

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE MUROS
DE CORTE DE PINO RIGIDIZADOS POR PLACAS MDP, SOMETI-
DOS A CARGA LATERAL MONOTÓNICA EN SU PLANO**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCIÓN ESTRUCTURAS**

TALÍA FERNANDA CALDERÓN MALDONADO

t.calderonm@outlook.com

CARLOS LUIS PAZ VILLEGAS

krlospaz@gmail.com

**DIRECTOR: Ing. JORGE RICARDO VINTIMILLA JARAMILLO M.Sc.
vintimilla.j@gmail.com**

Quito, octubre 2017

DECLARACIÓN

Nosotros, Talía Fernanda Calderón Maldonado y Carlos Luis Paz Villegas, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí escrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

**TALÍA FERNANDA
CALDERÓN MALDONADO**

**CARLOS LUIS
PAZ VILLEGAS**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Talía Fernanda Calderón Maldonado y Carlos Luis Paz Villegas, bajo mi supervisión.

Ing. JORGE VINTIMILLA M.Sc
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Nuestro más sincero y afectuoso agradecimiento a nuestros padres, por su apoyo incondicional y enseñanza en cada etapa de la vida.

Al Arq. Jens Bokel, Ing. Félix Vaca y al Ing. Jorge Vintimilla por el tiempo y los conocimientos brindados en el transcurso de nuestra investigación.

Al Centro de Investigación de la Vivienda, por su ayuda y guía para la realización de los ensayos.

A nuestros amigos que nos acompañaron durante todos estos años de estudio.

Talía y Carlos

DEDICATORIA

A mis padres, por ser guía e inspiración en mi vida y por dar su mejor esfuerzo para que pueda cumplir este logro.

A mis hermanas, por su cariño y apoyo incondicional.

A mis sobrinos, que llenan de alegría mi vida.

DEDICATORIA

A mi querida madre, por ser la mejor persona que conozco y admiro.

Carlos

CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE TABLAS	xv
RESUMEN	xvii
ABSTRACT	xviii
PRESENTACIÓN	xix
CAPÍTULO I	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.3 OBJETIVOS	3
1.3.1 OBJETIVO GENERAL	3
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4 JUSTIFICACIÓN	3
CAPÍTULO II	5
MARCO TEÓRICO	5
2.1 GENERALIDADES	5
2.1.1 DIAFRAGMA	5
2.1.2 DIAFRAGMA RÍGIDO	6
2.1.3 DIAFRAGMA FLEXIBLE	6
2.2 MURO DE CORTANTE O DIAFRAGMA VERTICAL	6
2.3 CARGA ACTUANTES	8
2.3.1 CARGAS VERTICALES	8
2.3.2 CARGAS HORIZONTALES	9
2.4 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS	9
2.5 MUROS DE CORTE CON ENTABLADO HORIZONTAL O VERTICAL	10
2.6 MUROS DE CORTE ARRIOSTRADOS	11
2.7 MUROS DE CORTE RIGIDIZADOS POR PLACAS	12

CAPÍTULO III	13
ANTECEDENTES DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES	13
3.1 MODELACIÓN DE MUROS DE MADERA PARA EDIFICIOS DE VARIOS PISOS.	13
3.2 CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MUROS ESTRUCTURALES DE MADERA SOMETIDOS A CARGAS LATERALES.....	14
3.3 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES LIVIANAS CON MARCO DE MADERA Y FORRO DE MADERA CONTRACHAPADA ANTE CARGA HORIZONTAL.	15
3.4 ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE MUROS EN BASE A PANELES DE MADERA, REFORZADOS CON PLACA OSB,FRENTE A CARGAS HORIZONTALES EN SU PLANO.	17
3.5 MODELACIÓN NUMÉRICA DE MUROS DE CORTE DE MADERA BAJO CARGAS LATERALES MONOTÓNICA.	18
CAPÍTULO IV.....	20
METODOLOGÍA	20
4.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA MPRPA.....	20
4.1.1 BASTIDOR	20
4.1.2 PLACA RIGIDIZANTE MDP.....	21
4.1.3 CONEXIÓN SOLERAS Y PIES DERECHOS.....	21
4.1.4 CONEXIÓN BASTIDOR Y PLACA RIGIDIZANTE	22
4.1.5 CONEXIÓN MURO –VIGA DE CIMENTACIÓN.....	22
4.2 ENSAYO DE COMPRESIÓN PARALELA Y PERPENDICULAR A LAS FIBRAS.	28
4.2.1 ALCANCE DE LA NORMA	28
4.2.2 RESUMEN DEL MÉTODO	29
4.2.3 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	29
4.2.4 EQUIPO Y MATERIAL.....	30
4.2.5 ANÁLISIS Y CÁLCULOS	31

4.2.6	ESFUERZO MÁXIMO DE ROTURA (MOR).....	33
4.2.7	TIPO DE FALLA.....	34
4.3	ENSAYO DE CONTENIDO DE HUMEDAD.....	35
4.3.1	ALCANCE.....	35
4.3.2	PROCEDIMIENTO.....	35
4.3.3	EQUIPO Y MATERIAL.....	35
4.3.4	ANÁLISIS Y CÁLCULOS	36
4.3.4.1	CONTENIDO DE HUMEDAD.....	36
4.3.4.2	DENSIDAD BÁSICA	37
4.4	ENSAYO A CARGA LATERAL.....	37
4.4.1	ALCANCE DE LA NORMA ASTM E-564	37
4.4.2	RESUMEN DEL MÉTODO	38
4.4.3	PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	38
4.4.3.1	NÚMERO DE ENSAYOS.....	38
4.4.3.2	PROCEDIMIENTO DE CARGA	38
4.4.3.3	ACONDICIONAMIENTO.....	39
4.4.3.4	APLICACIÓN DE CARGA.....	40
4.4.4	EQUIPO E INSTRUMENTACIÓN	41
4.5	CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE	45
4.5.1	CONSTRUCCIÓN DE MUROS.....	45
4.5.2	MONTAJE DEL ENSAYO	48
4.6	ANÁLISIS Y CÁLCULOS	53
4.6.1	CAPACIDAD ADMISIBLE (SADM)	53
4.6.2	DESPLAZAMIENTOS (Δ).....	53
4.6.3	RIGIDEZ A CORTE (G').....	54
	CAPÍTULO V.....	56
	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	56
5.1	INTRODUCCIÓN.....	56
5.2	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS FÍSICOS Y MECÁNICOS DE LA MADERA.....	56

5.2.1	CLASIFICACIÓN VISUAL POR DEFECTOS	57
5.2.2	CONTENIDO DE HUMEDAD.....	58
5.2.3	DENSIDAD BÁSICA	59
5.2.4	MÓDULO DE ELASTICIDAD (MOE) Y MÓDULO DE ROTURA (MOR)	59
5.2.5	TIPO DE FALLA.....	60
5.3	RESUMEN DE LA CLASIFICACIÓN DE LA MADERA	61
5.4	DETERMINACIÓN DE CAPACIDADES DE LOS MUROS	62
5.4.1	DUCTILIDAD	62
5.4.2	CAPACIDAD ADMISIBLE A CORTE (S-ADM).....	66
5.4.3	RIGIDEZ A CORTE (K).....	68
5.5	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO MP 1X5-12 ANTE CARGA LATERAL	70
5.5.1	ESTABILIDAD DEL MURO MP 1X5-12	71
5.6	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS DURANTE EL ESTUDIO EXPERIMENTAL.....	76
5.6.1	MUROS MP 1X5-12.....	76
5.6.2	MURO MPE 1X8-12.....	77
5.7	DISCUSIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS DE LA EXPERIMENTACIÓN DEL SISTEMA MPRPA	79
5.8	MODELO MATEMÁTICO	81
5.8.1	ASIGNACIÓN DE ELEMENTOS.....	81
5.8.1.1	BASTIDOR DE MADERA	81
5.8.1.2	PLACA MDP	81
5.8.1.3	CONEXIÓN BASTIDOR – MDP.....	82
5.8.1.4	CONEXIÓN PIE DERECHO – SOLERA INFERIOR	82
5.8.1.5	CONSIDERACIONES PARA MODELACIÓN.....	84
5.8.1.6	RESULTADOS	85
	CAPÍTULO VI.....	87
	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	87
6.1	DESCRIPCIÓN DE VIVIENDA CON SISTEMA MPRPA	87

6.2	CARGAS ACTUANTES.....	90
6.2.1	CARGAS GRAVITACIONALES	90
6.2.2	CARGA DE VIENTO.....	90
6.2.2.1	REQUERIMIENTO DE CORTANTE POR VIENTO.....	91
6.2.3	CARGA SÍSMICA	91
6.2.3.1	REQUERIMIENTO DE CORTANTE POR SISMO	93
6.3	CAPACIDAD A CORTE DE VIVIENDA CON SISTEMA MPRPA.....	93
6.3.1	CAPACIDAD DE MUROS MP-1X5-12.....	97
6.3.2	CAPACIDAD DE MUROS MPE-1X8-12.....	97
6.3.3	VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	97
	CAPÍTULO VII.....	99
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	99
7.1	CONCLUSIONES.....	99
7.2	RECOMENDACIONES.....	101
	REFERENCIAS	103
	ANEXOS.....	106
	ANEXO 1	107
	DESPLAZAMIENTOS	107
	ANEXO 2.....	110
	CURVAS ESFUERZO VS DEFORMACIÓN UNITARIA DE PROBETAS	110
	ANEXO 3	112
	CICLOS DE CARGAS – DESCARGA Y AJUSTE LINEAL DE PROBETAS.....	112
	ANEXO 4	116
	ELEMENTOS FINITOS.....	116
	ANEXO 5.....	120
	RIGIDEZ DE SERVICIO	120
	CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DE SERVICIO KSER DE LA CONEXIÓN DE ELEMENTOS.....	121

ANEXO 6	125
CARGAS GRAVITACIONALES Y VIENTO	125
ANEXO 7	128
CARGA SÍSMICA	128

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 DIAFRAGMAS HORIZONTALES Y VERTICALES.	5
FIGURA 2.2 PARTES DE UN MURO DE CORTE TÍPICO.....	6
FIGURA 2.3 MATERIALES DE REVESTIMIENTO.	7
FIGURA 2.4 MUROS REVESTIDOS CON ACABADO ADICIONAL.	8
FIGURA 2.5 COMBINACIÓN DE EFECTOS.....	9
FIGURA 2.6 COMPORTAMIENTO BAJO CARGA LATERAL DE UN MURO DE CORTE CON ENTABLADO HORIZONTAL.	11
FIGURA 2.7 COMPORTAMIENTO BAJO CARGA LATERAL DE UN MURO DE CORTE ARRIOSTRADO.	11
FIGURA 2.8 COMPORTAMIENTO BAJO CARGA LATERAL DE UN MURO DE CORTE RIGIDIZADO POR PLACAS DE AGLOMERADO.	12
FIGURA 4.1 ELEMENTOS DE MURO DE CORTE (MPRPA).	20
FIGURA 4.2 ESQUEMA DE ESCUADRAS RIGIDIZANTES.	23
FIGURA 4.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS MUROS ENSAYADOS (A).	25
FIGURA 4.4 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS MUROS ENSAYADOS (B).	26
FIGURA 4.5 CONFIGURACIÓN MP 1X5-12.....	27
FIGURA 4.6 CONFIGURACIÓN MPE 1X8-12.	27
FIGURA 4.7 TIPOS DE FALLA POR COMPRESIÓN.	34
FIGURA 4.8 UBICACIÓN DE MEDIDORES DE DESPLAZAMIENTO.	39
FIGURA 4.9 DISPOSICIÓN GENERAL DEL ENSAYO.....	40
FIGURA 4.10 DETALLE VIGA DE CIMENTACIÓN.....	50
FIGURA 4.11 DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS DURANTE EL ENSAYO.	54
FIGURA 5.1 CURVA P VS Δ (MP 1X5-12 E1).	63
FIGURA 5.2 CURVA P VS Δ (MP 1X5-12 E2).	64
FIGURA 5.3 CURVA P VS Δ (MPE 1X8-12 E1).	65

FIGURA 5.4 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE CRITERIOS PARA ELECCIÓN DE CARGA ADMISIBLE.	66
FIGURA 5.5 CORTE Y DETALLE DEL MURO MP 1X5-12.....	72
FIGURA 5.6 CURVAS CARGA VS DESPLAZAMIENTO.	79
FIGURA 5.7 ASIGNACIÓN DE ELEMENTOS FINITOS EN EL MURO MP 1X5-12.	83
FIGURA 5.8 ASIGNACIÓN DE ELEMENTOS FINITOS EN EL MURO MPE 1X8-12.	84
FIGURA 5.9 DESPLAZAMIENTOS EN MURO MP 1X5-12.....	85
FIGURA 5.10 DESPLAZAMIENTOS EN MUROS MPE1X8-12.....	85
FIGURA 6.1 ECUADOR, ZONAS SÍSMICAS PARA PROPÓSITOS DE DISEÑO.	88
FIGURA 6.2 VISTA 3D DE VIVIENDA CON SISTEMA MPRPA (A).....	89
FIGURA 6.3 VISTA 3D DE VIVIENDA CON SISTEMA MPRPA (B).....	89
FIGURA 6.4 INFLUENCIA DE LA FLEXIBILIDAD DE DIAFRAGMAS EN LA TRANSMISIÓN DE FUERZAS HORIZONTALES.	94
FIGURA 6.5 MUROS DE CORTE EN DIRECCIÓN Y.	95
FIGURA 6.6 MUROS DE CORTE EN DIRECCIÓN X.	96

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3.1 CAPACIDAD NOMINAL A CORTE	16
TABLA 4.1 PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DEL TABLERO MDP.	21
TABLA 4.2 TIPOLOGÍA DE MUROS DE MADERA ENSAYADOS.....	24
TABLA 4.3 ESFUERZOS ADMISIBLES (KG/CM ²).	33
TABLA 4.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD (KG/CM ²).	34
TABLA 4.5 DENSIDAD BÁSICA (G/CM ³).	37
TABLA 5.1 CLASIFICACIÓN VISUAL DE LA MADERA.....	57
TABLA 5.2 PORCENTAJE DE CONTENIDO HUMEDAD.	58
TABLA 5.3 RESULTADOS DE DENSIDAD BÁSICA.....	59
TABLA 5.4 RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN.....	60
TABLA 5.5 PARÁMETROS FÍSICOS Y MECÁNICOS.	61
TABLA 5.6 VALORES REPRESENTATIVOS DE LA CURVA P VS Δ	62
TABLA 5.7 DETERMINACIÓN DE CARGAS ADMISIBLES A CORTE.	67
TABLA 5.8 CAPACIDAD ADMISIBLE A CORTE (SADM).	68
TABLA 5.9 RIGIDEZ A CORTE.....	69
TABLA 5.10 PROPIEDADES BASTIDOR DE MADERA.	81
TABLA 5.11 PROPIEDADES PLACA MDP.....	82
TABLA 5.12 PROPIEDADES PIE DERECHO-SOLERA INFERIOR.	83
TABLA 5.13 RESULTADOS DE DEFORMACIÓN MODELO NUMÉRICO.....	86
TABLA 5.14 RELACIÓN DE RESULTADOS DE DEFORMACIÓN EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO.....	86
TABLA 6.1 RESUMEN DE CARGAS GRAVITACIONALES DISTRIBUIDAS.	90
TABLA 6.2 DETERMINACIÓN DE FUERZA SÍSMICA.	93
TABLA 6.3 FACTOR DE SEGURIDAD SEGÚN CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.	98

TABLA 8.1 DESPLAZAMIENTOS CORRESPONDIENTES A CICLOS DE CARGA EN MP 1X5-12 ENSAYO 1.....	108
TABLA 8.2 DESPLAZAMIENTOS CORRESPONDIENTES A CICLOS DE CARGA EN MP 1X5-12 ENSAYO 2.....	108
TABLA 8.3 DESPLAZAMIENTOS CORRESPONDIENTES A CICLOS DE CARGA EN MPE 1X8-12 ENSAYO 1.....	109
TABLA 8.4 CARGAS GRAVITACIONALES.	126
TABLA 8.5 CARGA DE VIENTO.....	127
TABLA 8.6 CARGA SÍSMICA.	129
TABLA 8.7 CONTINUACIÓN.....	130

RESUMEN

La presente investigación hace referencia a la evaluación estructural del sistema de Muros de corte de Pino Rigidizados por Placas de Aglomerado (MPRPA¹), construido con madera de bosques forestales de la provincia de Cotopaxi. El propósito fue determinar la capacidad estructural de una vivienda compuesta con este sistema, ante cargas de viento y sismo.

Con este fin, se ensayaron ante carga lateral monotónica dos tipologías de muros: MP 1x5-12 y MPE 1x8-12, según la norma ASTM E564. El primer diseño propuesto por la empresa JEBOCA y el segundo es un reforzamiento del anterior a nivel de conexiones bastidor-solera inferior. De los ensayos realizados se obtuvo la capacidad admisible a cortante, rigidez y deformación en el rango lineal de los muros; y se calibraron a un modelo matemático con el fin de generar herramientas para una modelación que proporcione resultados más cercanos a los de laboratorio.

Con los resultados, se determinó que el muro MPE-1x8-12 posee una capacidad a cortante aproximadamente dos veces mayor que el muro MP 1x5-12, y ambas configuraciones son sistemas estructurales dúctiles. Además, la estructura compuesta por muros MPE 1x8-12 trabaja sobre las solicitaciones de carga definidas por la NEC 2015 para una zona específica del litoral ecuatoriano, que fue afectada por el sismo del 16 de abril de 2016.

En la investigación se han propuesto nuevas consideraciones para el diseño de muros elaborados con madera local y tableros de aglomerado, con la finalidad de aportar con un conocimiento previo para trabajos futuros.

¹ MPRPA: Muro de corte de pino rigidizado por placas de aglomerado MDP (Medium Density Particleboard).

ABSTRACT

The present investigation, refers to the structural evaluation of the system of pine shear walls stiffened by particleboard (MPRPA²), constructed with wood from forest forests of the province of Cotopaxi. The purpose was to determine the structural capacity of a house composed with this system, before wind and earthquake loads.

To make it, there were tests of two types of walls for side monotonic loading: MP 1x5-12 and MPE 1x8-12, according to ASTM E-564. The first design proposed by the company JEBOCA and the second one is a reinforcement of the previous one at the level of frame-base connections. From the tests performed the shear capacity, stiffness and deformation capacity were obtained in the linear range of the walls; and calibrated to a mathematical model with the purpose of generating tools for a modeling that provides results closer to those of laboratory.

With the results, it determined that the MPE-1x8-12 wall has a shear capacity approximately two times greater than the MP 1x5-12 walls, and both configurations are ductile structural systems. Also, the structure composed of walls MPE 1x8-12 works on the load requests defined by the NEC 2015 for a specific zone of the Ecuadorian littoral that was affected by the earthquake of the 16 of April of 2016.

In the investigation have been proposed new considerations for the design of walls made of local wood and particleboards, in order to contribute with a prior knowledge for future works.

² MPRPA: Pine shear walls stiffened by medium density particleboard MDP.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto de titulación está estructurado de la siguiente manera:

En una primera etapa se describen generalidades de los muros de corte, la configuración estructural de los diferentes sistemas, las cargas que resisten y las características de su comportamiento. Además, se ha realizado una investigación bibliográfica de estudios experimentales desarrollados a nivel mundial que sustentan la metodología empleada en este proyecto.

Más adelante, se evalúa el comportamiento estructural del sistema MPRPA, mediante la experimentación de muros a escala real apegándose a la norma ASTM E564, para obtener capacidades y desplazamientos admisibles en función de la configuración de los muros, a la vez mediante ensayos físicos y mecánicos según la norma ASTM D143 se caracteriza a la madera.

Finalmente, con los resultados obtenidos se evalúa la capacidad a cortante de una vivienda concebida con sistema MPRPA ante solicitaciones de viento y sismo, y se establecen recomendaciones para el diseño de estructuras compuestas por este sistema.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

La madera como material de construcción ha sido empleada desde la antigüedad por las primeras civilizaciones para edificar sus viviendas, satisfaciendo la necesidad estructural y arquitectónica. Actualmente, en la mayoría de los países desarrollados (OCDE³), la madera como material estructural alcanza un 90% en la construcción habitacional (CORMA, 2010), evidenciando su aporte al desarrollo del hombre.

En el Ecuador, la superficie forestal abarca alrededor de 11 millones de hectáreas, lo que representa el 40% del territorio nacional. Las plantaciones forestales alcanzan 170 mil hectáreas, un 55% en la Costa y Amazonía, un 45% en la Sierra (Instituto de Producción de Exportaciones e Inversiones, 2013).

La madera de la Sierra que proviene de plantaciones forestales alcanza un 95% en pino y eucalipto (Ministerio del Ambiente, 2011). Adicionalmente, la industria ecuatoriana de contrachapado o tableristas disponen de una buena tecnología en proceso de modernización de sus plantas debido al enorme mercado que genera su comercialización e industrialización. (Forestal, 2007)

Estas cifras indican el potencial que tiene el país para la implementación de sistemas constructivos en madera, que permitan dar una posible solución al déficit habitacional presente en las provincias de Manabí y Esmeraldas, debido al terremoto

³ *La Organización para la Cooperación y Desarrollo Económico es una organización intergubernamental comprometida con las economías de mercado y sistemas políticos democráticos*

del 16 de abril. Sin embargo, en el Ecuador y en la mayoría de los países sudamericanos los conceptos de calidad limitan la comercialización de edificaciones de madera, consecuencia de apreciaciones que se han formado en nuestra sociedad, como el hecho de relacionar las construcciones de madera con pobreza y a un corto tiempo de vida útil.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la actualidad se emplean diversos sistemas para el diseño y construcción de estructuras de madera. El más común es el sistema de diafragmas horizontales y verticales (muros de corte), diseñados para resistir las fuerzas laterales (E.Breyer, J.Fridley, E.Cooben, & G.Pollock, 2007). Existen estudios sobre el comportamiento estructural de muros de corte de madera bajo la acción de carga lateral, entre algunos Rademacher (2006) combina un bastidor de madera con placas OSB (Oriented Strand Board), Salas&Gonzáles (2011) madera y plywood, Gonzáles (2013) madera y plybamboo y Gao&Xiao (2017) acero y bamboo. Sin embargo, de acuerdo con la investigación de Eduardo O. Coronel (1994) “Las propiedades de la madera varían de la misma forma que las especies vegetales, según las zonas geográficas y el clima” y de la bibliografía revisada, no existe información base sobre el comportamiento estructural de muros de corte construidos con madera del Ecuador. Por lo tanto, para los profesionales que buscan aplicar este sistema en el campo constructivo ecuatoriano, se genera incertidumbre en parámetros de resistencia, desplazamiento y rigidez ante carga lateral o excitación sísmica.

Por lo mencionado, este estudio propone investigar el comportamiento estructural de un nuevo tipo de paneles constituidos por un bastidor de madera de pino proveniente de plantaciones forestales de la provincia de Cotopaxi y un panel de recubrimiento de aglomerado MDP (Medium Density Particleboard) fabricado por la empresa ecuatoriana NOVOPAN.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar el comportamiento estructural de muros de corte de pino rigidizados por placas MDP, sometidos a carga lateral monotónica en su plano.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Clasificar a la madera de pino en función de los parámetros de esfuerzo máximo en límite proporcional (σ_{PL}), módulo de elasticidad (E), esfuerzo máximo de rotura (MOR), contenido de humedad (H) y densidad básica (δ_b).
- Determinar experimentalmente la capacidad admisible a corte (S_{adm}), carga máxima (P max), rigidez (G') y desplazamientos (Δ) del sistema MPRPA.
- Analizar y discutir los resultados obtenidos de la experimentación del sistema MPRPA.
- Establecer recomendaciones para el diseño de estructuras compuestas por muros de corte elaborados con madera de pino y tableros MDP.

1.4 JUSTIFICACIÓN

La crisis energética y la contaminación ambiental llevan a replantear el uso de materiales convencionales (Hurmekoski, Jonsson, y Nord, 2015). Se busca que estos sean sustentables con el medio ambiente, razón por la cual la madera ha ganado popularidad en los últimos años, dado que su transformación en material de construcción implica menor consumo de energía y menor contaminación del aire y del agua que caracterizan a la fabricación del acero, el cemento, el aluminio, los ladrillos y los plásticos (Barrios, Contreras, & Owen, 2006). Por tal motivo, varios estudios se han centrado en el beneficio de implementar sistemas constructivos como los muros de corte rigidizados por placas desmontables en el diseño de estructuras de madera.

La configuración de estos muros permite diseñar estructuras versátiles y sismo resistentes, donde la optimización en el ensamble y armado en terreno representan sus mayores ventajas. Sin embargo, resulta complejo diseñar a partir de capacidades tabuladas en normas y libros, ya que las características de los muros varían según la configuración y materiales con los cuales son fabricados, por lo cual diversos autores recomiendan diseñar en función de resultados experimentales.

CAPÍTULO II

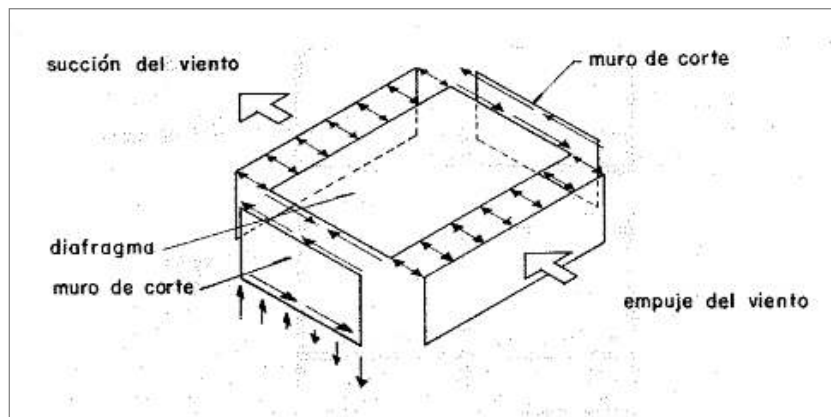
MARCO TEÓRICO

2.1 GENERALIDADES

2.1.1 DIAFRAGMA

Un diafragma es un sistema horizontal o vertical delgado que resiste fuerzas laterales en su plano y posee una rigidez que limita las deformaciones de la estructura (American Forest&Paper Association, 2005). Ver FIGURA 2.1.

FIGURA 2.1 DIAFRAGMAS HORIZONTALES Y VERTICALES.



FUENTE: (JUNAC, 1988)

Los diafragmas horizontales (pisos y techos) resisten esfuerzos verticales de sobrecarga y peso propio, transmiten las fuerzas horizontales a los muros de corte. Por otro lado, los muros de corte o diafragmas verticales resisten esfuerzos laterales y sirven de apoyo para los diafragmas horizontales.

2.1.2 DIAFRAGMA RÍGIDO

Se considera un diafragma rígido cuando las losas (diafragmas) y muros de corte interactúan juntos y se da la compatibilidad de desplazamientos laterales.

