corte mediante ensayos cíclicos brinde un modelo más completo de su comportamiento.
- Para el análisis estructural se adoptó un valor de referencia para la relación de Poisson en ambas especies de madera. Por esta razón, no se incluyó como parámetro para evaluar la variabilidad de las curvas de fragilidad. Considerar la variación de la relación de Poisson, especialmente en especies con anisotropía radial (como *Attalea colenda*), puede dar información adicional sobre el efecto de las propiedades mecánicas sobre la capacidad global de la estructura.

## **A. Anexo: Formas modales de vibración**













## **B. Anexo: Memoria de cálculo fuerzas de tsunami**

A manera de ejemplo y siguiendo el esquema de comparación de Nistor et al (2009), se presenta la memoria de cálculo para las fuerzas de tsunami en dirección  $x$  a una profundidad de inundación de 1.0 m utilizando los requisitos del FEMA 55 y CCH. Un procedimiento análogo se realizó para obtener las fuerzas de tsunami hasta llegar a una profundidad de inundación de 4.0 m, utilizando las combinaciones propuestas por Nouri et al. (2007) para columnas:  $F_s + F_i$  o  $F_d + F_i$ .

### CCH

#### Fuerza dinámica $F_d$

$$F_d = \frac{1}{2} \rho \cdot C_D \cdot A \cdot u^2$$

$$\rho = 1128 \frac{kg}{m^3}$$

$$C_D = 1.2$$

$$A \approx \#_{col} \cdot \phi_{col} \cdot h = 12(0.19 m)(1.0 m) = 2.28 m^2$$

(\*) Considerando el área expuesta como el diámetro por la altura del pilar.

$$u = h = 1.0 m/s$$

$$F_d = \frac{1}{2} \left( 1128 \frac{kg}{m^3} \right) (1.2) (2.28 m^2) (1.0 m/s)^2$$

$$F_d = 1.5 kN$$

#### Fuerza de oleaje $F_s$

$$F_s = 4.5 \cdot \rho \cdot g \cdot h^2 \cdot Ancho$$

$$F_s = 4.5 \left( 1128 \frac{kg}{m^3} \right) (9.81 m/s^2) (1.0 m)^2 \cdot (0.19 m \cdot 3)$$

$$F_s = 28.38 kN$$

#### Fuerza de impacto de escombros $F_i$

$$F_i = m \frac{\Delta u_i}{\Delta t}$$

$$\Delta u_i \approx u_i = 1.0 \text{ m/s}$$

$$\Delta t = 0.5 \text{ s}$$

$$m = 455 \text{ kg}$$

$$F_i = \frac{(455 \text{ kg})(1.0 \text{ m/s})}{0.5 \text{ s}}$$

$$F_i = 0.91 \text{ kN}$$

### FEMA 55

#### Fuerza dinámica $F_d$

$$F_d = \frac{1}{2} \rho \cdot C_D \cdot A \cdot u^2$$

$$\rho = 1128 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$C_D = 1.2$$

$$A \approx \#_{col} \cdot \Phi_{col} \cdot h = 12(0.19 \text{ m})(1.0 \text{ m}) = 2.28 \text{ m}^2$$

$$u = 2\sqrt{gh} = 2\sqrt{\left(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right)(1.0 \text{ m})} = 6.26 \text{ m/s}$$

$$F_d = \frac{1}{2} \left(1128 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) (1.2)(2.28 \text{ m}^2)(6.26 \text{ m/s})^2$$

$$F_d = 60.47 \text{ kN}$$

#### Fuerza de oleaje $F_s$

(\*)No aplica para el FEMA 55

#### Fuerza de impacto de escombros $F_i$

$$F_i = m \frac{\Delta u_i}{\Delta t}$$

$$\Delta u_i \approx u_i = 6.26 \text{ m/s}$$

$$\Delta t = 0.5 \text{ s}$$

$$m = 455 \text{ kg}$$

$$F_i = \frac{(455 \text{ kg})(6.26 \text{ m/s})}{0.5 \text{ s}}$$

$$F_i = 5.70 \text{ kN}$$

**Nota:** en la sección 2.5 del Marco Teórico se presenta una breve descripción de cada fuerza y sus componentes.

En la Tabla 6-1 se muestran las fuerzas obtenidas hasta una profundidad de inundación de 4.0 m, y en la Tabla 6-2 la fuerza de tsunami total obtenida ( $F_{TSU}$ ).

