

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN PREFABRICADA CON MADERA Y TIERRA

**Ensayo estático de carga lateral cíclica en un sistema mixto de madera y tierra
alivianada**

Tesis para optar el título de profesional de Ingeniero Civil

AUTOR

Germán Luis Francisco Becerra Orihuela

ASESOR

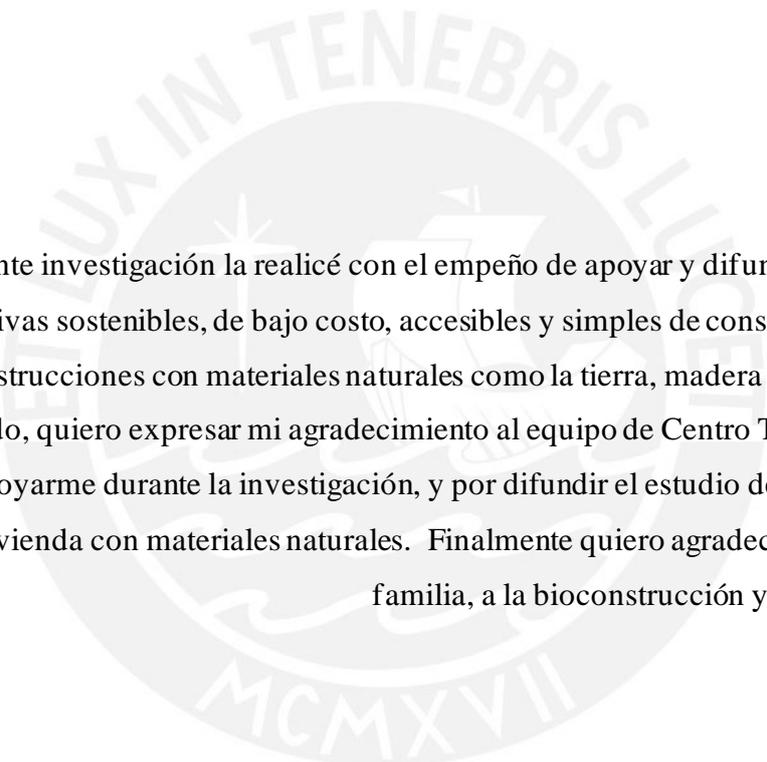
Julio Hernán Vargas Neumann

Lima, octubre, 2019

Resumen

Hoy en día en la costa del Perú existe un gran déficit cualitativo de vivienda, un problema que ha convertido a la mayor parte de la población vulnerable frente a los fenómenos naturales como los sismos e inundaciones. Una propuesta a este problema es la implementación de tecnologías constructivas locales, con madera y tierra, para la construcción de unidades habitacionales de vivienda, de emergencia o construcciones de equipamiento urbano. Estos materiales naturales y accesibles han permitido desarrollar técnicas constructivas rápidas, fáciles de transmitir y sostenibles.

Por este motivo, la siguiente investigación describe el dimensionamiento de una propuesta constructiva que integre el uso de la madera como material estructural, y el de la tierra como cerramiento. Se evaluará la posibilidad de prefabricación del sistema, construyendo un muro a escala natural que se ensayará frente a una carga estática lateral cíclica, para obtener información sobre las propiedades mecánicas del sistema, su comportamiento bajo cargas cíclicas y construir su diagrama histérico Carga –Desplazamiento. La hipótesis de esta investigación es que el sistema mixto de madera y tierra alivianada va a demostrar un adecuado comportamiento frente a una demanda sísmica propia de la costa peruana. Finalmente, se ha realizado el diseño estructural de una unidad habitacional de vivienda propuesta para las zonas periurbanas de las ciudades costeñas del Perú. Se concluyó que el sistema prefabricado permitió el diseño de unidades modulares y se comprobó su rápida elaboración y ensamblaje en obra, por otro lado, se comprobó que el comportamiento del sistema estructural de una unidad representativa de los muros es adecuado para una demanda sísmica propia de la costa peruana.



La siguiente investigación la realicé con el empeño de apoyar y difundir las soluciones constructivas sostenibles, de bajo costo, accesibles y simples de construir, como lo son las construcciones con materiales naturales como la tierra, madera y piedra. Por otro lado, quiero expresar mi agradecimiento al equipo de Centro Tierra–PUCP, por apoyarme durante la investigación, y por difundir el estudio de posibilidades de vivienda con materiales naturales. Finalmente quiero agradecer el apoyo de mi familia, a la bioconstrucción y a la Pachamama.

ÍNDICE

Resumen	ii
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2. Justificación de la investigación.....	3
1.3. Objetivos de la Investigación.....	4
1.3.1. Objetivos Específicos.....	4
1.4. Hipótesis	5
CAPITULO II: EL ESTADO DEL ARTE DE LOS SISTEMAS MIXTOS DE MADERA Y EL RIESGO SÍSMICO EN EL PERÚ	6
2.1. Los materiales naturales y la construcción tradicional en el Perú.....	6
2.1.1. La madera en el Perú.....	7
2.1.2. La tierra como material de construcción.....	9
2.2. Estructuras de madera	10
2.2.1. Sistemas estructurales de madera.....	11
2.2.2. Conexiones de madera	12
2.2.3. Sistemas prefabricados ligeros de madera	12
2.3. Ejemplos de sistemas constructivos mixtos en el Perú y Latinoamérica	14
2.3.1. La Quincha en Perú.....	14
2.3.2. La “Buena casa” de madera en Chile	17
2.4. Ejemplos de sistemas constructivos mixtos en el mundo.....	17
2.4.1. Fachwerkbau en Alemania	17
2.4.2. Himis y Bagdadi en Turquía.....	18
2.4.3. Gaiola Pombalino en Portugal	19
2.4.4. Dhajji-Dewari en India.....	19
2.5. Construcción con madera y tierra alivianada	20
2.5.1. Sistemas constructivos con tierra alivianada.....	21
2.5.2. Componentes de la tierra alivianada.....	22
2.5.3. Normativas constructivas con Tierra alivianada en el mundo	23
2.6. El riesgo de la construcción en la costa del Perú.....	24
2.6.1. El peligro responsable de una cultura sísmica.....	24
2.6.2. La vulnerabilidad de las viviendas en la costa del Perú	25
2.7. Comportamiento sísmico de los sistemas de entramado de madera.....	26
2.7.1. Fuerzas sísmicas y daños comunes en las viviendas de madera	26

2.7.2.	Ensayos mecánicos en sistemas constructivos mixtos de madera.....	27
2.7.3.	Comportamiento sísmico de los sistemas mixtos con madera.....	31
CAPÍTULO III: METODOLOGIA DEL DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y ENSAYO CÍCLICO INCREMENTAL.....		32
3.1.	Metodología constructiva del sistema mixto	32
3.1.1.	Clasificación e inspección visual y dimensional de la madera.....	33
3.1.2.	Condiciones de la tierra a utilizar.....	35
3.2.	Metodología del ensayo de carga cíclica incremental.....	36
3.2.1.	Alcance y aplicabilidad.....	37
3.2.2.	Espécimen por ensayar y equipos necesarios.....	37
3.2.3.	Procedimiento.....	38
3.3.	Metodología de diseño estructural en madera.....	39
CAPÍTULO IV: PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA MIXTO		40
4.1.	Estructura maestra.....	40
4.1.1.	Entramado vertical – Muros	40
4.1.2.	Entramado horizontal – Techo y entrepiso	41
4.1.3.	Cimentación	41
4.2.	Cerramiento de tierra alivianada	42
4.3.	Estructura auxiliar arriostrante	42
CAPITULO V: PROCESO CONSTRUCTIVO DEL ESPECIMEN A ENSAYAR		44
5.1.	Pruebas de control en los materiales	44
5.1.1.	Inspección visual de la madera	44
5.1.2.	Control en la tierra.....	45
5.2.	Construcción prefabricada de un muro de corte	46
5.2.1.	Descripción del espécimen a construir	47
5.2.2.	Prefabricación de los bloques de tierra alivianada.....	47
5.2.3.	Prefabricación de los paneles de madera	54
5.2.4.	Montaje, relleno y acabado final del muro.....	55
CAPITULO VI: ENSAYO CICLICO DE CARGA LATERAL.....		61
6.1.	Actividades preliminares	61
6.1.1.	Izaje y traslado del muro	61
6.1.2.	Fases del ensayo	62
6.1.3.	Instrumentación.....	64
6.2.	Ensayo cíclico.....	65

6.2.1. Carga vertical estática.....	65
6.2.2. Carga lateral cíclica.....	66
6.2.3. Auscultación post-ensayo del muro	68
CAPITULO VII: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	69
7.1. Comportamiento histerético	69
7.1.1. Desplazamiento de los talones.....	70
7.1.2. Deslizamiento del muro	71
7.2. Curva envolvente V-D.....	71
7.2.1. Capacidades admisibles.....	74
7.2.2. Degradación de resistencia y rigidez lateral.....	75
CAPÍTULO VIII: DISEÑO SISMORESISTENTE DE UNA UNIDAD DE VIVIENDA PREFABRICADA DE MADERA Y TIERRA.....	76
8.1. Ubicación geográfica.....	76
8.2. Distribución arquitectónica.....	77
8.3. Densidad de muros	77
8.4. Metrado de cargas	78
8.4.1. Cargas verticales (gravedad).....	78
8.4.2. Cargas horizontales de sismo y viento.....	80
8.4.3. Áreas tributarias y centro de masas.....	81
8.5. Análisis sísmico estático.....	82
8.5.1. Fuerza cortante en la base.....	83
8.5.2. Control de desplazamientos laterales	84
8.6. Diseño estructural.....	84
8.6.1. Diseño de muros por compresión y flexo-compresión.....	85
8.6.2. Diseño de muros de corte	88
8.6.3. Diseño de elementos en flexión	89
8.6.4. Diseño del tijeral.....	91
8.6.5. Diseño de conexiones.....	96
CAPITULO IX: CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y LINEA FUTURA DE INVESTIGACIÓN	101
9.1. Conclusiones generales.....	101
9.2. Recomendaciones.....	104
9.3. Línea futura de investigación	105
Bibliografía	106

ANEXOS

1. Planos unidad de vivienda

1.1. Planta arquitectónica.....	E-01
1.2. Cimentaciones.....	E-02
1.3. Sistema de paneles y relleno de tierra alivianada.....	E-03
1.4. Detalle de paneles.....	E-04
1.5. Sistema de tijerales.....	E-05
1.6. Detalle de tijeral.....	E-06

2. Estado del arte.....

2.1. Sistemas estructurales de madera.....	i
2.2. Componentes de la estructura de madera.....	i

3. Propiedades de la madera y tierra

3.1. Propiedades físicas y mecánicas de la madera.....	ii
3.2. Inspección visual por defectos de la madera.....	vi
3.3. Propiedades mecánicas de la tierra aligerada.....	viii
3.4. Protocolo de supervisión – Procedimiento: Inspección visual por defectos.....	ix
3.5. Clasificación visual manual de la tierra.....	x
3.6. Ensayos geotécnicos en las muestras.....	xii
3.7. Densidad húmeda y seca de los bloques fabricados.....	xiv

4. Ensayo lateral cíclico

4.1. Mecanismo de falla y descripción del daño en el muro.....	xv
4.2. Diagrama histerético (Carga - Deformación) del muro en todas sus fases de desplazamiento.....	xx
4.3. Curva de capacidad del sistema mixto.....	xxi

5. Diseño estructural de la unidad de vivienda

5.1. Metrado de cargas verticales.....	xxii
5.2. Diseño sismorresistente según la Norma E-030.....	xxiii
5.3. Diseño por flexo-compresión de columnas de madera.....	xxvi
5.4. Diseño por corte de muros de madera.....	xxx
5.5. Diseño por flexión de vigas de madera.....	xxxii
5.6. Diseño de armaduras ligeras de madera.....	xxxv
5.7. Diseño de conexiones clavadas de madera.....	xxxviii

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

La investigación ha demostrado que se pueden construir estructuras sísmicamente resistentes haciendo mayor uso de los materiales naturales como la madera, la tierra y la piedra, los cuales brindan menores pérdidas económicas y ambientales (Poletti y Vasconcelos, 2014). Hasta antes del siglo XX, la mayoría de las edificaciones en el mundo hacían uso de materiales locales, combinando la madera, tierra y/o piedra para desarrollar un sistema mixto, donde la madera cumple la función de marco estructural y el cerramiento de tierra y/o piedra cumple la función de tabiquería o envolvente de la edificación. Recientemente estos sistemas han demostrado su buen comportamiento sismorresistente frente a los últimos sismos ocurridos en Turquía e India, donde resultaron con daños leves, pero sobre todo aseguraron el resguardo de vida de sus ocupantes (Langenbach 1992).

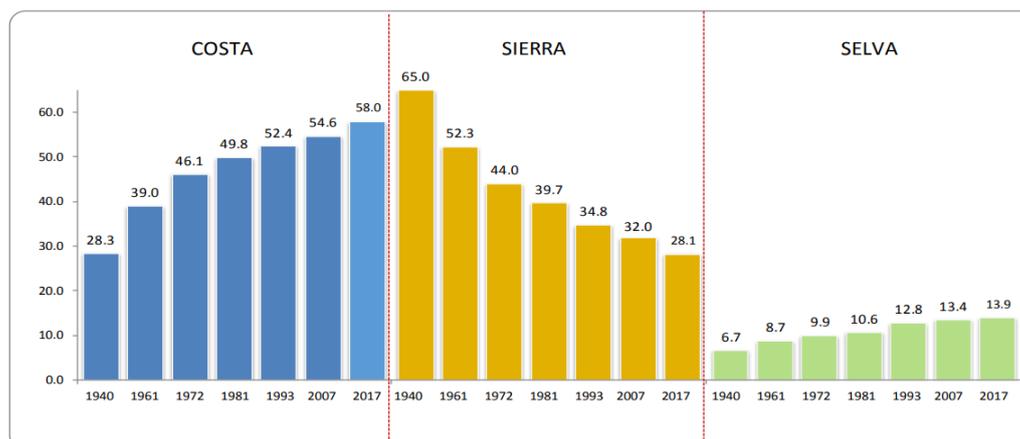
En los últimos años, la PUCP junto a Centro Tierra, ha desarrollado investigaciones para determinar el confort térmico y mejora del clima habitacional que cerramientos como la tierra alivianada pueden brindar. Como un aporte a la investigación, gracias al financiamiento de CONCYTEC y al asesoramiento de Centro Tierra, la presente investigación se enfoca en la propuesta, construcción y ensayo experimental de carga lateral de un sistema mixto de madera y tierra alivianada para el diseño estructural de una unidad de vivienda, como una alternativa para el problema de déficit habitacional que existe en el Perú. La propuesta tiene el objetivo de ser una opción válida y replicable en la costa peruana, como una alternativa para unidades habitacionales mínimas de vivienda, emergencia post-desastre y equipamientos.

1.1.Planteamiento del problema

Las últimas encuestas nacionales realizadas por INEI¹ (2017, pp.18), revelaron que desde el año 1940 al 2017, la población de la costa incrementó su participación porcentual del total nacional en casi el doble, a diferencia de la sierra la cual se redujo a la mitad, mientras que la selva se mantuvo en un menor crecimiento (gráfico 1.1). Esto evidencia un abandono escalonado del interior del país hacia las ciudades de la costa y selva, las personas comienzan a bajar de las alturas y se asientan en las zonas periurbanas, ocasionando que la velocidad en el incremento poblacional supere a las soluciones habitacionales.

¹ Instituto Nacional de Estadística e Informática

Gráfico 1.1: Evolución de la población por región natural desde 1940 hasta el 2017 por distribución porcentual respecto al total (Fuente: INEI, 2017, pp. 18)



Por otro lado, en el Perú y Latinoamérica existe una baja asequibilidad de vivienda, ya que los precios de vivienda son bastante elevados a comparación de los bajos ingresos y la escasa posibilidad de crédito hipotecario (Daude et al. 2017, pp. 69). El precio de una vivienda en la periferia de Lima es del orden de 900 S/ por m² (CAPECO 2019), mientras que más del 61% de las familias peruanas tienen ingresos por debajo de los 600 soles, por lo que los pobladores buscan soluciones empoderadas, como la autoconstrucción, para poder construir su vivienda (Seminario y Ruiz 2008, pp.14). Por este motivo, con la intención de abaratar costos, los nuevos pobladores tienden a autoconstruir sus viviendas e imitar las construcciones modernas de la zona, corriendo el riesgo de ejecutar viviendas altamente vulnerables, como es el caso de las estructuras de la zona periurbana de Lima (figura 1.1). El resultado de esto es el déficit habitacional² del Perú, en su mayoría cualitativo, de casi 500 mil viviendas al año por problemas de hacinamiento, materiales de construcción y falta de servicios (MVCS 2011, pp.18).

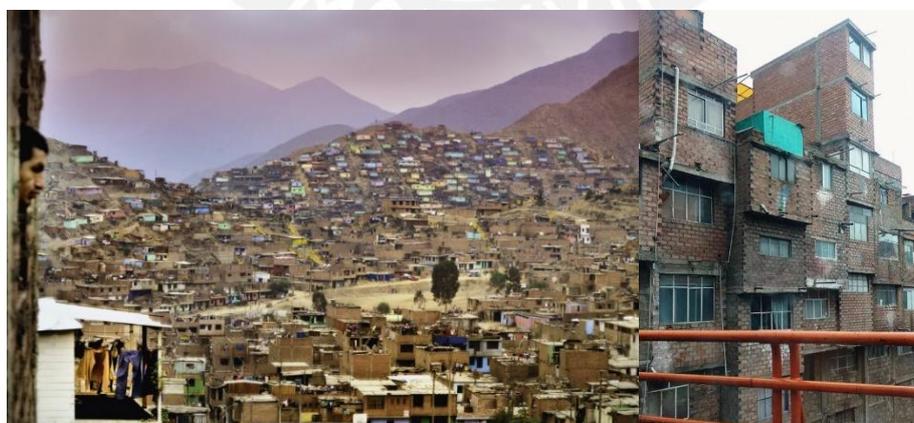


Figura 1.1: Zona periurbana de la ciudad de Lima (Foto por Andrew Howson, recuperado de <https://blogs.iadb.org/ciudadessostenibles/2015/04/16/cazar-nubes-para-saciar-ciudades-sedientas/>)

² Carencia del conjunto de requerimientos que tiene la población para contar con una vivienda digna

A comparación del resto de regiones naturales, la costa peruana ha sido la región más expuesta frente a los sismos, fuertes lluvias e inundaciones. Constatando el peligro físico que existe, es necesario diseñar edificaciones capaces de responder adecuadamente frente a estas amenazas. En este escenario de vulnerabilidad, las soluciones propuestas por el estado solo llegan a cubrir cerca al 20 % de este déficit habitacional y, además, han demostrado grandes limitaciones en cuanto al confort y sostenibilidad que ofrece la técnica constructiva, considerando solo aspectos como la reducción de costos, el transporte y la rápida construcción. Es por lo que, las soluciones propuestas por el estado y las autogestionadas por la población, no responden adecuadamente al confort de sus ocupantes y al riesgo sísmico que existe en la costa peruana.

Una propuesta a esta problemática son los sistemas constructivos mixtos de madera y tierra, los cuales son accesibles a la población, sostenibles, fáciles de construir y presentan un buen comportamiento sismorresistente y un alto confort térmico, gracias a la flexibilidad de la madera y a la tierra como material envolvente. Sin embargo, hoy en día estos sistemas constructivos son poco difundidos e investigados, careciendo de ensayos experimentales que demuestren su buen comportamiento y normas constructivas que regulen su construcción. Con tal panorama para las viviendas en la costa, surgen las siguientes preguntas ¿los sistemas mixtos son capaces de garantizar una vivienda sismorresistente, sostenible y lo suficientemente modular y simple para que las personas puedan autoconstruirlos?

1.2. Justificación de la investigación

Hoy en día existe una polémica sobre el uso de materiales locales, como la tierra en la construcción, ya que existen nuevas tecnologías modernas que presentan un mejor comportamiento y pueden reemplazarlos. Schacher y Qaisar consideran que, al entender cómo funciona la práctica en la construcción local y el ambiente socioeconómico que existe en los sectores más pobres, son las técnicas constructivas tradicionales, con madera y tierra, las cuales los pobladores pueden pagar y entender (2009). Las construcciones con estos materiales han sido propuestas utilizadas por miles de años, fáciles de adaptar y construir; hoy en día, sin embargo, son las menos difundidas y estandarizadas por los códigos constructivos.

Por otro lado, la construcción con materiales locales engloba los tres criterios básicos del desarrollo sostenible: el ambiental, económico y social. Se puede comprobar que al utilizar materiales locales se reduce el uso de recursos y se evita el desperdicio. Además, las técnicas tradicionales resultan bastante económicas a comparación de las usuales como el concreto armado o la albañilería. Del mismo modo, los beneficios a la salud en cuanto a confort son muchos, como el alto aislamiento y masa térmica que brinda la construcción con tierra. A

diferencia de otros materiales, la tierra y la madera y solo requieren de la energía del sol para producirse, puesto que la madera tiene una mínima huella de carbono y, la tierra se seca al aire y se puede reciclar fácilmente añadiendo un poco de agua. Los materiales naturales se pueden encontrar casi en todo lado y desarrollan tecnologías constructivas simples y disponibles para todos (Volhard, 2017, pp.32).