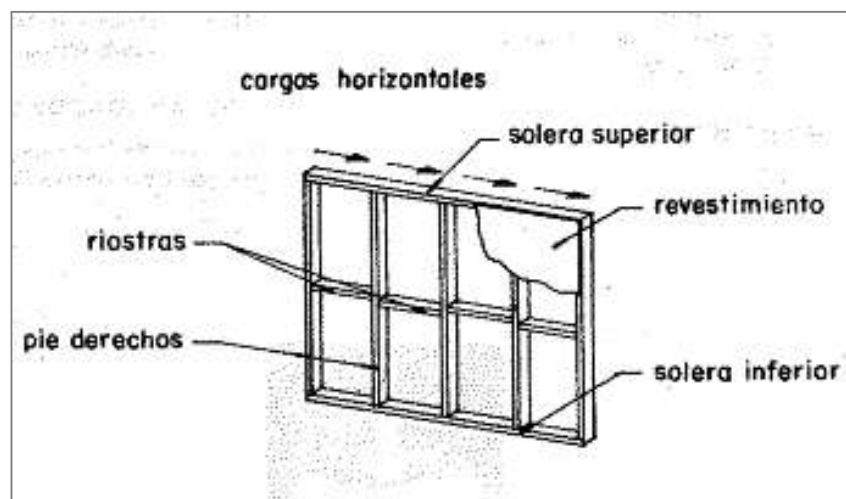
2.1.3 DIAFRAGMA FLEXIBLE

Un diafragma flexible posee diferentes deformaciones y no se da la compatibilidad de desplazamientos con otros elementos.

2.2 MURO DE CORTANTE O DIAFRAGMA VERTICAL

Los muros de cortante o diafragmas verticales son así llamados por su capacidad de resistir carga producto de movimientos sísmicos o presión del viento, que producen fuerzas cortantes en el plano del bastidor del muro. Estas estructuras están compuestas por un entramado o bastidor conformado por pies derechos, soleras que funcionan como viga de amarre, riostras o rigidizadores, y por un tablero que reviste el muro (JUNAC, 1988). Ver FIGURA 2.2.

FIGURA 2.2 PARTES DE UN MURO DE CORTE TÍPICO.



FUENTE: (JUNAC, 1988)

Pies-derechos

Son elementos de madera de tipo estructural, que se disponen perpendicularmente a las soleras, cumplen con la función de transmitir cargas de niveles superiores a la cimentación y es el soporte del revestimiento.

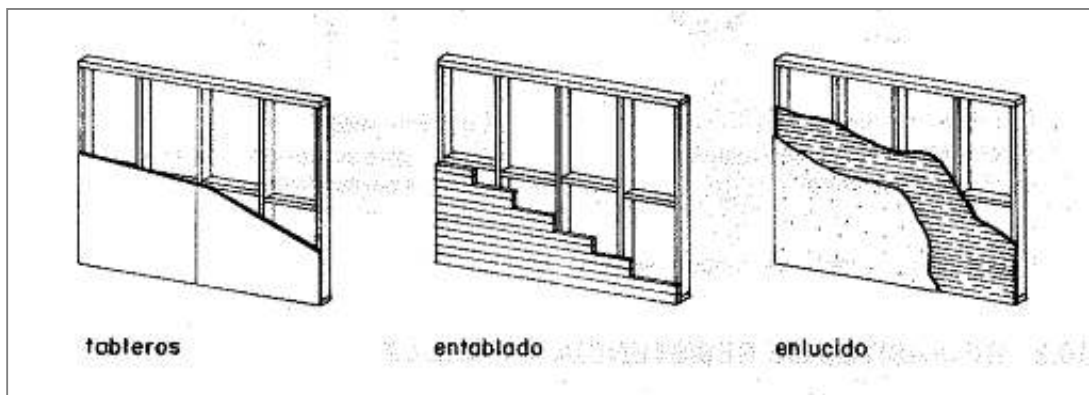
Soleras

Elementos horizontales ubicados en la parte superior e inferior del bastidor (conjunto de pies-derechos y soleras), sirven como viga de amarre de los elementos verticales. La solera superior distribuye las cargas de pisos superiores a los pies derechos y la solera inferior a la solera base, que a su vez distribuye las cargas a la cimentación.

Revestimiento

Los bastidores pueden ser revestidos por entablados de madera, paneles aglomerados o contrachapados, enlucidos o revoques, colocados en uno a ambas caras del bastidor. Ver FIGURA 2.3. Para tableros de madera ubicados en exteriores e interiores se debe tener en cuenta la durabilidad, protección contra fuego y el espesor del mismo.

FIGURA 2.3 MATERIALES DE REVESTIMIENTO.

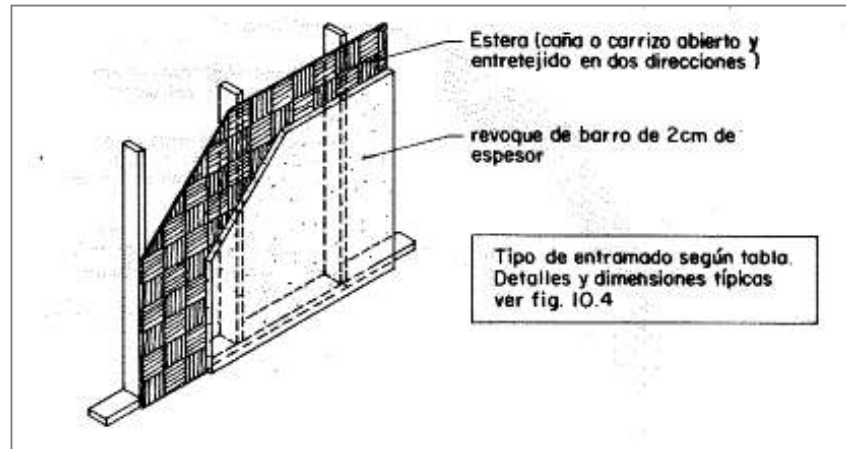


FUENTE: (JUNAC, 1988)

En algunos casos los tableros pueden ser revestidos por un acabado adicional de mortero de cemento barro o yeso, generalmente en tableros de 6mm de espesor y

fabricados con materiales no convencionales como enlistonados de madera, caña, bambú o mallas de metal, entre otros. Ver FIGURA 2.4

FIGURA 2.4 MUROS REVESTIDOS CON ACABADO ADICIONAL.



FUENTE: (JUNAC, 1988)

Conexiones

Los diafragmas horizontales y verticales (muros de corte) pueden estar unidos entre sí o con otros elementos mediante conexiones que transmitan y resistan adecuadamente las fuerzas cortantes. Algunos elementos de conexión son: clavos, tornillos, grapas y a nivel de anclaje espárragos o pernos expansores embebidos en la cimentación.

2.3 CARGA ACTUANTES

2.3.1 CARGAS VERTICALES

Estas cargas son de tipo gravitacional producto del peso propio del techo o pisos superiores y por carga viva, son transportadas a la cimentación a través de la estructura involucrando las conexiones.

2.3.2 CARGAS HORIZONTALES

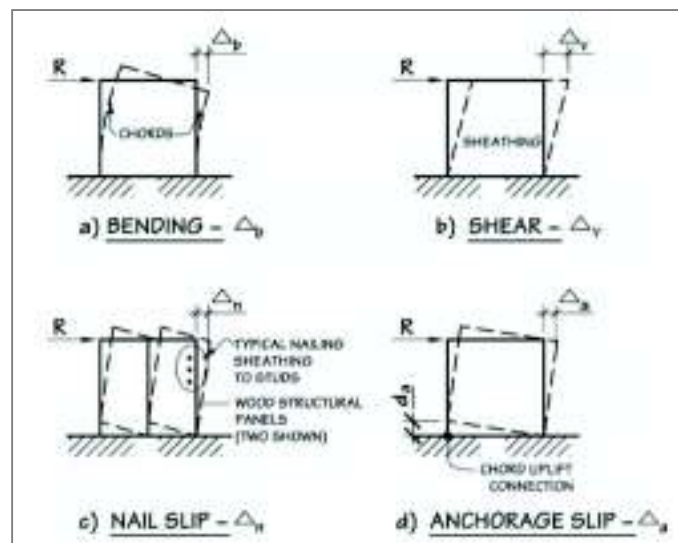
Cada muro debe ser capaz de resistir la carga lateral proporcional y correspondiente a la masa que se apoya sobre él, en caso de existir un diafragma horizontal, se realiza el análisis considerando el aporte de las fuerzas cortantes en el mismo. Las fuerzas de corte pueden ser por viento o sismo y determinadas según normas de diseño (JUNAC, 1988).

2.4 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS

El comportamiento de los muros ante carga horizontal está dado por una combinación de efectos:

- Flexión en los pies derechos y soleras.
- Cortante puro en el todo el muro por desplazamiento del tablero.
- Desplazamiento de tornillos o clavos en la unión tablero-bastidor.
- Momento volcante en todo el muro por deslizamiento del anclaje.

FIGURA 2.5 COMBINACIÓN DE EFECTOS.



FUENTE: (E.Breyer, J.Fridley, E.Cooben, & G.Pollock, 2007)

Es importante recalcar que el muro no actúa aisladamente, existen otros factores que influyen en su comportamiento:

- La carga vertical proveniente de la descarga de elementos superiores contrarresta el volcamiento del muro.
- El desplazamiento lateral del muro es disminuido por la resistencia y rigidez de muros perpendiculares.
- Existe continuidad entre paneles adyacentes producto de la existencia de una solera superior de amarre.

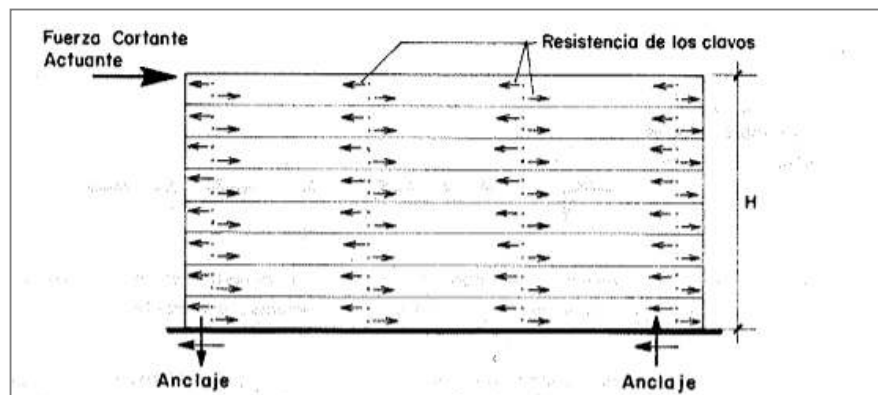
En la presente investigación se analiza un muro aislado con carga lateral aplicada en su plano, no incluye el efecto de los factores mencionados, lo cual representa el caso más desfavorable, sin representar el comportamiento real de una estructura compuesta por muros. Para que los resultados de esta experimentación sean empleados en el diseño de estructuras son necesarias las siguientes consideraciones:

- Asegurar la continuidad de los paneles, es decir que los muros se desplacen la misma distancia en dirección de la aplicación de la carga.
- Las plantas de los pisos o techos deberán garantizar un comportamiento conjunto de los muros resistentes.

2.5 MUROS DE CORTE CON ENTABLADO HORIZONTAL O VERTICAL

La característica principal de los muros revestidos con entablado en términos de resistencia y rigidez es que la estructura depende principalmente de la conexión entre tablas y pies derechos, específicamente de los momentos que se generan en el grupo de uniones. Ver FIGURA 2.6. Para obtener resultados eficientes se recomienda colocar el entablado a 45 grados, de tal manera que el panel funcione como un conjunto de cerchas. Sin embargo, esta consideración encarece el sistema.

FIGURA 2.6 COMPORTAMIENTO BAJO CARGA LATERAL DE UN MURO DE CORTE CON ENTABLADO HORIZONTAL.

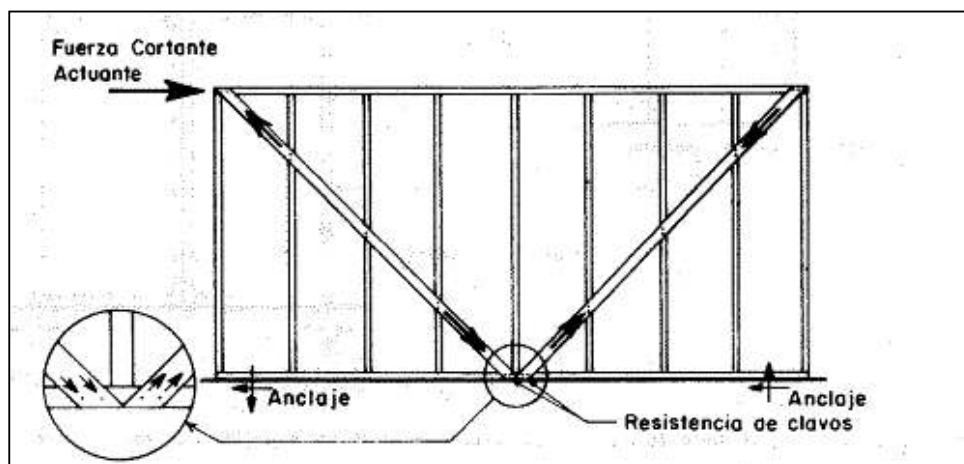


FUENTE: (JUNAC, 1988)

2.6 MUROS DE CORTE ARRIOSTRADOS

Los muros rigidizados por riostras resisten las fuerzas a través de un elemento que conecta las soleras a manera de triángulo. Ver FIGURA 2.7. Sin embargo, la capacidad de las riostras se encuentra limitada por la resistencia al pandeo, cuando esta se encuentra comprimida, y por la resistencia de los clavos cuando esta traccionada.

FIGURA 2.7 COMPORTAMIENTO BAJO CARGA LATERAL DE UN MURO DE CORTE ARRIOSTRADO.



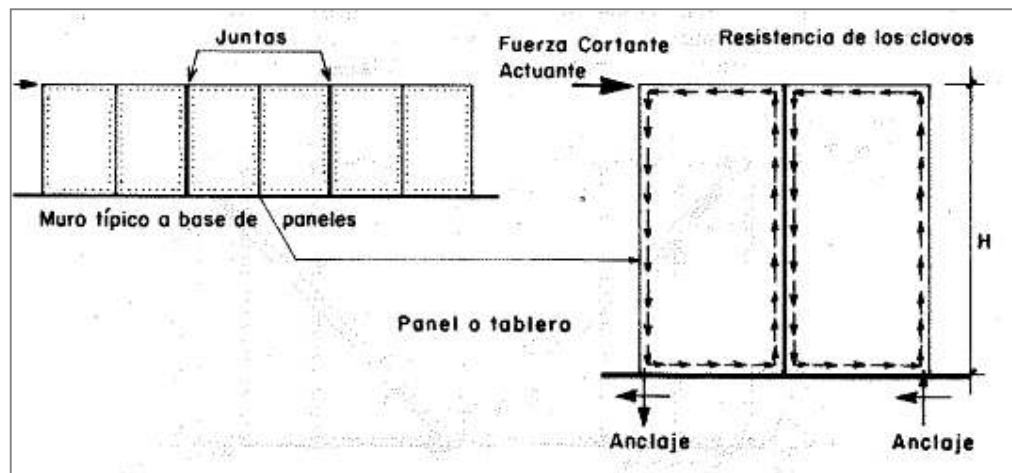
FUENTE: (JUNAC, 1988)

2.7 MUROS DE CORTE RIGIDIZADOS POR PLACAS

Los muros de cortante con bastidores y tableros de madera contrachapada o aglomerada resisten las fuerzas cortantes a través del revestimiento, ya que estos al poseer gran rigidez restringen las deformaciones del muro.

Por otro lado, la fuerza que resiste cada elemento de unión entre bastidor - revestimiento y la conexión en el anclaje limitan las cargas admisibles. Por tal motivo, el número de conectores y el espaciamiento entre ellos define la resistencia y rigidez del muro. Las fuerzas resistentes de cada clavo se distribuyen como se muestra. Ver en la FIGURA 2.8

FIGURA 2.8 COMPORTAMIENTO BAJO CARGA LATERAL DE UN MURO DE CORTE RIGIDIZADO POR PLACAS DE AGLOMERADO.



FUENTE: (JUNAC, 1988)

CAPÍTULO III

ANTECEDENTES DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES

En la literatura revisada se encontró información de estudios referentes al tema, que han sido realizados por diferentes investigadores, quienes han desarrollado conocimiento previo e importante para la presente investigación.

3.1 MODELACIÓN DE MUROS DE MADERA PARA EDIFICIOS DE VARIOS PISOS.

Autor: Tunis Hoekstra.

Año: 2012.

La investigación se realizó en Holanda, en Delft University of Technology, el objetivo fue derivar un método de cálculo analítico y un enfoque del modelo de la rigidez de factores que contribuyen a la deformación total del muro de corte de madera sometido a carga lateral. Inicialmente estudia el deslizamiento de los conectores, mencionando que es la parte fundamental del bastidor de madera, en base a las investigaciones revisadas sobre el tema. Por lo tanto, haciendo una comparación entre las reglas de diseño del Eurocódigo 5, y los resultados determinados experimentalmente establece el módulo de deslizamiento (k_{ser}) obtenido de las ecuaciones del Eurocódigo 5, que coincide con los valores del módulo de deslizamiento determinado por los datos de prueba.

En la segunda parte, presenta un análisis del anclaje de sujeción, el cual garantiza la estabilidad del muro por cortante. Además, se determinó que la rigidez del anclaje está en función del número y separación de conectores, y también de la rigidez de la sección transversal del material, sea acero y/o madera.

Posteriormente, muestra un método de cálculo analítico a mano en primera instancia, luego un modelo con software para análisis estructural y hace uso del parámetro de rigidez calculado analíticamente. A partir del análisis, la rigidez del muro está asociada según el siguiente orden de contribución:

- Deslizamiento de conectores entre bastidor-placa OSB.
- Compresión perpendicular a la solera inferior.
- Tensión del perno de anclaje.
- Cizalladura entre placas OSB

La contribución de estos componentes a la deformación se calculó a partir de la geometría de 31 ensayos.

Finalmente, presenta modelos combinados de muros con perforaciones o ventanas. La modelación está basada en el modelo anterior, pero dividida en varios paneles dependiendo de la geometría de la ventana. Los métodos utilizados fue multi-panel y un macro modelo con abrazadera, los cuales muestran concordancia en los resultados.

3.2 CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MUROS ESTRUCTURALES DE MADERA SOMETIDOS A CARGAS LATERALES

Autores: Luis Vásquez, Gonzalo Hernández, Raúl Campos, Patricio Elgueta, Marcelo Gonzáles.

Año: 2015

La investigación fue realizada por el Instituto Forestal (INFOR, Chile), con el objetivo de caracterizar diferentes tipologías de muros de madera y generar una base de datos para complementar a la norma chilena en el diseño sísmico de edificios. El desarrollo de los resultados se obtuvo de forma experimental considerando diferentes grados estructurales de madera G1 y G2 según NCh1970/1. Of88. Además,

dos tipologías de muros de doble altura y doble ancho bajo la norma NCh-ISO 17025. Se consideró 5 probetas para cada tipología. Los muros fueron conformados en base a pies derechos de pino radiata y placa rigidizadora OSB, bajo un esquema de clavado específico y pernos grado 5 de $\frac{1}{2}$ " de diámetro con conectores de acero HTT3 Simpson (escuadras rigidizantes) en el sistema de anclaje.

De acuerdo con los resultados obtenidos, la carga máxima lateral que soportó el muro no varía significativamente entre los muros M-G1 y M-G2 y el desplazamiento lateral máximo es similar para los dos casos. Por lo tanto, el grado estructural de la madera no representa una variable significativa para la investigación.

El modo de falla característico para ambas tipologías se concentró en el borde inferior, dispuesto al levantamiento del pie derecho traccionado. La falla corresponde secuencialmente: plastificación, aplastamiento, desgarramiento de la zona de clavado entre OSB- madera y desclavado parcial de la unión de los pies derechos con la solera inferior.

3.3 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES LIVIANAS CON MARCO DE MADERA Y FORRO DE MADERA CONTRACHAPADA ANTE CARGA HORIZONTAL.

Autores: Bernardo Salas Boraschi, Guillermo Gonzáles Beltrán.

Año: 2011

La investigación tuvo como objetivo principal estudiar el comportamiento estructural de paredes de madera ante carga horizontal con material comercializado en Costa Rica. El desarrollo de los resultados se calculó de forma experimental a través de ensayos a escala real en base a la norma ASTM E564 y de forma teórica por ecuaciones dispuestas en códigos de diseño.

En la parte experimental se ensayaron dos paredes (2,4m x 2,4m) ante carga monotónica. La primera pared con espaciamiento entre clavos de 10 cm y la segunda

con 15 cm, en ambas se utilizaron cinco piezas de 236×9×4 cm para las columnetas, tres piezas de 244×9×4 cm para las soleras y cuatro paneles de 244×122×0,9 cm. Las columnetas o pies derechos se encontraban espaciados a 60 cm de centro a centro. El protocolo de ensayo se realizó según la norma ASTM E564, con el fin de acomodar las conexiones se aplicó una precarga del 10% de la carga última estimada.

La capacidad máxima teórica se obtuvo a partir de la ecuación presentada por González en Diseño de estructuras de madera, Capítulo 4. La capacidad nominal a corte a partir del Código Sísmico de Costa Rica, Capítulo 11, la ecuación está en función de la sumatoria capacidad a corte de los conectores y espaciamiento de conectores. Ver TABLA 3.1.

TABLA 3.1 CAPACIDAD NOMINAL A CORTE

PARED	VMAX EXPERIMENTAL	VMAX.EC.GONZÁLES	CÓDIGO SÍSMICO CR
	T/m	T/m	T/m
S=10	1.15	2.69	4.68
S=15	0.84	1.48	3.12

FUENTE: (Salas & Beltrán, 2011)

La variable de la investigación es el espaciamiento de las conexiones, por lo tanto, se puede destacar que a medida que se acorta el espaciamiento de clavos la rigidez de la pared o muro aumenta. Además, los valores experimentales varían considerablemente con los teóricos, los autores justifican este hecho a que no se restringió el levantamiento de los pies derechos provocando una falla prematura en el ensayo.

3.4 ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE MUROS EN BASE A PANELES DE MADERA, REFORZADOS CON PLACA OSB, FRENTE A CARGAS HORIZONTALES EN SU PLANO.

Autor: Freddy Rademacher.

Año: 2006.

La investigación se la realizó en la Universidad Austral de Chile, con el objetivo de determinar las cargas que resiste el panel de madera con placa OSB con materiales propios de la región, con el fin de establecer la capacidad admisible de dicha configuración a partir de los resultados encontrados en laboratorio. Se ensayaron dos muros de las mismas características en base a las normas ASTM E564, ASTM E72 y NCh 802Eof71, dónde las deformaciones locales por carga lateral fueron producidas en las uniones clavadas del bastidor-OSB y solera-pie derecho. El desclavado de las uniones y cizallamiento de los paneles, busca un comportamiento dúctil evitando que falle la madera en primera instancia.

Para establecer la capacidad admisible por corte describe cinco criterios:

- Deformación angular máxima por corte de $1/300$ radianes corresponden a una magnitud de carga, metodología descrita por la norma ASTM E72, sujeta por tensores que evita el volcamiento de la placa.
- Magnitud de carga que corresponde a una deformación de $1/120$ radianes, en caso de utilizar norma ASTM E574, simulando condiciones más desfavorables y reales de anclaje.
- Los $2/3$ de la carga máxima alcanzada pertenece a la deformación admisible, lo que corresponde un factor de seguridad de 1.5 en deformación horizontal.
- Considera un factor conservador de 2, lo que significa la reducción del 50% de la carga máxima.

- La norma chilena estipula una deformación admisible del 0.002 de la altura de entrepiso o una deformación angular $1/500$ de la altura correspondiente a la capacidad de carga.

Con los resultados obtenidos, el criterio (5) recomendado por la norma Chilena es elegido por ser el más conservador, involucrando un comportamiento elástico-lineal del muro.

3.5 MODELACIÓN NUMÉRICA DE MUROS DE CORTE DE MADERA BAJO CARGAS LATERALES MONOTÓNICA.

Autor: Branco Piero Fuentealba P.

Año: 2014

La tesis tuvo como objetivo modelar el comportamiento de muros ante cargas laterales a través del software Sap2000, en función de resultados experimentales, con el fin de determinar la respuesta estructural de los distintos elementos que conforman cada muro. En principio, para el análisis estático-lineal toma dos consideraciones para desplazamientos y cargas admisibles. La primera consideración por carga toma como referencia ASTM E564, que restringe el $1/3$ de la máxima carga aplicada. La segunda restringe el desplazamiento máximo a $1/250$ de la altura del muro, propuesta por Ni, Zhou, He & AEWP en 2013. Para el cálculo de la rigidez y carga admisible toma la segunda porque reflejó mejor el comportamiento lineal a los cambios aplicados en los anclajes en comparación de la primera que no evidencia cambio alguno ante las mejoras aplicadas.

Finalmente, con los resultados de desplazamiento y carga obtenidos de la experimentación, se calibran en el programa. El bastidor del muro se asignó como elemento "Frame" con propiedades isotrópicas, la placa rigidizadora se modeló como elemento "Shell" con propiedades ortotrópicas. En la modelación de las conexiones se realizó un procedimiento particular debido que para el sistema de anclaje ma-

dera-madera y bastidor -OSB se colocaron resortes "N-link" para simular el comportamiento de los clavos en las direcciones respectivas y articulaciones en la unión de maderas, simulando un comportamiento cercano a la realidad.

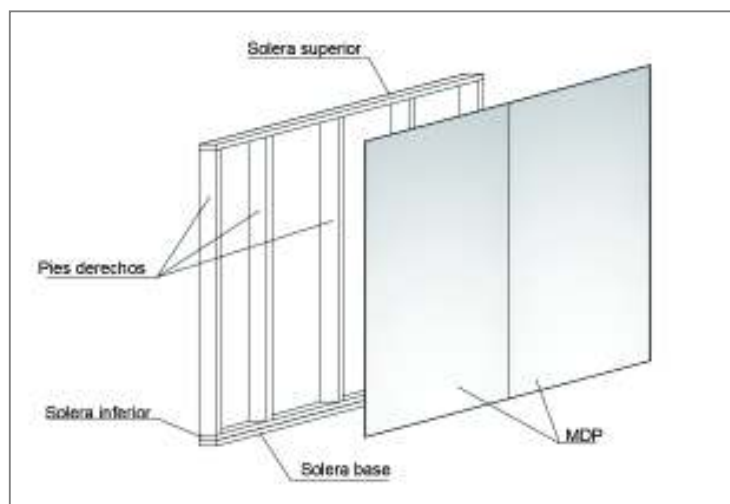
CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA

4.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA MPRPA

El sistema de Muros de corte de Pino Rigidizados por Placas de Aglomerado (MPRPA) que se investiga en este trabajo, es un sistema desmontable conformado por un bastidor con pie-derechos y soleras más un tablero de recubrimiento de madera aglomerada que lo rigidiza. Ver FIGURA 4.1.

FIGURA 4.1 ELEMENTOS DE MURO DE CORTE (MPRPA).



ELABORACIÓN: Calderón-Paz Carlos, 2017

4.1.1 BASTIDOR

El bastidor está conformado por soleras y pies derechos de madera de pino tipo C proveniente de plantaciones forestales de la provincia de Cotopaxi. La escuadría de los elementos es de 4,6 x 14,5 cm.

4.1.2 PLACA RIGIDIZANTE MDP

La placa rigidizadora MDP es un tablero de 12 mm de densidad media elaborado con partículas de madera de pino y resina M.U.F (Melamina Urea Formaldehído) lo que le hace resistente a la humedad. El tablero se ubica únicamente en una cara del muro unido mediante tornillos al bastidor de madera de pino. Para el estudio se han considerado las propiedades especificadas por el proveedor. Ver TABLA 4.1.

TABLA 4.1 PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DEL TABLERO MDP.

PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS							
e+/-	D	Peso	Flex	Hincham.max	Resistencia tracc.CI.Min	Agarre de tornillo	
0.3mm	kg/m ³	Kg	kg/m ²	%	kg/cm ²	cara	canto
6	742	23	220	4	7	N/A	N/A
9	700	33	220	4	6.5	N/A	N/A
12	690	43	220	4	6.5	110	110
15	680	54	210	2	6	130	115
18	670	63	200	2	6	135	120
Cizallamiento (kgf/cm ²) >18							
Módulo de elasticidad (N/mm ²)>2400							

FUENTE: NOVOPAN DEL ECUADOR S.A

4.1.3 CONEXIÓN SOLERAS Y PIES DERECHOS

Tornillos HBS 580

Para unir los elementos del bastidor se emplean tornillos HBS 580 de acero de carbono galvanizados de 5mm de diámetro y 80 mm de longitud de la marca ROT-HOBLAAS, estos elementos son ubicados en el eje de cada elemento. La función que desempeñan los tornillos es similar a una rótula que permite movimiento relativo en 3 planos.

4.1.4 CONEXIÓN BASTIDOR Y PLACA RIGIDIZANTE

Tornillos HTS 560

El elemento de unión de la placa rigidizadora y bastidor son tornillos HTS 560 de acero de carbono galvanizados de 5mm de diámetro y 60 mm de longitud de la marca ROTHOBLAAS. La distancia en la que se coloquen los tornillos determina el comportamiento del muro en parámetros de carga admisible y rigidez.

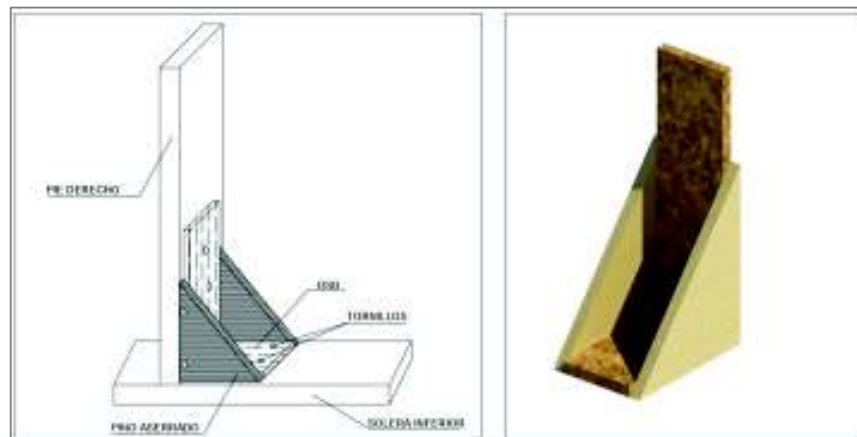
4.1.5 CONEXIÓN MURO –VIGA DE CIMENTACIÓN

Pernos de anclaje

La solera base está conectada por pernos de anclaje de ½” de diámetro y 6” de longitud a una viga de hormigón de 60cm de altura lo suficientemente rígida que simula la cimentación. Esta conexión está sobredimensionada de tal manera que la solera base no se levante hasta alcanzar la falla del espécimen.

Escuadras rigidizantes

Con la finalidad de impedir el levantamiento del borde traccionado en la solera inferior y rigidizar la conexión bastidor-solera se colocan escuadras de madera aglomerada y contrachapada unidas mediante tornillos HTS560 a la solera base que se encuentra conectada a la viga de hormigón. Ver FIGURA 4.2. Generalmente este elemento es prefabricado en metal unido a los pie-derechos y soleras mediante clavos y tornillos. En esta investigación se optó por fabricar un elemento en madera para aprovechar el recurso disponible. La estimación de la capacidad admisible del elemento se presenta en el ANEXO No5.

FIGURA 4.2 ESQUEMA DE ESCUADRAS RIGIDIZANTES.

ELABORACIÓN: Calderón - Paz, 2017.

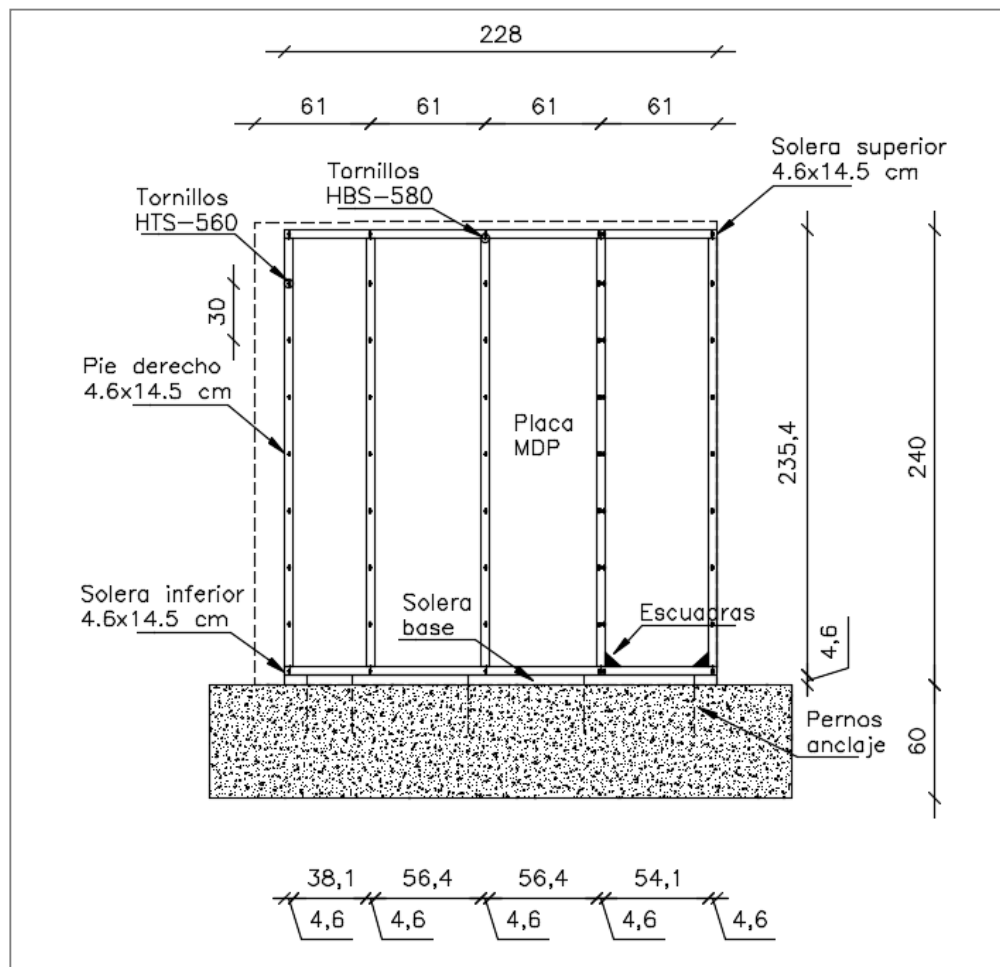
El análisis experimental y teórico de las conexiones bastidor-placa de revestimiento y madera-madera está fuera del alcance de esta investigación, ya que se evalúa el muro en su totalidad. En la Tabla 4.2 se describen las tipologías de muros ensayados, las variables son el número de conectores del sistema de anclaje y la implementación de escuadras rigidizantes en la solera inferior, dando un total de 2 configuraciones. Ver TABLA 4.2.

TABLA 4.2 TIPOLOGÍA DE MUROS DE MADERA ENSAYADOS.

NOMENCLATURA	ESTRUCTURA	PLACA RIGIDIZANTE	SISTEMA DE ANCLAJE
MP-1x5-12	Madera de pino radiata tipo C, pies derechos de sección 4.6 x 14.5 cm separados cada 56.4 cm al eje, solera inferior y superior de sección 4.6 x 14.5cm separadas 230.8 cm al eje, elementos unidos mediante tornillos HBS580 de 80mm.	Placa de madera MDP (Medium Density Particleboard) de sección 244 cm x244 cm y 12 mm de espesor, unidas con tornillos helicoidales HTS560 de 60mm.En la zona perimetral una hilera distanciados a 30 cm y en la junta doble hilera de tornillos distanciados 30 cm.	5 pernos expansores galvanizados de 1/2" de diámetro y 6" de longitud.
MPE-1x8-12	Madera de pino radiata tipo C, pies derechos de sección 4.6 x 14.5 cm separados cada 56.4 cm al eje, solera inferior y superior de sección 4.6 x 14.5cm separadas 230.8 cm al eje, elementos unidos mediante tornillos HBS580 de 80mm.	Placa de madera MDP (Medium Density Particleboard) de 12 mm de espesor unidas con tornillos helicoidales HTS560 de 60mm.En la zona perimetral una hilera distanciados a 30 cm y en la junta de las placas doble hilera de tornillos distanciados 30 cm.	8 pernos expansores galvanizados de 1/2" de diámetro y 6" de longitud. Escuadras de madera contrachapada unida con tornillos HTS560 a la solera inferior. FIGURA 4.2

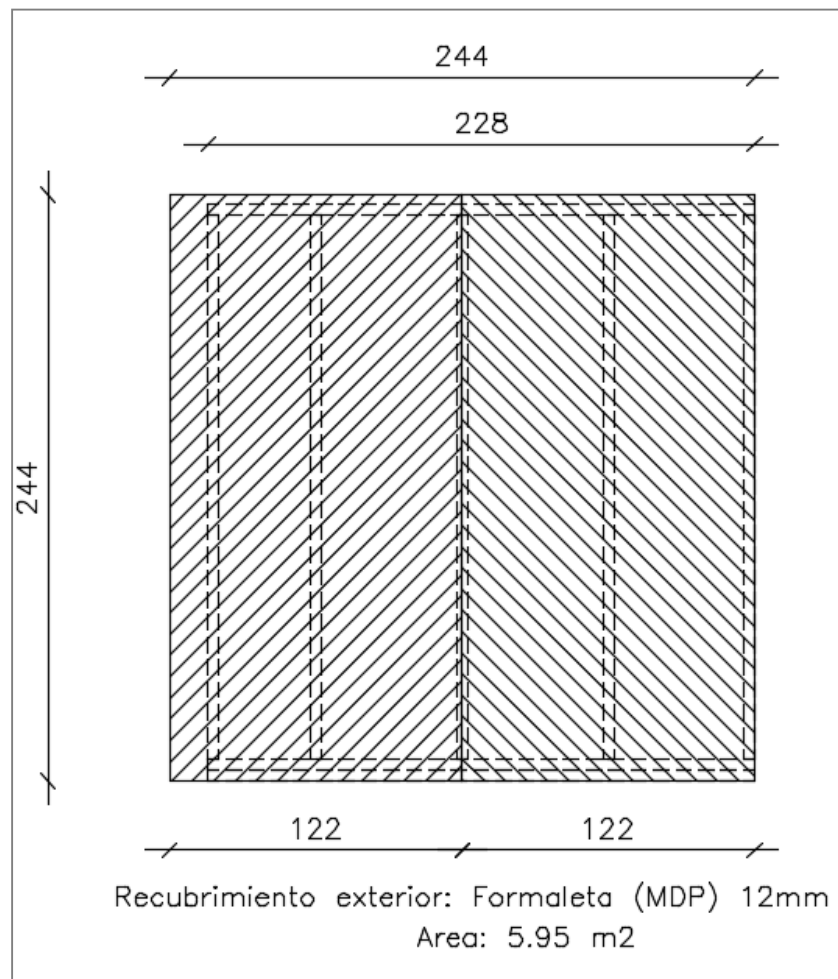
ELABORACIÓN: Calderón - Paz, 2017.

FIGURA 4.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS MUROS ENSAYADOS (A).



Nota: Unidades en centímetros (cm).

ELABORACIÓN: Calderón - Paz, 2017.

FIGURA 4.4 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS MUROS ENSAYADOS (B).

Nota: Unidades en centímetros (cm).

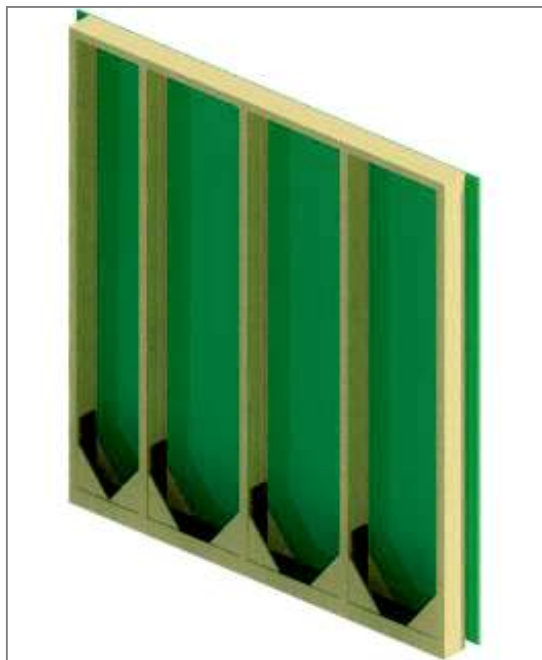
ELABORACIÓN: Calderón - Paz, 2017.

FIGURA 4.5 CONFIGURACIÓN MP 1X5-12.



ELABORACIÓN: Calderón - Paz, 2017.

FIGURA 4.6 CONFIGURACIÓN MPE 1X8-12.



ELABORACIÓN: Calderón - Paz, 2017.

FOTOGRAFÍA 4.1 CONECTORES.**4.2 ENSAYO DE COMPRESIÓN PARALELA Y PERPENDICULAR A LAS FIBRAS.****4.2.1 ALCANCE DE LA NORMA**

Al ser la madera un material ortotrópico, una variable importante en su comportamiento es la dirección de la carga, por lo cual este ensayo permite determinar las características mecánicas de la madera como: módulo de elasticidad (E) y esfuerzo de rotura (MOR) en el sentido paralelo y perpendicular al crecimiento de las fibras del árbol.

4.2.2 RESUMEN DEL MÉTODO

La prueba de compresión paralela a la fibra se realiza en un prisma de 5x5x20 cm y la prueba de compresión perpendicular de 5x5x15 cm, en cuyo tercio central se aplica la carga en sentido perpendicular. Como resultado se obtiene una gráfica de carga (P) vs deformación (δ).

4.2.3 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

1. Medir las probetas.
2. En el caso de carga perpendicular a la fibra, aplicar la carga a una velocidad de 0,305 mm/min a través de una placa metálica cuadrada de 2 pulgadas de ancho, colocada en el tercio medio sobre la superficie superior de la muestra. La deformación se la considerará como la deformación de la placa de carga. En la prueba paralela a la fibra la carga es aplicada a velocidad de 0.600 mm/min, la deformación se mide en los quince centímetros centrales de la altura de la probeta.
3. Tomar mediciones de carga y deformación para intervalos adecuados. Para cargar paralela y perpendicular puede leerse cada 0,10 [mm] de deformación.
4. Determinar los valores de carga máxima. Se debe tener cuidado con los medidores de deformación y es preferible retirarlos luego del tramo elástico, para luego llevar la probeta hasta la falla.
5. Analizar la forma de la falla.

4.2.4 EQUIPO Y MATERIAL

FOTOGRAFÍA 4.2 MÁQUINA UNIVERSAL DE CARGA.



(Laboratorio de Ensayos de Materiales, Mecánica de Suelos y Rocas - LEMSUR)

FOTOGRAFÍA 4.3 DEFORMÍMETROS DE CAPACIDAD DE 0.01 MM.



(Laboratorio de Ensayos de Materiales, Mecánica de Suelos y Rocas - LEMSUR)

FOTOGRAFÍA 4.4 CALIBRADOR DIGITAL.

(Laboratorio de Ensayos de Materiales, Mecánica de Suelos y Rocas - LEMSUR)

FOTOGRAFÍA 4.5 PLACA RÍGIDA PARA APLICACIÓN DE CARGA.

(Laboratorio de Ensayos de Materiales, Mecánica de Suelos y Rocas - LEMSUR)

4.2.5 ANÁLISIS Y CÁLCULOS

Los cálculos se realizan de forma análoga para el ensayo de compresión paralela y perpendicular a las fibras de la madera. Considerando el área resistente a la aplicación de la carga en ambos casos.

4.2.5.1.1 Esfuerzo máximo en límite proporcional (σ_{LP})

Esfuerzo máximo, donde los esfuerzos son directamente proporcionales a la deformación y la curva carga-deformación es una línea recta.

$$\sigma_{LP} = \frac{P_{LP}}{A} \quad [\text{Kg/cm}^2] \quad (4-1)$$

Donde:

P_{LP} : Carga máxima en límite proporcional [Kg].

A: Área resistente [cm²].

4.2.5.1.2 Módulo de elasticidad (MOE)

El módulo de elasticidad indica la rigidez que posee un material, es aplicable para elementos en compresión en dirección paralela a la fibra, flexión o tracción. Se determina como la pendiente de la gráfica esfuerzo (σ) vs deformación unitaria (ϵ), donde la gráfica es lineal y la ley de Hooke es aplicable.

$$\epsilon_{LP} = \frac{\delta_{LP}}{L_0} \quad [\text{s/u}] \quad (4-2)$$

Donde:

δ_{LP} : Deformación máxima en límite proporcional [cm].

L_0 : Longitud resistente [cm].

$$\text{MOE} = \frac{\sigma_{LP}}{\epsilon_{LP}} \quad [\text{Kg/cm}^2] \quad (4-3)$$

Donde:

σ_{LP} : Esfuerzo máximo en límite proporcional [Kg/cm²].

ϵ_{LP} : Deformación unitaria en límite proporcional [s/u] .

4.2.6 ESFUERZO MÁXIMO DE ROTURA (MOR)

Valor de esfuerzo para el que se presenta la falla de la madera. (Resistencia última a la tracción).

$$MOR = \frac{P_{MAX}}{A} \quad [Kg/cm^2] \quad (4-4)$$

Donde:

P_{MAX} : Carga máxima [Kg].

A : Área resistente [cm²] .

La JUNAC establece tablas para clasificar la madera en función de esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad. Ver TABLA 4.3 y TABLA 4.4. Estos valores son consecuencia de un proceso de varios ensayos con maderas de la Subregión. Se denomina A al grupo de maderas de mayor resistencia, B al grupo intermedio y C al grupo de menor resistencia.

TABLA 4.3 ESFUERZOS ADMISIBLES (KG/CM²).

GRUPO	FLEXIÓN	TRACCIÓN PARALELA	COMPRESIÓN PARALELA	COMPRESIÓN PERPENDICULAR	CORTE PARALELO
	fm	ft	fc (p)	fc (pp)	fv
A	210	145	145	40	15
B	150	105	110	28	12
C	100	75	80	15	8

FUENTE: (JUNAC, 1988)

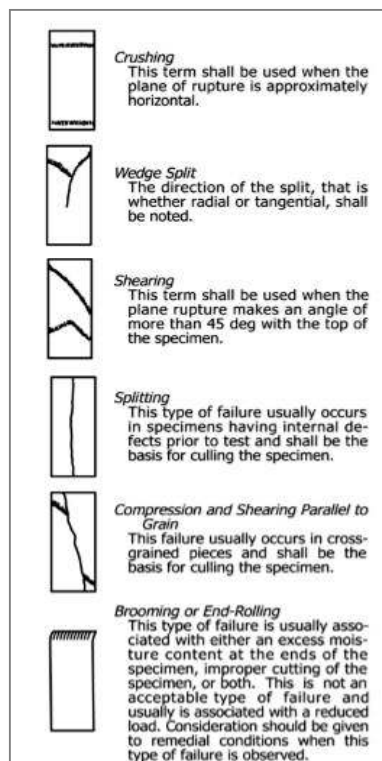
TABLA 4.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD (KG/CM²).

GRUPO	E _{min}	E _{promedio}
A	95000	130000
B	75000	100000
C	55000	900000

FUENTE: (JUNAC, 1988)

4.2.7 TIPO DE FALLA

Las fallas de compresión se clasificarán de acuerdo con la apariencia de la superficie fracturada. Ver FIGURA 4.7. En caso de que se desarrollen dos o más tipos de fallas, se describirán en el orden de ocurrencia.

FIGURA 4.7 TIPOS DE FALLA POR COMPRESIÓN.

FUENTE: ASTM-E564

4.3 ENSAYO DE CONTENIDO DE HUMEDAD

4.3.1 ALCANCE

La prueba de contenido de humedad determina la presencia de agua en la madera, ya que esta influye significativamente en la resistencia de la misma, esto permite asegurar resultados de ensayos comparables. Por otro lado, la prueba de densidad básica de la madera determina un coeficiente entre el peso anhidro de una muestra de madera y su volumen verde o saturado.

4.3.2 PROCEDIMIENTO

1. Pesar y medir las probetas.
2. Introducir las probetas en un horno a 110°C.
3. Retirar luego de 24 horas y volver a pesar.

4.3.3 EQUIPO Y MATERIAL

FOTOGRAFÍA 4.6 BALANZA ELECTRÓNICA DE PRECISIÓN.



(Laboratorio de Ensayos de Materiales, Mecánica de Suelos y Rocas - LEMSUR)

FOTOGRAFÍA 4.7 HORNO PARA SECADO DE MUESTRAS.

(Laboratorio de Ensayos de Materiales, Mecánica de Suelos y Rocas - LEMSUR)

4.3.4 ANÁLISIS Y CÁLCULOS**4.3.4.1 CONTENIDO DE HUMEDAD**

$$H = \frac{W_o - W_f}{W_f} \times 100 \quad [\%] \quad (4-5)$$

Donde:

W_o : Peso seco [gr].

W_f : Peso húmedo [gr].

4.3.4.2 DENSIDAD BÁSICA

$$\delta b = \frac{W_s}{V_v} \quad [\text{g/cm}^3] \quad (4-6)$$

Donde:

W_s : Peso seco [g].

V_v : Volumen verde [cm³].

En la TABLA 4.5 se presenta una clasificación en función de la densidad básica (db), esta tabla agrupa a 105 especies distribuidas en 3 grupos estructurales según la NEC- Estructuras de madera.

TABLA 4.5 DENSIDAD BÁSICA (G/CM3).

GRUPO	db
A	0.71 - 0.90
B	0.56 - 0.70
C	0.40 - 0.55

FUENTE: (NEC-SE-MD, 2015)

4.4 ENSAYO A CARGA LATERAL

4.4.1 ALCANCE DE LA NORMA ASTM E-564

Esta práctica se utiliza para analizar la capacidad a carga estática y deformaciones en paredes revestidas de forma global, es decir considera como un todo el bastidor, conexiones y recubrimiento. La metodología permite determinar la rigidez a corte (G') y desplazamientos (Δ) de una sección típica de un muro estructural de madera. Este ensayo no está destinado a ser utilizado como base para la clasificación de la capacidad del revestimiento o evaluación de la flexión combinada.

4.4.2 RESUMEN DEL MÉTODO

La norma indica anclar el bastidor a una base rígida, con conexiones de anclaje similares a las utilizadas en la construcción real. Aplicar una fuerza paralela a la base en el extremo superior del muro, permitiendo sólo deformaciones en su propio plano. Se deben medir las fuerzas requeridas para solicitar el muro y los desplazamientos en cada intervalo de carga. La resistencia y rigidez a corte de los muros se determinan por el grado de deformación que alcanza durante el ensayo.

4.4.3 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

4.4.3.1 NÚMERO DE ENSAYOS

Ensayar un mínimo de dos probetas para una determinada configuración. Si los primeros resultados de ambos ensayos poseen una diferencia de más del 15% respecto del valor más bajo, se debe ensayar una tercera probeta con orientación en el sentido del más débil de los dos anteriores, de tal modo se calculará el promedio entre los valores más bajos de los tres ensayos. En el caso de que se realicen dos ensayos, se debe calcular el promedio entre ambos.

4.4.3.2 PROCEDIMIENTO DE CARGA

- Aplicar la carga en el extremo superior del muro, en dirección longitudinal. La velocidad de aplicación de la carga debe ser tal, que el máximo nivel de carga esperado se alcance en no menos de 10 minutos.
- Registrar la deformación de sistema de anclaje. Para niveles de carga aproximados de 1/3 y 2/3 de la carga última estimada, descargar el muro y registrar la recuperación del muro después de 5 minutos.

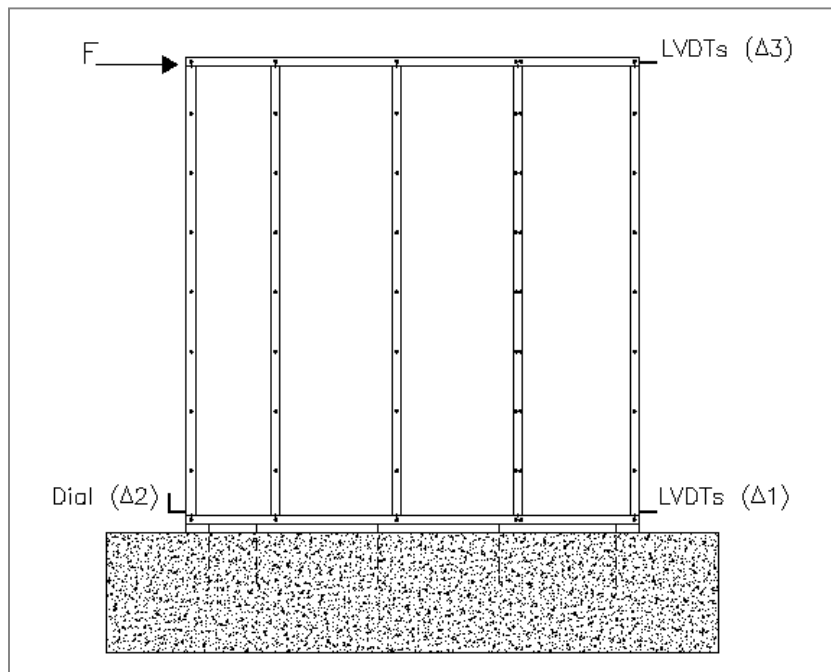
El método de ensayo aplicado en esta investigación presentó las siguientes consideraciones:

4.4.3.3 ACONDICIONAMIENTO

- Se simuló la cimentación del muro mediante pernos de anclaje a una viga de hormigón previamente pretensada a la losa de reacción.
- Se impidió la deformación fuera del plano del panel con un sistema de guías laterales. No se restringió el desplazamiento vertical del panel en la zona de aplicación de la carga.

Se colocaron deformímetros de desplazamiento. Un dial en la base del pie derecho izquierdo para medir desplazamientos verticales (D2), y dos transductores de desplazamiento lineal variable (LVDTs) en las soleras inferior (D1) y superior (D3) de rechas del muro para los desplazamientos horizontales. Ver FIGURA 4.8.

FIGURA 4.8 UBICACIÓN DE MEDIDORES DE DESPLAZAMIENTO.