Tabla 6-1. Fuerzas inducidas por tsunami dirección x. Memoria de cálculo

	$h$	$u$	$F_s$	$F_d$	$F_i$		$u$	$F_d$	$F_i$
	[m]	[m/s]	[kN]	[kN]	[kN]		[m/s]	[kN]	[kN]
	0.2	0.2	1.1	0.0	0.9		2.8	2.4	2.5
	0.4	0.4	4.5	0.1	1.8		4.0	9.7	3.6
	0.6	0.6	10.2	0.3	2.7		4.8	21.8	4.4
	0.8	0.8	18.1	0.8	3.6		5.6	38.7	5.1
	1.0	1.0	28.4	1.5	4.6		6.3	60.5	5.7
	1.2	1.2	40.8	2.7	5.5		6.9	87.1	6.2
	1.4	1.4	55.6	4.2	6.4		7.4	118.6	6.7
	1.6	1.6	72.6	6.3	7.3		7.9	154.9	7.2
	1.8	1.8	91.9	9.0	8.2		8.4	196.0	7.6
CCH	2.0	2.0	113.4	12.3	9.1	FEMA 55	8.9	242.0	8.1
	2.2	2.2	137.2	16.4	10.0		9.3	292.8	8.5
	2.4	2.4	163.3	21.3	10.9		9.7	348.4	8.8
	2.6	2.6	191.7	27.1	11.8		10.1	408.9	9.2
	2.8	2.8	222.3	33.9	12.7		10.5	474.2	9.5
	3.0	3.0	255.2	41.7	13.7		10.8	544.4	9.9
	3.2	3.2	290.4	50.6	14.6		11.2	619.4	10.2
	3.4	3.4	327.8	60.7	15.5		11.5	699.3	10.5
	3.6	3.6	367.5	72.0	16.4		11.9	783.9	10.8
	3.8	3.8	409.4	84.7	17.3		12.2	873.5	11.1
	4.0	4.0	453.7	98.8	18.2		12.5	967.8	11.4

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6-2. Fuerza de tsunami a partir de las combinaciones de Nouri et al. (2007).

$h$ [m]	CCH			FEMA 55		
	$F_s + F_i$ [kN]	$F_d + F_i$ [kN]	$F_{TSU}$ [kN]	$F_s + F_i$ [kN]	$F_d + F_i$ [kN]	$F_{TSU}$ [kN]
0.2	2.0	0.9	2.0	N.A.	5.0	5.0
0.4	6.4	1.9	6.4	N.A.	13.3	13.3
0.6	12.9	3.1	12.9	N.A.	26.2	26.2
0.8	21.8	4.4	21.8	N.A.	43.8	43.8
1.0	32.9	6.1	32.9	N.A.	66.2	66.2
1.2	46.3	8.1	46.3	N.A.	93.3	93.3
1.4	61.9	10.6	61.9	N.A.	125.3	125.3
1.6	79.9	13.6	79.9	N.A.	162.1	162.1
1.8	100.1	17.2	100.1	N.A.	203.6	203.6
2.0	122.5	21.4	122.5	N.A.	250.0	250.0
2.2	147.2	26.4	147.2	N.A.	301.2	301.2
2.4	174.2	32.3	174.2	N.A.	357.2	357.2
2.6	203.5	39.0	203.5	N.A.	418.1	418.1
2.8	235.0	46.6	235.0	N.A.	483.8	483.8
3.0	268.8	55.3	268.8	N.A.	554.3	554.3
3.2	304.9	65.1	304.9	N.A.	629.6	629.6
3.4	343.2	76.1	343.2	N.A.	709.8	709.8
3.6	383.9	88.4	383.9	N.A.	794.8	794.8
3.8	426.7	102.0	426.7	N.A.	884.6	884.6
4.0	471.9	117.0	471.9	N.A.	979.2	979.2