El uso de materiales como la madera y la tierra han demostrado ser alternativas muy favorables para la construcción de viviendas. La propuesta de utilizar la madera como estructura garantiza sistemas flexibles frente a los sismos, simples de construir y con un mejor clima habitacional. Se ha demostrado que, las estructuras de madera presentan una mayor versatilidad al optimizar la prefabricación, ensamblaje de la estructura, y un mayor confort en la vivienda dando acabados estéticos muy naturales. Por otro lado, la tierra alivianada es una mezcla balanceada de aislamiento térmico, masa térmica y aislamiento acústico con espesores de muro relativamente pequeños. Actualmente en el Perú, no existen estándares constructivos sobre la construcción con tierra alivianada o sistemas mixtos en general, es por lo que, existe la necesidad de que se investigue más sobre el proceso constructivo y el comportamiento sísmico de estas estructuras.

El autor considera que, los sistemas mixtos con madera y tierra son una alternativa de vivienda al alcance de la población, que responde a la demanda creciente de viviendas sísmicamente seguras en la costa peruana. Además, es una alternativa sostenible y de fácil difusión, ya que se construye directamente con simples procedimientos, materiales locales, simples herramientas y sin maquinaria especial.

1.3. Objetivos de la Investigación

Iniciar el estudio teórico-práctico del comportamiento estructural de un sistema mixto de madera y tierra alivianada, para promover el uso de ambos materiales de construcción en unidades habitacionales de viviendas sostenibles, de bajo costo y accesibles a la población periurbana.

1.3.1. Objetivos Específicos

- Recopilar y sistematizar la información existente sobre los sistemas mixtos de madera y tierra en el mundo, para definir el pre-dimensionamiento de la estructura maestra o esqueleto, auxiliar o rigidizante y la conectividad del cerramiento de tierra.
- Experimentar la construcción de un muro a escala real para evaluar la posibilidad de prefabricación del sistema y someterlo a un ensayo estático de carga lateral cíclica.

- En base a los resultados del ensayo, estudiar las capacidades admisibles del sistema mixto, su comportamiento histerético, los niveles de daño frente a distintos niveles de desplazamiento y evaluar su comportamiento frente a desplazamientos propios de una demanda sísmica de la costa peruana.
- Realizar el diseño estructural de una unidad de vivienda con el sistema mixto estudiado, siguiendo los parámetros de las Normas Técnicas Peruanas E-010, E-020 y E-030³.

1.4. Hipótesis

El uso de una técnica mixta constituida por una estructura de madera y cerramiento de tierra alivianada va a demostrar un adecuado comportamiento ante cargas laterales, debido a la gran flexibilidad de la madera, redundancia de sus elementos y el poco peso que representa. Estas propiedades sismorresistentes se han evidenciado en técnicas similares alrededor del mundo que, hasta el día de hoy, han demostrado un desempeño aceptable frente a las constantes demandas sísmicas.

Las hipótesis específicas son:

- Se acepta que la construcción modular y prefabricada garantiza un proceso constructivo con mayor flexibilidad, ahorro de materiales y reducción de tiempos.
- Se acepta que el diseño y análisis sísmico, de una estructura conformada por el sistema mixto propuesto, va a demostrar un comportamiento aceptable en un escenario como el de la costa peruana, de acuerdo con los estándares sísmicos definidos por la NTP – 030.

³ NTP-010: Madera; NTP-020: Cargas; NTP-030: Diseño Sismorresistente

CAPITULO II

EL ESTADO DEL ARTE DE LOS SISTEMAS MIXTOS DE MADERA Y EL RIESGO SÍSMICO EN EL PERÚ

Se entiende por sistema mixto a las edificaciones que combinan más de un material en la estructura. Uno de los primeros sistemas mixtos, ha sido el conformado por una estructura de madera con un cerramiento de diversos tipos, como tierra, caña, piedra o paja. Estos sistemas se han reproducido en todo el mundo durante miles de años, ya que los materiales se encuentran en todo lugar y porque han demostrado un buen comportamiento sismorresistente. Bostenaru afirma que, este tipo de construcción es el resultado de la cultura sísmica que existe en la zona, ocasionando que la arquitectura tradicional se combine con las regulaciones de seguridad sísmica (2014). En este capítulo se pretende sistematizar la información sobre los sistemas mixtos de madera, tierra, piedra y caña, comenzando por la influencia de los materiales tradicionales en el Perú, la descripción del sistema estructural de madera y ejemplos de técnicas similares en el mundo. Posteriormente, se describirá el sistema mixto de madera y tierra alivianada y su normalización existente. Finalmente, se sintetizará información sobre el comportamiento sísmico de las estructuras de madera.

2.1. Los materiales naturales y la construcción tradicional en el Perú

Desde hace miles de años, ha existido la necesidad de refugio y vivienda, y, gracias a la disponibilidad de materiales naturales, se dio pie a numerosos métodos constructivos con tierra y/o madera, caña, fibras o piedra. Los resultados de la última encuesta realizada por INEI (2017, pp. 297), constataron una gran influencia de la tierra como material de construcción en la costa y sierra central del Perú (figura 2.1). Se ha estimado que, alrededor de dos millones y medio de edificaciones son de tierra, denominadas construcciones tradicionales, las cuales engloban el tapial, el adobe, la quincha y la piedra asentada en barro. En el sector urbano, la construcción tradicional conforma el 25.8 % del total, presente en las zonas periurbanas de las ciudades, las edificaciones coloniales y monumentos históricos. En contraste, en el sector rural la construcción con tierra representa el 82.6 % del total, presente en viviendas, iglesias y municipios (Blondet 2011). Por otro lado, el uso de la madera como material estructural es muy bajo en el Perú, con mayor influencia en la selva (figura 2.1). Su uso es mayormente en las viviendas, alrededor del 8 % en el sector urbano y 14% en el sector rural (INEI 2017, pp. 299).

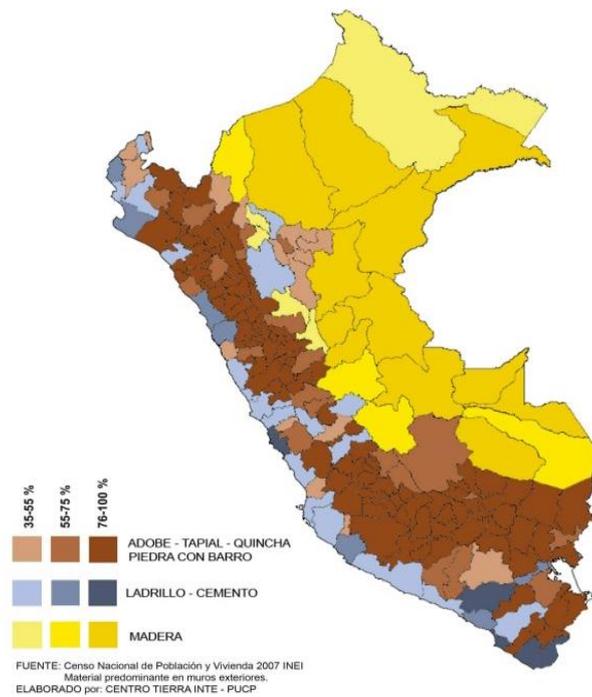


Figura 2.1: Mapa materiales de construcción predominantes (elaborado por Centro Tierra en base al Censo Nacional de Población y Vivienda 2007) (Fuente: Rodríguez Larraín, et al. 2012, pp. 15)

2.1.1. La madera en el Perú

La madera es un material de origen vegetal, en el Perú es obtenida de los bosques de árboles tropicales, científicamente conocidos como de hoja latifoliada o frondosa. La construcción con madera ha demostrado grandes beneficios constructivos gracias a su versatilidad, al optimizar el ensamblaje de la estructura, y su mayor confort, dando acabados estéticos muy naturales. Los bosques representan un gran papel en el equilibrio ambiental del planeta. Son seres vivos capaces de modular la temperatura del aire y la humedad del ambiente, prevenir la erosión del suelo, derrumbes e inundaciones y, además, son grandes autores en el ciclo del agua y el reciclaje del CO₂ en la tierra. Si la madera se obtiene de los bosques de forma sostenible, puede representar una fuente de recursos inagotable y, además, solo requiere del 15 al 20% de la energía que se necesitaría para fabricar otros materiales como el concreto o el acero (Wieser et al. 2018, pp. 6). La madera requiere de poca tecnología para su obtención y es un material biodegradable con una huella de carbono relativamente nula.

Los recursos y plantaciones forestales en el Perú

Según el reporte del SERFOR (2016, pp. 15), actualmente casi el 60% del territorio peruano (73 millones de hectáreas) está conformado por bosques con más de 2500 diferentes especies de árboles, concentrándose la mayoría en la amazonia peruana (como se cita en Wieser et al. 2018, pp. 10). El recurso forestal del Perú se ha dividido en 6 tipos, de los cuales el único

que puede ser aprovechado son los Bosques de Producción Permanente (BPP). El ordenamiento forestal se encarga de otorgar los derechos de aprovechamiento y asignar un área de BPP en concesionamiento para su extracción sostenible. Los BPP conforman casi el 20 % del territorio peruano (24 millones de hectáreas) y solo el 40 % se encuentra concesionado por extractoras, de las cuales solo el 10% tiene una certificación sostenible (figura 2.2) (SERFOR 2016, pp. 62). Por otro lado, las plantaciones forestales en el Perú no superan las 100 mil hectáreas, a pesar de que cuentan con un rendimiento de producción de 30 a 40 veces mayor que el de los bosques naturales. Según Vincent (2018, pp. 8), existe un potencial de casi 10 millones de hectáreas que se pueden aprovechar en plantaciones forestales.

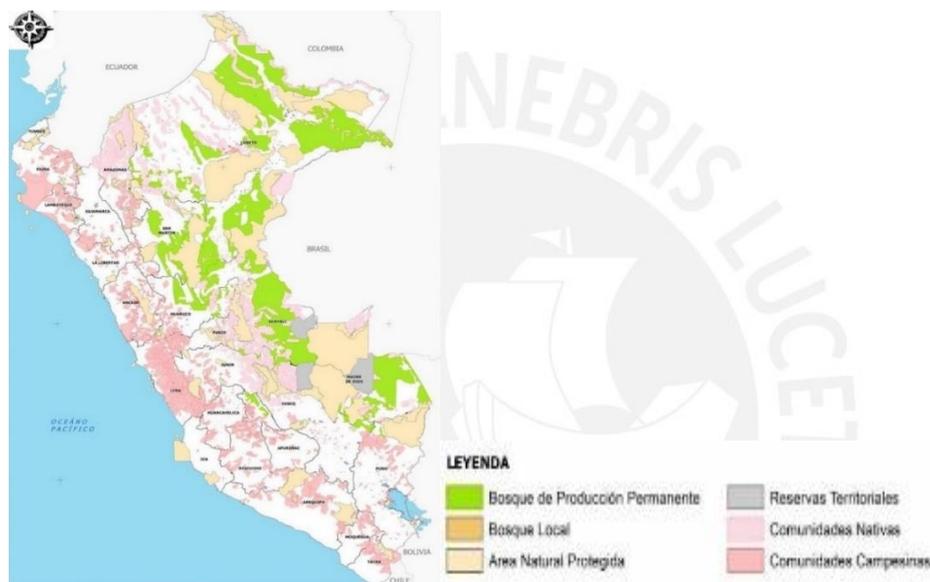


Figura 2.2: Mapa de ordenamiento forestal elaborado por SERFOR-MINAGRI (Fuente: Wieser et al. 2018, pp.8)

Deforestación y la tala ilegal

Esta última década se ha estimado que, se pierden alrededor de 110 mil hectáreas de bosque al año, debido a la deforestación, el cambio de uso de suelo y tala ilegal de madera. El principal problema es la expansión de cultivos agrícolas, la minería ilegal y la construcción de vías de transporte. Se calcula que, en la Amazonia peruana, con el propósito de ampliar el área agrícola se han talado y quemado casi 9 millones de hectáreas de bosques (FSC Perú 2017, pp. 23). Del mismo modo, el tráfico y tala ilegal de madera afecta directamente al deterioro ambiental de los bosques, las políticas estatales de concesión forestal, así como los procesos de formalización. El OSINFOR⁴ estima que, cerca del 60 al 80% de la madera en el Perú es de origen desconocido o ilegal (El Comercio 2016), y se calcula que el sector forestal tiene una fuga fiscal de casi 68 millones de soles cada año (FSC Perú 2017, pp. 24).

⁴ Organismo de Supervisión de los Recursos Forestales

Se puede constatar que, el sector forestal se encuentra bastante fragmentado e informal, impidiendo el desarrollo de una industria a la altura de su masa boscosa. Solo se llega a aprovechar de 2 a 5 m³/ha de madera rolliza, cuando la FAO estima que existe un volumen aprovechable de 18 m³/ha (Wieser et al. 2018, pp. 10). La mayor producción de madera del país se destina a la leña o a la carpintería, dejando un 4% destinado a la producción de madera aserrada estructural, por lo que este recurso natural es poco explorado en su utilización como material estructural. Las especies de madera rolliza más producidas para el uso estructural son el eucalipto, la cumala, el tornillo y la lupuna.

2.1.2. La tierra como material de construcción

El suelo se forma gracias a la intemperización y erosión de las rocas, conformando grandes depósitos con minerales de muchas variedades (Braja 2015, pp. 16). Al excavar el suelo, la tierra está conformada por partículas de distintos tamaños, desde las microscópicas como limos y arcillas, hasta las más grandes como arenas y gravas (figura 2.3 a). Los suelos más finos se suelen denominar cohesivos, por considerarse ricos en arcilla, y los suelos con arenas y gravas se denominan granulares.

La arcilla es el único componente del suelo que puede desarrollar plasticidad, es por lo que es el principal involucrado en la construcción con tierra, al actuar como un cementante en las mezclas. Los minerales de arcilla están conformados por láminas, las cuales se apilan una sobre otra y, al contacto con el agua, las partículas de agua se introducen entre las láminas de arcilla, permitiéndoles deslizarse una sobre otra. Es por ello que, las tierras ricas en arcilla adquieren una sensación deslizante al mojarse (Volhard 2017, pp. 41). Cuando el agua comienza a evaporarse, la atracción molecular negativa en la superficie de las láminas hace que se unan una con otra y desarrollen enlaces bastante fuertes (figura 2.3 b), resultando en una alta cohesión y resistencia seca (Braja 2015, pp. 29).

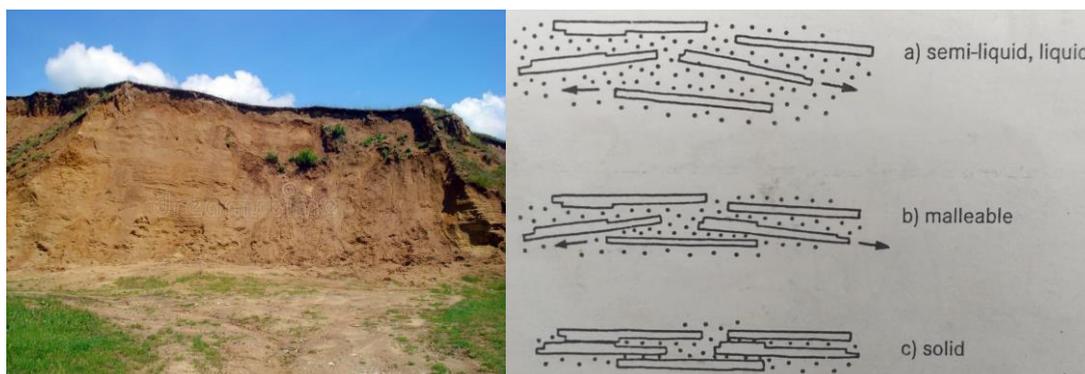


Figura 2.3: a) Depósito de un suelo rico en arcilla (Fuente: Andrusca, 2009). b) Consistencia de la arcilla según Hamer (1975) en función al contenido de agua (como se cita en Volhard, 2017)

Alrededor del mundo se han desarrollado varias formas de construir con tierra . desde estructuras solidas de tierra compactada, hasta en muros de mampostería o estructuras mixtas, donde se combina la tierra con estructuras de madera. Las estructuras de tierra se esparcieron en el mundo por sus grandes beneficios, ya que, además de ser un material muy accesible, también crea espacios con grandes virtudes bioclimáticas y es un material constructivo capaz de reciclarse por completo. Blondet et al. (2011) comenta que, las viviendas de tierra tienen un alto aislamiento acústico y térmico, siendo cálidas en invierno y frescas en verano, además, las casas bien construidas llegan a ser bastante atractivas por sus formas rústicas.

El Perú ha albergado varias culturas durante muchos años, desde las pre-incas hasta la española-árabe, las cuales a pesar de estar en una zona altamente sísmica desarrollaron una tradición de construcción con tierra (Blondet et al. 2011). En el Perú se desarrollaron varias técnicas con tierra como la mampostería de adobe y el tapial, al mismo tiempo que técnicas mixtas como la quincha. El patrimonio pre-inca de tierra, que hasta hoy se conserva bastante bien, existe desde Caral (2800 a.C.) y Chan Chan (600-700 DC.), donde se construyeron edificios, plazas, pirámides ceremoniales, murallas monolíticas y grandes depósitos.

2.2. Estructuras de madera

La estructura común de madera está conformada por un marco rectangular de postes y vigas, el cual es reforzado con puntales de madera distribuidos de forma vertical, horizontal y/o diagonal (Ortega et al. 2015). Esta técnica constructiva se ha utilizado en varias partes del mundo desde hace miles de años, un ejemplo son las estructuras de Quincha de 5000 años de antigüedad en Caral-Perú. Del mismo modo, en el imperio romano se desenterraron en el pueblo de Herculaneum estructuras de dos pisos de entramados de madera rellenas con piedra, las cuales fueron referidas como “Opus Craticium” (Langenbach 2007) (figura 2.4 a y b)



Figura 2.4.: a) Muro de quincha en Caral (Fuente: <http://terradesomnis.blogspot.com/2011/10/en-el-viaje-que-a-lestiu-del-2010-varem.html>). b) Opus Craticium, en Herculaneum en Roma, Italia. (Fuente: Langenbach 2007)

Estas estructuras dependen del esqueleto de madera, el cual conforma el sistema portante de cargas verticales y laterales. A diferencia de la albañilería, las estructuras de madera resisten los esfuerzos de tracción, además que proveen una mejor resistencia frente a las cargas horizontales y sirven de confinamiento a la estructura interna de relleno de tierra y/o piedra (Poletti y Vasconcelos 2014). El relleno de la estructura depende de los materiales que se disponen más en la zona, usualmente se utiliza la tierra, apisonada o en forma de bloques, y en algunos casos piedras colocadas en forma de mampostería. Este relleno, al estar enmarcado por la estructura de madera, no aporta capacidad portante a la estructura, pero si incrementa su masa y rigidez lateral, convirtiéndolo en un sistema mixto de madera y otros materiales.

2.2.1. Sistemas estructurales de madera

Las estructuras de madera se han ido reinventando y mejorando en todo el mundo, llegando a un extenso número de sistemas. La investigación de Hais y Matuk (2003), clasificó las estructuras en función a los procesos constructivos utilizados y el sistema estructural. Todos los sistemas están conformados por: i) una *estructura maestra* de madera, encargada de la estabilidad y resistencia, ii) en su interior una *estructura auxiliar* de madera, bambú o caña, encargada de contener el *relleno* de tierra, paja o piedra, y finalmente iv) un *revestimiento* que puede ser de madera, tierra, cal, yeso o cemento, encargado de la resistencia lateral (figura 2.5).

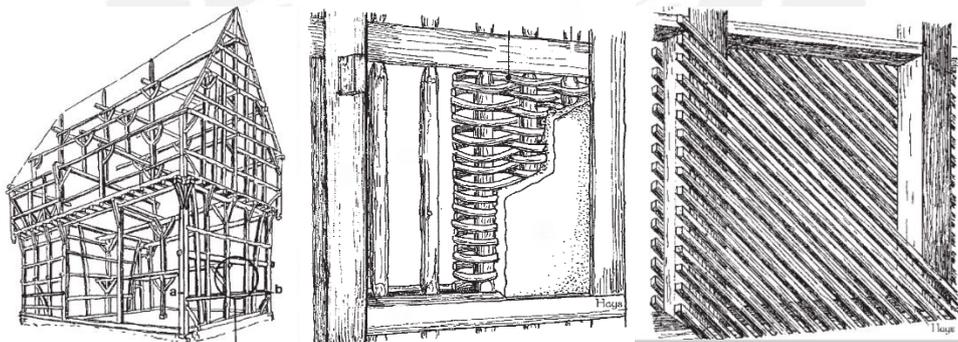


Figura 2.5: A la izquierda la estructura maestra, al medio la estructura auxiliar u osamenta y a la izquierda el revestimiento de listonería de madera (Fuente: Hais y Matuk, 2003, pp.)

La estructura maestra se puede clasificar en tres tipos: armazón, entramado y de poste y viga. El sistema entramado está conformado por la integración de elementos de madera aserrada de sección y longitud pequeña, espaciados a distancias cortas unos de otros (figura 2.6a). Del otro lado, el sistema de Poste y viga, como su nombre lo indica, son estructuras que forman pórticos estructurales que permiten mayores luces y hacen uso de elementos de mayores dimensiones (figura 2.6 b y c). En el anexo 2.1 se describe con más detalle ambas estructuras y sus ventajas y desventajas, y, en el anexo 2.2, se describen los componentes que conforman cada estructura.