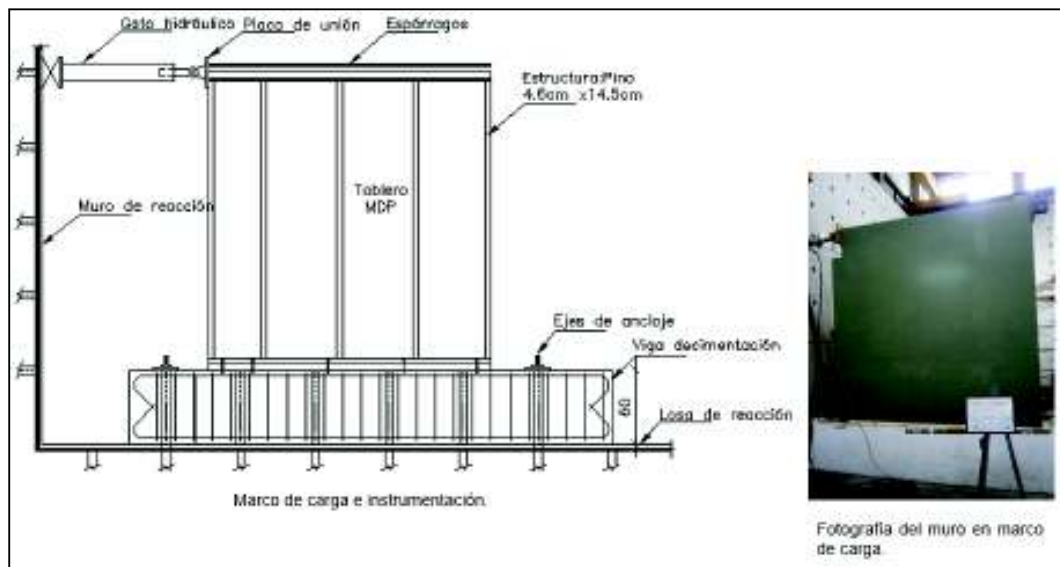


ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

4.4.3.4 APLICACIÓN DE CARGA

- La carga horizontal se aplicó monotónicamente mediante cinco ciclos de carga y descarga con un incremento de 200 Kg, dejándose un lapso de 3 minutos entre cada fase para permitir la recuperación eventual de las deformaciones del muro. Se midió la deformación producida por cada incremento de carga.
- En la etapa final la carga se aplicó hasta que el muro alcance un desplazamiento igual o superior al de la deriva máxima estipulada por la NEC 2015 o hasta que el espécimen no resista más carga.
- En cada ciclo de carga se identificó los alabeos, daños locales y rupturas.

FIGURA 4.9 DISPOSICIÓN GENERAL DEL ENSAYO.



ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

4.4.4 EQUIPO E INSTRUMENTACIÓN

FOTOGRAFÍA 4.8 EJES DE ANCLAJE PARA PRETENSADO DE VIGA DE CIMENTACIÓN.



Centro de Investigación de la vivienda-CIV

FOTOGRAFÍA 4.9 BOMBA MANUAL Y RELOJ DIGITAL.



Centro de Investigación de la vivienda-CIV

FOTOGRAFÍA 4.10 GATO HUECO.



Centro de Investigación de la vivienda-CIV

FOTOGRAFÍA 4.11 SISTEMA DE GUÍAS LATERALES.



Centro de Investigación de la vivienda-CIV

FOTOGRAFÍA 4.12 GATO HIDRÁULICO DE CARGA CÍCLICA CON CAPACIDAD DE 100TN.



Centro de Investigación de la vivienda-CIV

FOTOGRAFÍA 4.13 PLACA DE UNIÓN MURO RÓTULA.



Centro de Investigación de la vivienda-CIV

FOTOGRAFÍA 4.14 SISTEMA UPM100 HBM DE 80 CANALES PARA RECOPIACIÓN DE DATOS DE CARGA Y DESPLAZAMIENTO.



Centro de Investigación de la vivienda-CIV

FOTOGRAFÍA 4.15 DIAL DE DEFORMACIÓN.



Centro de Investigación de la vivienda-CIV

FOTOGRAFÍA 4.16 LVDTs HBM DE 500 MM (TRANSFORMADOR DIFERENCIAL DE VARIACIÓN LINEAL).



Centro de Investigación de la vivienda-CIV

4.5 CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE

4.5.1 CONSTRUCCIÓN DE MUROS

Se construyeron 3 probetas empleando el sistema MPRPA, de las cuales dos presentan la misma configuración y la tercera un reforzamiento en la solera inferior, tal como se explica en la TABLA 4.1.

Para el ensamble de los muros se ejecutó el siguiente procedimiento:

Cortar las piezas del bastidor según las dimensiones requeridas, posteriormente con un taladro atornillador unir la mismas mediante tornillos helicoidales HBS580 de 80mm hasta formar el marco. Ver FOTOGRAFÍAS 4.17, 4.18 y 4.19.

FOTOGRAFÍA 4.17 CORTADO DE SOLERAS Y PIES DERECHOS.



FOTOGRAFÍA 4.18 ENSAMBLE DEL BASTIDOR (A).



FOTOGRAFÍA 4.19 ENSAMBLE DEL BASTIDOR (B)



Colocar la placa rigidizante MDP en una cara del bastidor, fijada con tornillos helicoidales HTS560 de 60mm, según el espaciamiento establecido en el diseño. Ver FOTOGRAFÍA 4.20 y 4.21.

FOTOGRAFÍA 4.20 UNIÓN DE LA PLACA RIGIDIZANTE AL BASTIDOR (A)



FOTOGRAFÍA 4.21 UNIÓN DE LA PLACA RIGIDIZANTE AL BASTIDOR (B)



4.5.2 MONTAJE DEL ENSAYO

Una vez colocado el gato hidráulico al muro de reacción, y acondicionado el equipo de ensayo, se sujetó la solera base del muro, mediante pernos de anclaje de 6 pulgadas a la viga de cimentación. Ver FOTOGRAFÍAS 4.22 y 4.23.

FOTOGRAFÍA 4.22 PERFORACIONES PARA UBICACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE EN SOLERA BASE-VIGA DE CIMENTACIÓN.



FOTOGRAFÍA 4.23 COLOCACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE EN SOLERA BASE-VIGA DE CIMENTACIÓN.



Posteriormente se montó la pared sobre la viga y se unió a la solera base con tornillos HBS580 DE 80mm. Ver FOTOGRAFÍAS 4.24 y 4.25.

FOTOGRAFÍA 4.24 MONTAJE DEL MURO SOBRE VIGA DE CIMENTACIÓN.

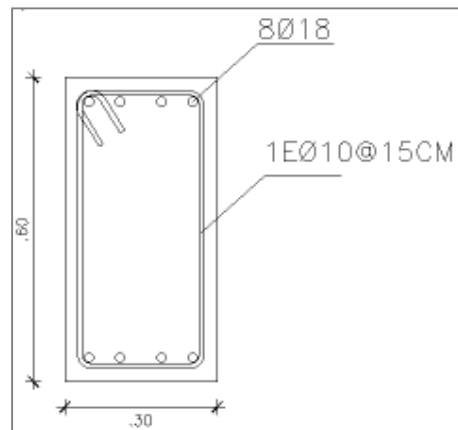


FOTOGRAFÍA 4.25 UNIÓN DEL MURO A LA SOLERA BASE.



La viga de cimentación se construyó con hormigón $f'c$ 210 Kg/cm² y acero de refuerzo f_y 4200 Kg/cm², con sección y cuantía de acero como se muestra en la FIGURA 4.10, esta fue previamente pretensada a la losa de reacción, se aplicó una tensión de 5000 psi por anclaje. Ver FOTOGRAFÍAS 4.26 y 4.27.

FIGURA 4.10 DETALLE VIGA DE CIMENTACIÓN.



ELABORACIÓN: Calderón – Paz , 2017..

FOTOGRAFÍA 4.26 APLICACIÓN DE TENSIÓN DE PRE-ESFUERZO EN EJES.



FOTOGRAFÍA 4.27 VIGA DE CIMENTACIÓN PRETENSADA.



Para la aplicación de la carga se realizaron agujeros en la parte superior de los pies derechos con la finalidad de colocar horizontalmente dos espárragos en la placa de unión muro rótula, que permite transmitir la fuerza en todo el muro. Ver FOTOGRAFÍA 4.28. Finalmente, se aplica el procedimiento descrito en la sección 4.4.3 de este capítulo.

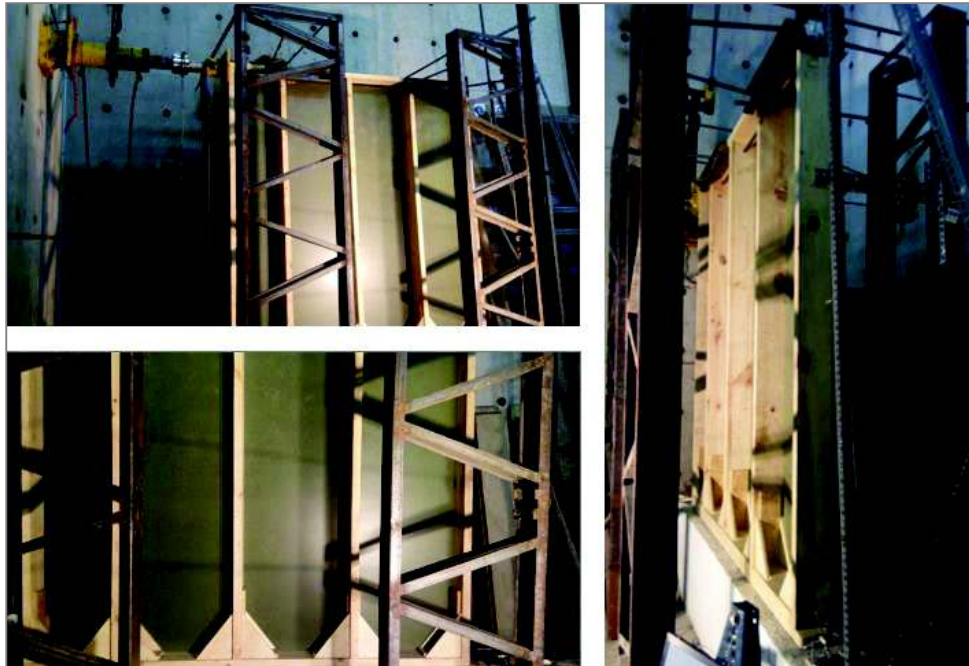
FOTOGRAFÍA 4.28 UBICACIÓN DE ESPÁRRAGOS.



FOTOGRAFÍA 4.29 MONTAJE GENERAL DEL MURO MP 1X5-12.



FOTOGRAFÍA 4.30 MONTAJE GENERAL DEL MURO MPE 1X8-12.



4.6 ANÁLISIS Y CÁLCULOS

Los resultados de esta prueba permiten la evaluación de la resistencia del muro, desplazamientos y rigidez a corte. Para esto se debe tomar los valores medios obtenidos de las configuraciones ensayadas.

4.6.1 CAPACIDAD ADMISIBLE (SADM)

La resistencia admisible a cortante está dada como la carga admisible por unidad de longitud.

$$S_{adm} = \frac{P_{adm}}{b} \quad [Kg/m] \quad (4-7)$$

Donde :

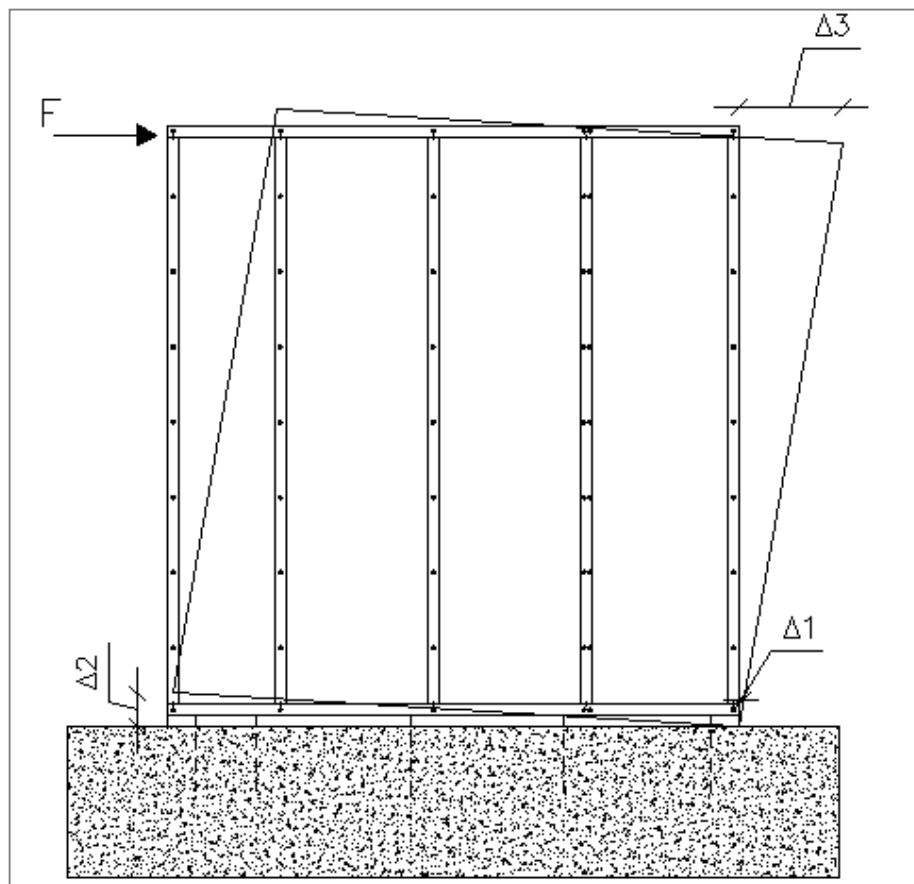
Sadm: Capacidad admisible a corte (Kg/m).

P adm: Carga admisible (Kg).

b: Longitud del muro de corte, medida desde los ejes en dirección paralela a la aplicación de carga.

4.6.2 DESPLAZAMIENTOS (Δ)

La medición es compleja ya que el marco se deforma de un rectángulo a un paralelogramo sesgado, bajo la acción de una fuerza horizontal. Con los diales colocados se determina el desplazamiento horizontal en la solera inferior (Δ_1), en el borde traccionado (Δ_2) y horizontal a nivel de la solera superior (Δ_3). Ver FIGURA 4.11.

FIGURA 4.11 DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS DURANTE EL ENSAYO.

ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

Los desplazamientos registrados para los diferentes ciclos de carga se detallan en el ANEXO No1.

4.6.3 RIGIDEZ A CORTE (G')

La rigidez a corte se evalúa como un valor global, dado que incluye rotación y traslación de la pared. Esta evaluación indica la resistencia a las deformaciones elásticas del material. La norma recomienda determinar la rigidez según la ecuación 4.8, si las condiciones de ensayo son semejantes a las utilizadas en la construcción real. La altura y longitud del muro no afectan la ecuación puesto que son iguales.

$$G' = \frac{P}{\Delta} \cdot \frac{a}{b} \quad [\text{Kg/mm}] \quad (4-8)$$

Donde:

G' Rigidez al corte del muro (Kg/mm).

P: Carga actuante (Kg).

Δ : Deformación correspondiente a la carga (mm).

a: Altura del muro (m).

b: Longitud del muro (m).

.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo presenta el tratamiento de los resultados obtenidos de diferentes ensayos, para clasificar la madera de pino proveniente de plantaciones forestales de la provincia de Cotopaxi en función de parámetros físicos y mecánicos. Además, se obtiene las capacidades admisibles de los muros a partir del análisis de las curvas carga vs desplazamiento.

Los ensayos se llevaron a cabo en los laboratorios de la Escuela Politécnica Nacional: Centro de Investigación de la Vivienda (CIV) y Laboratorio de ensayos de materiales, mecánica de suelos y rocas (LEMSUR).

5.2 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS FÍSICOS Y MECÁNICOS DE LA MADERA

La madera para usar en la construcción debe cumplir con los siguientes requisitos generales según la JUNAC:

- Cumplir con la clasificación visual por defectos.
- Debe ser una madera clasificada dentro de un grupo estructural en función de sus características mecánicas.
- La esquadría de los elementos debe ser apropiada y de preferencia las recomendadas por la norma.

5.2.1 CLASIFICACIÓN VISUAL POR DEFECTOS

Se realizó una clasificación visual por defectos de la madera según la norma PAD-REFORT mencionada en el capítulo 3 de la JUNAC. En este apartado se presenta una lista de parámetros visuales que determinan a la madera como material estructural. Para la muestra de madera de pino analizada se obtiene lo siguiente:

TABLA 5.1 CLASIFICACIÓN VISUAL DE LA MADERA.

PARÁMETRO	CONDICIÓN			
	ALTA	MEDIA	BAJA	NO PRESENTA
ALABEO				
Abarquillado				X
Arqueadura				X
Encorvadura			X	
Torcedura				X
TORCEDURA				X
ARISTA FALTANTE				X
DURAMEN QUEBRADIZO				
ESCAMADURA				X
FALLAS DE COMPRESIÓN			X	X
GRANO INCLINADO				X
GRIETA				X
MÉDULA			X	
NUDO				
Nudo sano			X	
Nudo hueco			X	
Nudo arracimados				X
PARENQUIMA				X
PERFORACIONES				
Perforaciones pequeñas			X	
Perforaciones grandes				X
RAJADURAS				X

ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

5.2.2 CONTENIDO DE HUMEDAD

El porcentaje de contenido de humedad de equilibrio (CHE) promedio presente en la muestra es del 12%, este valor es inferior al límite 19% establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción de Estructuras de Madera (NEC-SE-MD) para maderas de tipo estructural. Ver TABLA 5.2.

TABLA 5.2 PORCENTAJE DE CONTENIDO HUMEDAD.

ENSAYO	MUESTRA	Wf (gr)	Ws (gr)	H (%)
CONTENIDO DE HUMEDAD	M1	62.48	54.93	12.08
	M2	59.08	52.07	11.87
PROMEDIO		-	-	11.97

Nota: Wf=Peso húmedo; Ws=Peso seco; H=Contenido de humedad presente en la muestra.

ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

En la tabla de categorización propuesta en el apéndice 6 de la NEC-SE-MD 2015, para la localidad de Latacunga se presenta un CHE promedio anual del 15.6%, valor mayor a lo obtenido experimentalmente. Cabe recalcar que la presencia de un CHE menor al promedio anual garantiza la estabilidad en las dimensiones de las piezas y disminuye el riesgo de ataque de hongos e insectos.

5.2.3 DENSIDAD BÁSICA

Las probetas de madera poseen una densidad básica promedio de 0.43 Kg/cm³. Ver TABLA 5.3.

TABLA 5.3 RESULTADOS DE DENSIDAD BÁSICA.

ENSAYO	MUESTRA	Ws (gr)	Vv (cm ³)	db (gr/cm ³)
COMPRESIÓN PERPENDICULAR A LAS FIBRAS	M1-CPP	188.33	383.31	0.49
	M2-CPP	151.62	381.49	0.40
COMPRESIÓN PARALELA A LAS FIBRAS	M1-CP	207.81	498.73	0.42
	M2-CP	202.81	511.32	0.40
PROMEDIO		-	-	0.43

Nota: Ws=Peso seco; Vv= Volúmen verde de la muestra; db= Densidad básica.

ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

Bajo el criterio de clasificación mostrado en la Tabla 4.5, la madera es catalogada dentro del grupo C. Esto indica que es una madera blanda o liviana, y que debe ser tratada para ser usada en la construcción.

5.2.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD (MOE) Y MÓDULO DE ROTURA (MOR)

El módulo de elasticidad (MOE) se determina en el segmento lineal de la gráfica esfuerzo (σ) vs deformación unitaria (ϵ); y el módulo de rotura (MOR) con los valores máximos de carga resistida por el material. Estos parámetros han sido determinados según la metodología mostrada en la sección 4.2.5 del capítulo IV. Se obtuvo un valor promedio de módulo de elasticidad a compresión de 21721 Kg/cm² y módulo de rotura 315 Kg/cm². Ver TABLA 5.4.

TABLA 5.4 RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN.

ENSAYO	MUES- TRA	PLP (Kg)	PMAX (Kg)	σ LP (Kg/cm2)	MOR (Kg/cm2)	MOE (Kg/cm2)
COMPRESIÓN PERPENDICU- LAR A LAS FI- BRAS	M1-CPP	1475.00	1767.00	58.07	69.56	-
	M2-CPP	1397.00	1770.00	54.56	69.13	-
PROMEDIO		-	-	56.32	69.35	-
COMPRESIÓN PARALELA A LAS FIBRAS	M1-CP	7190.00	7930.00	287.61	317.21	20492.24
	M2-CP	6130.00	7963.00	240.37	312.25	22949.84
PROMEDIO		-	-	263.99	314.73	21721.04

Nota: PLP=Carga en límite proporcional; P_{máx}=Carga máxima resistida por el espécimen durante ensayo de compresión; σ LP=Esfuerzo máximo en límite proporcional; MOR=Esfuerzo máximo de rotura del espécimen; MOE=Módulo de elasticidad del material.

ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

Considerando que el módulo de elasticidad de la madera es $E=21721$ Kg/cm², valor inferior al límite propuesto en la Tabla 4.4, y dado que se trata de una especie ubicada en una región diferente a la categorizada en esta tabla, se ha optado por clasificar la madera en función de su densidad básica.

Las curvas de Esfuerzo vs Deformación Unitaria de las 4 probetas sometidas a compresión paralela y perpendicular a las fibras se detallan en el ANEXO No2.

5.2.5 TIPO DE FALLA

El ensayo finaliza en el momento en el que la probeta presenta la falla o se supera el límite máximo de desplazamiento establecido. La falla presente en las probetas sometidas a compresión paralela es de tipo “chrushing” como se indica en la figura 4.5 del capítulo IV, es decir, esta presenta un plano de falla aproximadamente horizontal, en este caso la falla fue inducida por la presencia de pequeños agujeros en la madera. En las probetas sometidas a compresión perpendicular la falla es casi imperceptible. Ver FOTOGRAFÍAS 5.1 y 5.2.

FOTOGRAFÍA 5.1 FALLA POR COMPRESIÓN PARALELA A LA FIBRA.**FOTOGRAFÍA 5.2** FALLA POR COMPRESIÓN PERPENDICULAR A LA FIBRA.

5.3 RESUMEN DE LA CLASIFICACIÓN DE LA MADERA

La madera ha sido clasificada conforme la sección 5.2 del presente capítulo. Los parámetros físicos y mecánicos que caracterizan el material se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 5.5 PARÁMETROS FÍSICOS Y MECÁNICOS.

Especie		Pino radiata
Grupo estructural		C
Contenido de humedad (%)		12
Densidad básica (g/cm ³)		0,43
Compresión Paralela	Esfuerzo de fibras al límite Proporcional (Kg/cm ²)	264
	Resistencia Máxima (MOR) (Kg/cm ²)	315
Compresión Perpendicular	Esfuerzo de fibras al límite Proporcional (Kg/cm ²)	56
	Resistencia Máxima (MOR) (Kg/cm ²)	69
Módulo de elasticidad (Kg/cm ²)		21721

ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

5.4 DETERMINACIÓN DE CAPACIDADES DE LOS MUROS

Los valores representativos de la curva carga (P) vs desplazamiento (Δ) obtenidos de la experimentación de los muros bajo carga lateral monotónica se presentan en la siguiente tabla:

TABLA 5.6 VALORES REPRESENTATIVOS DE LA CURVA P VS Δ .

Configuración	Ensayo	PLP (Kg)	Δ LP (mm)	Pmax (Kg)	Δ max (mm)
MP-1x5-12	E-1	669.02	7.76	776.71	74.89
	E-2	700.42	11.36	806.39	81.85
	PROMEDIO	684.72	9.56	791.55	78.37
MPE-1x8-12	E-1	1620.19	16.63	1740.79	80.04

Nota: PLP=Carga en límite proporcional; Δ LP=Desplazamiento correspondiente a PLP; Pmax=Carga máxima resistida por el espécimen durante el ensayo a carga monotónica; Δ max=Desplazamiento correspondiente a Pmax.

ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

Los valores de carga en el límite proporcional se determinaron mediante un ajuste lineal de la curva Carga vs Desplazamiento. Ver ANEXO No3.

5.4.1 DUCTILIDAD

(Park, 1989) define el concepto de ductilidad como:

“La capacidad de una estructura para sufrir grandes deformaciones cíclicas de amplitud en el rango inelástico sin una reducción sustancial de la fuerza”.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{LP}}$$

Donde:

μ : ductilidad [-].

Δ_{max} : desplazamiento correspondiente a carga máxima [mm].

Δ_{LP} : desplazamiento correspondiente al límite proporcional [mm].

MP 1X5-12

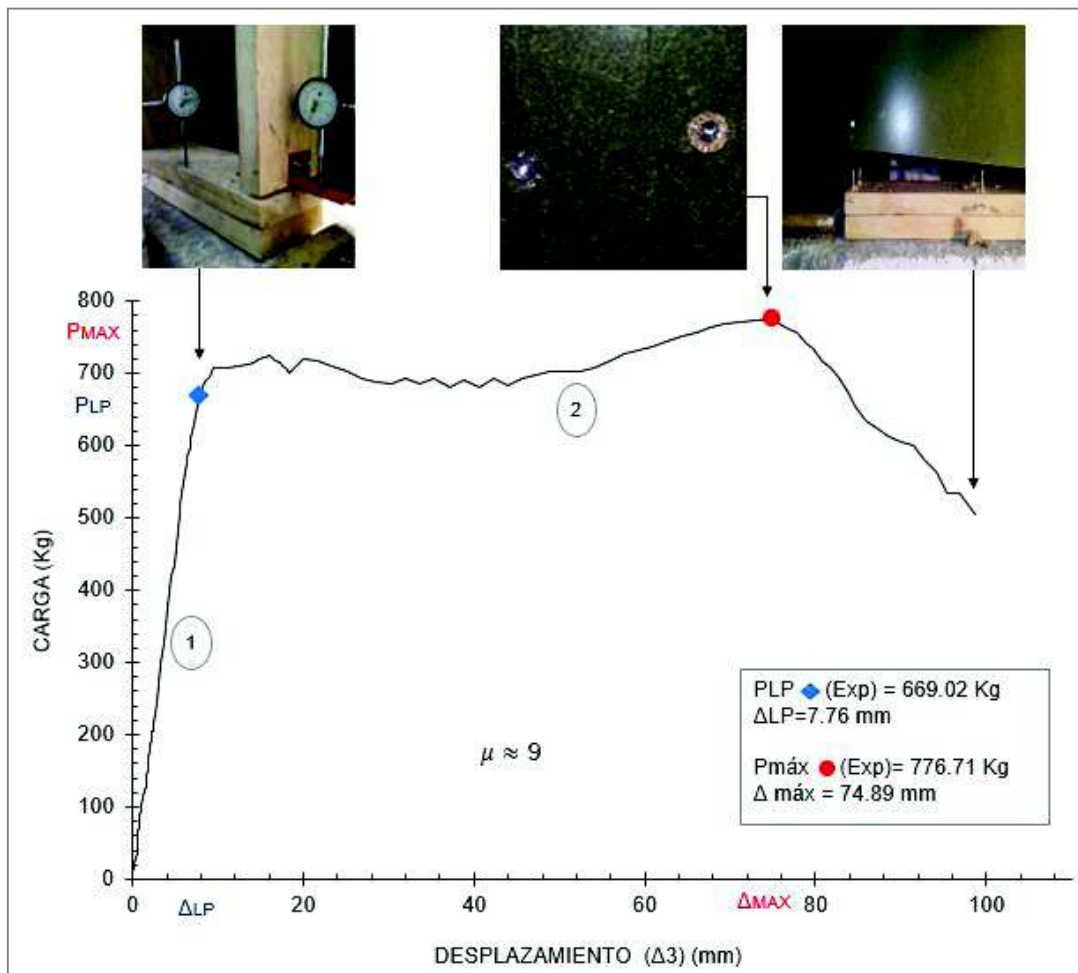
$$\bar{\mu} = \frac{78.37 \text{ mm}}{9.56 \text{ mm}} \approx 8$$

MPE 1X8-12

$$\mu = \frac{80.04 \text{ mm}}{16.63 \text{ mm}} \approx 5$$

El valor mínimo de ductilidad exigido por la NEC-15 es de 2.5 para estructuras de madera, por lo cual los muros analizados serán considerados como sistemas estructurales dúctiles.

FIGURA 5.1 CURVA P VS Δ (MP 1X5-12 E1).