Fuente: Elaboración propia

## C. Anexo: Producción académica

### ANALYTICAL FRAGILITY ASSESSMENT OF STRUCTURES SUBJECTED TO EARTHQUAKE AND TSUNAMI LOADS: A CASE STUDY ON THE COLOMBIAN PACIFIC COAST

Miguel RIVAS<sup>1\*</sup>, Patricia LUNA<sup>2</sup>, Juan LIZARAZO-MARRIAGA<sup>3</sup>

<sup>1</sup> MSc. Student, Universidad Nacional de Colombia, Engineering Faculty, Bogotá, Colombia

<sup>2</sup> PhD. Student, Prof., Universidad Nacional de Colombia, Engineering Faculty, Bogotá, Colombia

<sup>3</sup> PhD. Prof., Universidad Nacional de Colombia, Engineering Faculty, Bogotá, Colombia

Received: 23/01/2019

Accepted: 7/02/2019

#### ABSTRACT

This paper presents a procedure for the fragility assessment of structures subjected to earthquake and tsunami loads, by using the inelastic displacement accumulation as a measure of damage. The proposed methodology considers a non-linear static analysis (pushover) for the earthquake case, and a non-linear static load for the tsunami case, taking as a starting point the final condition of the structure after the occurrence of an earthquake. However, since the impulse force is the critical component of the tsunami load, a simplified approach in terms of the flow depth is used to estimate the total tsunami load. By combining the earthquake effect with the tsunami hazard, a function relating the earthquake spectral acceleration, the tsunami flow depth and the lateral drift is obtained. Finally, a case study of the typical timber structures located in the municipality of San Andrés de Tumaco, at the Colombian Pacific Coast, is analyzed in order to assess the proposed methodology. The fragility curves obtained allows to determine a new approach to the Multi-hazard risk assessment in areas prone to the occurrence of earthquakes and tsunamis.

Keywords: Structural Fragility, Multi-hazard risk assessment, Earthquake, Tsunami, Analytical fragility curves.

---

---

\* Corresponding author:  
miarivasta@unal.edu.co







## 7. Bibliografía

- Agier, M., Álvarez, M., Hoffmann, O., & Restrepo, E. (1999). *Tumaco. Haciendo ciudad* (Primera ed). Universidad del Valle, Instituto Colombiano de Antropología.
- ASCE7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- ASTM C469. Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression1, 1 (2014).
- ASTM D143: Standard Test Methods for Small Clear Specimens of Timber, 1 (2014). <https://doi.org/10.1520/D0143-09.2>
- ATC. (1996). *ATC 40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Volume I* (Report No.). Applied Technology Council.
- Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579–599. <https://doi.org/10.1193/021113EQS025M>
- Bandara, K. M. K., & Dias, W. P. S. (2012). Tsunami wave loading on buildings: A simplified approach. *Journal of the National Science Foundation of Sri Lanka*, 40(3), 211–219. <https://doi.org/10.4038/jnsfsr.v40i3.4695>
- Calvi, G. M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J. J., & Crowley, H. (2006). Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 43(472), 75–104.
- Caro, C. (2010). Estructuras Tsunami-Resistentes. *Revista BIT*, 29(6).
- CCCP. (1998). *Situación de riesgo zona costera de San Andrés de Tumaco* (D. G. Marítima (ed.)). Armada Nacional.
- Charvet, I., & Sugawara, A. S. H. K. D. (2015). A multivariate generalized linear tsunami fragility model for Kesennuma City based on maximum flow depths , velocities and debris impact , with evaluation of predictive. *Natural Hazards*, 79(3), 2073–2099. <https://doi.org/10.1007/s11069-015-1947-8>

- Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras* (4th ed.). Pearson.
- Clemente, S. (2006). Milagro eucarístico de Tumaco. *Edizioni San Clemente*, 1.
- Delgado Agudelo, M. A. (2013). Maderas de Colombia. *WWF-Colombia - Programa Subregional Amazonas Norte & Chocó Darién*, 88.  
[http://d2ouvy59p0dg6k.cloudfront.net/downloads/maderas\\_de\\_colombia\\_15\\_version\\_aprobada.pdf](http://d2ouvy59p0dg6k.cloudfront.net/downloads/maderas_de_colombia_15_version_aprobada.pdf)
- Dias, P., Fernando, L., Wathurapatha, S., & Silva, Y. de. (2005). Structural resistance against sliding, overturning and scouring caused by tsunamis. *International Symposium Disaster Reduction on Coasts Scientific-Sustainable-Holistic-Accessible*.
- DIMAR. (2003). *Aportes al entendimiento de la Bahía de Tumaco. Entorno Oceanográfico, costero y de riesgos*. (Centro Control Contaminación del Pacífico (ed.)). Editorial Sepia Ltda.
- DNP. (2016). *Lineamientos para la Construcción de Vivienda Palafítica*. Departamento Nacional de Planeación.
- Ekwueme, C., & Hart, G. (2000). Non-Linear Analysis of Light-Framed Wood Buildings. *Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No.*, 1–8.
- Ellingwood, B. R., Rosowsky, D. V., Li, Y., & Kim, J. H. (2004). Fragility assessment of light-frame wood construction subjected to wind and earthquake hazards. *Journal of Structural Engineering*, 130(12), 1921–1930. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:12\(1921\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:12(1921))
- Espinosa Baquero, A. (2003). La sismicidad histórica en Colombia. *Revista Geografica Venezolana*, 44(2), 271–283.
- FEMA. (2003). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Earthquake Model. Hazus. MR4. Technical Manual*. Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2011). Coastal Construction Manual. *Fema P-55, II*(August), 400.
- FEMA. (2017). *Hazus Tsunami Model Technical Guidance*. November.
- FEMAP646. (2008). Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis. *Solutions to Coastal Disasters 2008, June*, 72–81.  
[https://doi.org/10.1061/40978\(313\)7](https://doi.org/10.1061/40978(313)7)
- González, A. (2014). La historia no contada del primer código de construcción en Colombia - 30 años. *Revista de Ingeniería*, 40, 82–84. <https://doi.org/98421887>

- Green, D. W., Winandy, J. E., & Kretschmann, D. E. (1999). Mechanical properties of wood. In *Wood handbook—Wood as an engineering material* (Forest Pro). Madison. <https://doi.org/10.1126/science.46.1195.516-a>
- Herd, D. G., Youd, T. L., Meyer, H., C, J. L., Person, W. J., & Mendoza, C. (1981). The great tumaco, Colombia earthquake of 12 december 1979. *Science (New York, N.Y.)*, 211(4481), 441–445. <https://doi.org/10.1126/science.211.4481.441>
- International Code Council. (2012). *International Building Code*. <https://archive.org/details/gov.law.icc.ibc.2012>
- Jensen Gómez, J. (2014). *Vivienda en hábitats lacustres* [Universidad Nacional de Colombia]. <http://www.bdigital.unal.edu.co/45789/>
- Kameshwar, S., & Padgett, J. E. (2014). Multi-hazard risk assessment of highway bridges subjected to earthquake and hurricane hazards. *ENGINEERING STRUCTURES*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.05.016>
- Kaynia, A. M. (2013). Guidelines for deriving seismic fragility functions of elements at risk: Buildings, lifelines, transportation networks and critical facilities, SYNER-G Reference Report 4. In *JRC Scientific and Policy Reports*. <https://doi.org/10.2788/19605>
- Koshimura, S., Namegaya, Y., & Yanagisawa, H. (2009). Tsunami Fragility — A New Measure to Identify Tsunami Damage —. *Journal of Disaster Research*, 4(6), 479–488. <https://doi.org/10.20965/jdr.2009.p0479>
- Medina, S. (2019). *Zonificación de la vulnerabilidad física para edificaciones típicas en San Andrés de Tumaco, Costa Pacífica Colombiana*. Universidad Nacional de Colombia.
- Mosquera-Torres, G. (2010). *Vivienda y Arquitectura Tradicional en el Pacífico Colombiano: Patrimonio Cultural Afrodescendiente. Catalogación de tipologías arquitectónicas y urbanísticas propias de la región Pacífica colombiana*. 200. <http://www.hchr.org.co/afrodescendientes/media/LibroAecid.pdf>
- Mosquera, J. (2020). *Valoración y propuesta tecnológica de la construcción palafítica en el Pacífico colombiano*. Universidad Nacional de Colombia.
- Muhammad, A., Goda, K., Alexander, N. A., Kongko, W., & Muhari, A. (2017). Tsunami evacuation plans for future megathrust earthquakes in Padang, Indonesia, considering stochastic earthquake scenarios. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 17(12), 2245–2270. <https://doi.org/10.5194/nhess-17-2245-2017>