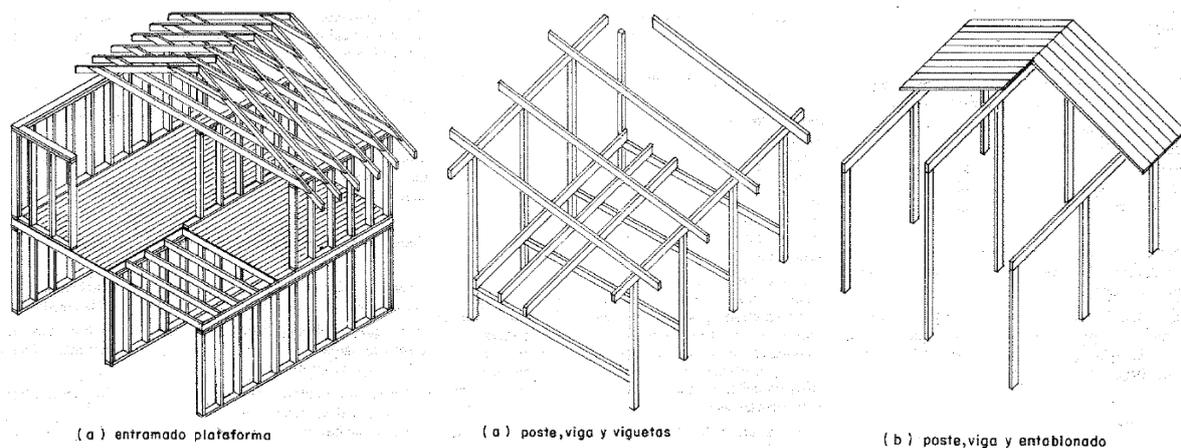


Figura 2.6: A la derecha un sistema Entramado plataforma, al medio un sistema Poste y viga con viguetas y con entablonado a la izquierda (Fuente: JUNAC 1984, pp. 4-28 a 32)

2.2.2. Conexiones de madera

Las estructuras de madera están conformadas por la integración de varios elementos, por lo que requieren de uniones versátiles, para integrar el conjunto y permitir la continuidad de los elementos de modo que los esfuerzos se distribuyan en toda la estructura. Los elementos de unión pueden ser clavos, pernos, pletinas, zunchos, tirafondos y ángulos metálicos; sin embargo, los más usados y difundidos son las uniones con clavos. La respuesta sísmica de estructuras de madera es completamente dependiente del comportamiento de las uniones, ya que, pueden contribuir a una falla frágil de la estructura, o del otro lado, darle un comportamiento más dúctil y disipando energía (Parisi y Piazza 2008). Es por ello que, cuando se habla de un reforzamiento sísmico de las estructuras de madera, se refiere a un reforzamiento sísmico de las uniones.

2.2.3. Sistemas prefabricados ligeros de madera

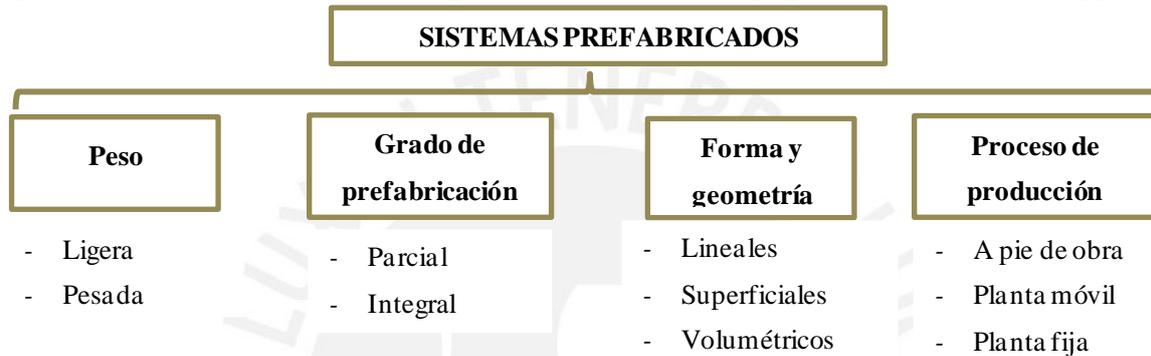
La construcción prefabricada se refiere al proceso constructivo en donde los elementos se ejecutan en un lugar diferente a su posición final, para ser ensamblados a pie de obra. Esta metodología constructiva ha demostrado una reducción de tiempos y costos, sostenibilidad en la técnica y flexibilidad a comparación de la construcción convencional, por lo que se considera como una solución al problema de edificación masiva, la cual ha significado costos elevados y largos periodos constructivos (JUNAC 1984, pp. 4-38). La construcción prefabricada ha demostrado ser más simple, ya que las tareas más representativas son el ensamble de los elementos, tareas de montaje y uniones. En la tabla 2.1 se resumen algunas ventajas y desventajas. Los sistemas prefabricados se pueden clasificar según el peso, proceso de producción, grado de prefabricación y la forma y geometría (esquema 2.1).

Tabla 2.1: Ventajas y desventajas de los sistemas prefabricados

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> - Reducción de la mano de obra e incrementa la facilidad y rapidez en la construcción, reduciendo el trabajo en obra hasta en un 80%. - No requiere de mano de obra calificada ni de maquinaria especial. Al ser la construcción en planta bajo condiciones controladas, se reduce la probabilidad de cometer errores. - Mayor sostenibilidad en el método constructivo, por la eficiencia en la gestión de residuos y reducción de desperdicios. 	<ul style="list-style-type: none"> - Tiene un mayor costo de transporte y se debe considerar el manipuleo y montaje de cada elemento. - Requieren de una demanda efectiva constante que justifique una producción continua. - En países en desarrollo, es recomendable aprovechar la abundante disponibilidad de mano de obra, en vez de industrializar los procesos.

Elaboración propia. Fuente: JUNAC 1984, pp. 4-38.

Esquema 2.1: Clasificación de los sistemas prefabricados (Elaboración propia. Fuente: JUNAC 1984, pp. 4-39)



La prefabricación depende de las facilidades y oportunidades que te ofrece el lugar. En el Perú, debido al costo de transporte, disponibilidad de rutas y maquinaria capaz de manipular elementos de gran volumen, es bastante costoso implementar sistemas prefabricados pesados, integrales y volumétricos. Es por lo que, es más conveniente implementar un sistema prefabricado ligero (capaz de ser manipulado por 1 o 2 operarios sin ayuda de maquinaria especial), a pie de obra o de planta móvil, parcial y de elementos lineales o superficiales.

Proceso constructivo

El procedimiento constructivo se diferencia según la cantidad de trabajo realizado en planta u obra. En el Perú, es más conveniente la prefabricación con elementos precortados o de paneles (figura 2.7), los cuales se describen en la tabla 2.2.

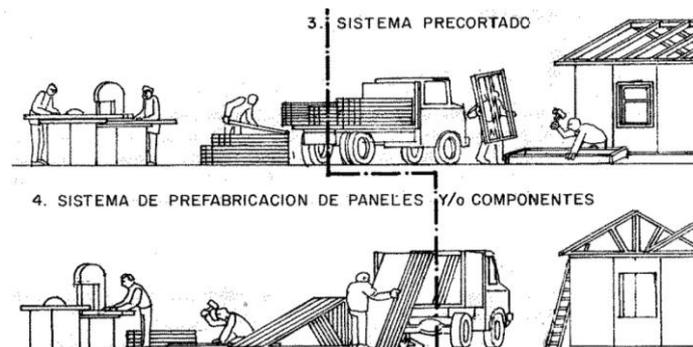


Figura 2.7: Proceso constructivo de los sistemas Precortados y Prefabricados (Fuente: JUNAC 1984, pp. 4-36).

Tabla 2.2: Características de los sistemas prefabricados de tipo Precortado y Parcial

Sistema Precortado	<ul style="list-style-type: none"> - Hace uso de elementos pre-cortados en planta, para posteriormente ser transportados y ser ensamblados a pie de obra. - Al ser un proceso semi-industrializado, el porcentaje de trabajo realizado en planta es aproximadamente igual al de la obra.
Prefabricación parcial	<ul style="list-style-type: none"> - El mayor porcentaje de trabajo se realiza en la prefabricación de paneles en planta, para luego ser transportados y ensamblados en obra. - Se crea un sistema modular de paneles está previsto para ser fabricado, manipulado y erigido por dos hombres sin la necesidad de grúas. - Es un sistema industrializado, y los paneles están contruidos según criterios de coordinación modular con dimensiones uniformes.

Elaboración propia. Fuente: JUNAC 1984, pp. 4-38.

2.3. Ejemplos de sistemas constructivos mixtos en el Perú y Latinoamérica

En el siglo XVII, los sistemas constructivos con madera se popularizaron en Latinoamérica por su buen comportamiento frente a los sismos. Se desarrollaron una gran cantidad de variaciones en diferentes países andinos: como la Quincha en Perú, Pau a Pique en Brasil, Cuajado en Chile, Bahareque en Colombia, etc. Sin embargo, todas están constituidas por la misma matriz de un sistema tipo entramado, de pies derechos, y un entramado interno conformado por caña, que sostiene el recubrimiento de tierra.

2.3.1. La Quincha en Perú

La Quincha está conformada por un marco estructural de madera, un entramado de caña o bambú, trenzado al interior del muro, y un revestimiento grueso de tierra. El origen de la palabra quincha tiene sus raíces en la lengua quechua, en la cual “kencha” significa un sistema constructivo de madera, caña o bambú (Rodríguez 2003). Esta técnica constructiva tiene sus orígenes en la antigua civilización de Caral, hace más de 5000 años, en la cual se han encontrado restos de un sistema de armazón de troncos con un entramado interno de caña, armado con fibras naturales (figura 2.8 a y b). La Quincha ha demostrado ser un sistema constructivo ligero y lo suficientemente elástico para resistir severos terremotos. Su flexibilidad permite un diseño más espacial y de muros más esbeltos, por lo que su uso se hizo difundió en el Perú y muchas de las viviendas construidas en zonas sísmicas tienen más de 200 años de antigüedad (Vargas y Bariola 1990). Por ejemplo, las cupulas de la iglesia de San Francisco, construidas en Lima en 1659, se diseñaron específicamente para soportar los sismos y, hasta el día de hoy, han soportado más de 3 severos terremotos (Rodríguez 2003).

Hoy en día, la mayoría de las estructuras de Quincha se encuentran en los centros históricos de las ciudades costeras del Perú, como Lima, La Libertad, Lambayeque y Piura. En la tabla 2.3 se sintetiza la investigación de Gutiérrez y Manco (2006, pp. 39), la cual sistematiza la vivienda

común de Quincha en el Perú, las cuales acostumbraban a ser de un nivel, de 3 a 3.7 m de altura, y a tener una forma rectangular alargada (figura 2.9). La madera mayormente utilizada en la estructura es la “Tornillo”, la cual es muy abundante en el oriente del Perú. En el entramado interno, los tipos de cañas más utilizados son la caña brava, carrizo o guayaquil, la cual crece a las orillas de los ríos de la costa y selva hasta los 2000 msnm (Kuroiwa 1991, pp. 6).



Figura 2.8: a) Descripción estructural de las estructuras de Quincha construidas en Caral. b) Muro en el cual se incluían refuerzos de caña y sogá (Fuente: Ministerio de cultura 2014). c) Cupulas de la Iglesia de San Francisco, construidas en 1645 (Fuente: Rodríguez 2003).

Tabla 2.3: Características de la vivienda tradicional de quincha en la costa del Perú.

Cimentación	Cimientos corridos de por lo menos 40 cm de peralte, conformado por piedras y mortero de cal. Se acostumbra a construir un sobrecimiento de por lo menos 20 cm, para proteger los muros de la humedad y el agua
Muros	En la costa se acostumbran muros con un espesor de 10 a 20 cm. Conformados por pies derechos, soleras y travesaños @60cm. Antiguamente, los muros constaban de solo un travesaño en la parte inferior, al cual se conectaban tornapuntas diagonales y se rellenaba con ladrillos de adobe para incrementar la rigidez del muro (figura 2.9). El entramado interno de caña, u osamenta, se puede realizar de 3 formas: tejida, amarrada o clavada. El revestimiento final del muro es una mezcla de barro y paja o barro con cal y arena, y, algunas veces, se utilizaba el yeso para el acabado final.
Techo	El techo suele de ser de baja pendiente, por las pocas precipitaciones, y se conforma por viguetas de 2”x10” colocadas cada 50 cm, las cuales toman las cargas de un entablado que se recubre con una torta de barro de 5 a 10 cm de espesor.
Uniones	Se realizan mediante clavos de 2” a 3”, sin embargo, antiguamente las uniones de las maderas o cañas, en la mayoría de los encuentros, se amarraban con hilo de pescar (nylon) o cualquier sustituto que se usa localmente, como cueros o soguillas (figura 2.8) (Vargas y Bariola 1990).

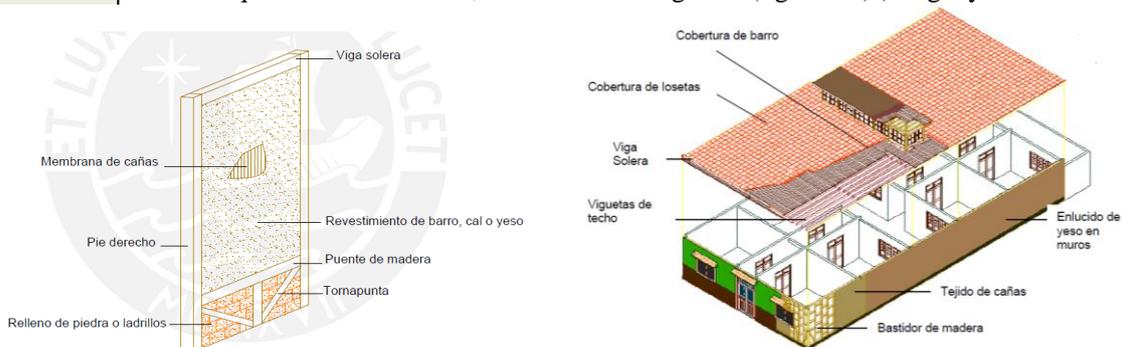


Figura 2.9: a) Muro tradicional de quincha en la época colonial. b) Vivienda tradicional de quincha en Lima (Fuente: Gutiérrez y Manco 2006, pp. 39).

Prefabricación de la Quincha

Los proyectos de prefabricación de la quincha comenzaron después de los terremotos de Moyobamba en 1968 y 1971, donde la quincha demostró un buen comportamiento sísmico por lo que se motivó su prefabricación, para realizar la construcción masiva de viviendas, como una opción de reconstrucción sismorresistente en los pueblos afectados (Kuroiwa 1991, pp. III). En la tabla 2.4 se resumen los proyectos de prefabricación de la quincha.

Tabla 2.4: Proyectos de investigación realizados para prefabricar la quincha

1972	Vásquez y Kuroiwa investigaron sobre la “quincha armada”, la cual consistía en paneles de 1.20 x 2.40 m, conformados por bastidores de 2” x 2.5”, un travesaño a media altura de 1” x 3”, dos diagonales de 1x3”, las cuales formaban una gran K en los paneles con uno de los postes, y con pequeñas placas metálicas de refuerzo en las esquinas. Sin embargo, el sistema no tuvo éxito debido a que las diagonales en K dificultaban el entrelazado de las cañas (Kuroiwa, 1991, pp. III).
1981	Kuroiwa y Cuadra investigaron sobre la prefabricación de paneles 1.20 x 2.40 m de ancho por altura, conformado por un bastidor de madera con un entramado de cañas entrelazadas (figura 2.10 a). Es un sistema de entramado liviano conformado por pies derechos, travesaños y la adición de semi-diagonales a media altura que permitían un mejor transporte de los paneles. Se prefabricaban con elementos de madera tornillo serrada de 1x3” o 1x2” (Kuroiwa, 1991, pp. IV).
1988	En 1988, comenzó una investigación con el objetivo de promover las edificaciones de quincha prefabricada en las zonas marginales de Lima, realizada por la PUCP y UTNE ⁵ de Canadá (figura 2.10 b y c). La cimentación consiste en una losa de concreto armado reforzada con caña brava. Los muros están conformados por 2 tipos de paneles de 0.80 x 2.40 m, los convencionales y los sísmicos. Como sustituto al entramado de caña, se clava una estera tejida por cañas de carrizo chancadas, que finalmente es tarrajada con barro. Los elementos mantienen unas secciones constantes de 1”x 3” que le dan un espesor final de 15 cm a los muros (figura 2.9). El techo utilizado está conformado por vigas de madera espaciadas cada 0.80 m y una cobertura de caña con mortero de cemento y arena de 2 cm de espesor, logrando una cobertura liviana y resistente a la lluvia (Bariola et al. 1990).

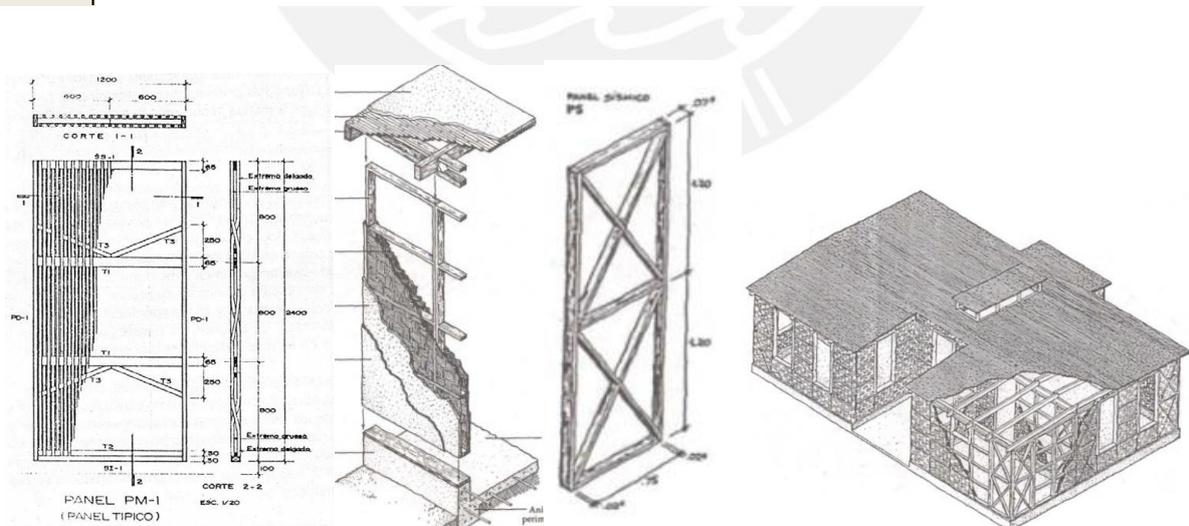


Figura 2.10: a) Panel propuesto por Kuroiwa y Cuadra en 1981 (Kuroiwa, 1991, pp. 4). b) y c) Paneles convencionales y sísmicos y un módulo de quincha completo propuesto por Bariola et al. (1990).

⁵ Universidad Técnica de Nueva Escocia

2.3.2. La “Buena casa” de madera en Chile

En el año 2011, el Centro de Innovación y Desarrollo de la Madera publicó un manual de diseño de una vivienda de madera con el concepto de “Buena casa” (CIDM, 2011, pp.8). La estructura propuesta es un entramado ligero de madera de pino radiata con tres alternativas de revestimiento exterior: una moldura de madera, tableros de OSB o un mortero de cemento. El entramado vertical está conformado por paneles de 2.40 x 2.40 m, de pies derechos de 41x90mm (2”x4”) @60 cm. El cerramiento está conformado por un aislante de lana de vidrio de 90mm de espesor y los muros se arriostran con un tablero de terciado fenólico o de OSB de 11.1 mm de espesor. El entramado horizontal está conformado por vigas principales perimetrales de 2”x 8” o de 2”x 10” y vigas secundarias de 2”x 4” (figura 2.11).

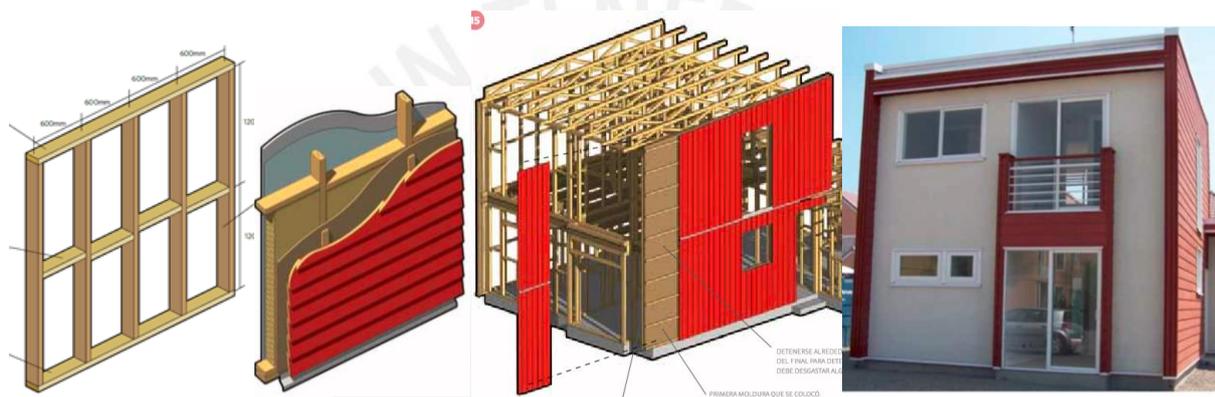


Figura 2.11: Estructuración típica de los muros estructurales (Fuente: CIDM, 2011, pp.)