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

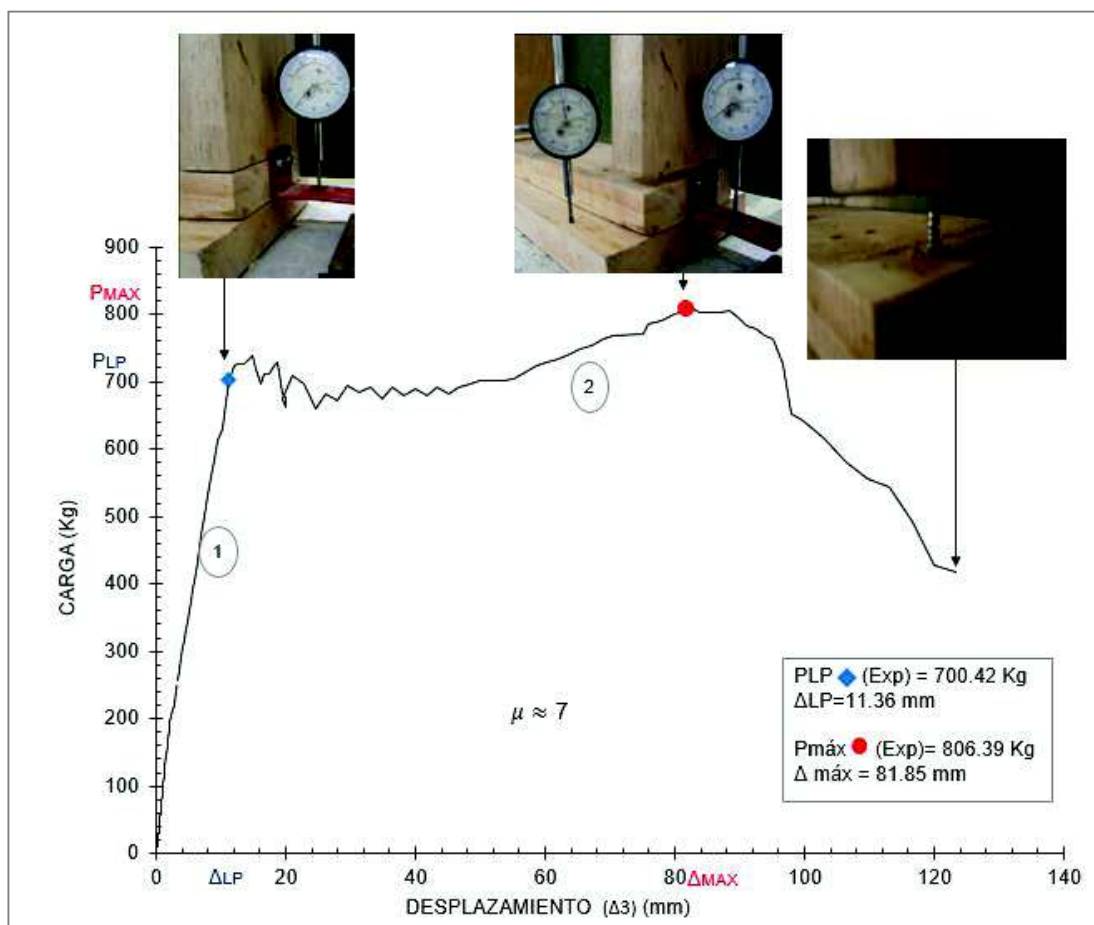
Rango elástico o lineal (1):

El muro MP 1x5-12 alcanza un desplazamiento de 7.76 mm.

Rango plástico o no lineal (2):

A partir del límite proporcional se da la disipación de energía hasta alcanzar la falla del muro a un desplazamiento máximo de 74.89 mm.

FIGURA 5.2 CURVA P VS Δ (MP 1X5-12 E2).



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

Rango elástico o lineal (1):

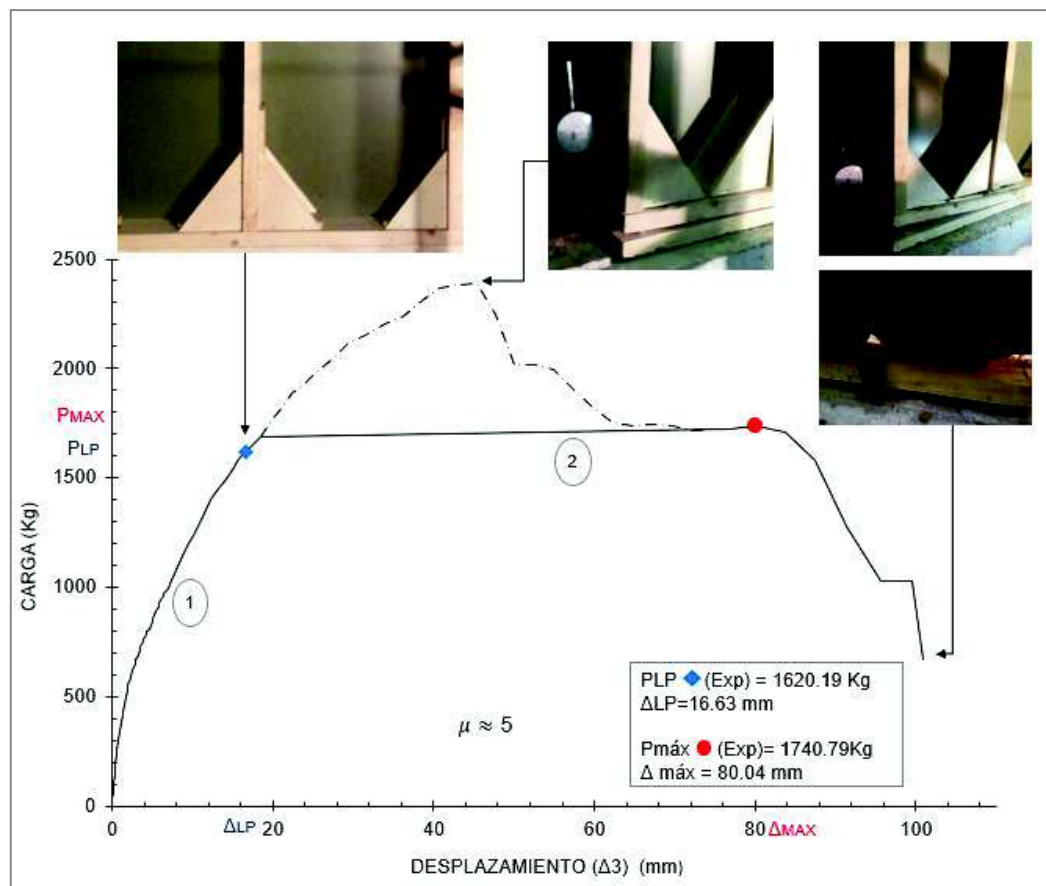
El muro MP 1x5-12 alcanza un desplazamiento de 11.36 mm.

Rango plástico o no lineal (2):

A partir del límite proporcional se da la disipación de energía hasta alcanzar la falla del muro a un desplazamiento máximo de 81.85 mm.

Para el muro MPE 1x8-12 se observa un comportamiento frágil debido al cizallamiento de las escuadras de madera al alcanzar una carga máxima de 2393 Kg. Ver FIGURA 5.3. Para fines de diseño, se corrige la curva y se establece una zona de fluencia, con el objetivo de obtener un comportamiento dúctil, por ende, un desplazamiento mayor. Por lo tanto, la carga en el límite proporcional es de 1620.19 Kg, y la carga máxima disminuye a 1740.79 Kg.

FIGURA 5.3 CURVA P VS Δ (MPE 1X8-12 E1).



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

Rango elástico o lineal (1):

El muro MP 1x5-12 alcanza un desplazamiento de 16.63 mm.

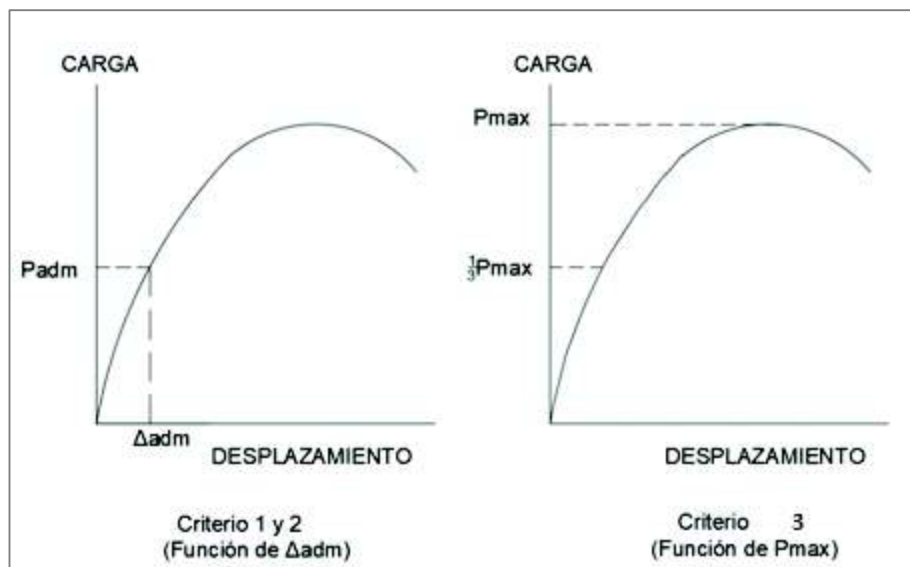
Rango plástico o no lineal (2):

A partir del límite proporcional se da la disipación de energía hasta alcanzar la falla del muro a un desplazamiento máximo de 80.04 mm.

5.4.2 CAPACIDAD ADMISIBLE A CORTE (S-ADM)

Se evalúa la capacidad de carga según la sección 4.5.3 del capítulo IV, y para determinar la carga admisible se ha considerado diferentes criterios recomendados por normas e investigaciones afines. Esto en función de deformaciones admisibles y factores de reducción de carga. En la FIGURA 5.4 se representa gráficamente la metodología empleada para utilizar estos criterios.

FIGURA 5.4 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE CRITERIOS PARA ELECCIÓN DE CARGA ADMISIBLE.



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

Los criterios empleados son los siguientes:

Criterio 1: NEC-SE-DS, 2015

En la sección 4.2 de esta norma se establece que para estructuras de madera la deriva máxima no excederá el límite de deriva inelástica de 0.02 la altura de piso (H) siendo este valor $2440 \times 0.02 = 48.8$ mm.

Criterio 2: Ni, Zhou, He & AEWP, 2013

De la bibliografía revisada, varias investigaciones experimentales de muros de corte sometidos a carga lateral monotónica consideran un nivel de carga en el extremo superior del muro correspondiente a una deformación admisible de 1/250 rad la altura del muro (H), es decir $2440/250 = 9.76$ mm, valor que incluye deformaciones por corte puro, deformación del anclaje y la del sistema de conexión interna.

Criterio 3: ASTM E-564, 2006

La norma plantea tomar el valor de carga admisible mediante una carga de referencia, siendo esta 1/3 de la carga máxima (P máx). Sin embargo, si el nivel de carga de referencia se encuentra sobre el límite de proporcionalidad se debe escoger un valor cercano a este.

TABLA 5.7 DETERMINACIÓN DE CARGAS ADMISIBLES A CORTE.

Configuración	Ensayo	NEC-SE-DS 2015		CHUN NI		ASTM E-564	
		Δ_{adm} (mm)	P_{adm} (Kg)	Δ_{adm} (mm)	P_{adm} (Kg)	Δ_{adm} (mm)	P_{adm} (Kg)
	E-1		701.84		706.98	3.92	258.90
MP-1x5-12	E-2	48.80	696.57	9.76	600.02	3.54	268.80
	PROMEDIO		699.21		653.50		263.85
MPE-1x8-12	E-1	48.80	1721.47	9.76	1181.61	2.38	580.26

Nota: Δ_{adm} =Deformación admisible; P_{adm} =Carga admisible.

ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

Para determinar la capacidad admisible del panel en sus dos configuraciones se ha usado el criterio (2), debido a que es el menor valor en cuanto a límites de desplazamiento respecto a lo recomendado por el criterio (1), de tal manera se asegura la serviciabilidad de la estructura. Se ha descartado el criterio (3), porque al considerar un factor de reducción que disminuye la carga a 1/3, se presenta un valor demasiado conservador donde las deformaciones aún son tolerables y los muros todavía podrían trabajar en el rango lineal.

Por lo tanto, la capacidad admisible a cortante (S_{adm}) de los muros, está dada como la carga admisible (P_{adm}) por unidad de longitud (b). Ver TABLA 5.8.

TABLA 5.8 CAPACIDAD ADMISIBLE A CORTE (S_{ADM}).

Configuración	Ensayo	P_{adm} (Kg)	S_{adm} (Kg/m)
	E-1	706.98	289.75
MP-1x5-12	E-2	600.02	245.91
	PROMEDIO	653.50	267.83
MPE-1x8-12	E-1	1181.61	484.27

ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

La capacidad admisible para la configuración MP-1X5-12 es 268 Kg/m y MP-1x8-12 de 484 Kg/m. Estas capacidades se encuentran dentro del rango proporcional.

5.4.3 RIGIDEZ A CORTE (K)

En la sección 4.5.3 del capítulo IV se indica que la rigidez será calculada como la relación entre la carga actuante (P) y la deformación correspondiente (Δ).

Considerando la carga admisible determinada en la sección 5.4.1 se obtienen los siguientes valores de rigidez:

CONFIGURACIÓN (MP-1x5-12) E-1

Padm=706.98 Kg

 Δ adm= 9.76 mm

G=72.44 Kg/mm

CONFIGURACIÓN (MP-1x5-12) E-2

Padm=600.02 Kg

 Δ =9.76 mm

G=61.48 Kg/mm

CONFIGURACIÓN (MPE-1x8-12) E-1

Padm=1181.61 Kg

 Δ =9.76 mm

G=121.07 Kg/mm

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los valores obtenidos en las dos configuraciones ensayadas:

TABLA 5.9 RIGIDEZ A CORTE.

Configuración	Ensayo	K (Kg/mm)
MP-1x5-12	E-1	72.44
	E-2	61.48
	PROMEDIO	66.96
MPE-1x8-12	E-1	121.07

ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

Para una deformación de 1mm en muros MP 1x5-12 se requiere una carga de 67 Kg, mientras que para la configuración MPE 1x8-12 la carga requerida es aproximadamente el doble. Con estos resultados se aprecia el aporte de las escuadras en la rigidez de los muros.

5.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO MP 1X5-12 ANTE CARGA LATERAL

La estabilidad del muro ante una sollicitación de carga horizontal es evaluada mediante la combinación de esfuerzos de cortante y flexión, que determinan la relación demanda/capacidad según la siguiente ecuación:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_C}\right)^2 \left(\frac{b/d}{b/d_{\max-C}}\right)^4 + \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_S}\right)^2 \left(\frac{b/d}{b/d_{\max-S}}\right)^4} \leq 1 \quad (\text{DIN 1052, 1997})$$

Dónde:

σ_1 : demanda del esfuerzo cortante [kg/cm²]

σ_C : capacidad a corte del muro [kg/cm²]

b: distancia entre atiesadores [cm]

d: espesor de la placa [cm]

$b/d_{\max-C}$: Factor de relación en diámetro por corte de conectores DIN 68 763 [-]

σ_2 : demanda del esfuerzo a flexión [kg/cm²]

σ_S : capacidad a flexión del muro [kg/cm²]

$b/d_{\max-S}$: Factor de relación en diámetro por flexión de conectores DIN 68 763 [-]

5.5.1 ESTABILIDAD DEL MURO MP 1X5-12

El muro MP1x5-12 es evaluado a carga horizontal de 792 Kgf con el objetivo de establecer un análisis teórico.

Propiedades placa MDP

$$E_p = 24490 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$H = 240 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 5.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 189 \text{ kg/cm}^2$$

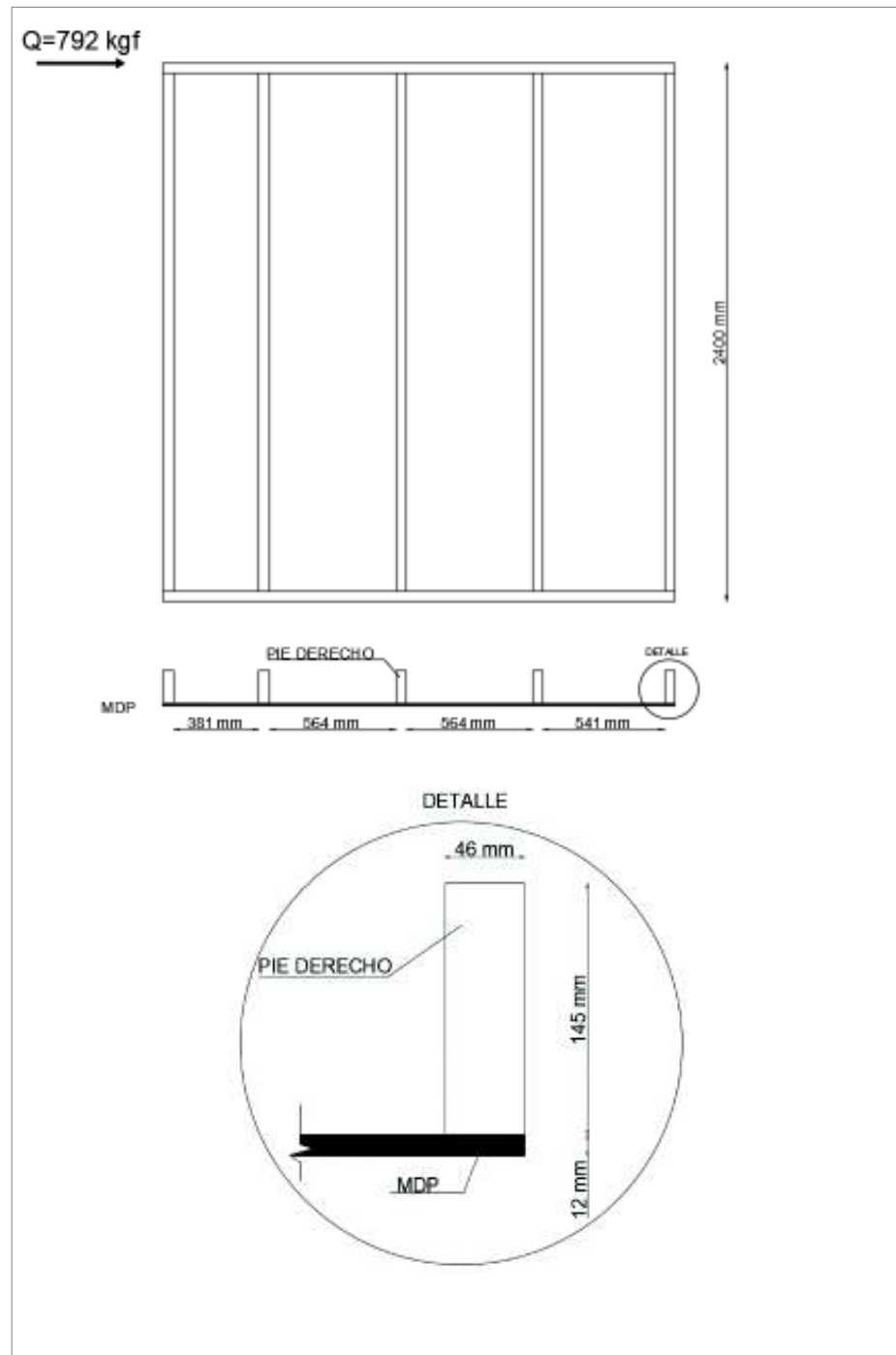
Propiedades bastidor de Pino.

$$E_b = 21721 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Distancia entre tornillos} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Diámetro de tornillos} = 5 \text{ mm}$$

FIGURA 5.5 CORTE Y DETALLE DEL MURO MP 1X5-12.



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

Relación b/H

$$b=38.1 \text{ cm}$$

$$H=240 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{H}=0.15 < 0.4$$

Ancho efectivo (B')

$$\frac{b'}{b}=1.06-0.6 \cdot \frac{b}{H}$$

$$b'=0.96 \cdot 38.1=36.76 \text{ cm}$$

$$B' = b' \cdot \# \text{ espacios} + \# \text{ pie derechos} \cdot a$$

$$B' = 36.76 \cdot 4 + 5 \cdot 4.6 = 170.03 \text{ cm}$$

Factor de relación de materiales (n)

$$n = \frac{E_P}{E_B}$$

$$n = \frac{24490}{21721} = 1.13$$

Área de la placa (A_P)

$$A_P = n \cdot B' \cdot d$$

$$A_P = 1.13 \cdot 170.03 \cdot 1.2 = 230.04 \text{ cm}^2$$

Área del bastidor (A_B)

$$A_B = \# \text{ pie derechos} \cdot a \cdot h$$

$$A_B = 5 \cdot 4.6 \cdot 14.5 = 333.5 \text{ cm}^2$$

Área efectiva (A_{ef})

$$A_{ef} = A_P + A_B$$

$$A_{ef} = 230.04 + 333.5 = 563.54 \text{ cm}^2$$

Inercia Efectiva (I_{ef})

Centroide (z)

$$z = \frac{230.04 \cdot 0.6 + 333.5 \cdot 8.45}{563.54} = 5.25 \text{ cm}$$

$$a_P = 5.25 - 0.6 = 4.65 \text{ cm}$$

$$I_{ef} = I_B + \gamma \cdot A_P \cdot a_P^2$$

$$I_{ef} = \frac{5 \cdot 4.6 \cdot 14.5^3}{12} + 0.58 \cdot 230.04 \cdot 4.65^2$$

$$I_{ef} = 9071.53 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{\pi^2 \cdot E_B \cdot A_P \cdot e}{H^2 \cdot C}$$

$$k = \frac{\pi^2 \cdot 21721 \cdot 230.04 \cdot 30}{240^2 \cdot 7000 \cdot 5} = 0.73 \rightarrow \gamma = \frac{1}{1+k}$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 0.73} = 0.58$$

Corte

$$\sigma_1 = \frac{Q \cdot S}{I_{ef} \cdot a \cdot \# \text{ pie derechos}}$$

$$S = S_B + \gamma_P \cdot S_P$$

$$\sigma_1 = \frac{792 \cdot (47.05 + 0.58 \cdot 1069)}{9071.53 \cdot 4.6 \cdot 5} = 2.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{b}{d} = \frac{30}{1.2} = 25 \rightarrow \text{Tabla DIN 68 763} \quad \frac{b}{d_{\max C}} = 65$$

Flexión

$$\sigma_2 = \frac{Q \cdot H \cdot c}{I_{ef}}$$

$$\sigma_2 = \frac{792 \cdot 240 \cdot (15.7 - 5.25)}{9071.53} = 218.96$$

$$\frac{b}{d} = \frac{30}{1.2} = 25 \rightarrow \text{Tabla DIN 68 763} \quad \frac{b}{d_{\max S}} = 97$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_C}\right)^2 \left(\frac{b/d}{b/d_{\max C}}\right)^4 + \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_S}\right)^2 \left(\frac{b/d}{b/d_{\max S}}\right)^4} \leq 1$$

$$\sqrt{\left(\frac{2.52}{5.5}\right)^2 \left(\frac{25}{65}\right)^4 + \left(\frac{218.96}{189}\right)^2 \left(\frac{25}{97}\right)^4} \leq 1$$

$$0.102 \leq 1 \quad \text{ok!}$$

5.6 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS DURANTE EL ESTUDIO EXPERIMENTAL.

5.6.1 MUROS MP 1X5-12

Durante el proceso de carga y descarga en los muros MP 1x5-12 se observó un desclavado prematuro de los tornillos que unen el bastidor a la solera inferior. Siendo este mayor en el pie derecho traccionado. Ver FOTOGRAFÍA 5.3.

FOTOGRAFÍA 5.3 DAÑOS EN MUROS MP 1X5-12 ALCANZADA LA CARGA MÁXIMA.



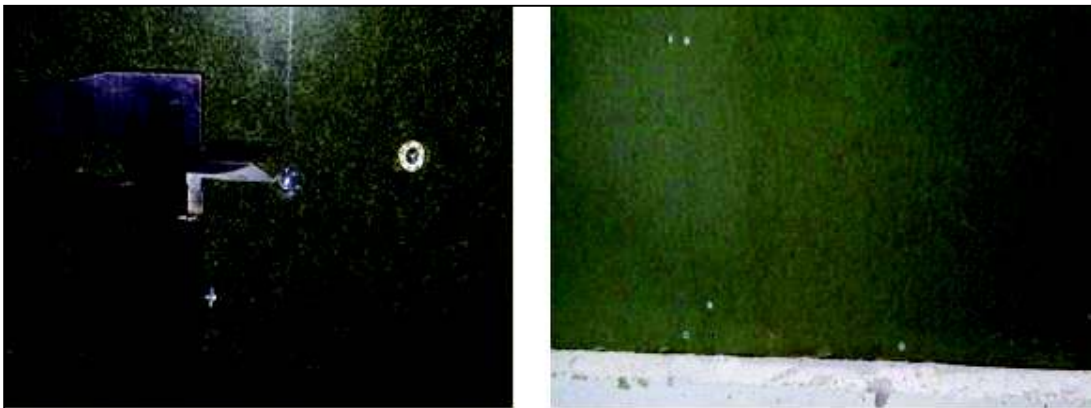
Como se menciona en el capítulo IV, el muro se desplaza hasta formar un paralelogramo. Para carga máxima los dos muros presentaron un desplazamiento promedio en la zona traccionada ($\Delta 2$) de 52.5 mm y en el extremo superior a la altura de la aplicación de la carga el desplazamiento horizontal ($\Delta 3$) de 78 mm.

También se registró el desplazamiento de los tornillos en la conexión bastidor-placa de recubrimiento de 8.7 mm al alcanzar la carga máxima. Ver FOTOGRAFÍA 5.5.

FOTOGRAFÍA 5.4 LEVANTAMIENTO DE PIES DERECHOS ALCANZADA LA CARGA MÁXIMA.



FOTOGRAFÍA 5.5 DAÑOS EN PLACA DE RECUBRIMIENTO Y DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE TORNILLOS DE UNIÓN BASTIDOR- PLACA MDP ALCANZADA LA CARGA MÁXIMA.



5.6.2 MURO MPE 1X8-12

Con la implementación de escuadras rigidizantes, se evitó el levantamiento de los pies derechos, sin embargo, se observó un desplazamiento vertical de la solera inferior debido al desgarramiento de las escuadras. Ver FOTOGRAFÍA 5.6. Como consecuencia el muro presentó una capacidad 2 veces mayor que la configuración no reforzada (MP 1x5-12).

FOTOGRAFÍA 5.6 DAÑOS EN MURO MPE 1X8-12 ALCANZADA LA CARGA MÁXIMA.



Para carga máxima el desplazamiento en la zona traccionada del muro ($\Delta 2$) fue 60.2 mm, y en el extremo superior el desplazamiento horizontal ($\Delta 3$) fue 80 mm.

Los tornillos de la conexión bastidor-placa de recubrimiento se desplazaron por la rotación de las placas, siendo este desplazamiento de 23mm, debido a la pérdida de rigidez del muro por falla de las escuadras, involucrando daños en pies derechos, soleras y placa. Ver FOTOGRAFÍA 5.8.

FOTOGRAFÍA 5.7 DESGARRAMIENTO DE ESCUADRA Y LEVANTAMIENTO DE SOLERA INFERIOR ALCANZADA LA CARGA MÁXIMA.