- Muntasir Billah, A. H. M., & Shahria Alam, M. (2014). Seismic fragility assessment of highway bridges: a state-of-the-art review. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(6), 804–832. <https://doi.org/10.1080/15732479.2014.912243>
- Nazri, M. (2018). Fragility Curves. In *Seismic Fragility Assessment for Buildings due to Earthquake Excitation* (pp. 3–30). Springer Singapore. [https://doi.org/10.1007/978-981-10-7125-6\\_2](https://doi.org/10.1007/978-981-10-7125-6_2)
- Nistor, I., Palermo, D., Nouri, Y., Murty, T., & Saatcioglu, M. (2009). Tsunami-Induced Forces on Structures. *Handbook of Coastal and Ocean Engineering*, 261–286. [https://doi.org/doi:10.1142/9789812819307\\_0011](https://doi.org/doi:10.1142/9789812819307_0011)
- Nouri, Y., Nistor, I., Palermo, D., & Saatcioglu, M. (2007). Tsunami-induced hydrodynamic and debris flow forces on structural elements. *Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering*, 1–10.
- Okada, T., Sugano, T., & T, I. (2004). Structural design method of buildings for tsunami resistance. *The Building Letter*, 11, 1–8.
- Osorio, C. (2016). *La vivienda palafítica del pacífico- Expresión y persistencia de una forma de ver el mundo*. Banco de la República de Colombia.
- PADT-REFORT. (2000). *Manual de diseño para maderas del grupo andino*. Junta del Acuerdo de Cartagena.
- Parra, E. (2001, July 29). MAREMOTO ACECHA A TUMACO. *El Tiempo*, 1. <https://www.eltiempo.com/archivo/documento/MAM-450477>
- Porter, K., Kennedy, R., & Bachman, R. (2007). Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, 23(2), 471–489. <https://doi.org/10.1193/1.2720892>
- Quinceno, A., & Ortiz, Y. M. (2001). Evaluacion del impacto de tsunamis en el litoral Pacifico Colombiano. Parte I (Region de Tumaco). *Boletín Científico CCCP*, 8, 5–14.
- RILEM. (1994). *RILEM Technical Committees Commissions Techniques de la RILEM 109-TSA: Behavior of Timber Structures under Seismic Actions. Timber structures in seismic regions*.
- Rosowsky, D. V., & Ellingwood, B. R. (2002). Performance-based engineering of wood frame housing: Fragility analysis methodology. *Journal of Structural Engineering*, 128(1), 32–38. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:1\(32\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:1(32))
- Rudolph, E., & Szirtes, S. (1911). El Terremoto Colombiano del 31 de enero de 1906.