2.4. Ejemplos de sistemas constructivos mixtos en el mundo

2.4.1. Fachwerkbau en Alemania

Este sistema proviene de Alemania y se desarrolló después del terremoto de Basel en 1356 (Bostenaru 2004). No fue hasta el siglo XVII, cuando debido a la escasez de madera, se tuvieron que prescindir de construcciones hechas completamente de madera e incursionar en la combinación de materiales, por lo que se convirtió en una de las técnicas más difundidas en Alemania. Las construcciones de esa época solían tener un primer nivel de mampostería de piedra y los pisos superiores de Fachwerkbau (Chácara, 2013, pp.44).

El proceso constructivo se realiza de forma sistemática y planificada, ya que se dibuja el contorno de los muros en el suelo, se cortaban las piezas y se realizaban las conexiones. Posteriormente se erigían los muros y se arriostraban con las viguetas de madera para finalmente colocar el entramado de caña o madera y revestirlo con barro (figura 2.12). En la tabla 2.5 se resume el sistema estructural de las estructuras de Fachwerkbau.

Tabla 2.5: Sistema mixto Fachwerkbau

Estructura de madera	Conformado por un esqueleto de madera en los muros. Se formaban marcos de madera de 0.9 m a 1.2 m de longitud y se colocaban arriostres diagonales (figura 2.12 a y b). Finalmente se entrelazaban cañas verticales en forma de canasta o tablonces de madera en los marcos, para que sostengan el material de relleno (Chacara, 2013, pp.44).
Cerramiento	El relleno suele ser bloques de adobe o barro lanzado al entramado. Otra forma de rellenar los muros consistía en envolver un palo de madera en barro y paja; de esta forma se colocaban rollos horizontales uno tras otro.

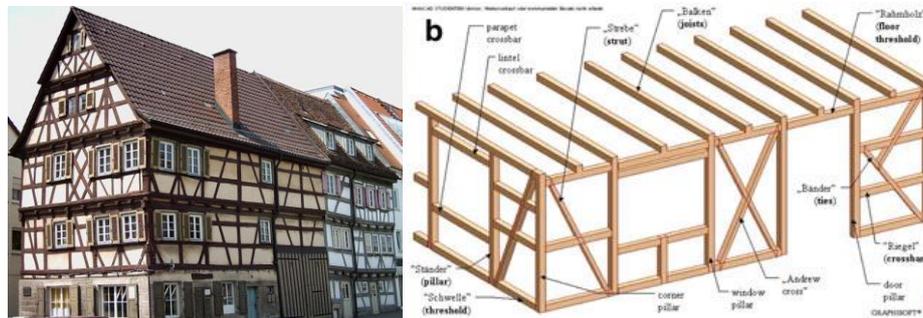


Figura 2.12: a) Vivienda típica de estructura de fachwerkbau en Sindelfinge, Alemania. b) Esqueleto estructural de madera (Fuente: Bostenaru 2004)

2.4.2. Himis y Bagdadi en Turquía

Este sistema constructivo fue desarrollado en Turquía en el siglo XV, posteriormente se esparció en Grecia y parte del este de Europa. Las estructuras están conformadas en su primer nivel por un sistema de muros portantes de mampostería de piedra y los pisos superiores por un sistema mixto de marcos de madera rellenos con mampostería de tierra o piedra, conocidos como “himis” (figura 2.13 a). Variaciones del Himis, son los denominados “Bagdadi”, donde se reforzaban los muros con un entramado interno similar al “Bahareque”, el cual es revestido con tierra (Langenbach 2007). La estructura de madera está conformada por elementos verticales distanciados de 60 a 100 cm, interceptados por travesaños y diagonales para triangular los muros (figura 2.13 b). En algunos casos, para reforzar el muro, se colocan listones horizontales de madera espaciados no más de 60 cm (Langenbach 2007).

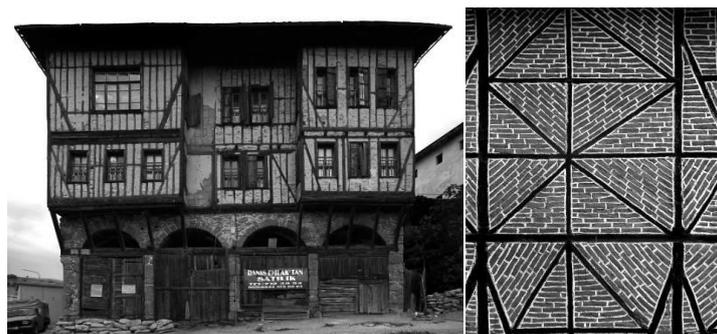


Figura 2.13: a) Vivienda común de Himis y Bagdadi en Safranbolu, Turquía. b) Detalle exterior de una pared a comienzos del siglo XX, construcción con Himis (Fuente: Langenbach 2007).

2.4.3. Gaiola Pombalino en Portugal

Este sistema constructivo se desarrolló en Portugal después del terremoto de Lisboa en 1755. El término “Gaiola” significa jaula, debido a que estas estructuras están conformadas por un esqueleto de madera que simula una jaula y un relleno de mampostería de adobe o piedra. El Márquez de Pombal fue el que dispuso el uso de la técnica en la reconstrucción de Lisboa después del terremoto, y se diseñó específicamente para resistir posteriores sismos, creando una arquitectura sísmica en Lisboa (Cardoso et al. 2003). En la tabla 2.6 se resume el sistema estructural de la Gaiola Pombalino. El sistema constructivo llegó a modularse e industrializarse, por lo que los carpinteros construían los paneles de madera y posteriormente los pedreros rellenaban la estructura (Lopes 2010).

Tabla 2.6: Sistema mixto de la Gaiola pombalino en Portugal

Estructura de madera	Es un entramado de madera con elementos en direcciones vertical, horizontal y diagonal, donde los puntales, soleras y arriostres conforman triángulos (figura 2.14a). Según Lopes (2010), al unir los paneles en ambas direcciones, se crea un entramado tridimensional capaz de resistir las cargas en cualquier dirección.
Cerramiento	Está conformado por una mampostería pesada de piedra ordinaria, la cual es asentada en barro entre los triángulos del entramado (figura 2.14 a y b), esto le proporciona mayor rigidez a los muros y estabilidad portante (Cardoso et al. 2003)

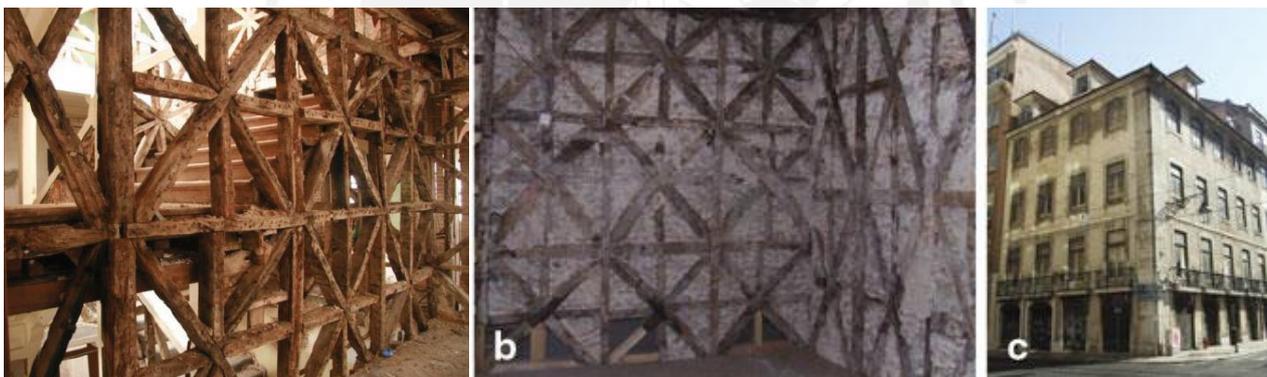


Figura 2.14: a) Entramado de madera “Gaiola”. b) Muros con la mampostería de piedra. c) Vivienda típica de 4 niveles de “Gaiola” (Fuente: Lopes 2010)

2.4.4. Dhajji-Dewari en India

Este sistema constructivo se desarrolló en las montañas de Kashmir, a fines del siglo XIX, como respuesta a los sismos. Proviene del mejoramiento sismorresistente del “Taq”, sistema constructivo que se solía usar en Kashmir, conformado por muros portantes de mampostería de piedra arriostros por una viga collar (Langenbach 1992). El sistema Dhajji-Dewari es una adaptación del Taq, al incorporar el uso de un entramado pesado de madera en los muros exteriores de mampostería. En la tabla 2.7, se resume el sistema estructural de esta técnica.

Tabla 2.7: Sistema mixto del Dhajji–Dewari tradicional en India.

Estructura de madera	Es un entramado de madera dividido en triángulos más pequeños, al incorporar montantes, travesaños y diagonales en diferentes distribuciones (figura 2.15 a y b). Según Langenbach (1992), el uso integrado de madera y mampostería permite que los delgados muros de albañilería resistan el colapso fuera de su plano, evitando la falla por flexión; también la madera restringe el desplazamiento lateral en el plano de los muros, reduciendo los daños.
Cerramiento	El relleno se compone por ladrillos cocidos, adobe o piedra asentados con un mortero de barro. Se acostumbra a dejar sin revestimiento las paredes exteriores, dejando a la aire libre la mampostería (figura 2.15 b y c). Sin embargo, en el interior de la vivienda se aplica un revestimiento de tierra y dentro de la cultura no promueven el uso del cemento como revestimiento, debido a que ensayos demostraron que el revoque de cemento tiende a agrietarse porque los desplazamientos no son compatibles con los de la madera (Langenbach 1992).

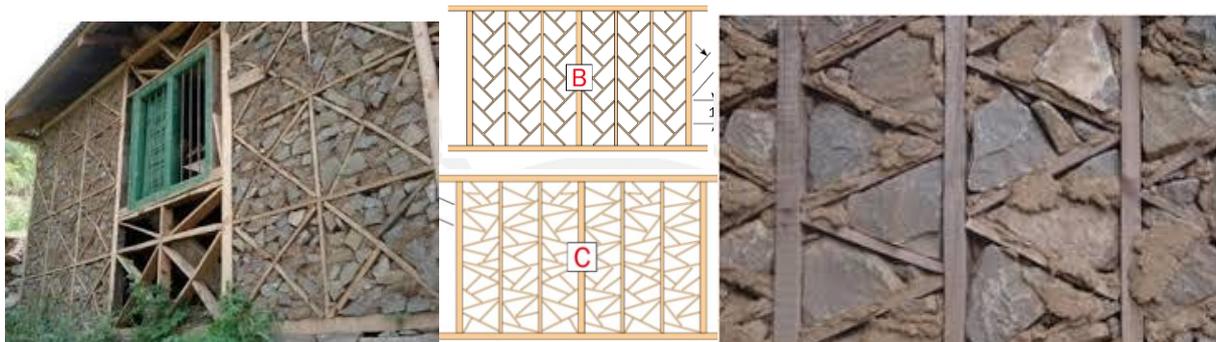


Figura 2.15: a) Vivienda de un nivel de Dhajji-Dewari. b) Dos tipos de configuraciones en la triangulación interna del muro. c) Enfoque más cercano de la triangulación de la estructura y su conectividad con la piedra (Fuente: Schachery Qaisar 2009).

2.5. Construcción con madera y tierra alivianada

La tierra alivianada es una mezcla de paja suelta, cáñamo o cualquier otra fibra natural embebida en una barbotina de arcilla (Volhard, 2017, pp. 36). La técnica constructiva proviene de Alemania, derivada del uso de la paja como material de relleno, a partir del siglo XX. En el año 1933, salieron las primeras publicaciones sobre la tierra alivianada y, en 1948, se publicó un libro ilustrado de la técnica llamado “Der Praktische Lehmabau”, en donde se esquematiza por primera vez el sistema constructivo (figura 2.16 a). En la década de los 80’s, se popularizó su uso en Europa occidental, debido a la creciente conciencia ambiental que se estaba generando, enfocada en una construcción con materiales que generen menor energía gris. En 1983, se publicó la primera documentación técnica sobre la tierra alivianada, llamada “Leichtlehmabau” (“Light Earth building”), escrita por Franz Volhard. Recientemente, en la década de los 90’s, se incorporó información acerca de la tierra alivianada en los códigos constructivos de Alemania y New Mexico en US; se publicaron los primeros estándares de construcción, denominando la tierra alivianada como LEC “Light earth construction” (Gaia Architects, 2003, pp. 8).

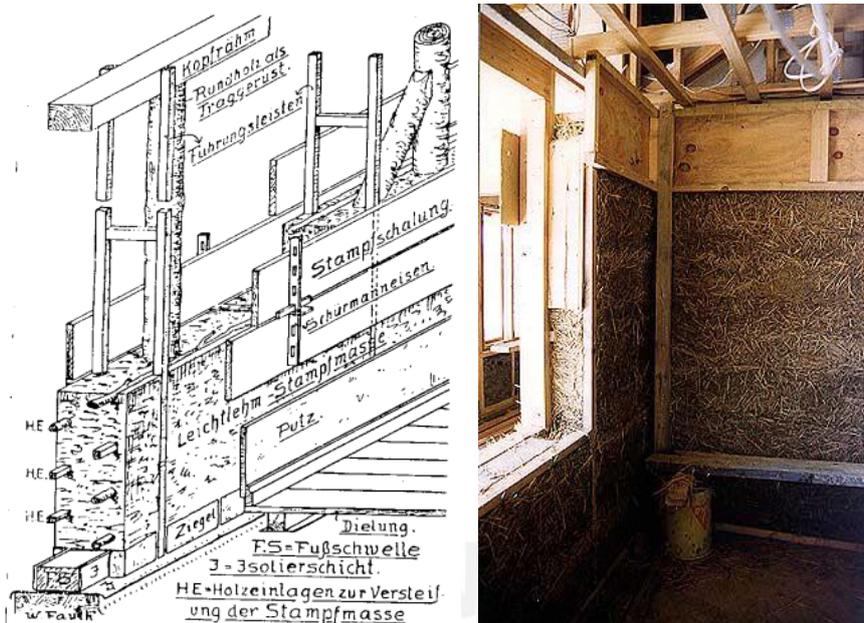


Figura 2.16: a) Corte de muro de construcción monolítica con encofrados del libro ilustrado de Fauth “Der Praktische Lehmabau”. b) Acabado final con la técnica ilustrada en a) (Fuente: Gaia Architects 2003, pp. 12).

La construcción con tierra alivianada es un derivado más de los sistemas mixtos con estructura de madera. A diferencia de otras técnicas, hace uso de un relleno más liviano y la tierra se mezcla con la paja en un estado líquido. Según Volhard (2017, pp. 37), una de las dificultades de la TA es que requiere de tiempo de secado, por lo que la construcción se limita a comienzos del verano para ser revocada en otoño. Sin embargo, esto se puede solucionar con la modulación y prefabricación de paneles o bloques secos, los cuales se pueden asentar en cualquier época del año.

2.5.1. Sistemas constructivos con tierra alivianada

La tierra alivianada es un cerramiento que se puede adaptar a todos los tipos de sistemas estructurales de madera, sea de poste y viga o entramado, el cual se encarga de soportar las cargas de peso, sismo y/o viento. La tierra alivianada debe considerar un diseño que contemple su conectividad con la madera, de forma que se reduzcan los daños por el movimiento flexible de la madera. El proceso constructivo comienza con la construcción de la estructura de madera, posteriormente se construye el techo, de modo que el resto del proceso constructivo se realice bajo techo. La aplicación del relleno se puede realizar de dos formas: (i) en campo, con la mezcla semilíquida o (ii) se puede prefabricar la mezcla y aplicarla en seco. En el esquema 2.2, se resumen los métodos constructivos con tierra alivianada.

En la construcción en campo, el material es semilíquido y se construyen los muros de forma monolítica, similar al tapial donde el relleno se compacta en un encofrado (figura 2.17 a), o

similar a la quincha, donde la mezcla se sostiene con una osamenta interna tejida, de travesaños encajados o una listonería fijada a los postes (figura 2.17 b y c). Al ser la mezcla más liviana y líquida, facilita la trabajabilidad del material y reduce el tiempo y esfuerzo en construir los muros. Por otro lado, la construcción prefabricada involucra la elaboración de paneles o bloques (figura 2.17 d). Gracias al poco peso de los bloques, por el gran contenido de fibra, son más fáciles de transportarse sin dañarse y, además, se pueden asentar en cualquier época del año (Volhard, 2017, pp. 142).

Esquema 2.2: Clasificación de los sistemas constructivos de tierra alivianada (Fuente: Volhard, 2017, pp. 81-142).

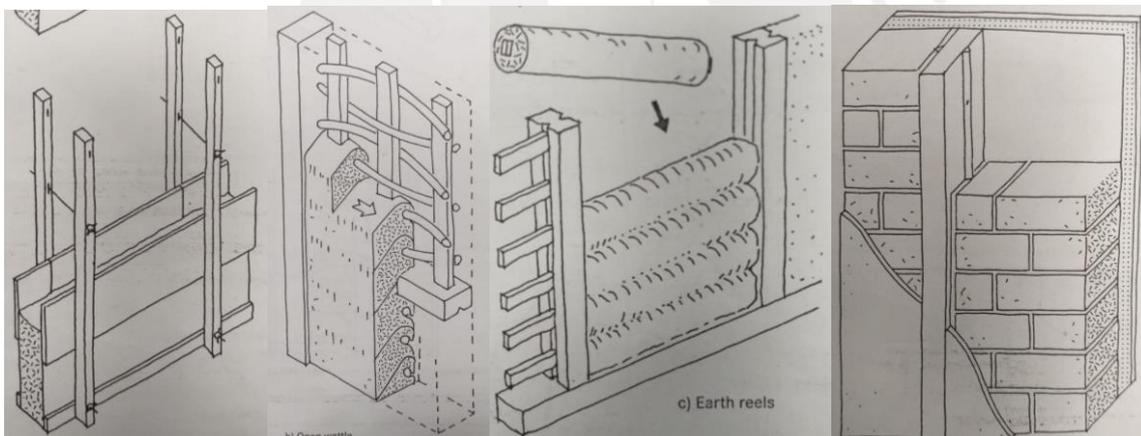
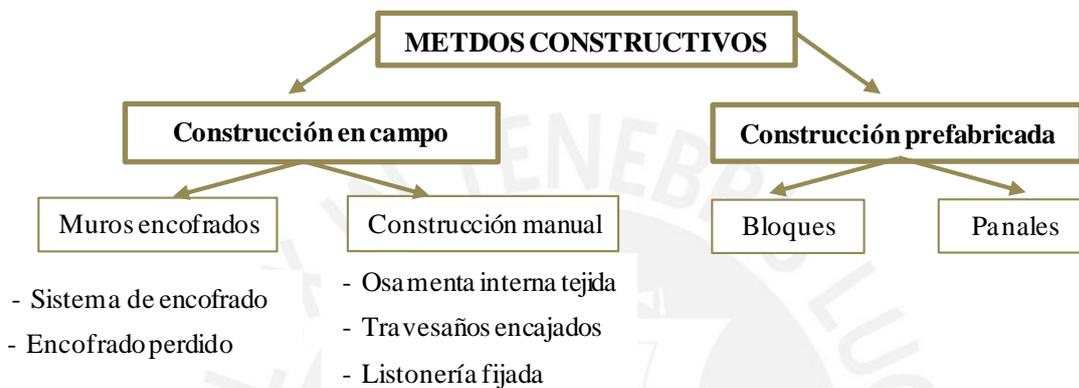


Figura 2.17: a) Sistema de tierra alivianada compactada en un encofrado. b) Sistema con una osamenta de caña tejida. c) Sistema de rieles encajados en la estructura. d) Sistema prefabricado de bloques arriostrados en parantes de madera (Fuente: Volhard, 2017, pp. 81-142)

2.5.2. Componentes de la tierra alivianada

La tierra alivianada es una mezcla conformada por suelo arcilloso, fibras naturales, agua y aire. La principal característica de la tierra alivianada es que aprovecha al máximo las propiedades aglomerantes de la arcilla y los vacíos de aire que una gran cantidad de fibra generan en la mezcla. La proporción y composición del suelo utilizado son influyentes en la densidad final de la mezcla y de las capacidades aislantes, térmicas y acústicas. En la tabla 2.8 se describen los 4 componentes principales de la tierra alivianada.

Tabla 2.8: Componentes de la tierra alivianada

Suelo arcilloso	La presencia de arcilla, además de ser el aglomerante, también brinda protección contra el deterioro biológico, absorbe y regula la humedad y proporciona la resistencia al fuego en la mezcla. No obstante, además de la arcilla, siempre existe la presencia de limo y arena en la mezcla, los cuales incrementan la masa de la mezcla, siendo contraproducente para el aislamiento y trabajabilidad, pero proporcionando una mayor resistencia, capacidad térmica y acústica.
Agua	El agua está encargada de activar las propiedades aglomerantes de la arcilla y de proporcionarle la suficiente trabajabilidad a la mezcla para embeber todas las fibras. A diferencia de los otros componentes, gran parte del agua se termina evaporando, dejando la mezcla seca y sólida.
Aire	La principal función de la tierra alivianada es generar la mayor cantidad de burbujas de aire, para darle la propiedad de aislante térmico. Según Gaia Architects (2003, pp. 20), las burbujas de aire que se forman no deben ser mayores a 20 mm, para garantizar un buen comportamiento.
Fibras naturales	Las fibras más comunes utilizadas en la TA son la paja, la viruta de madera o los agregados minerales. Adicionalmente se pueden utilizar otras posibilidades como cañas secas, astillas de madera, cáñamo o algas marinas.