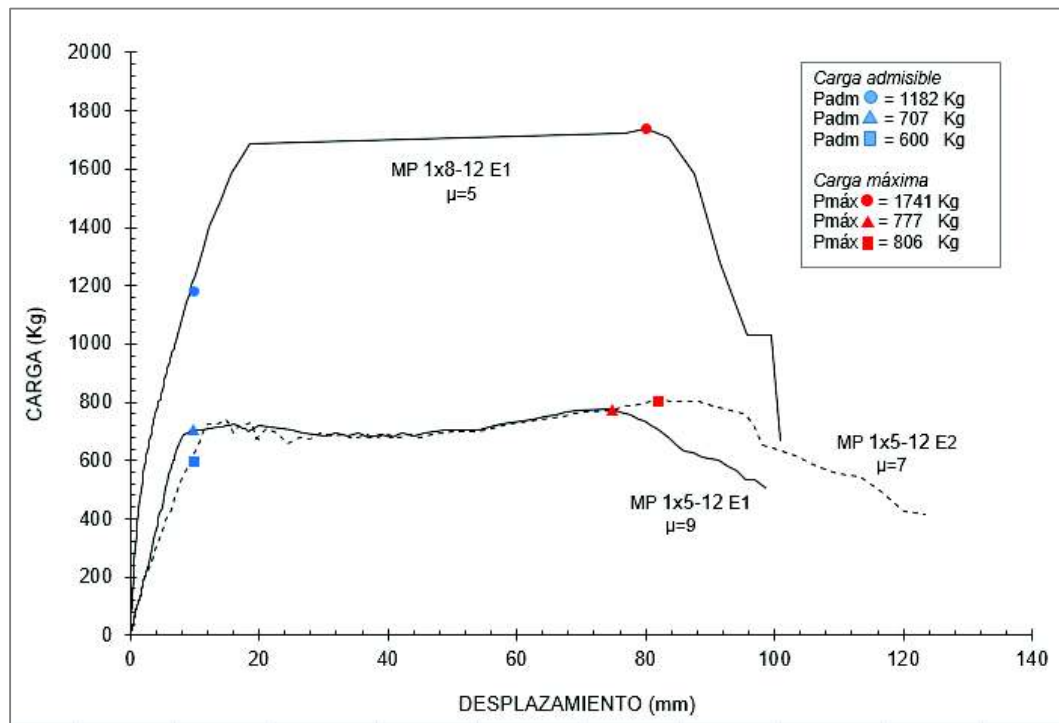
FOTOGRAFÍA 5.8 DAÑOS EN TABLERO DE RECUBRIMIENTO Y DESPLAZAMIENTO DE TORNILLOS DE UNIÓN BASTIDOR- PLACA MDP ALCANZADA LA CARGA MÁXIMA.



5.7 DISCUSIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS DE LA EXPERIMENTACIÓN DEL SISTEMA MPRPA

FIGURA 5.6 CURVAS CARGA VS DESPLAZAMIENTO.





ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

Se observa que el muro MP 1X5-12 disipó 1.6 veces más energía que el muro MPE 1X8-12. Debido a que la conexión pie derecho-solera inferior con escuadras rigidizantes de madera usada en el muro MPE 1X8-12 presentan menor ductilidad.

Para la configuración no reforzada (MP 1x5-12) el nivel de carga promedio en límite proporcional es de 685 Kg, luego de este valor se observa una alta capacidad de deformación en el rango de fluencia, donde los tornillos de la conexión en la solera inferior fluyen a tracción.

La configuración MPE 1x8-12 presenta una capacidad a corte de 484 Kg/m, aproximadamente 2 veces más que la configuración MP 1x5-12. Sin embargo, ambas configuraciones alcanzan un desplazamiento máximo de 80 mm.

5.8 MODELO MATEMÁTICO

La modelación contempla la selección de propiedades, discretización y asignación de carga en los elementos que conforman el muro de corte, considerando las especificaciones de los fabricantes y ensayos respectivos. Además, en la modelación se ejecuta un análisis lineal, es decir, los materiales que conforman el muro trabajan en el rango elástico.

Es preciso mencionar que no ha existido una modelación perfecta, únicamente pueden existir modelos cercanos a la realidad, y también muchos métodos para llegar a ellos, en base a criterios lógicos y demostrados.

5.8.1 ASIGNACIÓN DE ELEMENTOS

5.8.1.1 BASTIDOR DE MADERA

Los elementos que conforman el bastidor, como: pies derechos, solera superior e inferior fueron asignados como elementos Frame (Ver Anexo 4.1). Se usaron las propiedades mecánicas obtenidas en laboratorio. Ver Tabla 5.10.

TABLA 5.10 PROPIEDADES BASTIDOR DE MADERA.

Propiedades Mecánicas		
d	430	kg/m ³
E	21721	kg/cm ²
U	0.3	s. u.

ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

5.8.1.2 PLACA MDP

MDP es un elemento compuesto por partículas de madera aglomerada, lo que le hace un elemento isotrópico a diferencia del OSB que está compuesto por fibras.

La modelación de este elemento fue de tipo membrana, debido a que utiliza componentes de rigidez en el plano de traslación y un componente de rigidez en dirección normal al plano del elemento (Ver Anexo 4.2). Las propiedades fueron obtenidas del catálogo de NOVOPAN Ecuador. Ver Tabla 5.11.

TABLA 5.11 PROPIEDADES PLACA MDP.

Propiedades Mecánicas		
d	690	kg/m ³
E	24490	kg/cm ²

ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

5.8.1.3 CONEXIÓN BASTIDOR – MDP

La conexión de los dos elementos fue a través de joints Body – Constraint, formándose nodos que presentan un comportamiento rígido, debido a un análisis en el rango lineal con desplazamientos relativos (U1, U2, U3). La discretización de la placa MDP con los pies derechos está dada en función de la distancia entre tornillos. Ver Anexo 4.3.

5.8.1.4 CONEXIÓN PIE DERECHO – SOLERA INFERIOR

La conexión se modeló a través de elementos de enlace joint-link con propiedades lineales (Ver Anexo 4.4). Para representar el comportamiento de los tornillos en dichas conexiones se activaron los ejes globales z (U1) y x (U2), en axial y cortante. Ver Tabla 5.12. Los cálculos de los valores de rigidez para los elementos involucrados se encuentran en el Anexo No 5.

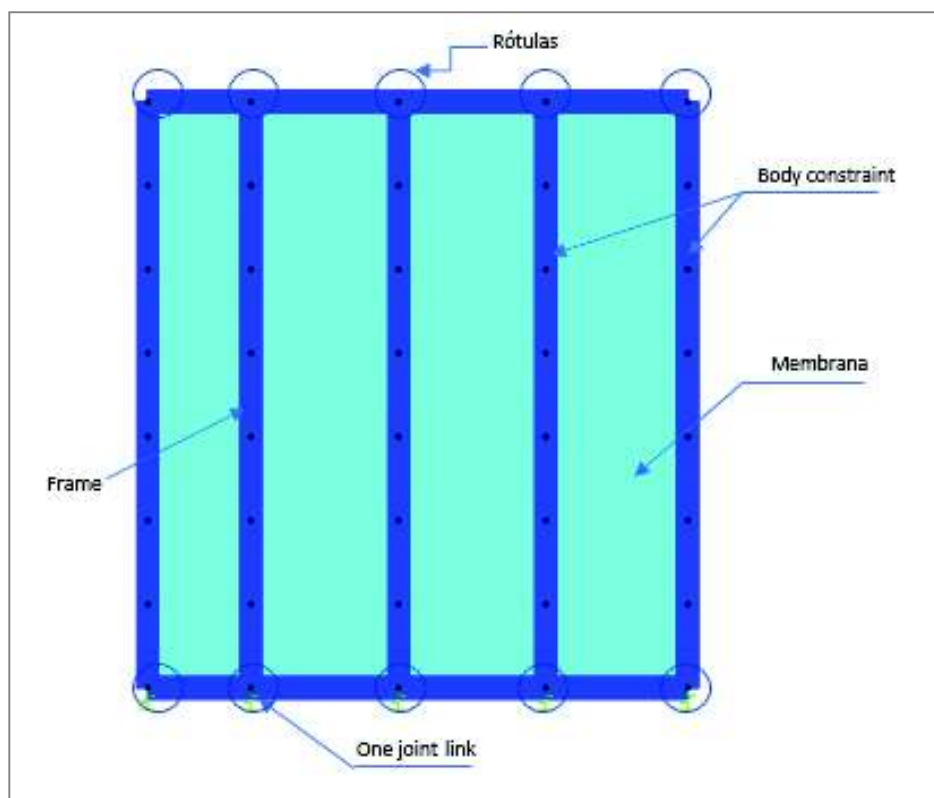
Tabla 5.12 Propiedades pie derecho-solera inferior.

Propiedades Mecánicas	
U1	350 kgf/mm
U2	350 kgf/mm

ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

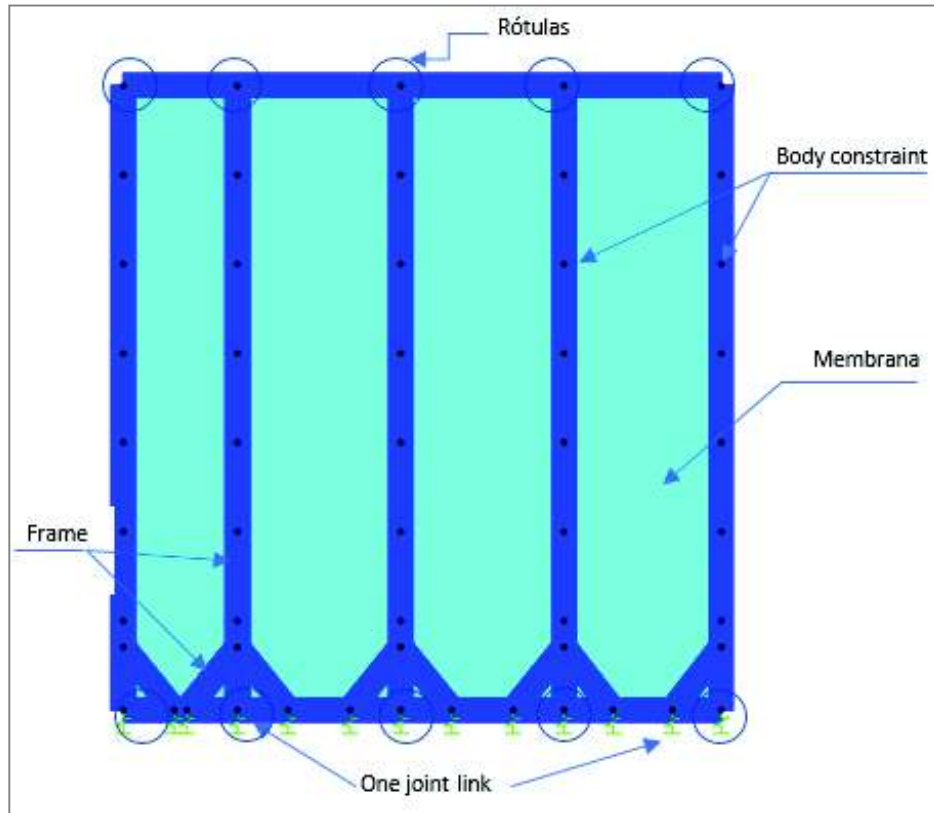
En las siguientes gráficas se representan los elementos finitos asignados en las dos tipologías de muros:

FIGURA 5.7 ASIGNACIÓN DE ELEMENTOS FINITOS EN EL MURO MP 1X5-12.



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

FIGURA 5.8 ASIGNACIÓN DE ELEMENTOS FINITOS EN EL MURO MPE 1X8-12.



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

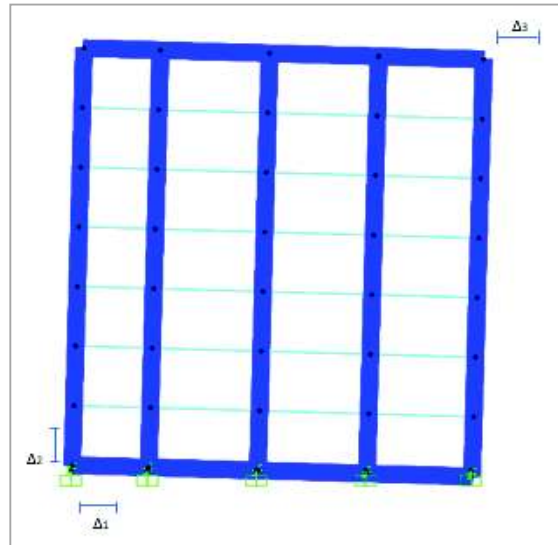
5.8.1.5 CONSIDERACIONES PARA MODELACIÓN

- Los materiales trabajan en el rango elástico.
- Debido al bajo contenido de humedad en la madera de pino ensayada, no se consideraron cambios de volumen.
- Las conexiones entre elementos bastidor-MDP fueron tomados como rígidos, por lo tanto, las deformaciones no serán exactamente iguales a las ensayadas en el laboratorio.
- Se colocaron rótulas entre la unión de las soleras y los pies derechos, lo que imposibilitó la generación de momentos en los nudos.

5.8.1.6 RESULTADOS

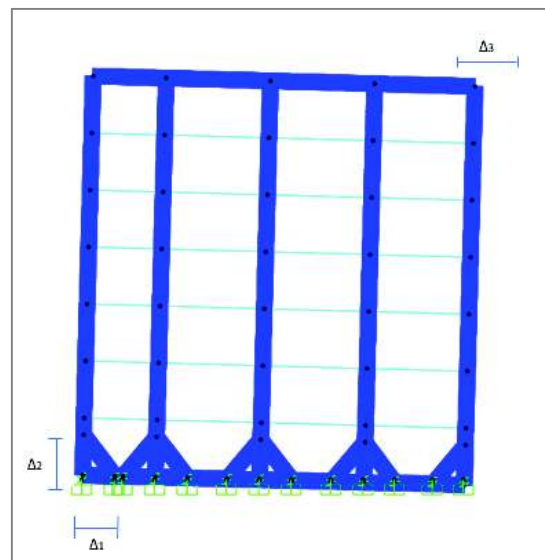
Del modelo numérico se determinaron las deformaciones de los muros como se indica:

FIGURA 5.9 DESPLAZAMIENTOS EN MURO MP 1X5-12.



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

FIGURA 5.10 DESPLAZAMIENTOS EN MUROS MPE1X8-12.



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

TABLA 5.13 RESULTADOS DE DEFORMACIÓN MODELO NUMÉRICO.

MODELO	CARGA	DEFORMACIÓN		
	PLP (Kg)	$\Delta 1$ (mm)	$\Delta 2$ (mm)	$\Delta 3$ (mm)
MP-1X5-12	684.72	1.26	6.23	10.83
MPE-1x8-12	1620.19	1.35	7.01	16.98

Nota: PLP: Carga correspondiente a límite proporcional; Δ Deformaciones obtenidas de modelación.

ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

En la siguiente tabla se contraponen los resultados obtenidos de la modelación y los experimentales a nivel del desplazamiento en el borde superior de los muros ($\Delta 3$).

TABLA 5.14 RELACIÓN DE RESULTADOS DE DEFORMACIÓN EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO.

MURO	Deformación $\Delta 3$ (mm)		Relación (Ex/Num)
	Experimental	M.Numérico	
MP-1X5-12	9.56	10.83	0.88
MPE-1x8-12	16.63	16.98	0.98

Nota: $\Delta 3$ Deformación en extremo superior derecho del muro

ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

Los desplazamientos obtenidos en el modelo numérico presentan una mínima variación con los desplazamientos experimentales evaluados en el rango lineal. Estos resultados son aceptables debido a que se tomaron en cuenta simplificaciones para la realización del modelo. Además, este análisis servirá como antecedente para la modelación de estructuras aplicadas con el sistema MPRPA.

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En los capítulos anteriores se ha estudiado el comportamiento estructural del sistema MPRPA, a partir de resultados obtenidos de la experimentación de muros aislados. En este capítulo se busca representar el comportamiento sismorresistente de una vivienda de un nivel concebida con sistema MPRPA, diseño propuesto por la empresa JEBOCA.

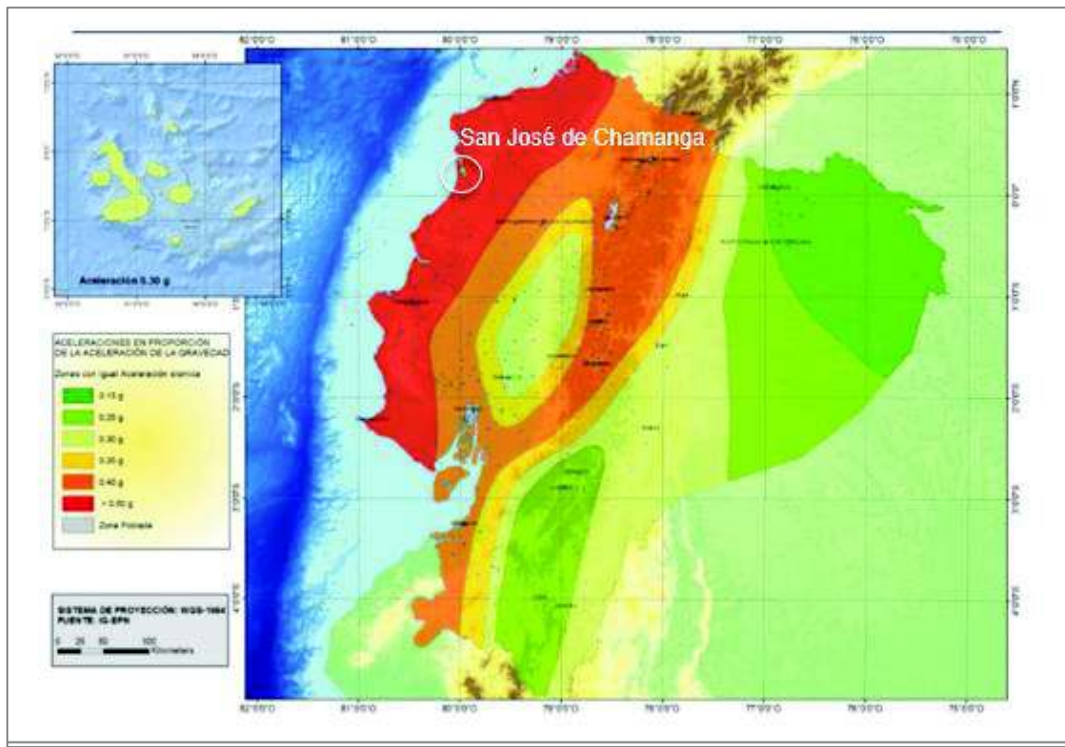
Para este análisis se consideran solicitaciones de viento y acciones sísmicas, determinadas para una zona específica según las normativas ecuatorianas de diseño.

6.1 DESCRIPCIÓN DE VIVIENDA CON SISTEMA MPRPA

La estructura analizada es una vivienda de un nivel de 72.7m² concebida con el sistema MPRPA, ubicada en la parroquia de San José de Chamanga situada al Sur del Cantón Muisne perteneciente a la provincia de Esmeraldas en Ecuador, el lugar se encuentra muy cercano a la parroquia de Pedernales y Cojimíes epicentro del evento sísmico del 16 de abril de 2017.

Se ha escogido esta parroquia, dado que actualmente en las provincias de Manabí y Esmeraldas se presenta un déficit habitacional debido a la afectación del terremoto, al estar ubicadas en una de las zonas de mayor riesgo sísmico en el Ecuador. Ver FIGURA 6.1.

FIGURA 6.1 ECUADOR, ZONAS SÍSMICAS PARA PROPÓSITOS DE DISEÑO.



FUENTE: (NEC-SE-DS , 2015)

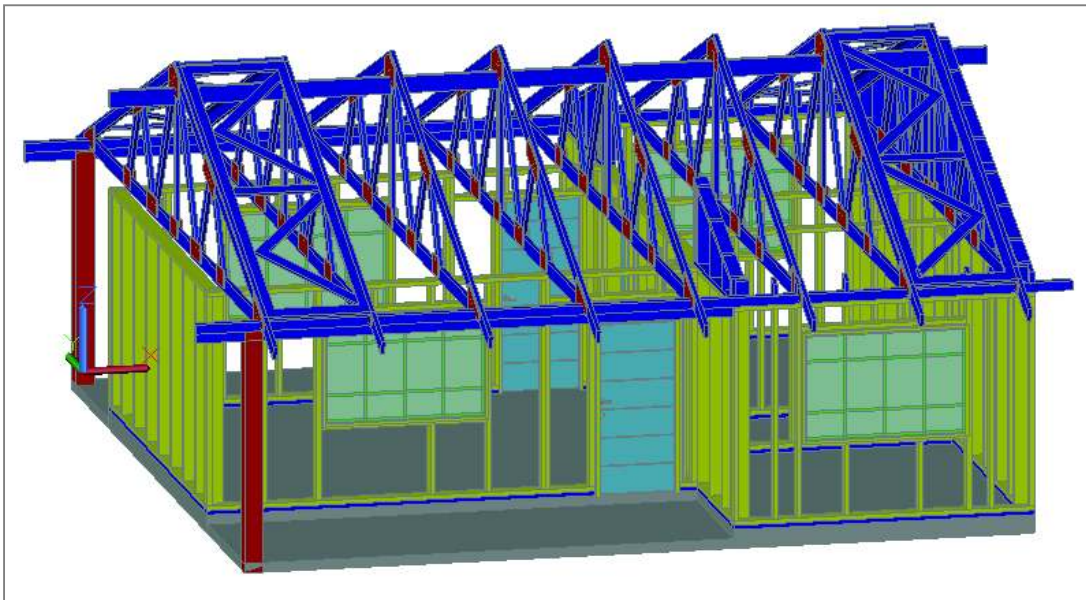
La vivienda está conformada por muros de corte de pino rigidizados por placa en sus dos direcciones, en la parte superior está conformada por una armadura de madera y tejado de tipo galvalumen. La cimentación está sujeta por pernos de anclaje desde la solera base a una losa de cimentación.

FIGURA 6.2 VISTA 3D DE VIVIENDA CON SISTEMA MPRPA (A)



FUENTE: JEBOCA

FIGURA 6.3 VISTA 3D DE VIVIENDA CON SISTEMA MPRPA (B)



FUENTE: JEBOCA

6.2 CARGAS ACTUANTES

6.2.1 CARGAS GRAVITACIONALES

Las cargas gravitacionales actuantes en la estructura han sido evaluadas según la sección 4.2.1 de la NEC-SE-CG 2015 “Cargas gravitacionales”, planos y especificaciones técnicas.

TABLA 6.1 RESUMEN DE CARGAS GRAVITACIONALES DISTRIBUIDAS.

Carga	Valor	Unidad
Carga viva sobre cubierta (L)	70.00	kg/m ²
Carga muerta sobre cubierta (D)	79.70	kg/m ²

ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

6.2.2 CARGA DE VIENTO

La fuerza de viento se determinó según la sección 3.2.4 de la NEC-SE-CG 2015, cabe recalcar que en el Ecuador las velocidades de viento son bajas en comparación a otras zonas tropicales. Siendo así la evaluación ante carga sísmica el caso más desfavorable.

La presión de viento sobre los elementos de la fachada y techo está dada por la siguiente ecuación:

$$P=0.5*\rho*V_b^2*c_e*c_f \quad (6-1)$$

Donde:

Velocidad corregida de viento (V_b): 64.5 km/h

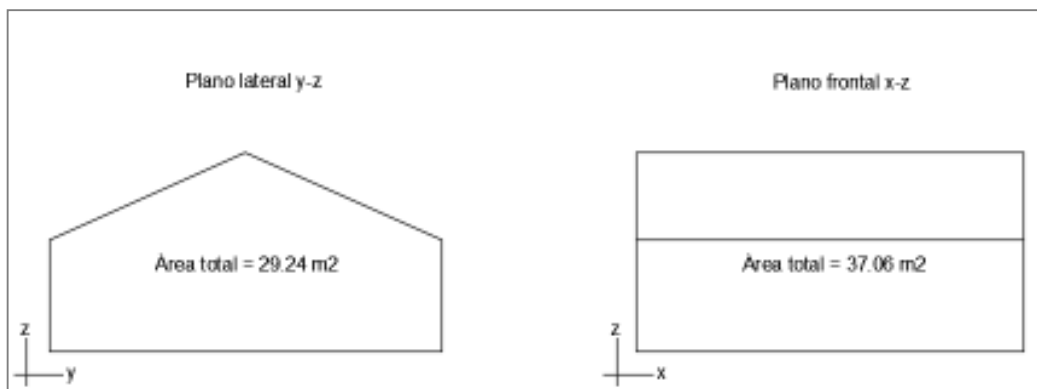
Coefficiente de forma (C_f): 0.3

Coefficiente entorno/altura (C_e): 0.8

Densidad del aire (ρ): 1.25 Kg/m³

La presión de viento resultante es de 63.63 kgf/m². El detalle del cálculo de las cargas gravitacionales y de viento se presenta en el ANEXO No 6.

6.2.2.1 REQUERIMIENTO DE CORTANTE POR VIENTO



Direc. Longitudinal (eje x) = $63.63\text{Kgf} \times 29.24\text{m}^2 = 1861$ [Kgf]

Direc. Transversal (eje y) = $63.63\text{Kgf} \times 37.06\text{m}^2 = 2358$ [Kgf]

6.2.3 CARGA SÍSMICA

Las fuerzas sísmicas han sido determinadas según la NEC-SE-DS 2015 “Peligro sísmico”.

Información:

Provincia: Esmeraldas

Cantón: Muisne

Parroquia: San José de Chamanga (Cercano a la provincia de Manabí)

Tipo de suelo: C

Factor de zona: 0.5

El factor sísmico para determinación de cortante basal de la estructura a nivel de cargas últimas según la sección 6.3.2 de la NEC-SE-DS 2105 está dado por la siguiente ecuación:

$$f = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} \quad [\%] \quad (6-2)$$

Donde:

Factor de importancia (I): 1

Aceleración espectral (S_a): 1.06 g

Factor de reducción de respuesta (R): 2.5

Factor de irregularidad en planta (ϕ_p): 1

Factor de irregularidad en elevación (ϕ_E): 1

Siguiendo la metodología propuesta por la norma se obtiene un porcentaje de carga muerta para sismo del 42.5%. El cálculo del factor de sismo se presenta en el ANEXO No 7.

6.2.3.1 REQUERIMIENTO DE CORTANTE POR SISMO

La fuerza de cortante se distribuye en la estructura como se muestra:

Coeficiente sísmico 0.425

Cortante basal $V(\text{Kg})= 2461$

TABLA 6.2 DETERMINACIÓN DE FUERZA SÍSMICA.