- Traducción: Hansjürgen Meyer, Alba de Cárdenas. *Gerlands Beitrage Zur Geophysik*, XI(1), 1–34.
- Salazar, J. (2011). *Maderas colombianas: propiedades y criterios de diseño*. Universidad Nacional de Colombia.
- Sánchez Escobar, R. E., Puentes Galindo, M. G., Molares Babra, R. J., De La Rosa Namén, R. A., Otero Díaz, L. J., González Rodríguez, E. M., Olabarrieta Lizaso, M., Raigosa Arango, J., Bolaños Cifuentes, R. E., Restrepo López, J. C., et al. (2013). Estudio de la Amenaza por Tsunami y Gestión del Riesgo en el Litoral Pacífico Colombiano. In *Estudio de la Amenaza por Tsunami y Gestión del Riesgo en el Litoral Pacífico Colombiano*. Dirección General Marítima.  
<https://doi.org/10.26640/9789585772342.2013>
- Sánchez, R., & Puentes, M. (2012). Estimación de la amenaza por tsunami en el municipio de San Andrés de Tumaco, Pacífico colombiano, utilizando información LiDAR. *Bol. Cient. CIOH*, 30, 29–42.
- Sarria, A. (2005). El inicio de la sismología en Colombia. Entrevista a Alberto Sarria. *Revista En Ingeniería*, 21, 120–124.
- Schiro, G., Giongo, I., Sebastian, W., Riccadonna, D., & Piazza, M. (2018). Testing of timber-to-timber screw-connections in hybrid configurations. *Construction and Building Materials*, 171, 170–186. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.078>
- Shinozuka, M., Feng, M., Lee, J., & Naganuma, T. (2000). Statistical Analysis of Fragility Curves. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 126, 1224–1231. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2000\)126:12\(1224\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:12(1224))
- Suppasri, A., Fukutani, Y., Abe, Y., & Imamura, F. (2013). *Relationship between earthquake magnitude and tsunami height along the Tohoku coast based on historical tsunami trace database and the 2011 Great East Japan Tsunami*. 30.
- Tappin, D. R., Grilli, S. T., Harris, J. C., Geller, R. J., Masterlark, T., Kirby, J. T., Shi, F., Ma, G., Thingbaijam, K. K. S., & Mai, P. M. (2014). Did a submarine landslide contribute to the 2011 Tohoku tsunami? *Marine Geology*, 357, 344–361.  
<https://doi.org/10.1016/j.margeo.2014.09.043>
- Thusyanthan, N. I., & Gopal Madabhushi, S. P. (2008). Tsunami wave loading on coastal houses: a model approach. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering*, 161(2), 77–86. <https://doi.org/10.1680/cien.2008.161.2.77>

- Velasco, E. R., & López, G. I. (2016). Marco conceptual para investigaciones tsunamigénicas: Caso litoral pacífico Colombiano. *Boletín de Geología*, 38(4), 79–106. <https://doi.org/10.18273/revbol.v38n4-2016005>
- Villar-Vega, M., Silva, V., Crowley, H., Yepes, C., Tarque, N., Acevedo, A. B., Hube, M. A., Gustavo, C. D., & María, H. S. (2017). Development of a fragility model for the residential building stock in South America. *Earthquake Spectra*, 33(2), 581–604. <https://doi.org/10.1193/010716EQS005M>
- Yamaguchi, N., & Yamazaki, F. (2000). Fragility Curves for Buildings in Japan Based on Damage Surveys After the 1995 Kobe Earthquake. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, 1–8.
- Yamin, L. E., Hurtado, A., Rincon, R., Dorado, J. F., & Reyes, J. C. (2017). Probabilistic seismic vulnerability assessment of buildings in terms of economic losses. *Engineering Structures*, 138, 308–323. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.013>
- Yeh, H. H., Robertson, I., & Preuss, J. (2005). *Development of design guidelines for structures that serve as tsunami vertical evacuation sites*.
- Yepes-Estrada, C., Silva, V., Valcárcel, J., Acevedo, A. B., Tarque, N., Hube, M. A., Coronel, G., & María, H. S. (2017). Modeling the Residential Building Inventory in South America for Seismic Risk Assessment. *Earthquake Spectra*, 33(1), 299–322. <https://doi.org/10.1193/101915EQS155DP>
- Yoshimoto, M., Kumagai, H., Acero, W., Ponce, G., Vásconez, F., Arrais, S., Ruiz, M., Alvarado, A., Pedraza García, P., Dionicio, V., et al. (2017). Depth-dependent rupture mode along the Ecuador-Colombia subduction zone. *Geophysical Research Letters*, 44(5), 2203–2210. <https://doi.org/10.1002/2016GL071929>