2.5.3. Normativas constructivas con Tierra alivianada en el mundo

Estándares de la construcción de Paja-Arcilla alivianada del IRC⁶

El IRC, compila todos los estándares constructivos para el diseño y construcción de viviendas de una o dos familias en Estados Unidos. En el apéndice R, incluye estándares y especificaciones para la construcción con paja-arcilla alivianada (IRC 2015). El código delimita el uso de la técnica en las zonas sísmicas A y B de US (aceleraciones máximas del suelo de 0.15g y 0.20g), lo equivalente a las zonas sísmicas 1 y 2 en el Perú⁷. En la tabla 2.9 se describen algunas de las especificaciones de la norma.

Tabla 2.9: Estándares de la construcción de Paja-Arcilla alivianada del IRC (Fuente: IRC 2015, Apéndice R).

Sistema estructural	El sistema estructural está conformado por un pórtico de madera que arriostra en los 4 lados al muro, y en su interior por un entramado ligero de madera, con pies derechos de 2"x6" cada 0.80 m en muros no portantes y 0.60 m en muros portantes. Se coloca como reforzamiento horizontal, por lo menos 2 travesaños cada 0.60 m, el cual puede ser de elementos de bambú de $\phi 3/4"$, bastones de madera de 1" o elementos simples de madera de 1"x2".
Materiales	Se recomiendan fibras de trigo, centeno, avena, arroz o cebada. La estabilidad del suelo arcilloso, calificado para la construcción, debe cumplir las pruebas de "Cinta de barro" y de "Resistencia seca" del apéndice ASTM E 2392/ E 2392M. Se especifica que la barbotina sea lo suficientemente viscosa, como cuando al introducir el dedo este permanezca embebido y de tono opaco.

Estándares en la construcción de la Paja arcilla alivianada del CMHC⁸

En el 2005, el CMHC publicó un informe técnico acerca de la caracterización inicial de la Paja arcilla alivianada, o como lo denominan "Straw Light Clay" (SLC). Según el CMHC (2005), la tierra alivianada es una variación de las técnicas constructivas con tierra, el cual es un material versátil, no estructural y de relleno. El principal aporte de este informe fueron los

⁶ International Residence Code - USA

⁷ Aceleraciones máximas del suelo de 0.10g en la zona 1 y 0.25g en la zona 2.

⁸ Canada Mortgage and Housing Corporation

resultados de pruebas mecánicas en bloques de densidad media ($600\text{--}800\text{ kg/m}^3$), resumidos en la tabla 2.10. Los resultados provienen de la investigación de Straube, en la Universidad de Waterloo.

Tabla 2.10: Resultados de las propiedades mecánicas de muestras de mediana densidad (Fuente: CMHC 2005)

Propiedad	Densidad	Resultados
Resistencia a la compresión	680 kg/m^3	0.08 MPa o 0.816 kg/cm^2
Resistencia a la flexión		
Módulo de ruptura	680 kg/m^3	0.23 MPa o 2.35 kg/cm^2
Módulo de elasticidad (compresión)	680 kg/m^3	1.36 MPa o 13.87 kg/cm^2
Asentamiento (después de secar y llegar al equilibrio)	$720\text{--}800\text{ kg/m}^3$	7%

El informe clasifica a la tierra alivianada como un material dúctil, ya que, según la revisión de literatura, ha demostrado un gran potencial de absorción de energía sísmica. Esto se puede deber a que, al tener un módulo de ruptura considerablemente bajo, la formación de grietas provoca la disipación de energía por fricción en las grietas (CMHC 2005). Comentan que uno de los grandes problemas del SLC, es el asentamiento del material al secarse, por ende, sugieren la utilización de un entramado interior de bambú o un relleno a partir de bloques prefabricados.

2.6. El riesgo de la construcción en la costa del Perú

Podemos definir el riesgo como el daño que pueden experimentar las viviendas debido a su propia vulnerabilidad y el peligro que las amenaza. El peligro constituye una amenaza natural, que siempre está ahí y con la cual no se puede intervenir; en la costa del Perú son los constantes sismos e inundaciones. Por otro lado, la vulnerabilidad es la probabilidad de que ocurra el peligro y está relacionada con las características de la vivienda en sí, las cuales se pueden controlar para reducir el riesgo final.

2.6.1. El peligro responsable de una cultura sísmica

En la costa peruana se registran alrededor de 200 sismos cada año (USGS), ya que se encuentra en un borde de subducción, en donde convergen la placa de Nazca y la placa Sudamericana. El movimiento de las placas origina una falla inversa⁹, la cual es causante de los sismos de grandes magnitudes, ubicando la costa peruana en el Circulo de Fuego del Pacifico, una región donde se manifiesta el 75 % de la sismicidad total del planeta (INDECI, 2009, pp.19). En respuesta a esto, las civilizaciones en la costa del Perú se vieron forzadas a desarrollar estrategias para construir estructuras sismorresistentes, haciendo un uso sostenible de los materiales locales como la tierra, piedra, cañas y otras fibras (Guerrero y Vargas, 2015).

⁹ La placa de Nazca se mueve debajo de la Sudamericana

Hay muchos casos a lo largo de la historia en los cuales devastadores terremotos indujeron el desarrollo de estándares constructivos para la reconstrucción de las ciudades, creando lo que se llama una “cultura sísmica local”, la cual se ve reflejada en la arquitectura de las estructuras reconstruidas, las cuales se optimizaron después del error (Ortega et al. 2015). Hoy en día, la Norma E-030 divide el Perú en 4 zonas sísmicas (figura 2.18), basada según los registros de movimientos sísmicos pasados y su atenuación respecto al epicentro. El factor Z de diseño, representa la aceleración máxima horizontal en suelo rígido, con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, y se expresa como una fracción de la gravedad (MVCS 2017a, pp.10).



Figura 2.18: Mapa de zonificación sísmica propuesto por la E-030 (MVCS, 2017b)

Las antiguas civilizaciones en el Perú, a través de la prueba y error, se dieron cuenta que las estructuras rígidas y pesadas no soportaban adecuadamente los sismos. En respuesta a ello, desarrollaron sistemas flexibles y ligeros, en zonas con recursos forestales utilizaron la madera, caña y fibras naturales, y en zonas donde no existía la madera, hicieron uso de ramas y cañas que se sujetaban con fibras de plantas y finalmente se combinaban con rellenos de tierra o piedra (Guerrero y Vargas 2015). En el Perú ha existido una cultura sísmica que estandarizó los métodos constructivos, el primer código se dio después de los sismos de Lima en 1684 y 1746, donde solo 25 de 3000 casas quedaron en pie (INDECI, 2009). Se estableció una Real Ordenanza la cual limitó las construcciones de adobe o tapial a un solo piso y, los pisos superiores de técnicas livianas de quincha o madera (Blondet et al. 2011).

2.6.2. La vulnerabilidad de las viviendas en la costa del Perú

El 15 de agosto del 2007, ocurrió el más reciente recordatorio de lo vulnerable que son las viviendas en la costa peruana y el gran peligro al que están expuestas. El sismo de Pisco, de magnitud igual a 8 Mw, dejó un saldo de casi 600 muertos, 50000 viviendas colapsadas y más de 45 000 viviendas afectadas (Blondet et al. 2011). Según INDECI (2009, pp.), Las viviendas

en la costa peruana resultan ser muy vulnerables por la mala calidad de los materiales, las deficientes técnicas constructivas y el desordenado proceso de ocupación.

La deficiente planificación urbanística provoca que las viviendas se construyan sobre suelo arenoso, en zonas de gran pendiente y/o inundables. El proceso constructivo deficiente es el resultado de las malas prácticas constructivas que se transmiten y la carencia de criterios arquitectónicos y estructurales. Las viviendas de tierra que se construyen actualmente en el Perú han demostrado ser menos resistentes que las antiguas, esto debido a que se intenta imitar las configuraciones arquitectónicas de las viviendas de albañilería confinada, haciéndolas con muros más esbeltos y con vanos muy extensos (Blondet et al. 2011).

No es prudente culpar a la autoconstrucción de estos problemas, ya que los pobladores de bajos recursos económicos siempre van a recurrir a ella, y al menos en el sector rural, el asesoramiento técnico es muchas veces inaccesible. Una solución sostenible en el tiempo consiste en la difusión de cartillas de asesoramiento en la construcción, donde se pueda entender los procesos constructivos. (Vargas 1979). Varias culturas tuvieron que confrontar estos fenómenos, muchas como Chavín, perecieron, pero otras como Caral desarrollaron tecnologías locales que mejoraron el comportamiento de sus estructuras frente a este peligro.

2.7. Comportamiento sísmico de los sistemas de entramado de madera

Desde la década los años 60', alrededor del mundo se realizaron investigaciones en las estructuras de madera, para evaluar el comportamiento de las conexiones, los muros de corte, los diafragmas horizontales o entrepisos y de estructuras completas en una mesa vibradora. Las investigaciones más recientes han estado enfocadas en la predicción, ensayo y evaluación de estructuras de 6 niveles de entramado de madera en mesas vibradoras en Japón (Kirkham et al. 2014). En el Perú, las primeras investigaciones se enfocaron en el mejoramiento y prefabricación de la quincha.

2.7.1. Fuerzas sísmicas y daños comunes en las viviendas de madera

El daño al que una vivienda se verá expuesta cuando ocurre un sismo, está influenciado por las condiciones del suelo del lugar y la geometría y masa de la estructura. Según la CWC¹⁰ (2003, pp. 8), en las estructuras de madera las fuerzas sísmicas se concentran en el techo y los entrepisos, donde la masa es mayor (figura 2.19 a). Durante un sismo, es crucial el buen comportamiento de los siguientes componentes: el anclaje a la cimentación, la resistencia y

¹⁰ Canadian Wood Council

ductilidad de los muros y la interconexión de todos los elementos. Dependiendo de la geometría de la edificación, al ocurrir un sismo, esta se mueve de distintas formas y todas al mismo tiempo. Las fuerzas horizontales generan esfuerzos de corte y generalmente fallas en las aberturas de los vanos, las oscilaciones verticales afectan los voladizos y conexiones del techo a los muros y, las oscilaciones de torsión, provocadas por la irregularidad de la estructura, generan grandes esfuerzos en los muros más alejados (figura 2.19 b, c y d). La madera ha demostrado un buen comportamiento frente a las solicitaciones sísmicas, el CWC (2003, pp. 8) lo justifica por las virtudes que una estructura de madera tiene a comparación de otras, descritas en la tabla 2.11.

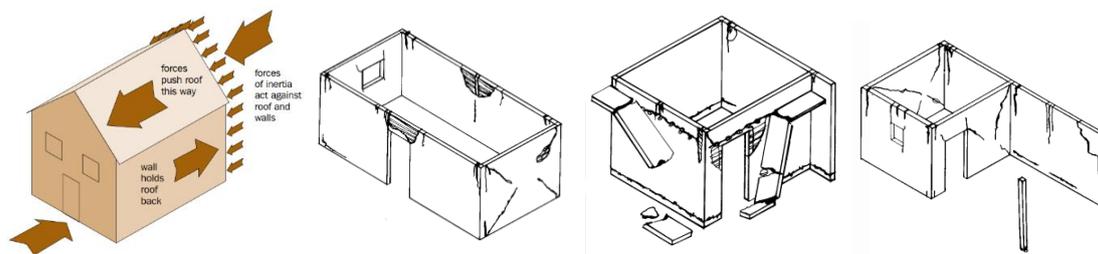


Figura 2.19: a) Concentración de las fuerzas sísmicas en el techo (Fuente: CWC, 2003). b) Falla por corte en los muros por esfuerzos horizontales. c) Fallas en los voladizos por las oscilaciones verticales. d) Fallas de irregularidad por movimientos torsionales (Fuente: Carazas y Rivero 2002)

Tabla 2.11 : Virtudes sismoresistentes de las estructuras de madera

Masa ligera	A mayor masa se producen mayores fuerzas de inercia. Las estructuras de madera son mucho más ligeras a comparación de las convencionales de concreto o albañilería, por lo que los esfuerzos a los que se verán expuestos frente a un sismo son menores.
Flexibilidad	Su naturaleza tubular y fibrosa le permite absorber energía de deformación, resultando en un comportamiento más flexible de la madera, sobre todo cuando los esfuerzos son perpendiculares a la fibra (JUNAC 1984, pp. 6-32).
Ductilidad	Si las estructuras de madera son diseñadas adecuadamente, pueden llegar a tener un comportamiento más dúctil que las de concreto y albañilería. La flexibilidad y desplazamiento disipa energía y muchas uniones con clavos brindan suficiente ductilidad (CWC 2003, pp. 8)
Rigidez y resistencia	Se puede incrementar la resistencia y rigidez de los muros al aumentar el espesor del recubrimiento o aumentando el número y/o tamaño de los clavos.
Redundancia	Los entramados están conformados por muchos elementos y bastantes de conexiones con clavos; por lo que, la falla de una zona puede ser compensada por las uniones y miembros adyacentes.

2.7.2. Ensayos mecánicos en sistemas constructivos mixtos de madera

Ensayos en paneles y módulos de quincha prefabricada

En la tabla 2.10 y 2.11, se ha sintetizado los principales ensayos monotónicos en muros de corte y en mesa vibradora de módulos de quincha prefabricada, ejecutados en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP (LEDI), desde los 70' hasta los 90'. Las primeras investigaciones fueron las realizadas por Kuroiwa en la UNI, seguidas por las investigaciones de Bariola en la PUCP.

Tabla 2.10: Ensayos de corte en el plano del muro realizados en paneles de Quincha

<p>Vásquez y Kuroiwa, 1972</p>	<p>Se realizaron ensayos de carga lateral en los paneles de quincha armada, conformados por dos diagonales que hacen indeformable el marco en su plano. La falla se produjo en los arriostres diagonales por compresión y en la unión entre el arriostre y el bastidor por una falla por tracción. Se llegó a una carga máxima horizontal de 400 kg por panel (333 kg/m), con una máxima deformación de casi 50 mm (Kuroiwa 1991, pp. III)</p>
<p>Kuroiwa y Cuadra, 1981 – 1983</p>	<p>Se ensayaron dos paneles unidos por una solera de amarre para evaluar la influencia del tarrajeo. La resistencia sísmica se transfiere a la capa más externa del tarrajeo de cemento, arena y yeso. Los paneles llegaron a una carga máxima de 265 kg, estimando 133 kg por panel (111 kg/m) para una deformación de 100 mm. La falla se produjo de forma diagonal en el revestimiento por tracción diagonal (Kuroiwa 1991, pp. IV). Posteriormente en 1996, en la tesis de Oscar Miranda, se ensayaron bajo corte monotónico, paneles de 1.20x2.40 m con escuadrías de 1 ½” x 3”, caña brava de $\phi 2$ cm y revestimiento de barro-paja con acabado de yeso-cemento. Los paneles llegaron a una resistencia al corte de 300 kg/m y una rigidez promedio de 1000 kf/cm/m (Tejada 2017, pp. 65).</p>
<p>Bariola et al. 1990</p>	<p>Se ensayaron 3 prototipos de diferente longitud, para determinar la influencia del ancho con la altura, bajo una carga lateral en simultáneo con una carga vertical de 2000 N/m (200 kg/m). Bariola et al. (1990), concluyó que los paneles son capaces de sufrir grandes deformaciones sin daños importantes ni pérdida de su resistencia. La resistencia por metro de ancho vario en menos del 20 %, por lo que se puede asumir constante. El fenómeno que condujo a la falla en los 3 especímenes fue la separación del tarrajeo y la estera. Los muros cortos fallaron por volteo, los intermedios por fisuración diagonal y los largos por una fisura horizontal (figura 2.19 a).</p>

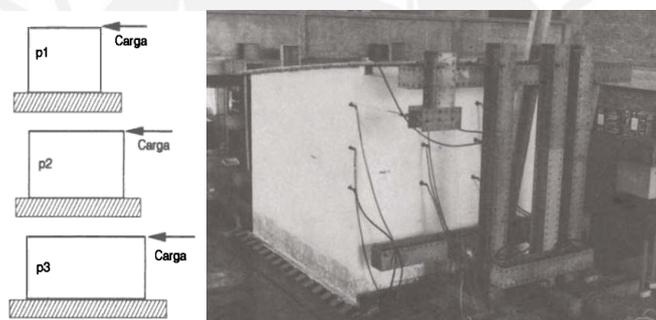


Figura 2.19: a) Tres prototipos para evaluar la influencia de la longitud. b) Módulo de quincha ensayado en el LEDI-PUCP (Fuente: Bariola et al. 1990).

Tabla 2.11: Ensayos en mesa vibradora de un modelo a escala natural

<p>Kuroiwa, 1983</p>	<p>Se realizaron ensayos de cargas horizontales aplicadas en ciclos de carga y descarga. Los modelos fueron a escala natural de 3.6x3.6 m. Se ensayaron 2 modelos, con y sin tarrajeo, para cuantificar el aporte del tarrajeo en la rigidez del sistema (2 capas de cemento-arena-yeso). Se demostró el aporte de resistencia del entramado de caña y el tarrajeo, ya que la resistencia lateral se incrementó de 1200 kg a más de 5000 kg. El peso estimado total del módulo redondea los 5000 kg, por lo que se puede asumir que puede resistir una fuerza lateral igual a su peso, presentando daños solo en el acabado (Kuroiwa 1991, pp. 12)</p>
<p>Bariola et al. 1990</p>	<p>Se ensayó un módulo de quincha de 4 x 4 m y 2.4 m de altura en la mesa vibradora unidireccional del LEDI-PUCP, a una señal derivada del sismo de Lima de 1970. La falla que se produjo fue frágil, debido a que la estera comenzó a tambalear induciendo el desprendimiento del barro, a un desplazamiento de 0.05 H (120 mm), y se redujo la resistencia de la estructura a un 50% de la inicial. Se estimó un amortiguamiento del 8% para el sistema, demostrando que posee una alta disipación de energía. El módulo se diseñó con una densidad de muros del 5%, demostrando que puede resistir sismos muy severos con poca probabilidad de ocurrencia. Se concluyó que una densidad de muros del 2.5% en cada dirección es suficiente para aceleraciones pico del suelo de 0.2 g y que al menos ¼ de los muros deben de estar conformados por paneles sísmicos. Estas recomendaciones son aplicables para estructuras un peso aproximado del techo de 80 kg/m² y de muros de 100 kg/m².</p>

Ensayos estáticos de corte en paneles “Gaiola Pombalina” con y sin relleno

La investigación de Lopes (2010), recolectó información sobre ensayos de corte y carga axial de paneles tipo “Gaiola” a escala natural, donde se comparaba el comportamiento del sistema con y sin relleno de mampostería de piedra, para confirmar un aporte de rigidez por parte del relleno. Los resultados demostraron que, el relleno impide que los arriostres diagonales fallen por flexión a la mitad y que la rigidez global aumente debido a la piedra. Sin embargo, para niveles altos de deformación, la mampostería tiende a desprenderse en el instante que el entramado comienza a deformarse.



Figura 2.17: Ensayo de corte coplanar en paneles tipo "Gaiola" (Fuente: Lopes, 2010)

Ensayos mecánicos en “La buena casa” de Chile

Para la elaboración del manual de diseño de la vivienda de madera en Chile, se realizaron ensayos mecánicos en un total de 42 paneles de 2.40 x 2.40 m, con el objetivo de estudiar el comportamiento de los muros frente a sollicitaciones sísmicas. Se comparó el comportamiento de los muros con variaciones en el espaciamiento de los pies derechos (@40 y @60 cm) y con 5 diferentes tipos de revestimiento: el contrachapado, paneles de OSB, el tinglado de madera y el revestimiento con mortero de cemento y malla galvanizada. En la tabla 2.12, se resumen los ensayos realizados y, como conclusión general, recomiendan el uso de placas arriostrante de OSB y pies derechos @60 cm (CIDM, 2011, pp. 161-171).



Figura 2.20: a) Ensayo a compresión. b) Ensayo de corte coplanar. c) Ensayo de corte-flexión. d) Ensayo de flexión transversal (Fuente: CIDM, 2011, pp. 161-171)

Tabla 2.12: Ensayos estructurales ejecutados en “La Buena Casa” en la PUC

	Objetivo	Conclusiones
Ensayo de compresión	Determinar la carga vertical máxima que puede resistir un panel de muro.	La falla se produjo por el pandeo de los pies derechos los extremos del muro. Se concluyó que es factible el uso de pies derechos de 2”x4” (4 l x 90 mm) espaciados a 60 cm, soportando cargas verticales de hasta 12500 kg/m (figura 2.20 a).
Ensayo monotónico de corte	Determinar la fuerza horizontal que puede resistir un muro como consecuencia de sismos o vientos.	Los muros fallaron por el desplazamiento transversal de los pies derechos opuestos al punto de aplicación de la carga. Se demostró que las diferencias en cuanto a la resistencia máxima de los muros con pies derechos @40 o @60 cm, es muy leve.
Ensayo monotónico de corte-flexión	Evaluar el comportamiento del anclaje del muro a la cimentación al ser sometido a fuerzas coplanares producto de los sismos.	Se ensayaron 5 sistemas de anclaje, la solución preferida consiste en un anclaje del pie derecho extremo a la solera inferior a la fundación a través de un perno de 3/8”. Se usa una placa de 5 mm para unir la pletina en L al perno de anclaje (figura 2.20 c).
Ensayo de flexión transversal	Determinar la máxima fuerza horizontal perpendicular al muro que puede resistir.	La resistencia a flexión es similar cuando los pies derechos se separan a 40 o 60 cm.