PISO	Área	Peso		Altura	Fuerza sísmica	
	A(m ²)	W (Kg/m ²)	Wi(Kg)	hi(m)	Wi*hi (Kg.m)	Fi(Kg)
1	72.70	79.70	5794.19	2.50	14485.48	2461.37

ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

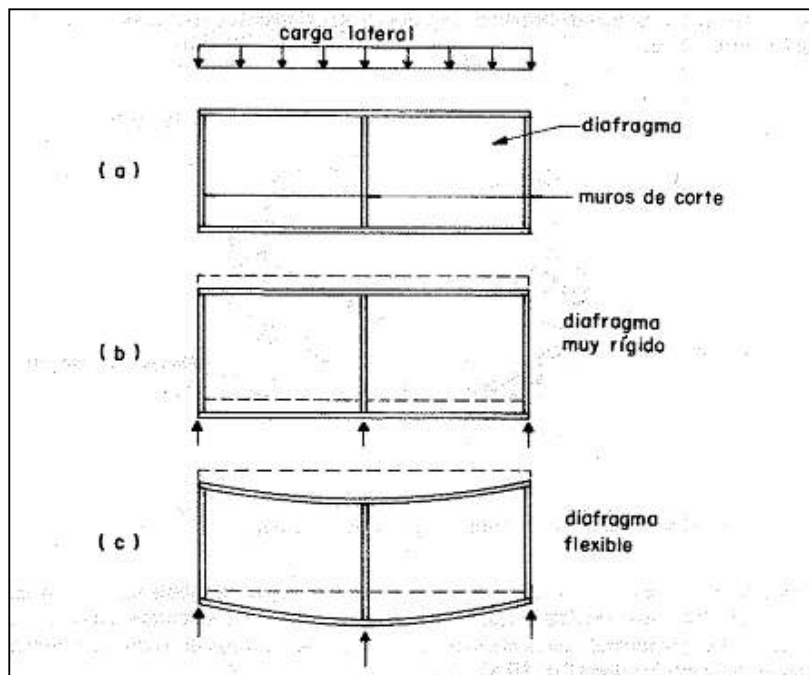
6.3 CAPACIDAD A CORTE DE VIVIENDA CON SISTEMA MPRPA

Para comprobar la capacidad a corte de la estructura con el requerimiento por efecto de sismo y viento se han considerado los siguientes criterios de análisis:

- El comportamiento de estructuras compuesta por diafragmas (horizontales) y muros de corte depende de la rigidez relativa entre estos dos elementos y resulta complejo un análisis aislado, por lo que para edificaciones pequeñas se puede suponer que la estructura del techo actúa como un diafragma rígido. (JUNAC, 1988).
- Con fines de simplificar el cálculo se ha considerado que la estructura es simétrica y las soleras superiores (vigas de amarre) y conexiones proporcionan una rigidez suficiente como un diafragma de piso rígido, de tal manera que los muros de corte se desplacen y soporten la carga en conjunto. Ver FIGURA 6.4 (b). La norma menciona que la fuerza cortante en edificaciones pequeñas puede distribuirse proporcionalmente a la rigidez de los muros, si se cumple con estas limitaciones.

- En caso contrario, si se considera como un diafragma flexible cada muro tomaría la carga correspondiente a su área de influencia y es posible un efecto de torsión. Como resultado los muros perimetrales pueden ser sobrecargados, lo que conlleva a un diseño poco eficiente. Ver FIGURA 6.4 (c).

FIGURA 6.4 INFLUENCIA DE LA FLEXIBILIDAD DE DIAFRAGMAS EN LA TRANSMISIÓN DE FUERZAS HORIZONTALES.

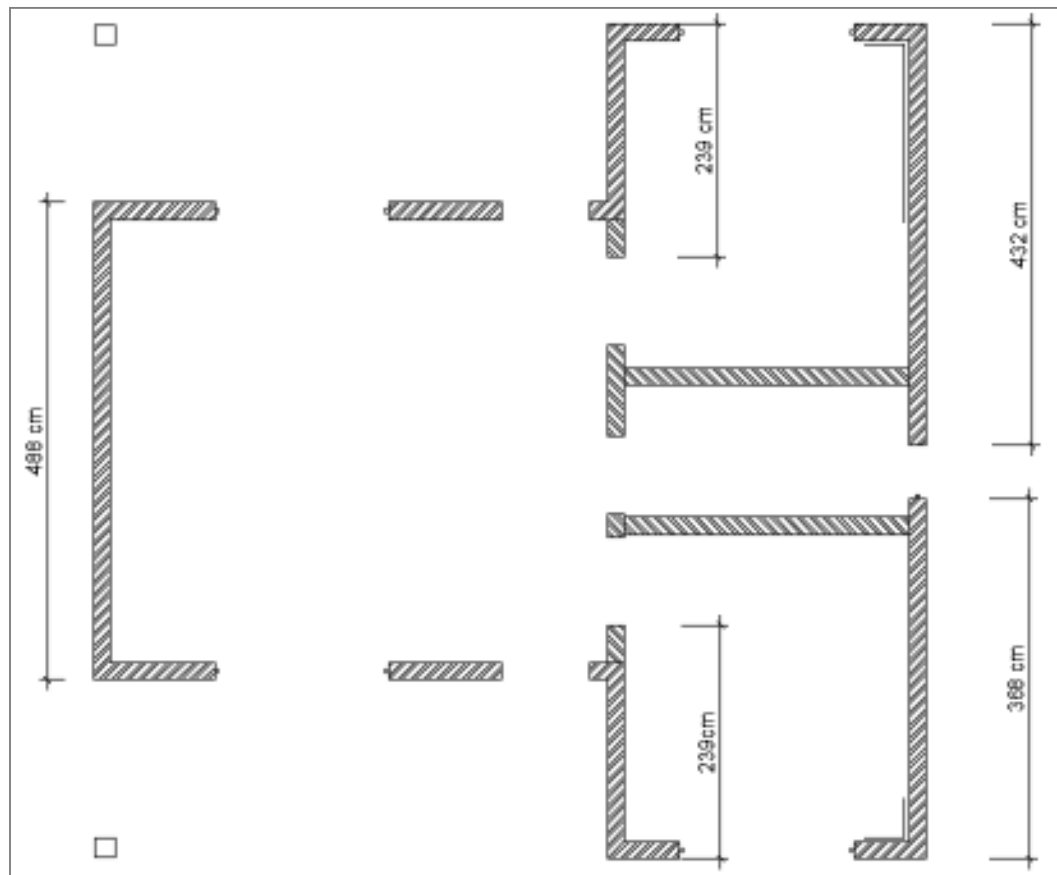


FUENTE: FUENTE: (JUNAC, 1988)

De acuerdo con la hipótesis de diafragma rígido y conocido que las características del revestimiento de los muros son iguales, la capacidad total de la estructura se obtiene multiplicando la longitud de los muros en sentido X y Y por la capacidad a corte experimental de los muros.

Se ha considerado como resistentes a todos los muros que cumplan la relación altura/longitud menor a 2 y que se encuentren estructuralmente unidos al techo.

FIGURA 6.5 MUROS DE CORTE EN DIRECCIÓN Y.



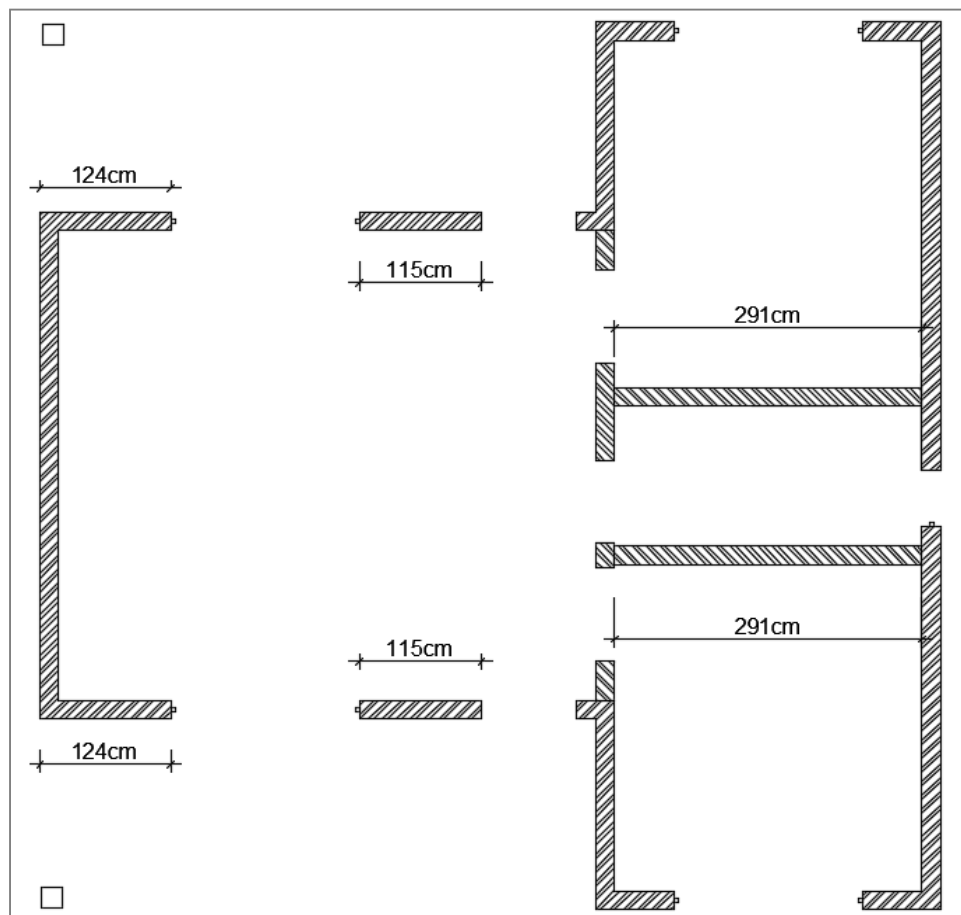
ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

Longitud total en dirección Y.

$$L_y = 4.88\text{m} + 2.39\text{m} + 2.39\text{m} + 4.32\text{m} + 3.68\text{m}$$

$$L_y = 17.66 \text{ m}$$

FIGURA 6.6 MUROS DE CORTE EN DIRECCIÓN X.



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

Longitud total en dirección X.

$$L_x = 1.24\text{m} + 1.24\text{m} + 1.15\text{m} + 1.15\text{m} + 2.91\text{m} + 2.91\text{m}$$

$$L_x = 10.60 \text{ m}$$

6.3.1 CAPACIDAD DE MUROS MP-1X5-12

Capacidad experimental admisible: 267.83kg/m

$$\text{Capacidad eje y} = 267.83 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 17.66\text{m}$$

Capacidad eje y=4730 kg

$$\text{Capacidad eje x} = 267.83 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 10.6\text{m}$$

Capacidad eje x=2839 kg

6.3.2 CAPACIDAD DE MUROS MPE-1X8-12

Capacidad experimental admisible: 484.27 kg/m

$$\text{Capacidad eje y} = 484.27 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 17.66\text{m}$$

Capacidad eje y=8552kg

$$\text{Capacidad eje x} = 484.27 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 10.6\text{m}$$

Capacidad eje x=5133 kg

6.3.3 VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

El requerimiento sísmico de la estructura resulta el caso más desfavorable, el cual es comparado con la capacidad aportante de los muros en dirección X y Y como se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 6.3 FACTOR DE SEGURIDAD SEGÚN CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.

Configuración de muros	Requerimiento [T]			Capacidad [T]		Cap. > Req	Factor de seguridad Fs
	Viento x	Viento y	Sismo	Eje x	Eje y		
MP-1X5-12	1.86	2.36	2.46	2.84	4.73	OK	1.2
MPE-1x8-12				5.13	8.55	OK	2.1

ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

La capacidad admisible en el eje x es cercana al requerimiento mínimo con muros MP-1X5-12 con un mínimo factor de seguridad. Por lo tanto, es necesario implementar más muros en dicho eje o mejorar la conexión a nivel de solera inferior –pie derecho mediante la colocación de escuadras rigidizantes para aumentar la capacidad admisible, como es el caso de los muros MPE-1x8-12.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- Los parámetros físicos y mecánicos obtenidos mediante ensayos permitieron clasificar a la muestra según la NEC-SE-MD 2015, como madera de pino radiata de tipo estructural clase C y contenido de humedad del 12%.
- Los muros MP 1x5-12 poseen una ductilidad de 8 y los muros MP 1x8-12 de 5. Sin embargo, el valor mínimo de ductilidad exigido por la NEC-SE-DS 2015 es de 2.5 para estructuras de madera. Por lo tanto, los muros analizados serán considerados como sistemas estructurales dúctiles.
- El muro MP 1X5-12 disipó 1.6 veces más energía que el muro MPE 1X8-12. Esto se debe a que en la conexión pie derecho - solera inferior de los muros MP 1x5-12 los tornillos fluyen a tracción. Mientras que en el muro MPE 1x8-12 la conexión con escuadras de madera tiene un comportamiento menos dúctil por el material que están constituidas.
- Los ensayos se realizaron en las condiciones más desfavorables, debido a que no se limitó el levantamiento del muro en la zona traccionada (pie derecho-solera inferior). Para los muros MP 1x5-12 y MP 1x8-12 se obtuvo una capacidad admisible a corte 268 Kg/m y 484 Kg/m respectivamente.
- La implementación de escuadras de madera en la conexión pie derecho-solera inferior permiten que la rigidez a corte de los muros aumente al doble.

- Con el propósito de definir un comportamiento dúctil en la curva P vs Δ correspondiente al muro MPE 1x8-12 se disminuyó la carga máxima de 2390 kg a 1740 kg. Por lo tanto, para fines de diseño el muro presenta una carga admisible 1180 Kg.
- En el rango lineal el desplazamiento de los tornillos de la conexión bastidor-placa MDP no es perceptible, debido a que los esfuerzos se concentran en la zona traccionada pie derecho-solera inferior. Al contrario, en el rango no lineal los tornillos se desplazan por el cizallamiento de las placas.
- Los resultados numéricos obtenidos en Sap2000, son cercanos en un 98% a los experimentales, evaluados en el rango lineal ya que las consideraciones adoptadas se acercan al modelo real. Por lo tanto, pueden ser empleadas para la modelación de estructuras concebidas con este sistema.
- Las solicitaciones de viento y sismo determinadas según la NEC 2015 para una vivienda construida con sistema MPRPA ubicada en San José de Chama, son menores a las capacidades admisibles de la estructura. La sollicitación por sismo es de 2.46 T, y la capacidad admisible de la estructura con muros MP 1-5x12 y MPE 1-8x12 son 2.84 T y 5.13 T respectivamente.
- El muro MP 1X5-12 fue evaluado ante una sollicitación de carga de 792 kgf, con la DIM-1052, en una combinación de esfuerzos de cortante y flexión, que determinaron una relación demanda/capacidad de 0.1. Sin embargo, de la curva P vs Δ de los ensayos realizados para el mismo valor de carga la relación es cercana a 1. La variación de los resultados teóricos y experimentales se debe a que no se limitó el levantamiento de los pies derechos en la zona traccionada. Por lo tanto, considerar al muro como una viga en volado no es correcto para este caso.

7.2 RECOMENDACIONES

- La madera de pino tipo C es un material blando, poco resistente al ataque de insectos por lo cual se recomienda un tratamiento preservante según las condiciones ambientales que será expuesta.
- Se sugiere reducir el espaciamiento entre los tornillos que conectan el bastidor y la placa de revestimiento al menos a la mitad. Para contrarrestar el cizallamiento entre placas y rigidizar el bastidor.
- Para el sistema MPRPA es recomendable que la conexión cimentación-muro surja desde la fundación con pernos de anclaje o espárragos con suficiente longitud que traspasen las soleras (inferior y base). Esto con el objetivo de incrementar la capacidad a cortante del muro, restringiendo el levantamiento del bastidor.
- Para la configuración MP 1x8-12 se pueden usar escuadras de un material con mayor ductilidad. Sin embargo, se debe tomar en cuenta factores económicos.
- Este estudio no ha considerado la influencia de las aperturas como ventanas, puertas, y juntas en paneles, por lo cual es responsabilidad del diseñador analizar la información que se brinda en este trabajo para los fines requeridos, de tal manera se busca que el presente sirva como línea base para investigaciones futuras.
- Se debe asegurar la conexión entre muros y techo, de tal manera que ante excitaciones sísmicas los muros se desplacen juntos. Para esto, es necesario contar con planos arquitectónicos y estructurales adecuadamente detallados para ejecutar un montaje correcto de los elementos.
- Cabe destacar que para la construcción de estos paneles no se requiere mano de obra calificada y dado que su ensamble en talleres permite un armado en serie se disminuye considerablemente el tiempo de construcción.

- Para la vivienda de un nivel analizada en este trabajo, se recomienda utilizar la configuración MPE 1x8-12, con lo cual se proporciona un factor de seguridad de 2.1. Se puede emplear la configuración MP1x5-12 siempre y cuando se implementen muros en sentido x para rigidizar la estructura.

REFERENCIAS

- American Forest & Paper Association. (2008). Special Design Provisions for Wind and Seismic (SDPWS). Washington, DC: American Wood Council.*
- ASTM D-143. (2014). Standard Test Methods for Small Clear Specimens of Timber1. EEUU: Annual Book of ASTM Standards.*
- ASTM E-564. (2006). Standard Practice for Static Load Test for Shear Resistance of Framed Walls for Buildings. EEUU: Book of ASTM Standards.*
- Barrios, E., Contreras, W., & Owen, M. (2006). Repercusiones energéticas y económicas del uso de la madera como elemento constructivo para viviendas de interés social en Venezuela. Rev.For.Lat, N"40, 1-28.*
- CORMA. (2010). La construcción de viviendas en madera. Chile: Centro de transferencia tecnológica.*
- Coronel, E. O. (1994). Fundamentos de las propiedades físicas y mecánicas de las maderas: aspectos teóricos y prácticos para la determinación de las propiedades, y sus aplicaciones. Santiago: Universidad de Santiago del Estero. Facultad de Ciencias Forestales.*
- CSI Computers & Structures Inc. (2013). Introductory tutorial for SAP 2000. United States of America: CSI.*
- DIN 1052. (1997). Design of timber structures. (H. J. Krämer, Ed.) Berlín: Universität Fridericiana Karlsruhe.*
- E.Breyer, D., J.Fridley, K., E.Cooben, K., & G.Pollock, D. (2007). Design of wood structures ASD/LRFD (Sexta ed.). Estados Unidos: The McGraw-Hill Companies.*
- Forestal, E. (2007). Subsector transformadores y comercializadores de madera ene el Ecuador. Quito: Corporación de Promoción de Exportaciones e Inversiones – CORPEI.*

- Fuentealba, B. P. (2014). Modelación numérica de muros de corte de madera bajo cargas laterales monotónica. Concepción: Facultad de Ingeniería de la Universidad de Bío Bío.*
- Gao, W. C., & Xiao, Y. (2017). Seismic behavior of cold-formed steel frame shear walls sheathed with ply-bamboo panels. Journal of Constructional Steel.*
- González Beltrán, G. (2003). Plybamboo wall-panels for housing : structural design. Eindhoven: Technische Universiteit Eindhoven.*
- Hoekstra, T. (2012). Modelling the racking stiffness of timber frame shear walls. Holanda: Delft University of Technology.*
- Instituto de Producción de Exportaciones e Inversiones. (2013). Muebles y Productos de Madera. PRO ECUADOR, 5.*
- JUNAC. (1988). Manual de diseño para maderas del Grupo Andino. Cartagena: PADT-REFORT.*
- Ministerio del Ambiente. (2011). Descripción de las Cadenas Productivas de Madera en el Ecuador. Calameo.*
- NEC-SE-DS. (2015). Peligro Sísmico –Diseño Sismoresistente. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción.*
- NEC-SE-MD. (2015). Estructuras de Madera. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción.*
- Ni, C., Zhou, L., He, M., & AEWP. (2013). Finite Element Analysis of the Racking Performance of Tall Unblocked Shear Walls.*
- Rademacher, F. (2006). Análisis de vulnerabilidad estructural de muros en base a paneles de madera, reforzados con placas de OSB, frente a cargas horizontales en su plano. Valdivia: Universidad Austral de Chile.*

- Salas, B., & Beltrán, G. G. (2011). Comportamiento estructural de paredes livianas con marco de madera y forro de madera contrachapada ante carga horizontal. XI Seminario de Ingeniería Estructural y Sísmica (pág. 10). Costa Rica: Congreso Estructuras.*
- Park, R. (1989). Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing (Vols. 22, No. 3). New Zealand: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering.*
- Vásquez, L., Hernández, G., Campos, R., Elgueta, P., & Gonzáles, M. (2015). Caracterización mecánica de muros estructurales de madera sometidos a cargas laterales. (Vol. Informe Técnico N°205). Chile: Instituto Forestal.*

ANEXOS

ANEXO 1
DESPLAZAMIENTOS

TABLA 8.1 DESPLAZAMIENTOS CORRESPONDIENTES A CICLOS DE CARGA EN MP 1X5-12 ENSAYO 1.

CICLO	CARGA	DEFORMACIÓN		
	P (Kg)	$\Delta 1$ (mm)	$\Delta 2$ (mm)	$\Delta 3$ (mm)
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	205.28	0.18	0.29	2.35
3	420.12	0.46	1.19	4.58
4	609.63	0.73	2.05	6.86
5	700.45	1.04	5.53	18.31
6	743.36	1.70	19.95	62.61
Máx.	776.71	1.81	24.85	74.89

Nota: Δ =Deformación registrada por medidores 1,2,3.; P=Nivel de carga resistido por el espécimen en ciclo de carga.

ELABORACIÓN: Calderón – Paz, 2017

TABLA 8.2 DESPLAZAMIENTOS CORRESPONDIENTES A CICLOS DE CARGA EN MP 1X5-12 ENSAYO 2.

CICLO	CARGA	DEFORMACIÓN		
	P (Kg)	$\Delta 1$ (mm)	$\Delta 2$ (mm)	$\Delta 3$ (mm)
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	202.96	0.24	0.34	2.31
3	403.42	0.49	0.99	5.75
4	613.51	0.71	2.49	9.50
5	729.40	1.03	7.90	18.82
6	767.87	1.74	34.90	70.57
Máx.	806.39	1.86	44.50	81.85

Nota: Δ =Deformación registrada por medidores 1,2,3; P=Nivel de carga resistido por el espécimen en ciclo de carga.

ELABORACIÓN: Calderón – Paz, 2017

TABLA 8.3 DESPLAZAMIENTOS CORRESPONDIENTES A CICLOS DE CARGA EN MPE 1X8-12 ENSAYO 1.

CICLO	CARGA	DEFORMACIÓN		
	P (Kg)	$\Delta 1$ (mm)	$\Delta 2$ (mm)	$\Delta 3$ (mm)
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	231.91	0.04	0.08	0.58
3	413.06	0.08	0.28	1.25
4	618.33	0.16	0.69	2.51
5	801.85	0.29	1.27	4.32
6	1011.91	0.50	2.10	7.11
7	1200.11	0.68	3.01	9.49
8	1620.19	1.10	5.94	16.63
Máx.	2392.68	2.12	17.98	45.31

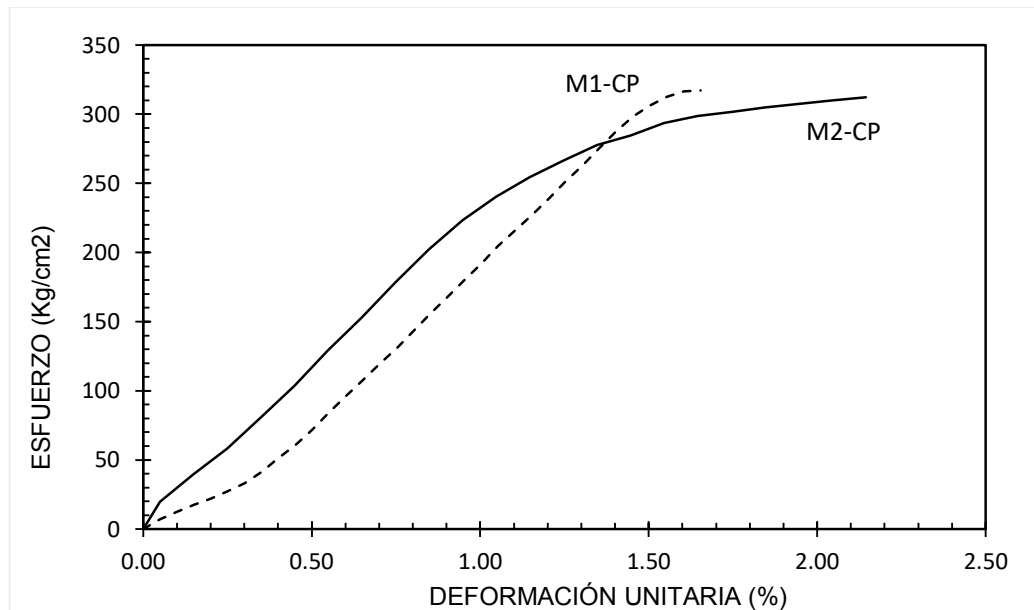
Nota: Δ =Deformación registrada por medidores 1,2,3. ; P=Nivel de carga resistido por el espécimen en ciclo de carga.

ELABORACIÓN: Calderón Talía y Paz Carlos.

ANEXO 2

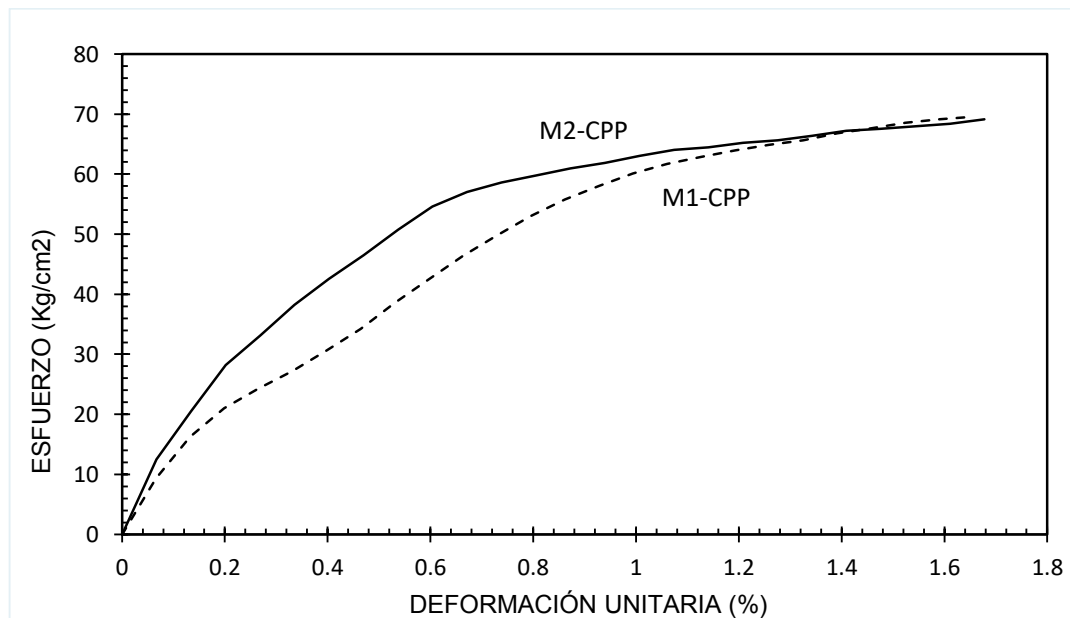
**CURVAS ESFUERZO VS DEFORMACIÓN UNITARIA DE PROBE-
TAS**

FIGURA 8.1 CURVA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN - ENSAYO DE COMPRESIÓN PARALELA



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

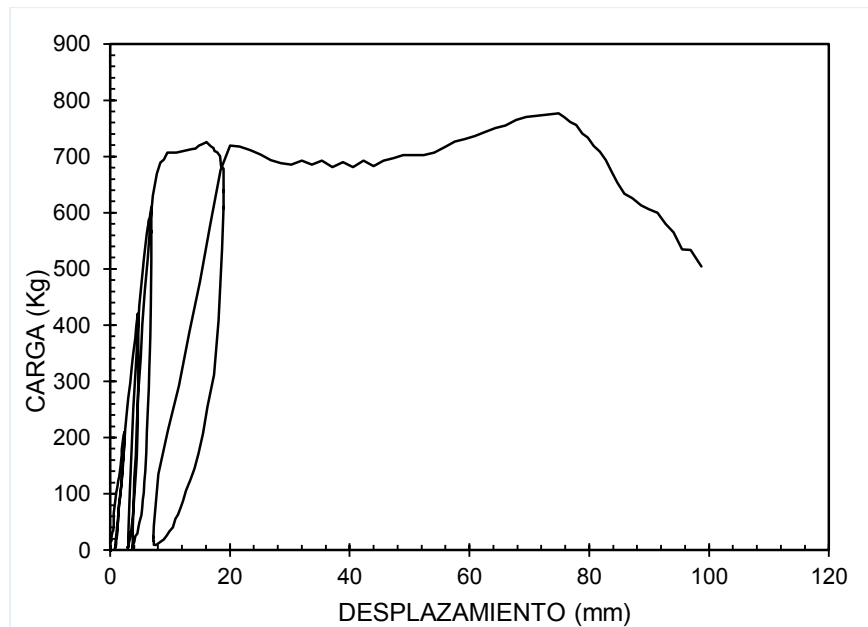
FIGURA 8.2 CURVA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN - ENSAYO DE COMPRESIÓN PERPENDICULAR.