Elaboración propia. Fuente: CIDM, 2011, pp. 161-171

Ensayo de simulación sísmica de una vivienda de madera de 3 pisos en Lima

En el 2016, con el objetivo de introducir la especie de “pino radiata” a la agrupación de maderas estructurales del Perú, se ensayó un módulo de tres pisos a escala natural (4.0 x 3.0 m y una altura de 8.62 m) en la mesa vibradora del LEDI-PUCP, a una señal derivada del sismo de mayo de 1970 (Ordoñez y Lugo 2016, pp. 57). El sistema estructural estaba conformado por un entramado ligero de pies derechos de 2”x4” @40 cm, un relleno aislante de lana de vidrio, un revestimiento interno de placas de yeso-cartón (e=15mm) y externo de OSB (e=9.5mm). El sistema hizo uso de piezas metálicas en los anclajes a la cimentación.

Se demostró que el entramado de madera se comporta adecuadamente frente al movimiento sísmico perpendicular al plano (esfuerzos de flexión en los muros), ya que no se sufrieron daños significativos frente a aceleraciones de 0.9 g. La zona con mayor repercusión fue en el anclaje del módulo a la cimentación, donde la unión se descuadro. Los autores sugieren el uso de uniones metálicas reforzadas con cartelas (figura 2.21 b y c).



Figura 2.21: A la derecha la vivienda de madera ensayada, al medio la falla de las uniones metálicas y a la derecha la escuadra metálica reforzada propuesta por los autores (Fuente: Ordoñez y Lugo 2016, pp. 66)

2.7.3. Comportamiento sísmico de los sistemas mixtos con madera

Sistema Himis y Bagdadi

El buen comportamiento sísmico de estas estructuras se pudo demostrar en el terremoto de Kocaeli, de 1999 en Turquía. Langenbach (2007) comenta que en el distrito de Adazapari, donde se registraron las mayores intensidades, de las 930 estructuras de concreto armado: 257 colapsaron o quedaron severamente dañadas y 558 quedaron moderadamente dañadas, mientras que ninguna de las 400 viviendas de estructura tradicional (Himis y Bagdali) colapsó o quedó severamente dañada y solo 95 viviendas tuvieron daños moderados “(Como se cita en Gülhan y Güney, 2000)”. Diversas investigaciones demostraron que esto se produjo debido a que las viviendas de concreto armado en Turquía tienen poca capacidad de reserva, o ductilidad; estas estructuras pasaban de daños moderados al colapso en un lapso muy corto. En contraste, las viviendas tradicionales presentaron pequeños daños superficiales en terremotos de magnitudes grandes o pequeñas, demostrando una gran ductilidad y capacidad de absorber energía sin el incremento de daños en la estructura.

Ensayos en los sistemas Dhajji Dewari

El último sismo del 2005 ocurrido en Kashmiri, de una magnitud de 7.6 Mw, dejó un saldo de alrededor de medio millón de viviendas colapsadas. El sistema tradicional Dhajji-Dewari comprobó un buen comportamiento, a comparación de las muchas mal ejecutadas obras de concreto reforzado. Después de lo ocurrido, en menos de 3 años se reconstruyeron alrededor de 120 mil viviendas rurales utilizando la técnica del Dhajji (Schacher y Qaisar 2009). Los estudios del Anand Ayra, se destaca que la resistencia del Dhajji-Dewari frente a los sismos se debe al amortiguamiento interno, que ocurre por la fricción de la mampostería de piedra, formando mayores planos de falla en el muro. Se estima que este amortiguamiento es alrededor del 20%, a comparación de los sistemas de albañilería modernos en los cuales su amortiguamiento sin grietas es alrededor de 4% (ladrillos asentados con cemento), y alrededor de 6 a 8% cuando los muros ya están agrietados (Langenbach 1992).

CAPÍTULO III

METODOLOGIA DEL DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y ENSAYO CÍCLICO INCREMENTAL

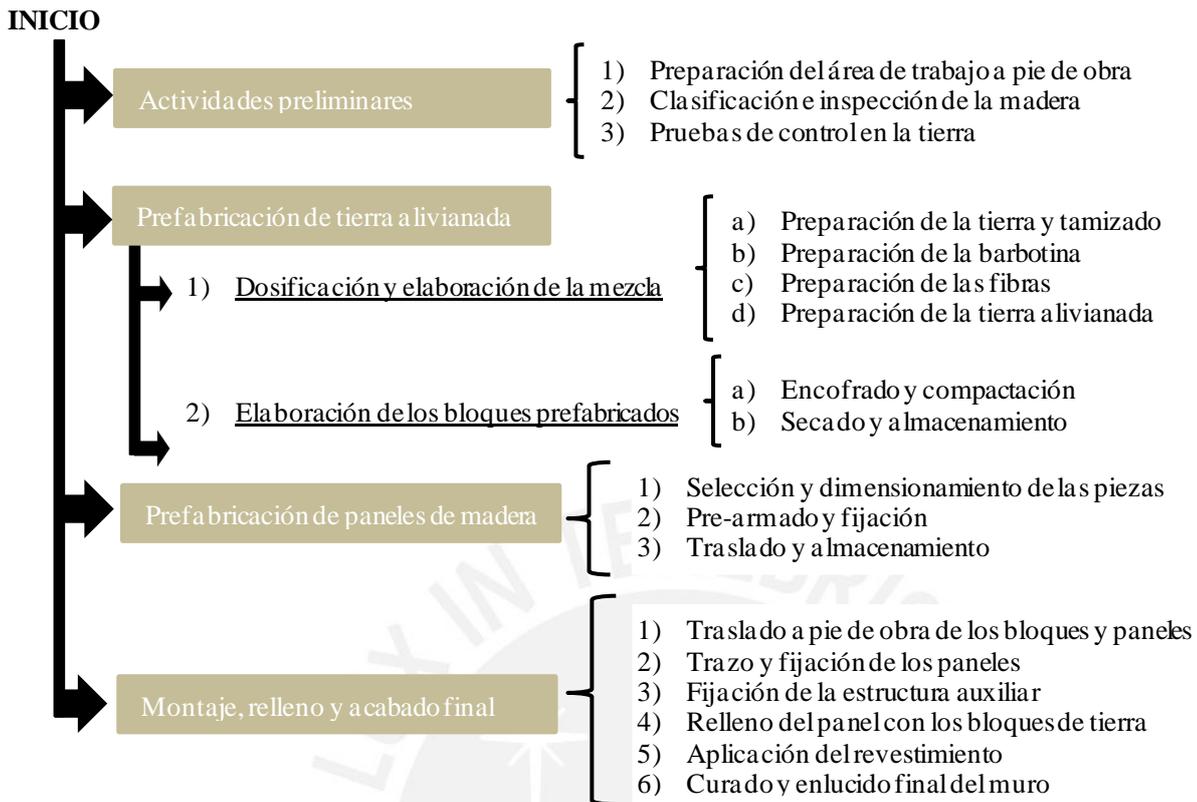
Para conceptualizar un sistema estructural, se ha tomado como punto de partida la experiencia desarrollada en la historia del Perú y el mundo, referente a los sistemas constructivos mixtos con estructura de madera, considerando el riesgo sísmico al que se ven expuestas y su desarrollo dentro de distintas culturas sísmicas en todo el mundo. Seguidamente, se construirá un espécimen que represente la unidad resistente de los muros, con el objetivo de sistematizar el proceso constructivo, lo que incluye la validación de los materiales mediante sus respectivas pruebas de control. Posteriormente, se realizará un ensayo estático en el espécimen construido, frente a una carga lateral cíclica e incremental en el LEDI-PUCP, con el objetivo de obtener conclusiones respecto a las cargas admisibles de diseño del sistema y su comportamiento histerético. Finalmente, se realizará el diseño estructural de una unidad de vivienda propuesto para las zonas periurbanas de las ciudades costeñas, bajo los estándares de las normas constructivas E-010, E-020 y E-030.

3.1. Metodología constructiva del sistema mixto

La construcción de los muros se puede dividir en cuatro etapas (esquema 3.1): (i) actividades preliminares de validación de los materiales, donde se ejecutan las pruebas de control de los materiales y se prepara el área de trabajo a pie de obra, (ii) la prefabricación del relleno de tierra alivianada, donde se dosifica la mezcla y se fabrican los bloques, (iii) la prefabricación de los bastidores de madera y (iv) el montaje, relleno y acabado final de los muros.

Es importante conocer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales, en este caso la madera y la tierra alivianada. En el anexo 3.1, se describen las propiedades físicas y mecánicas de la madera. Debido a la gran variedad de especies de madera, estas se han agrupado en tres grupos estructurales, los cuales, para que a una determinada especie le correspondan las propiedades de un grupo en específico, se debe controlar la inspección visual y dimensional de la madera. Del mismo modo, se deben establecer ciertas características físicas del suelo que se puedan reproducir, ya que por la variedad e incertidumbre que existe entre los suelos, resulta muy poco probable lograr reproducir las mismas propiedades mecánicas.

Esquema 3.1: Diagrama de flujo de la construcción de muros



3.1.1. Clasificación e inspección visual y dimensional de la madera

Se hará uso de madera aserrada de uso estructural la cual, en el mercado formal, se distribuye en escuadrías dimensionadas, cepilladas y elementos secos. Al momento de la compra, se validará la madera como material estructural mediante la NTP 251.104¹¹ y de la NTP 251.103¹², con el propósito de validar su agrupamiento dentro de las categorías de madera estructural que especifica la norma E.010 (MVCS 2014, pp. 12). Del mismo modo, se verificará que la madera provenga de aserraderos legales, garantizando a que no se contribuya a la tala y comercio ilegal. En primer lugar, se debe verificar el correcto proceso secado de la madera, al horno o en cámaras de aire, colocando un higrómetro en algunas piezas de madera en por lo menos 3 puntos. Se debe verificar que el contenido de humedad de la madera se mantenga en equilibrio con el del ambiente y menor al 22% (MVCS 2014, pp. 22).

Clasificación visual de la madera aserrada

En el anexo 3.1, se describe el procedimiento para realizar la inspección visual de la madera, para verificar que los defectos naturales estén dentro de las tolerancias permisibles.

¹¹ Norma de clasificación visual por defectos.

¹² Norma de dimensiones de madera aserrada y cepillada para uso estructural.

Dimensiones de la madera aserrada y cepillada

Se debe verificar que las dimensiones, en cuanto a sección y longitud, correspondan a las especificadas en planos. Existen tolerancias aceptables que especifica la norma NTP 251.103, las cuales se describen en la tabla 3.1, en función al elemento estructural.

Tabla 3.1: Tolerancias permitidas para las dimensiones de la madera aserrada y cepillada

ELEMENTO	TOLERANCIAS	
Piezas y escuadrías	Dimensiones de escuadría	- Menores a 150 mm: - 1 mm a + 2 mm - Mayores a 150 mm: - 2 mm a + 4 mm
	Longitud de pieza	- 1 mm a + 3 mm para todas las piezas
Muros	<ul style="list-style-type: none"> - La longitud de muros debe considerar 3 mm menos de la longitud teórica (si es 2400 mm se debe considerar 2397 mm) y sobre esta dimensión se permite una tolerancia de 2 mm - Para la altura de muros se debe considerar una tolerancia de 2 mm. 	

Elaboración propia. Fuente SENCICO (2010, pp. 27).

Madera Tornillo

Se ha escogido esta madera porque demostrado ser muy durable, accesible en el mercado y presentar una gran protección contra insectos. Esta especie de madera pertenece al grupo de clasificación C, como las de menos densidad, dureza y resistencia. Los árboles se encuentran en los departamentos de Junín, Madre de Dios, Loreto y Ucayali, entre los 0 y 5000 msnm, y llegan a crecer hasta los 40 m de altura y 120 cm de diámetro, es una madera fácil de aserrar y rápida de secar (MEF 2016, pp. 3). En la tabla 3.2, se describen sus principales propiedades mecánicas.

Tabla 3.2: Clasificación de la madera Tornillo

FICHA TECNICA: MADERA ASERRADA ESTRUCTURAL	
NOMBRE COMERCIAL	Tornillo
NOMBRE CIENTÍFICO	Cedrelinga cateniformis
GRUPO ESTRUCTURAL (E-010)	C
ZONA PRINCIPAL DE COMERCIALIZACION	Tingo María
PROPIEDADES FISICAS	
Contenido de humedad (%)	9
Densidad básica (gr/cm ³)	0,45
Peso específico (CH = 30%) (gr/cm ³)	0,90
PROPIEDADES MECANICAS (kg/cm ²)	
Módulo de elasticidad mínimo (E _{min})	55000
Módulo de elasticidad promedio (E _{prom})	90000
Esfuerzo admisible a flexión (f _m)	100
Esfuerzo admisible a tracción // (f _t)	75
Esfuerzo admisible a compresión // (f _c //)	80
Esfuerzo admisible compresión L (f _c L)	15
Esfuerzo admisible al corte (f _v)	8

3.1.2. Condiciones de la tierra a utilizar

Para preparar la tierra alivianada se debe disponer de un suelo arcilloso sin material orgánico, es recomendable, más no indispensable, conocer las propiedades físicas del suelo para que, en futuras investigaciones, se conozca como influyeron en su comportamiento. La norma de Suelos y cimentaciones especifica unos ensayos mínimos para determinar las propiedades índices del suelo, los cuales se especifican en la tabla 3.3 (MVCS 2018, pp. 29).

Tabla 3.3: Ensayos de laboratorio según la norma E-050

Ensayos para determinación de propiedades índice	Norma ASTM	Norma NTP	Nomenclatura
Clasificación visual manual de los suelos			
Análisis granulométrico por tamizado	D422-63(2007)	339.128	GM
Contenido de humedad	D2216-05	339.127	ω
Peso específico de sólidos	D854-10	339.131	GS
Límites de Atterberg			
Límites líquido y plástico	D4318-10	339.129	LL
Límite de contracción	D427-04	339.14	LIC

Sin embargo, la mayoría de las construcciones con tierra se hacen empleando el suelo locamente disponible, por lo que realizar pruebas de laboratorio es injustificable (Tejada, 2016, pp. 10). Por otro lado, Volhard menciona que para las construcciones de tierra alivianada no es necesario realizar aquellos ensayos tan extensos, ya que el tamaño y peso de las partículas de arcillas es tan variable como la diversidad de suelos que existen en el mundo y, también, ya que es un material de relleno y no portante, considera suficiente realizar ensayos de cohesión, para garantizar que el suelo tiene la suficiente plasticidad (2017, pp. 44).

La Norma E080, especifica ciertas pruebas de campo para garantizar la proporción adecuada de los componentes en el suelo, sin embargo, solo serán de interés aquellas que estimen la plasticidad del suelo (cohesión), mas no el equilibrio entre arcilla y arena, ya que la arena es un elemento que se pretende dispensar en la tierra alivianada. La prueba de la “Cinta de barro” y la prueba de “Resistencia seca” descritas en la tabla 3.4, pueden ser un indicador para evaluar si se está trabajando con un suelo arenoso o arcilloso (MVCS 2017 b, pp. 19).

Tabla 3.4: Pruebas preliminares de cohesión de la norma E-080

Prueba de la cinta de barro	Haciendo uso de una mano y una superficie plana, se prepara con la tierra un cilindro en forma de gusano de aproximadamente 12 mm de diámetro. Luego se aplana poco a poco entre los dedos pulgar e índice para formar una cinta de 4 mm de espesor y se deja descolgar. <ul style="list-style-type: none"> - Si la cinta llega a los 20-25 cm de longitud significa que el suelo es muy arcilloso. - Si la cinta se rompe a los 10 cm o menos, significa que el suelo tiene poco contenido de arcilla
Prueba de resistencia seca	Con la tierra a utilizar, se deben formar 4 bolitas de 20 mm de diámetro a gregando una misma cantidad de agua. Las bolitas se deben secar en sombra por lo menos 48 hr y posteriormente, haciendo uso del dedo pulgar y el índice, se deben presionar las bolitas con fuerza. <ul style="list-style-type: none"> - Si una de las bolitas se quiebra o agrieta, se deben formar otras 4 bolitas.

Para mezclas de tierra alivianada, Volhard recomienda que se haga uso de una tierra rica o semi-rica en arcilla, para garantizar una correcta adhesividad, unión y el recubrimiento de las fibras (2017, pp. 50). Cuando la tierra es más rica en arcilla requiere de menos material y se puede diluir más fibra llegando a densidades menores de tierra alivianada. Es más común trabajar con tierras semi-ricas o pobres, y cuando se utiliza tierras muy pobres en arcilla, solo se pueden realizar mezclas de consistencia gruesa y pastosa consiguiendo mezclas más pesadas.

Pruebas de consistencia en la barbotina

La consistencia de la barbotina es un factor importante, ya que debe fluir fácilmente entre las fibras para realizar una mezcla más trabajable. La consistencia se controla variando el contenido de agua que se agrega a la tierra, en la tabla 3.5, se describen dos pruebas que Volhard recomienda que se realicen (2017, pp. 59-61).

Tabla 3.5: Pruebas de consistencia en la barbotina

Prueba de recubrimiento	Se debe introducir la mano en la barbotina, si la mezcla fluye fácilmente y deja recubierta la mano como un guante, la dosificación es la correcta. Si se llega a observar la piel, significa que la mezcla contiene mucha agua, y si la mezcla recubre con bastante grosor los dedos, significa que la mezcla es muy densa.
Prueba de esparcimiento	Este método se encarga de controlar la viscosidad de la barbotina al verificar su capacidad de esparcimiento. Se vierten 100 ml de barbotina a una altura de 10 cm sobre una cobertura seca y no absorbente (vidrio o metal), para que se esparza en una película circular. El diámetro de esparcimiento define la fluidez del material. Si el diámetro redondea los 125 a 175 mm (ideal 150 mm) la dosificación es la correcta. Si el diámetro es muy grande, añada arcilla. Si es muy pequeño, añada agua.

3.2. Metodología del ensayo de carga cíclica incremental

El ensayo de carga cíclica se realiza con el objetivo de cuantificar el comportamiento estructural de elementos verticales, como los muros, frente a una carga cíclica lateral, la cual es mayormente provocada por los sismos. En la tabla 3.6, se detallan las normas vigentes que son utilizadas para realizar el ensayo. La implementada en esta investigación corresponde a la norma ASTM 2126-11, y se han tomado en cuenta las recomendaciones del FEMA 461.

Tabla 3.6: Ensayos mecánicos en el sistema mixto

Normas para el ensayo estático lateral de carga cíclica incremental	ASTM	FEMA	Nch	ISO
Ensayo cíclico de carga lateral	2126-11 ¹³	461 ¹⁴	802 Eof.71 ¹⁵	21581 (2010) ¹⁶

¹³ ASTM E2126-11(2018): Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings.

¹⁴ FEMA 461 (2007): Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components.

¹⁵ Nch802 Eof.71: Arquitectura y construcción. Paneles prefabricados. Ensayo de carga horizontal.

¹⁶ ISO 21581 (2010): Timber structures — Static and cyclic lateral load test methods for shear walls.

El procedimiento del ensayo involucra 4 procesos: el anclaje y restricción del espécimen, la definición de fases controladas por una demanda sísmica, la instrumentación del muro con los sensores de desplazamiento y la aplicación de una carga lateral en la parte superior del muro.

3.2.1. Alcance y aplicabilidad

El ensayo es aplicado para elementos verticales estructurales, tales como los muros de corte. Consiste en la aplicación lenta e incremental de un patrón de demandas al espécimen, la cual puede ser de carga o desplazamiento, para evaluar la progresión de los daños. Según la FEMA (2007, pp. 39), se recomienda definir ciertos límites de daño para la elaboración de fases. Se deben identificar los estados límites de daño, asociados a algún parámetro que se pueda cuantificar. La experiencia ha demostrado que el nivel de daño que una estructura sufre después de un movimiento sísmico está relacionado con el desplazamiento máximo que la estructura alcanza (Pari y Manchego 2017, pp. 51). Por este motivo, se va a definir un historial de fases controlado por desplazamientos, permitiendo así la relación entre la demanda sísmica y los estados límites de daño.

3.2.2. Espécimen por ensayar y equipos necesarios

El espécimen por ensayar debe ser un elemento vertical que resista cargas horizontales. Se debe simular las condiciones reales de la cimentación, especificar las propiedades de los materiales y la técnica constructiva. En la figura 3.1, se especifican las características físicas del muro.

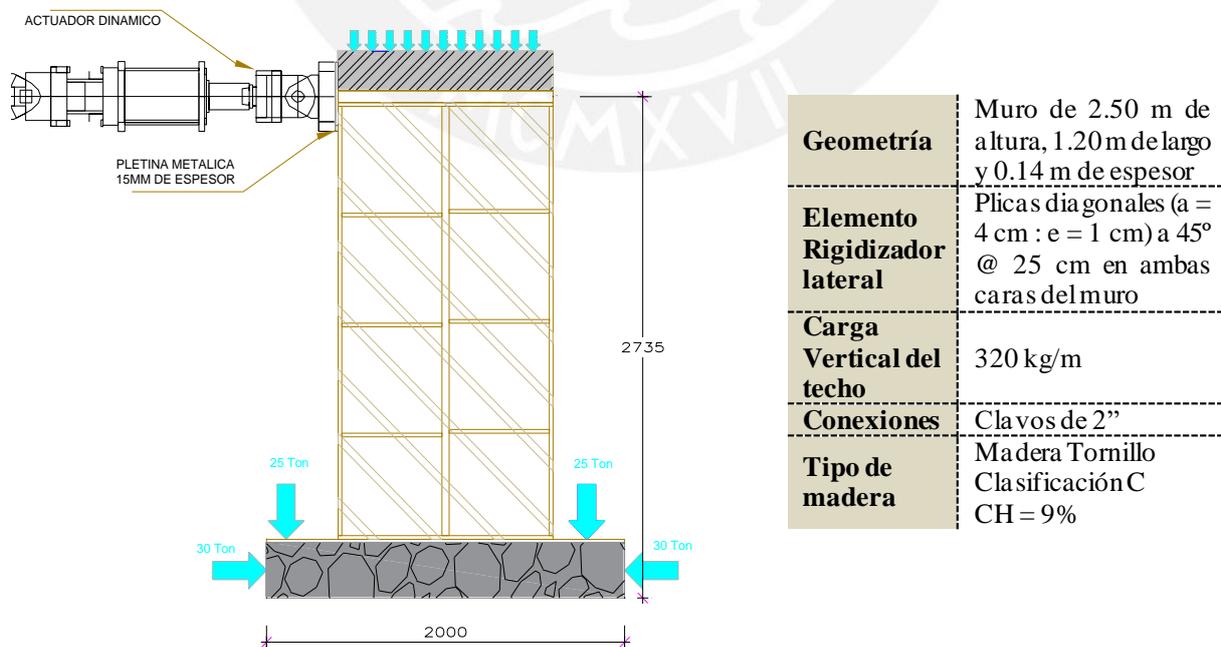


Figura 3.1: Descripción del espécimen a ensayar

El ensayo de carga se realizará en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP, el cual posee equipos para la ejecución de ensayos mecánicos estáticos, monotónicos y cíclicos, así como dinámicos y de simulación sísmica en materiales, sistemas prefabricados y unidades de vivienda (Departamento de Ingeniería, s.f.). En la tabla 3.7, se sintetizan los equipos necesarios para la realización de un ensayo de carga lateral cíclica.

Tabla 3.7: Equipamiento del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas – LEDI

Marco de reacción	Estructura metálica encargada de contener al actuador dinámico y al muro, permitiendo solo los desplazamientos en el sentido coplanar del muro.
Gata hidráulica de 200 kN	Equipo manual hidráulico que aplica una carga lateral con desplazamientos controlados. Modelo MTS 204.81 con un accionador hidráulico de doble acción, de 200 kN de capacidad y una amplitud de desplazamiento de +/- 100 mm.
Sensores de desplazamiento	Son instrumentos que miden electrónicamente el desplazamiento relativo entre 2 puntos. Son de tipo LVDT: $\pm 10\text{mm}$, $\pm 20\text{mm}$, $\pm 50\text{mm}$, $\pm 100\text{mm}$.
Celda de carga	Registra electrónicamente la carga aplicada por el actuador. La celda está conectada a un amplificador de carga y con una computadora se traduce el voltaje medido a mm.

Elaboración propia. Fuente: Departamento de Ingeniería, s.f.

3.2.3. Procedimiento

El procedimiento utilizado es el propuesto por el ASTM-2126-11, del cual se ha escogido el Método C: CUREE Basic Loading Protocol. Esta metodología está basada en un análisis estadístico de demandas sísmicas en edificios representativos de pórticos de madera, convirtiéndolo en una representación realística y conservadora de la historia de deformaciones que una estructura de madera presenta en los sismos (ASTM 2018). El parámetro utilizado para la variación de amplitud es el desplazamiento máximo que se espera del espécimen (Δ_m). En la tabla 3.8, se describe el procedimiento seguido en la etapa de experimentación.

Tabla 3.8: Procedimiento de ensayo lateral cíclico – Método C: CUREE Basic Loading Protocol

Traslado y colocación	Consiste en la preparación y armado del marco de reacción, colocación del actuador dinámico y el traslado, posicionamiento y restricción del espécimen.
Definición de las fases e historial de desplazamientos	El historial de desplazamientos está conformado por distintas fases incrementales. Cada fase consiste en un 1° ciclo (de empuje y jaloneo) con amplitud igual a un porcentaje del parámetro de referencia (Δ_m), seguido de dos ciclos posteriores con amplitudes iguales al 75 % del primer ciclo. La secuencia de fases con ciclos que incrementan y decrecen, está basado en análisis inelásticos tiempo-historia de estructuras de un grado de libertad que se han realizado estadísticamente en estructuras de madera (Kra winkler 2009).
Colocación de la instrumentación	La tercera etapa consiste en la colocación de los medidores de desplazamiento (LVDT) en ubicación predeterminada para obtener las propiedades que se quieren investigar.
Aplicación de la carga cíclica	La aplicación de la fuerza horizontal en el muro estará controlada por el desplazamiento del muro en el eje de la solera superior. La gata hidráulica aplicará la carga en ciclos de carga (empuje) y descarga (jaloneo), comenzando por empujar el muro hasta cierto desplazamiento, seguido del jaloneo hasta su posición original para posteriormente jalonear el muro hasta el desplazamiento en el otro sentido y finalmente empujarlo hasta su posición original. El ensayo se detiene cuando la resistencia haya bajado en un 20%, respecto a la carga máxima que el espécimen alcanzó.

Elaboración propia. Fuente: ASTM 2018.

Gráfico 3.2: Patrón de desplazamientos cíclicos según la Metodología C: CUREE Basic (ASTM 2018)

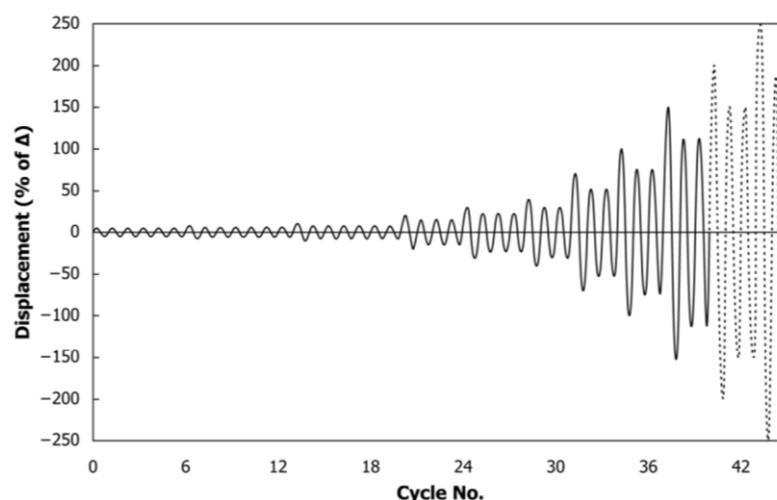


FIG. 9 Cyclic Displacement Pattern (Test Method C)

3.3. Metodología de diseño estructural en madera

En la tabla 3.9, se resume el procedimiento aplicativo de diseño estructural en madera. Se ha realizado siguiendo los ejemplos de diseño estructural en quincha propuestos por Tejada (2017, pp. 85) y las recomendaciones de la JUNAC para el diseño en madera (1984, pp. 7-2), las cuales se pueden utilizar como referencia para el diseño del sistema mixto de madera y tierra.

Tabla 3.9: Metodología de diseño estructural en madera

Ubicación del proyecto	Con la ubicación se define el <i>peligro</i> al que la vivienda va a estar expuesta, tales como la sismicidad de la zona, climas con temperaturas extremas o fuertes vientos. El objetivo es determinar los parámetros de sitio de la norma sismoresistente (MVCS 2017 a, pp. 11), tales como la zonificación sísmica (<i>Z</i>) y el factor de suelo (<i>S</i>).
Distribución arquitectónica	El diseño suele pasar a manos del arquitecto, que en relación al entorno en el cual la estructura va a estar, establece un primer esquema estructural del proyecto considerando la distribución de espacio o sistemas pasivos de climatización.
Esquema preliminar estructural	El proyectista debe definir el sistema estructural que se va a encargar de soportar las cargas de su peso propio, de servicio y de sismos o vientos. Se define cual será la estructura del techo, los elementos verticales portantes, sus secciones transversales y direcciones, y también, el espaciamiento de los elementos horizontales, definiendo su ubicación y estimando la sección de la viga solera o collar (Tejada 2017, pp. 85).
Metrado de cargas actuantes	Se debe cuantificar las cargas que la estructura va a soportar, tanto verticales, por cargas vivas y muertas, y horizontales, calculadas a partir del análisis sísmico. Se define la distribución de cargas en la estructura, analizando cómo se va a comportar en conjunto.
Diseño estructural	Los elementos verticales, como muros y columnas, se analizan a compresión y flexo-compresión. Se diseñan para cargas verticales de peso, y horizontales perpendiculares a los muros, producidos por sismos o vientos. Se debe verificar el diseño por corte, es decir, por las cargas horizontales en el plano del muro, producidas por sismos. Finalmente, se verifican los elementos horizontales por flexión, tales como las viguetas, tijerales y la viga collar.
Ajustes dimensionales y diseño de la cimentación	Mediante un proceso iterativo, se realiza el reajuste estructural del diseño, definiendo ubicaciones definitivas de los muros y las dimensiones de los elementos constructivos. Con las cargas de peso definitivas, se procede a diseñar la cimentación, considerando su comportamiento en el suelo en el que la estructura estará ubicada

Elaboración propia. Fuente MVCS (2017 b), MVCS (2014) y Tejada (2017)

CAPÍTULO IV

PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA MIXTO

En este capítulo se conceptualiza una propuesta constructiva del sistema mixto estudiado, la cual deriva de la experiencia desarrollada en el Perú y el mundo referente a los sistemas mixtos con estructura de madera. El sistema está conformado por una estructura maestra, encargada de soportar las cargas externas, una estructura auxiliar, que se encarga de rigidizar los muros y contener el cerramiento, y un revestimiento de tierra, que protege a la estructura de su entorno.

4.1. Estructura maestra

La estructura maestra será un entramado liviano de madera Tornillo, seco en cámara con un contenido de humedad del 9 %, conforme a la humedad relativa de Lima, según la NTP 251.103. El entramado vertical estará conformado por los muros, el entramado horizontal por la plataforma del entrepiso o techo, y la cimentación que conecta la estructura al suelo

4.1.1. Entramado vertical – Muros

Los muros están conformados por paneles de marcos rectangulares de 1.20 x 2.40 m, constituidos por elementos con escuadrías de 20 x 90 mm y 40 x 90 mm (figura 4.1), tales como: pies derechos espaciados cada 60 cm, arriostrados por una solera superior e inferior y travesaños cada 60 cm. Los paneles se conectan en la parte superior por una solera de amarre de 140 x 65 mm, la cual considera su uso como dintel en los vanos de puertas y ventanas.

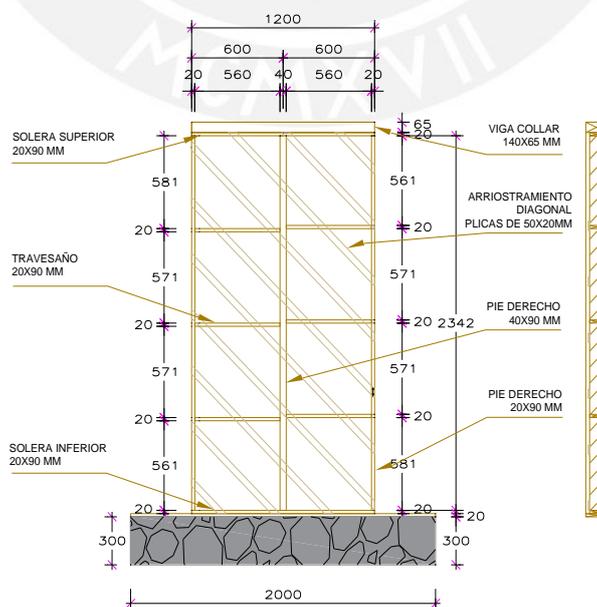


Figura 4.1: Estructura maestra de los muros (cotas en mm)

4.1.2. Entramado horizontal – Techo y entrepiso

El techo estará conformado por una armadura ligera de tijerales a 1 agua, que cubren una luz de 3.80 m y con una inclinación del 8% (9°), los cuales van a crear una cámara de vacío que permita el flujo de aire y la regulación de temperatura (figura 4.2). Los tijerales se colocarán cada 1.20 m y estarán conformados por escuadrías de sección compuesta de 20 x 90 mm, en las bridas superior e inferior, y de sección simple de 20 x 90 mm, en las montante y diagonales. Sobre la brida inferior y en dirección perpendicular al tijeral, se va a fijar un entablado de 1.5 cm de espesor, el cual soportara una torta de tierra alivianada de 9 cm espesor, conformada por bloques prefabricados. Sobre la brida superior y en dirección perpendicular al tijeral, se fijan las correas de 40x40 mm (2" x 2") @ 80 cm y una cobertura de aluzinc TR-4, el cual garantiza la impermeabilización del techo y sostiene los paneles solares que demanden el diseño.

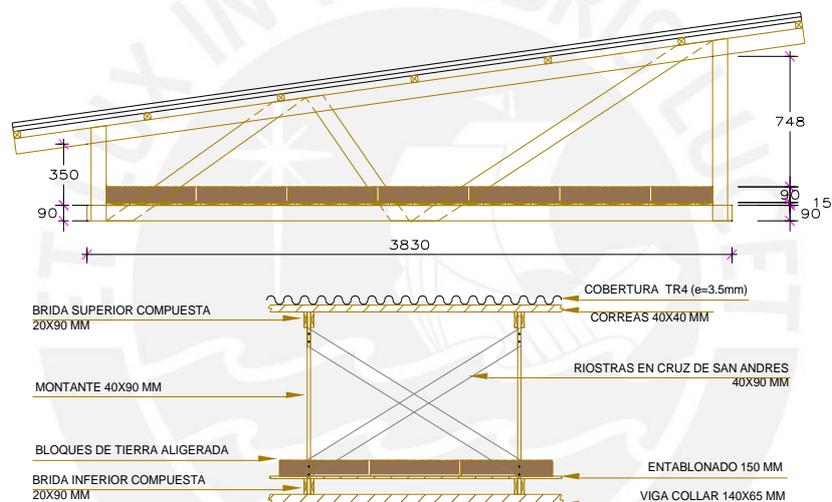


Figura 4.2: Estructura maestra del techo (cotas en mm)

4.1.3. Cimentación

La cimentación está encargada de distribuir uniformemente las cargas de la edificación en el terreno sin que se presenten problemas de asentamientos. Para el alcance de esta investigación, se hará uso de una losa de cimentación de 10 cm espesor, de concreto armado con relación C:H de 1:8 (cemento:hormigon), reforzado con una malla de acero de 8 mm @ 25 cm, con un anillo perimetral de 30 cm de profundidad (figura 4.3). Según Bariola (1990, pp.10), esta cimentación es suficiente para soportar una estructura liviana en suelos con una capacidad portante de mínimo 0.5 kg/cm^2 . En primer lugar, se debe vaciar del anillo perimetral, para proporcionar la contención suficiente al relleno debajo de la losa. Se colocará un afirmado de 10 cm de espesor de piedras de canto rodado de 2", el cual se compactará al 100% MDS Proctor Modificado, para evitar que el agua o humedad ascienda por capilaridad desde el suelo.

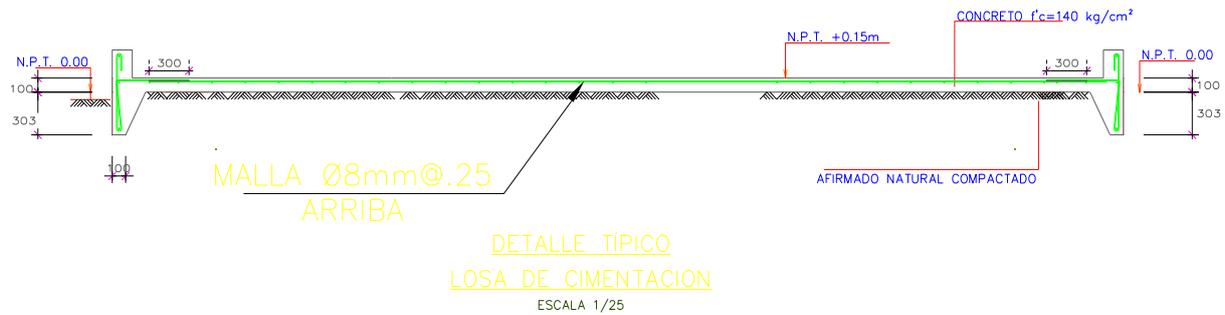


Figura 4.3: Losa de cimentación de concreto pobre (cotas en mm)

4.2. Cerramiento de tierra alivianada

Se ha contemplado la prefabricación del relleno por medio de bloques rectangulares de 54 x 27 x 9 cm (figura 4.4). Los elementos se han modulado para que coincidan con las dimensiones del panel y consideren las juntas de barro de 1 cm de espesor. Se ha estimado una densidad promedio de 800 kg/m³, por lo que cada unidad tendrá un peso de 10.5 kg. Por cada panel se emplearán un total de 16 bloques. Debido a su poco peso, la construcción con estos bloques ofrece una alternativa de fácil fabricación, transporte y colocación.

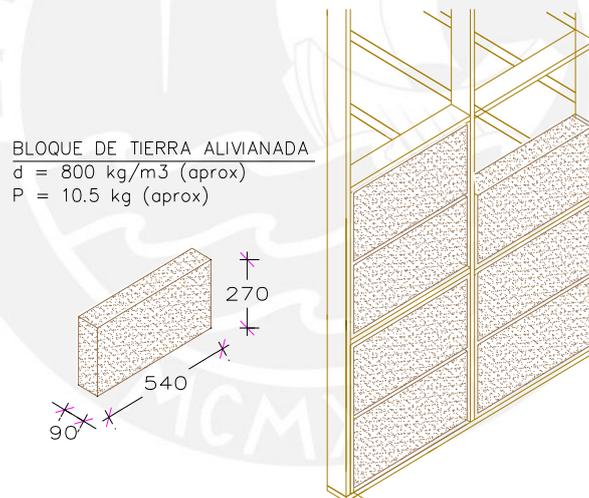


Figura 4.4: Relleno de bloque de tierra alivianada (cotas en mm)

4.3. Estructura auxiliar arriostrante

La estructura auxiliar está encargada de brindarle la rigidez lateral a los muros en el sentido de su plano. La norma E-010 ofrece varias alternativas, las cuales incluyen el uso de tableros de madera contrachapada, enlucidos de cemento-arena con malla metálica, revoques gruesos de estera de caña chancada y barro, etc (MVCS 2014, pp.59). En esta propuesta se ha decidido utilizar una estructura auxiliar conformada por diagonales de madera con un revoque grueso de barro (figura 5.3). Esta alternativa ha demostrado ser accesible, económica y funcional.

Diagonales de madera

Las diagonales de madera son elementos esbeltos de 40 x 10mm, los cuales se colocarán a 45° cada 25 cm en ambas caras del muro. El sentido de las diagonales varía en cada cara del muro, para que el muro ofrezca resistencia a tracción y compresión frente a fuerzas cíclicas (de ida y vuelta), tales como los sismos (figura 4.5). Las diagonales, son comercialmente llamadas “plicas”, son un material bastante liviano, accesible y económico, ya que se suele ser la merma en las madereras de Lima.

Revoque de tierra

El revoque es la capa final de la estructura, la cual impedirá el ingreso de infiltraciones, hongos e insectos. Un revoque de tierra garantiza la transpiración del muro, frente a los cambios de temperatura y humedad, y la continuidad de las propiedades térmicas del relleno. El diseño contempla una primera capa elástica de 1.5 cm de espesor de una mezcla fibrosa de arcilla y paja, una segunda capa de 1 cm de espesor, de una mezcla de limo reforzado con fibras cortas o pelos de cuy, y una última capa fina de 3 a 5 mm e espesor para el acabado final conformada por una mezcla con un 50% de arena fina.