ELABORACIÓN: Calderón - Paz, 2017

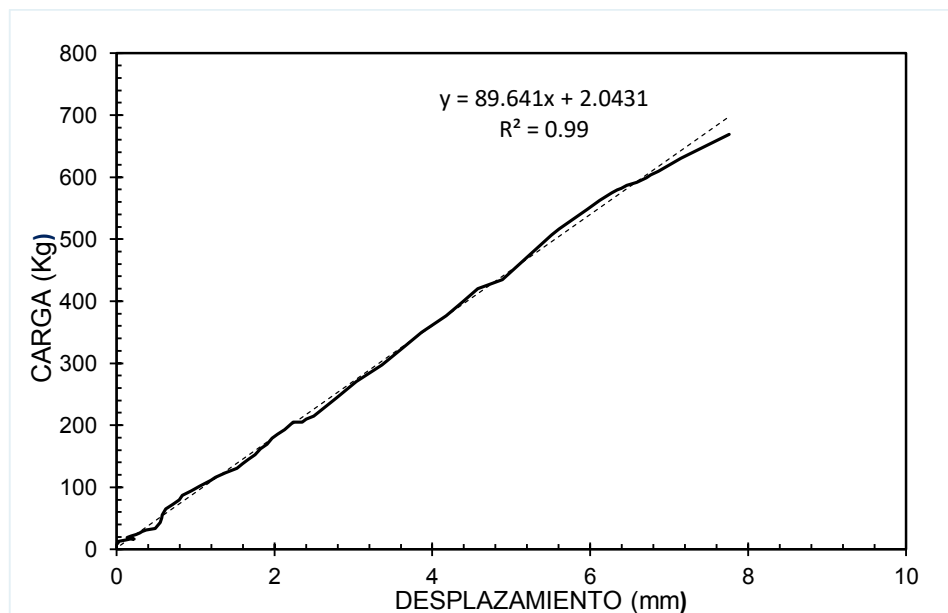
ANEXO 3**CICLOS DE CARGAS – DESCARGA Y AJUSTE LINEAL DE CUR-
VAS P VS Δ**

FIGURA 8.3 CICLOS DE CARGA Y DESCARGA - CURVA P VS Δ (MP 1X5-12 E1).



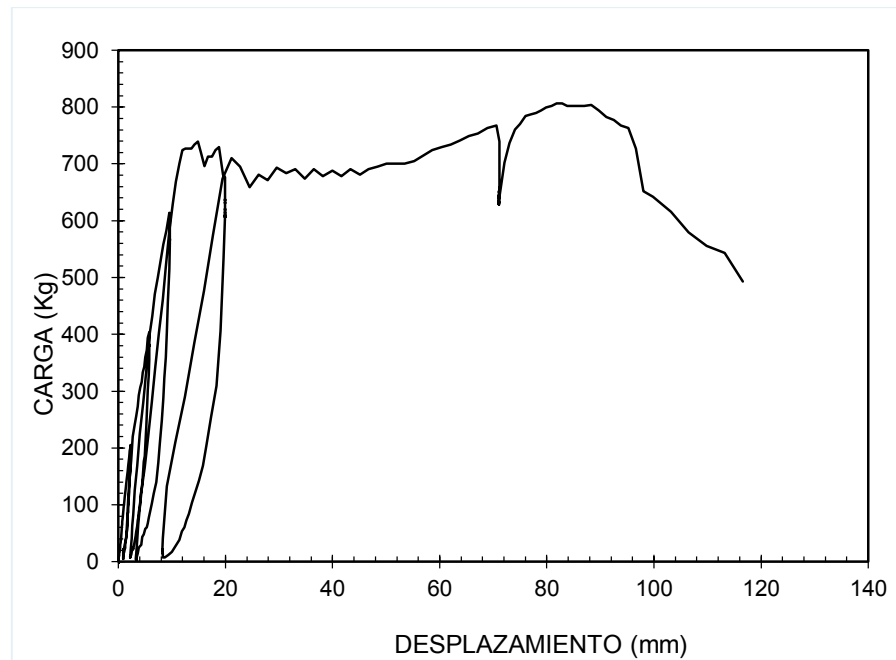
ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

FIGURA 8.4 AJUSTE LINEAL - CURVA P VS Δ (MP1X5-12 E1).



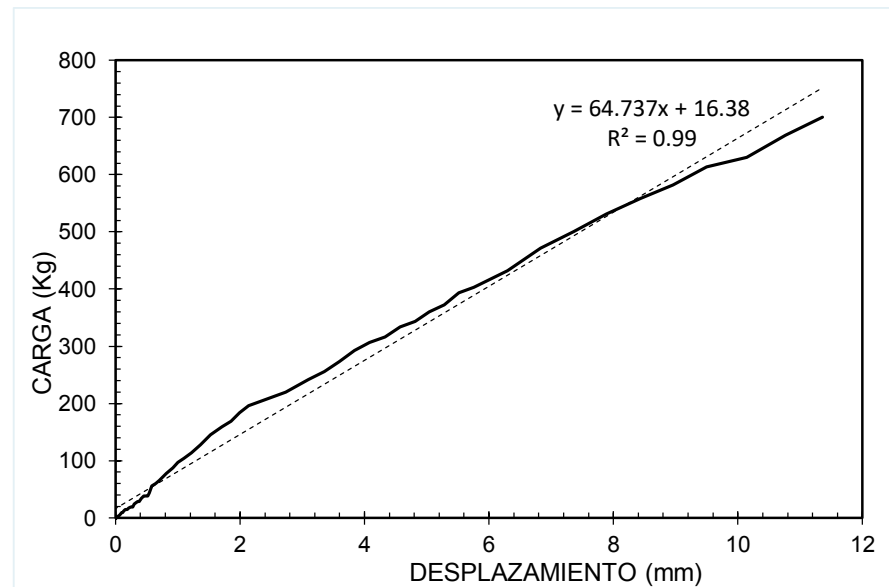
ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

FIGURA 8.5 CICLOS DE CARGA Y DESCARGA - CURVA P VS Δ (MP 1X5-12 E2).



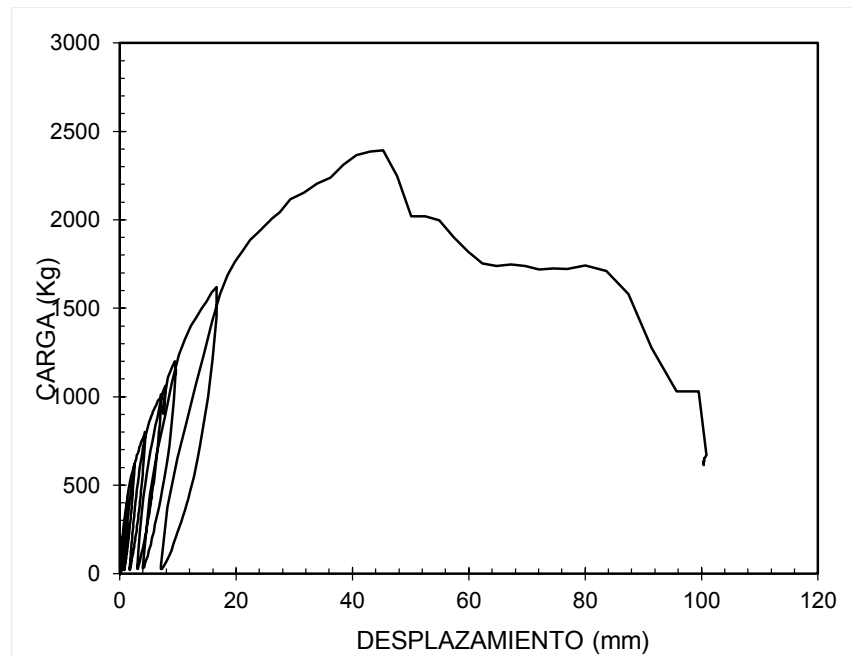
ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

FIGURA 8.6 AJUSTE LINEAL - CURVA P VS Δ (MP1X5-12 E2).



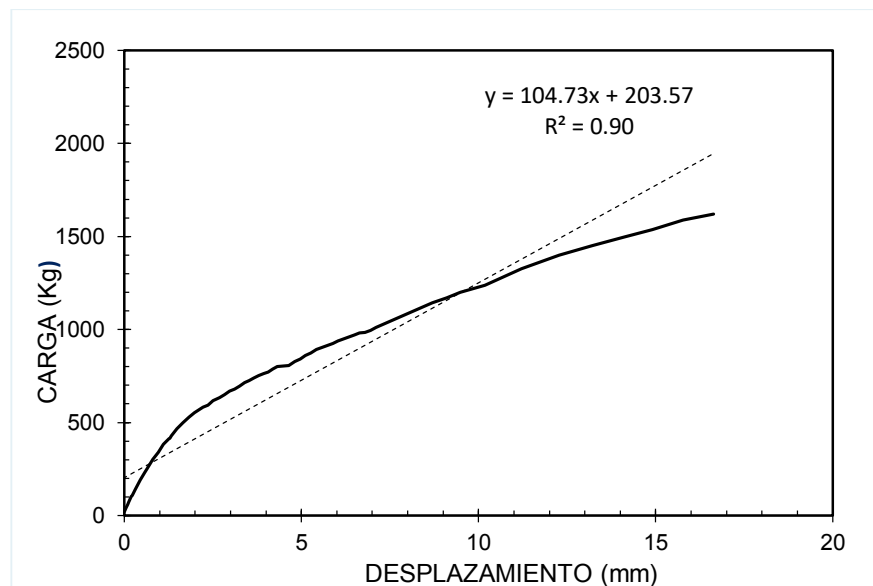
ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

FIGURA 8.7 CICLOS DE CARGA Y DESCARGA - CURVA P VS Δ (MPE 1X8-12 E1).



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

FIGURA 8.8 AJUSTE LINEAL - CURVA P VS Δ (MPE 1X8-12 E1).



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

ANEXO 4
ELEMENTOS FINITOS

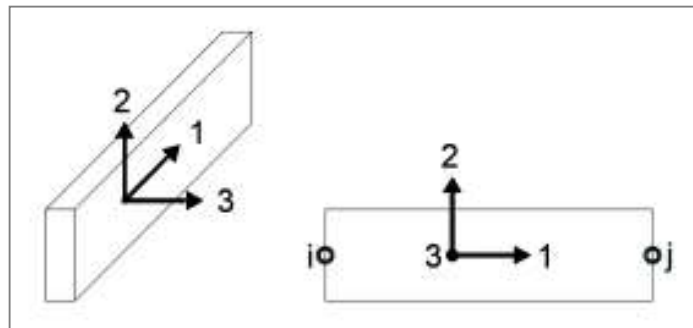
ANEXO 4.1: ELEMENTO FRAME

El elemento Frame es usado para modelar elementos en madera, como pies derechos, solera superior e inferior que forman parte del bastidor del muro.

Un elemento Frame se modela como una línea recta que conecta dos puntos. Cada elemento tiene su propio sistema de coordenadas local para definir las propiedades de la sección y cargas aplicadas. Además, pueden cargarse por peso propio en función del material seleccionado.

En coordenadas locales, los puntos que unen la línea son “i” y “j” que indica el nodo inicial y final del elemento Frame, como se muestra en la figura, que conforma el eje 1. El eje 2 es perpendicular al eje 1, en dirección del eje Z. El eje 3 es ortogonal a los dos anteriores.

FIGURA 8.9 Ejes locales en elemento frame.



ELABORACIÓN: Calderón–Paz, 2017.

FUENTE: (CSI Computers & Structures Inc, 2013)

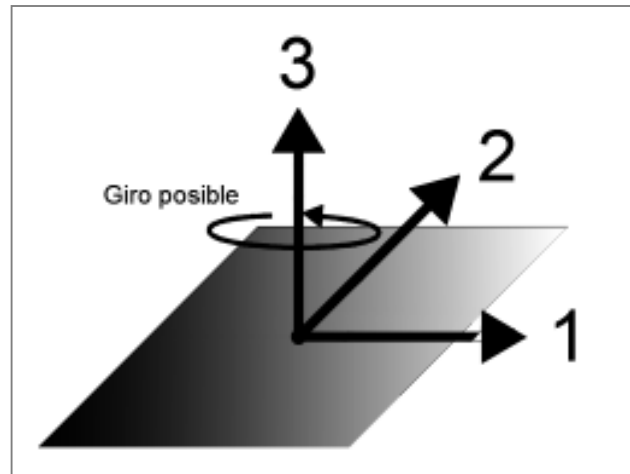
ANEXO 4.2: ELEMENTO SHELL

El elemento Shell es usado para modelar elementos de tipo área mediante una discretización de elementos finitos.

- Tipo membrana, como muros de corte.
- Tipo placa, como losas de piso.
- Tipo cáscara, como tanques y domos.

El comportamiento de la membrana utiliza componentes de rigidez en el plano de traslación y un componente de rigidez en dirección normal al plano del elemento, ideal para modelar placas MDP.

FIGURA 8.10 Ejes locales en elemento membrana.



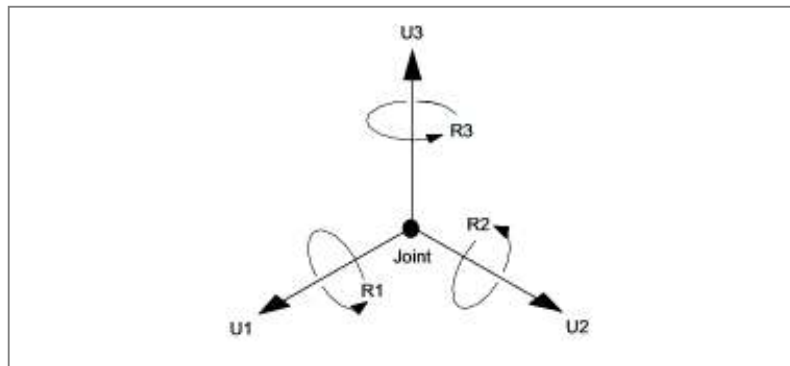
ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

FUENTE: (CSI Computers & Structures Inc, 2013)

ANEXO 4.3: JOINTS

Los joints son puntos de conexión entre los elementos, son las ubicaciones primarias en la estructura en la que los desplazamientos son conocidos. También, pueden ser considerados como elementos debido a que cada uno puede tener su propio sistema de coordenadas. Los desplazamientos (traslación y rotación) son conocidos como grados de libertad. Existen seis grados de libertad en cada joint, tres de traslación (U_1, U_2, U_3) y tres de rotación (R_1, R_2, R_3). Para el tema de investigación están destinados para la conexión placa MDP y bastidor simulando el comportamiento de los pernos en el límite elástico.

FIGURA 8.11 GRADOS DE LIBERTAD EN COORDENADAS LOCALES.



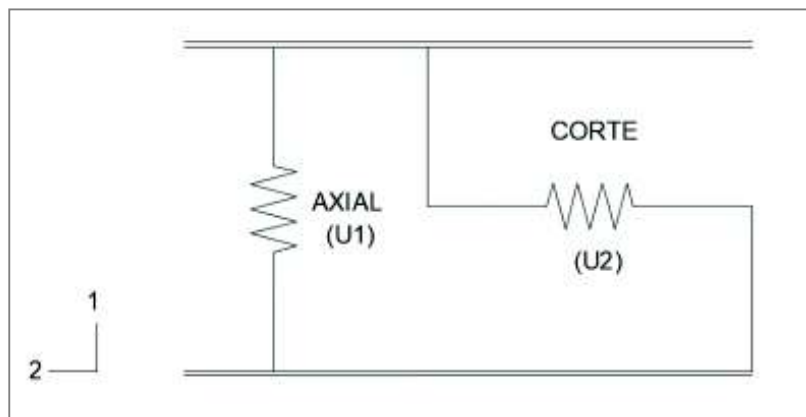
ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

FUENTE: (CSI Computers & Structures Inc, 2013)

ANEXO 4.4: JOINT LINK

Joint link juega un rol importante en el análisis del muro de corte de madera, simulando el comportamiento de los tornillos en la conexión pie derecho-solera inferior, tanto axial (U_1) y cortante (U_2), como se indica en la siguiente figura:

FIGURA 8.12 DIAGRAMA DE RESORTES ONE JOINT LINK.



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

FUENTE: (CSI Computers & Structures Inc, 2013)

ANEXO 5

RIGIDEZ DE SERVICIO

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DE SERVICIO K_{ser} DE LA CONEXIÓN DE ELEMENTOS.

De acuerdo con el Euro código 5, la ecuación para determinar la rigidez de forma empírica (en N/mm) de la conexión que involucra la densidad (en Kg/m³) de los elementos a conectar y el diámetro (en mm) del tornillo, para este caso está dada:

Clavos:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} \cdot d^{0.8}}{30} \quad [\text{N/mm}] \quad (8-1)$$

Tornillos:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} \cdot d}{23} \quad [\text{N/mm}] \quad (8-2)$$

Grapas:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} \cdot d^{0.8}}{80} \quad [\text{N/mm}] \quad (8-3)$$

Densidad media:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m1} \cdot \rho_{m2}} \quad [\text{kg/m}^3] \quad (8-4)$$

La conexión de solera inferior – pie derecho, la rigidez está dada como:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} \cdot d}{23} \quad [\text{kgf/cm}] \quad (8-5)$$

Para la determinación de la rigidez última K_u , Euro código 5 establece que debe tomarse $2/3 k_{ser}$, sin embargo, los valores de rigidez última pueden resultar valores lejanos a la realidad. Por lo tanto, propone que para conexiones los valores límite

Ku tienen que ser evaluados y se dejará al diseñador decidir el valor más aceptable. Debido, a que las conexiones son el *parámetro* que más contribuye en los desplazamientos se aplica un factor de seguridad de 6.

$$K_u = \frac{1}{6} K_{ser} \quad [\text{kgf/cm}] \quad (8-6)$$

CONEXIÓN PIE DERECHO – SOLERA INFERIOR

Densidad media de la madera de pino:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m1} * \rho_{m2}} \quad [\text{Kg/m}^3] \quad (8-7)$$

Donde:

ρ_{m1} : Densidad de la madera de pino del pie derecho. [Kg/m³]

ρ_{m2} : Densidad de la madera de pino de la solera inferior. [Kg/m³]

$$\rho_m = \sqrt{430 * 430}$$

$$\rho_m = 430 \text{ Kg/m}^3$$

Tornillos:

$$K_{ser} = \frac{430^{1.5} * 5}{23}$$

$$K_{ser} = 1938.40 \text{ [N/mm]}$$

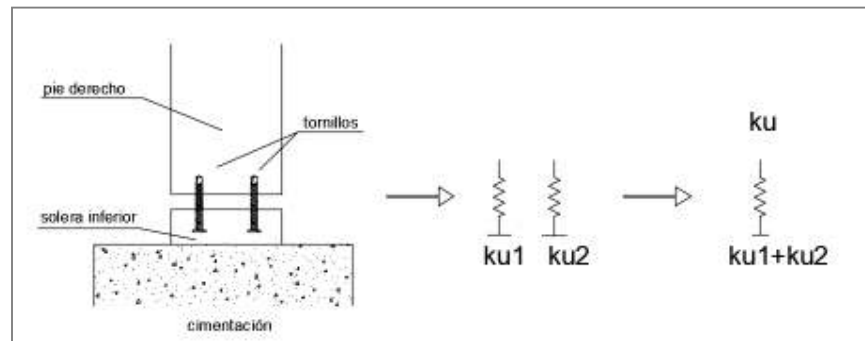
$$K_{ser} = 1977.97 \text{ [kgf/cm]}$$

$$K_u = \frac{1}{6} 1977.97$$

$$K_{u1} \approx 350 \text{ [kgf/cm]}$$

$$K_u = 350 + 350 = 700 \text{ [kgf/cm]}$$

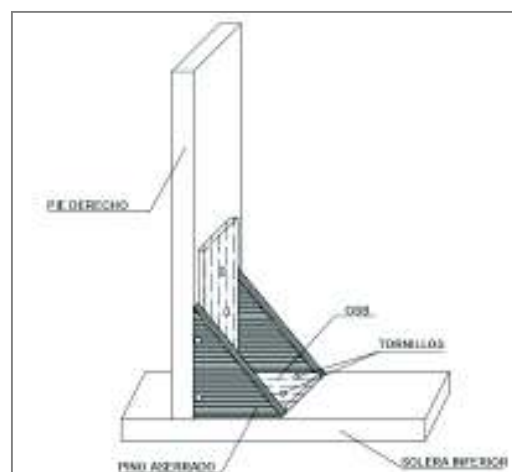
FIGURA 8.13 RIGIDEZ EQUIVALENTE EN CONEXIÓN PIE DERECHO-SOLERA INFERIOR.



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

CONEXIÓN ESCUADRA-BASTIDOR

FIGURA 8.14 ESQUEMA DE ESCUADRA RIGIDIZANTE.



ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

DENSIDAD TOTAL DE LOS ELEMENTOS

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m1} * \rho_{m2}} \quad [\text{Kg/m}^3] \quad (8-8)$$

Donde:

ρ_{m1} : Densidad madera de pino (Kg/m³)

ρ_{m2} : Densidad OSB (Kg/m³)

$$\rho_m = \sqrt{430 * 834}$$

$$\rho_m = 598.85 \text{ Kg/m}^3$$

Rigidez de tornillos

$$K_{ser} = \frac{598.85^{1.5} * 5}{23}$$

$$K_{ser} = 3185.80 \text{ [N/mm]}$$

$$K_{ser} = 3250.81 \text{ [kgf/cm]}$$

$$K_u = \frac{1}{6} 3250.81$$

$$K_u \approx 550 \text{ [kgf/cm]}$$

ANEXO 6

CARGAS GRAVITACIONALES Y VIENTO

TABLA 0.1 CARGAS GRAVITACIONALES.

CARGA VIVA (L)			
	Valor	Unidades	Referencia
Carga viva de mantenimiento			
PL1=	70.00	Kg/m ²	Sección 4.2.1
Carga viva de ceniza volcánica			
PL2=	N/A	Kg/m ²	Empírico
Carga viva de granizo			
PL3=	N/A	Kg/m ²	Sección 3.2.5
Carga viva sobre cubierta (L)=	70.00	kg/m ²	Sumatoria de cargas vivas
CARGA MUERTA (D)			
Peso propio de la estructura			
	Valor	Unidades	Referencia
Tejado tipo galvalumen PD1=	10.00	Kg/m ²	Especificaciones técnicas
Armadura PD2=	39.40	Kg/m ²	Plano estructural
Paredes PD3=	10.30	Kg/m ²	Plano estructural
Carga de elementos adicionales			
	Valor	Unidades	Referencia
Instalaciones PD4=	5.00	Kg/m ²	Empírica
Cielo falso PD5=	15.00	Kg/m ²	Especificaciones técnicas
Carga muerta sobre cubierta (D)=	79.70	kg/m ²	Sumatoria de cargas muertas

FUENTE: NEC-SE-CG 2015

ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

TABLA 0.2 CARGA DE VIENTO.

Parámetro	Valor	Unidad	Observación	Referencia
Velocidad del viento (v)	75	Km/h	Velocidad instantánea máxima de viento	Sección 3.2.4a
Categoría de exposición	B	s/u	Categoría de exposición según características topográficas.	Tabla 5, Sección.3.2.4b
Coeficiente de corrección (o)	0.86	s/u	Coeficiente de corrección según categoría de obstrucción.	Tabla 5, Sección.3.2.4b
Velocidad corregida (Vb)	64.5	Km/h	Velocidad de viento multiplicada por factor de corrección.	Sección 3.2.4b
Densidad del aire (ρ)	1.25	kg/m ³	La norma recomienda adoptar 1.25 kg/m ³	Sección 3.2.4c
Coeficiente de forma (cf)	0.3	s/u	Factor de corrección que tiene en cuenta la situación del elemento dentro de la fachada.	Sección 3.2.4d
Coeficiente de entorno / altura (ce)	0.8	s/u	Factor de corrección que tiene en cuenta el grado de exposición al viento.	Sección 3.2.4d
Presión del viento (P)	624.04	N/m ²	Presión sobre los elementos de fachada	
Presión del viento (P)	63.63	Kgf/m ²		

FUENTE: NEC-SE-CG 2015

ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.

ANEXO 7
CARGA SÍSMICA

TABLA 0.3 CARGA SÍSMICA.

FUERZA SÍSMICA (NEC-SE-DS 2015)				
Parámetro	Valor	Unidad	Observación	Referencia NEC
DETERMINACIÓN DE PERIODO DE VIBRACIÓN				
Coefficiente C_t =	0.055	s/u	Coefficiente depende del tipo de edificio.	Sección 6.3. 3.a
Altura total del edificio (H_n)=	2.44	m	Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.	Planos arquitectónicos
Coefficiente para cálculo de periodo (a)=	0.75	s/u	Coefficiente depende del tipo de edificio.	Sección 6.3. 3.a
METODO 1				
Periodo natural de vibración (T_1) =	0.11	seg	Periodo -Método 1	Sección 6.3. 3.a
COEFICIENTE SÍSMICO				
Factor de importancia (I)=	1	s/u	Factor de importancia según tipo de estructura.	Sec.4.1(Tabla6)
Factor de reducción de respuesta (R)=	2.5	s/u	Sistemas estructurales de ductilidad limitada.	Sec.6.3.4 (Tabla16)
Provincia=	COSTA		Región del Ecuador.	
Relación de amplificación espectral (n)=	1.8	s/u	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.	Sec.6.3.4
Factor de zona (Z)=	0.50	s/u	Parroquia de San José de Chamanga-Muisne-Esmeraldas, zona cercana a Manabí	Apéndice 10.2
Zona sísmica=	VI	alta	El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador1.	Sec.3.1.1 (Figura1)
Caracterización del peligro sísmico	MUY ALTA		Nivel de peligro sísmico.	Sec.3.1.1

TABLA 0.4 CONTINUACIÓN.

Tipo de suelo=	C		Tipo de suelo (empírico).	Sec.3.2.1(Tabla 2)
Factor de sitio (Fa)=	1.18	s/u	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.	Sec.3.2. 2.a(Tabla3)
Factor de sitio (Fd)=	1.06	s/u	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico	Sec.3.2.2. b(Tabla4)
Factor de compartimiento inelástico del suelo (Fs)=	1.23	s/u	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos	Sec.3.2.2.c(Tabla5)
Periodo Tc=	0.61	seg	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.	Secc.3.3.1
Factor en el espectro para diseño elástico (r)=	1.00	s/u	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyector.	Secc.3.3.1
Periodo modelo (T)=	0.11	seg	Periodo fundamental de vibración de la estructura.	
Aceleración espectral (Sa)=	1.06	g	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g).	Secc.3.3.1
Factor de irregularidad en planta (Op)=	1	s/u	Coefficientes de configuración estructural en planta, incrementa el valor de cortante.	Secc.5.2.3(Tabla13)
Factor de irregularidad en elevación (Oe)=	1	s/u	Coefficientes de configuración estructural en elevación, incrementa el valor de cortante.	Sec.5.2.3 (Tabla14)
%Carga muerta para sismo=	0.425	%	Coefficiente sísmico para cálculo de cortante basal total de diseño %W, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada.	Secc.6.3.2

FUENTE: NEC-SE-DS 2015

ELABORACIÓN: Calderón-Paz, 2017.