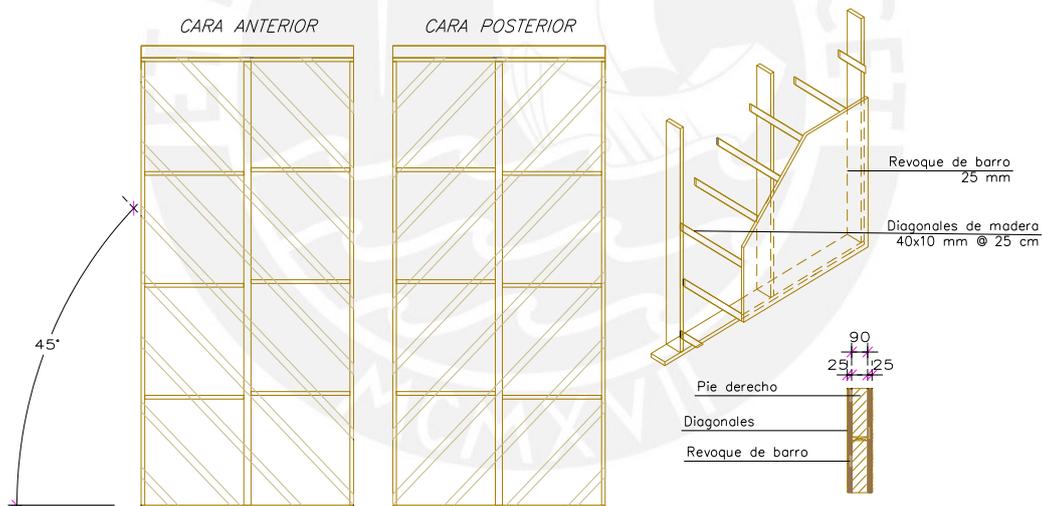


Figura 4.5: Relleno de bloque de tierra alivianada (cotas en mm)

Existen alternativas que optimizan el comportamiento del revestimiento para hacerlo más impermeable o que se reduzcan las fisuraciones provocadas por la retracción al secado. Vargas y Bariola (1990) recomiendan que, a la mezcla de la primera capa se le añadan aditivos naturales impermeables, tales como el jugo de cactus mezclado con agua (60 kg de cactus por 40 litros de agua), resina de algarrobo o el agua del hervido del árbol de bananas. Del mismo modo, recomienda que, a la segunda capa de material más fino, se le frote enérgicamente con pequeñas piedras redondeadas y lisas, para reducir vacíos naturales que deja la tierra después del acabado.

CAPITULO V

PROCESO CONSTRUCTIVO DEL ESPECIMEN A ENSAYAR

El siguiente capítulo describe el procedimiento constructivo para construir el espécimen a ensayar y algunas recomendaciones aprendidas en la etapa de experimentación. El proceso constructivo comienza con las pruebas de control en la madera y la tierra, las cuales garanticen el uso estructural de la madera y se permita seleccionar la tierra con la suficiente plasticidad para fabricar elementos estables. Posteriormente se realiza la etapa de prefabricación de los bloques, en la cual se dosificó las cantidades de tierra:fibra para realizar la mezcla y fabricar los bloques de tierra alivianada. Seguidamente se fabricó el panel estructural de madera, para finalmente transportarlo y realizar la etapa de montaje, relleno y la aplicación del revestimiento del muro.

5.1. Pruebas de control en los materiales

5.1.1. Inspección visual de la madera

Al momento de realizar la compra de la madera, se inspeccionó y seleccionó las piezas que cumplan con la inspección visual y dimensional de la NTP 251.103. En primer lugar, se verificó que el contenido de humedad de equilibrio de la madera sea menor al 22%. Al colocar un higrómetro sobre la madera se obtuvo un CHE = 9%, garantizando que la madera paso por un proceso de secado (figura 5.1 a). Se inspecciono la madera haciendo uso del Protocolo de supervisión (anexo 3.2), descartando aquellas piezas que no cumplan con las tolerancias. Las piezas se venden en longitudes y escuadrías nominales de un mínimo de 3.20 m, y estas no sobrepasan de los 3.35 m (figura 5.1b). Para construir un panel fueron necesarias 8.2 pies tablares (pt) de 20 x 90 mm y 3.60 pt de 40 x 90 mm de escuadría.

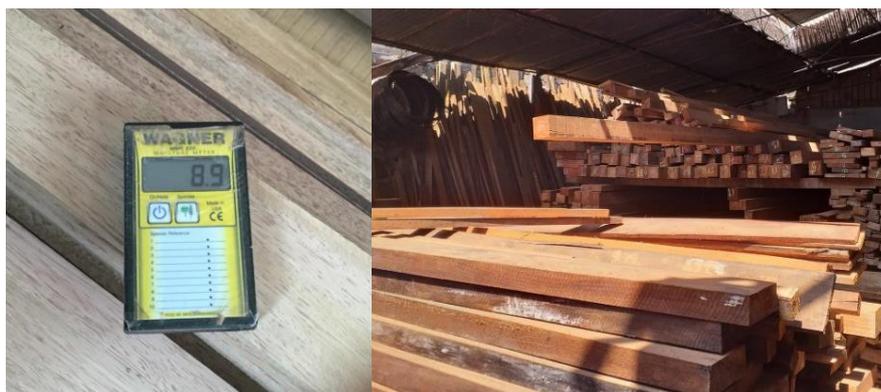


Figura 5.1: A la izquierda la maderera donde se obtuvo el material, y a la derecha la revisión del CHE

5.1.2. Control en la tierra

Se tuvo al alcance 3 tipos de tierra (tabla 5.1 y figura 5.2), de las cuales se seleccionó la más favorable siguiendo las pruebas de clasificación visual-manual (E-050) y las pruebas de cohesión (E-080).

Tabla 5.1: Clasificación visual-manual de 3 tipos de tierra

Tierra	Descripción
T-1	Tierra Santa Clara
T-2	“Greda”
T-3	Tierra arenosa



Figura 5.2: a) Tierra Santa Clara, b) Greda, c) Tierra arenosa

Clasificación Visual - Manual

En el anexo 3.4, se encuentran las tablas de clasificación visual-manual de los 3 tipos de tierra. Como conclusión más general se sabe que las tierras T1 y T2 presentan las características de una tierra arcillosa y, por otro lado, la tierra T3 la de una tierra limosa. En la tabla 5.2 se sintetiza la descripción general de cada tipo de tierra.

Tabla 5.2: Clasificación visual-manual de 3 tipos de tierra

Tierra	Descripción
T-1	Limo inorgánico de baja o media plasticidad, medianamente compacta, seca (ML), marrón claro.
T-2	Arcilla inorgánica de baja o media plasticidad, compacta, seca (CL), marrón claro.
T-3	Limo inorgánico de baja plasticidad, blando, medianamente húmedo, mostaza claro.

Pruebas de cohesión en la tierra

1) Prueba de resistencia seca

Se hicieron 4 bolitas de cada tipo de tierra, de las cuales solo T1 y T2 se mantuvieron lo suficientemente consistentes como para formar la bolita. Se descartó T3 por considerarse muy limosa. Después de 4 días se intentaron quebrar las bolitas con un pulgar y no se ocasionó ninguna ruptura, garantizando que el contenido de arcilla es el suficiente como para darle la cohesión necesaria a la mezcla (figura 5.3 a)

2) Prueba de la cinta de barro

Se realizó la prueba de cinta de barro para los suelos T1 y T2. Ambos suelos permitieron que se forme una cinta de por lo menos 10 cm de longitud, garantizando la existencia intermedia de arcilla en el suelo. En el caso del suelo T2, este pudo desarrollar una cinta de 22 cm de longitud (figura 5.3 c), demostrando el alto contenido de arcilla de la muestra.



Figura 5.3: Pruebas de control: a) Prueba de la bolita, b) y c) prueba de la cinta de barro en T1 y T2 respectivamente

Propiedades físicas y clasificación geotécnica de la tierra

Para realizar la clasificación geotécnica y obtener las propiedades índices del suelo, se realizaron los ensayos descritos en la tabla 5.3, en el Laboratorio de Mecánica de Suelos -PUCP. Se clasificó el suelo T1 y T2, de los cuales sus resultados se encuentran en el anexo 3.6. Según SUCS, se clasificó el suelo T1 como limo inorgánico de baja o media plasticidad (ML) y T2 como una arcilla inorgánica de baja o media plasticidad (CL). Se puede estimar la cantidad de contenido de arcilla a partir del porcentaje que pasa la malla #200, que es 71% para T1 y 94% para T2. El máximo permitido es de 20%, para el control de grietas al secado (MVCS 2017 b, pp. 15), sin embargo, al tratarse de otro material diferente a la tierra cruda, Volhard recomienda un 50% de contenido de arcilla para elaborar bloques de TA, ya que la gran cantidad de fibra mantiene el control de grietas (2017, pp. 43).

Tabla 5.3: Clasificación geotécnica de 2 tipos de tierra

Ensayos para determinación de propiedades índice	Nomenclatura	T1	T2
Clasificación SUCS	SUCS	ML	CL
Contenido de humedad	ω	9.3 %	3.5%
Peso específico de sólidos	GS	2.70	2.74
Límite líquido	LL	20	38
Límite plástico	LP	18	22
Índice de plasticidad	IP	2	16

5.2. Construcción prefabricada de un muro de corte

Después de las pruebas de control en los materiales, se procede a las actividades preliminares, las cuales contemplan la preparación del área de trabajo a pie de obra, considerando el espacio de almacenamiento de los bastidores de madera y los bloques de tierra. Posteriormente se prefabrican los bloques de tierra aligerada y los paneles de madera, para finalmente ensamblarlos en obra y aplicar el revestimiento. Considerando un tiempo de curado apropiado, la construcción se concluye con un resanado final y un acabado de pintura.

5.2.1. Descripción del espécimen a construir

Se va a construir un espécimen conformado por 1 panel del sistema descrito anteriormente, ya que, según Bariola et al. (1990), para entramados ligeros de madera la resistencia por metro de longitud varia en menos del 20%. Las escuadrías y conexiones utilizadas se especifican en la figura 5.4. Debido a que la viga de cimentación se diseñó con una resistencia considerablemente mayor a la losa de cimentación proyectada para permitir el izaje del espécimen en el laboratorio, fue imposible realizar el anclaje de la solera con clavos de acero. Por este motivo, se proyectó realizar el anclaje solo de la solera de socalo con 2 pernos expansivos de Φ 8mm. El anclaje del panel se realizó con clavos de 2" @20cm a doble eje y, adicionalmente, se reforzó la unión en los extremos con una pletina en L de acero de 7.5x7.5x5 cm y 2 mm de espesor fijada con 6 tornillos de 1 1/2".

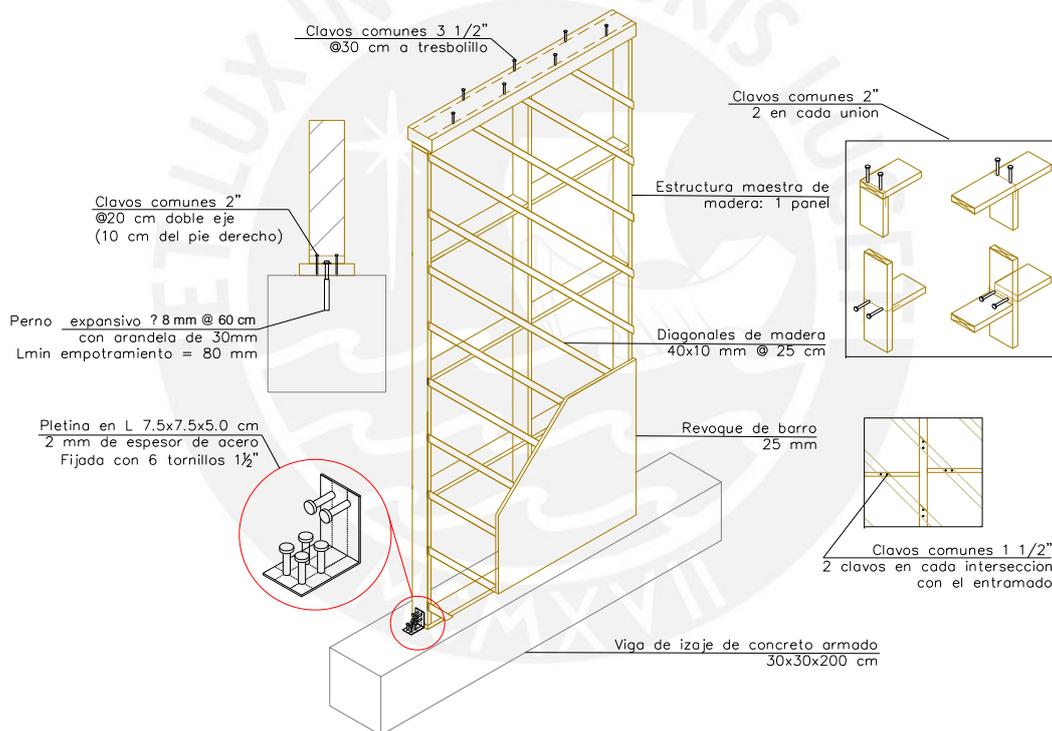


Figura 5.4: Especificaciones del panel construido para ensarlo frente a una carga estática lateral cíclica

5.2.2. Prefabricación de los bloques de tierra alivianada

Esta etapa involucra la dosificación de la mezcla, conforme con la tierra utilizada, y la elaboración a gran escala de la mezcla y los bloques. Se ha optado por utilizar la tierra T-1, por ser una tierra más común, y utilizar fibras de paja (de 5 cm) y viruta de madera, para proporcionarle la suficiente consistencia a la mezcla y reducir el tiempo de preparación de fibras (figura 5.5). En primer lugar, se debe definir la dosificación de los insumos para realizar la mezcla que resulte en las propiedades finales esperadas.



Figura 5.5: Tierra Santa clara, paja cortada y viruta de madera (fotos propias)

Dosificación de la mezcla

Primero se debe dosificar la barbotina hasta conseguir la consistencia adecuada. Se elaboraron 4 pruebas de mezcla, en las cuales se fue variando el contenido de tierra con el propósito de obtener las proporciones que garanticen el menor uso de tierra, el recubrimiento y adherencia de las fibras, la trabajabilidad de la mezcla y un espécimen estable, firme y consistente (figura 5.6). En la tabla 5.4, se detalla la dosificación de cada alternativa, se utilizó como unidad de medida una jarra de 1.5 lt, y se realizó la cuantificación por volumen y peso.



Figura 5.6: Cuatro pruebas de mezcla con variación en la relación tierra:agua (fotos propias)

Tabla 5.4: Pruebas de dosificación para la barbotina

	Tierra		Agua		ω (%)	Viruta	Paja (5 cm)
	Vol (und)	Peso (kg)	Vol (und)	Peso (kg)		Vol (und)	Vol (und)
B - 1	1/2	0,40	1	0,60	150%	5	3
B - 2	2/3	0,53	1	0,60	113%	5	3
B - 3	3/4	0,60	1	0,60	100%	5	3
B - 4	3/2	1,20	1	0,60	50%	5	3

La dosificación M-4 fue la que dio mejores resultados, ya que las de menor contenido de tierra formaron bloques bastante inestables. El contenido de humedad¹⁷ de la prueba M-4 fue del 50%. Conociendo la relación correcta para la barbotina, se procedió a realizar pruebas variando la relación del contenido de fibra: viruta y paja (tabla 5.5). Se fabricaron por lo menos 4 bloques a escala real de cada prueba, y se verificó su estabilidad después de 15 días de secado. Se comenzó la dosificación con el mayor contenido de viruta y el menor de paja, y progresivamente se fue disminuyendo la viruta y aumentando la paja, ya que la viruta demanda menos trabajo y la paja demanda menos gasto.

¹⁷ Contenido de humedad: es la relación del peso del agua de la muestra y del peso sólido de la muestra

Tabla 5.5: Pruebas de dosificación para la mezcla de barbotina y fibras

	Tierra	Agua	Viruta		Paja (5 cm)	
	Vol (und)	Vol (und)	Vol (und)	Peso (kg)	Vol (und)	Peso (kg)
M-0	1	2/3	6	4,18	2	0,63
M-1	1	2/3	5	3,49	3	0,95
M-2	1	2/3	4.8	3,30	4	1,48
M-4	1	2/3	4	2,79	3	0,95

Las pruebas M-0 y M-1 resultaron en bloques bastante estables, con densidades los 600 y 800 kg/m³. La prueba M-2, con mayor contenido de paja, resultó en bloques con densidades entre los 400 y 600 kg/m³, sin embargo, los bloques fueron demasiado inestables y se podía desmenuzar la paja con facilidad cuando estuvieron secos. En la prueba M-4, se obtuvieron bloques con densidades entre los 500 y 700 kg/m³ y, por lo menos 1 de 4 bloques terminó rompiéndose, pero el resto no sufrió daños al manipularlos y transportarlos. Si bien la mezcla M-4 garantizaba los bloques de menor densidad y la suficiente estabilidad, es un criterio más conservador tomar la mezcla M-1, ya que resulto en bloques más concisos y manipulables.

Elaboración de la mezcla de tierra alivianada

El proceso comenzó con el dormido de la tierra en agua y posteriormente la preparación de la barbotina. Seguidamente se debe tamizar la mezcla a través de una malla, para eliminar trozos de gran tamaño. Finalmente, se deben tener las fibras preparadas para realizar la mezcla y dejarla reposar por lo menos 1 día antes de usarla.

Se ha optado por realizar la mezcla, de la barbotina y de la tierra alivianada, haciendo uso de un trompo mecánico, el cual pretende acelerar el proceso de preparación y reducir la cantidad de trabajo. Las herramientas utilizadas en esta etapa fueron: Trompo mecánico, malla #5, bateas, baldes de 5 lt, balanza y un machete.

1) Preparación o dormido de la tierra

Para garantizar una buena trabajabilidad, se debe preparar la tierra previamente, de forma que la tierra se mezcle fácilmente y, por motivos de funcionalidad, para que la mayor cantidad de minerales de arcilla entren en contacto con el agua y se aprovechen sus propiedades plásticas. Se dejó dormir la tierra por 24 hr, sumergiéndola en agua, para garantizar que todas las partículas de arcilla queden embebidas en agua (figura 5.7). Seguidamente, la tierra y el agua se mezclaron con el trompo por 3 minutos, para aprovechar que el agua debilita los grandes cúmulos de tierra y el movimiento de las aspas los rompan con mayor facilidad.



Figura 5.7: Dormido de la tierra (Fotos propias)

2) Tamizado finas de la tierra

El tamizado de la tierra se realiza para dispensar partículas grandes de tierra, que dificulten su trabajabilidad, y para conseguir una mezcla con el mayor contenido de finos, y por ende, mayor contenido de arcilla. El tamizado se realizó con la mezcla de tierra:agua de 1.5 : 1, de la cual después del mezclado, solo quedaron pequeños cúmulos de arcilla los cuales se pueden presionar a través del tamiz para que se rompan (figura 5.8). El tamizado se realizó con una malla #5 (aberturas de 0.5 mm), y se efectuó moviendo el tamiz con un movimiento cíclico en una dirección (de ida y vuelta).



Figura 5.8: Procedimiento del tamizado de la mezcla líquida (Fotos propias)

3) Preparación de la barbotina

Después de tamizar la tierra, se reintroduce la mezcla en el trompo y se mezcla por 3 -5 minutos más. El principal problema que se puede presentar es que, cúmulos de la mezcla se adhieran a las aspás del trompo y la barbotina termine con grandes grumos. Se ha demostrado que, al realizar la mezcla con el eje del trompo lo más horizontal posible, se evitaba la formación de estos cúmulos ya que, al encontrarse en la parte superior estos caen. Se realizó la prueba del esparcimiento y recubrimiento en la barbotina, y se demostró que con la dosificación tierra:agua escogida (1.5 : 1), la barbotina llega a cubrir toda la piel como un guante (figura 5.9 a), y además, al momento de verirla, esta se esparció en un rango de 10 a 15 cm (figura 5.9 b y c).



Figura 5.9: a) Prueba del recubrimiento. b) y c) Prueba del esparcimiento. (Fotos propias)

4) Preparación de las fibras

La viruta no necesita de ningún proceso preparativo, esta se puede verter inmediatamente después de adquirirla. Por el otro lado, al comprar la paja esta llega empaquetada en fardos, de los cuales la paja debe soltarse, separarse y cortarse en pequeñas longitudes con ayuda de un machete (figura 5.10). Volhard recomienda que, cuando se produzcan bloques de mampostería se corten las fibras del largo igual a la longitud más corta del bloque, usualmente 10 cm (2017, pp. 66).



Figura 5.10: a) Apilado de fardos de paja. b) Cortado de la paja con machete. c) Viruta de madera lista para utilizar (Fotos propias)

5) Preparación de la tierra alivianada

La mezcla se realizó con el trompo de eje horizontal y se utilizó un balde de 15 lt como unidad de medida (figura 5.11). La barbotina y las fibras se mezclaron de forma progresiva y alternada, introduciendo la mitad de la paja en un inicio, luego la mitad de la viruta y así sucesivamente. Este procedimiento demostró evitar que se formen cúmulos de viruta y barbotina en la mezcla, y lograr recubrir todas las fibras de barbotina de forma más homogénea.



Figura 5.11: Unidad de medida utilizada y mezclado de la paja en el trompo (Fotos propias)

Otra forma de verificar que la mezcla presenta la suficiente plasticidad, o contenido de arcilla, es cuando se pasa la mano sobre la mezcla, esta deja una superficie continua y limpia, sin grumos (figura 5.12). Volhard (2017, pp. 57) recomienda que, se deje dormir al menos 24 hr la mezcla en forma de rollos, para que el contenido de agua en la mezcla se evapore y se obtenga una mezcla más ligera y tome una consistencia pegajosa.



Figura 5.12: a) Mezcla con suficiente plasticidad. b) y c) Verificación de que las fibras estén totalmente recubiertas por la barbotina (Fotos propias)

Elaboración de los bloques de tierra alivianada

La propuesta modular escogida para el relleno en la etapa de experimentación (acápite 4.3.3) son bloques de 54 x 27 x 9 cm. Las unidades se prefabricaron haciendo uso de moldes de madera y el procedimiento consistió en el encofrado, compactación de bloques y su posterior secado y almacenamiento. Con el objetivo de evaluar la densidad seca que se alcanzó con la dosificación, los bloques se han pesado en su condición húmeda y seca. Los materiales utilizados en esta etapa fueron: un molde de madera y pisón de compactación (figura 5.13), arena fina y una balanza electrónica.

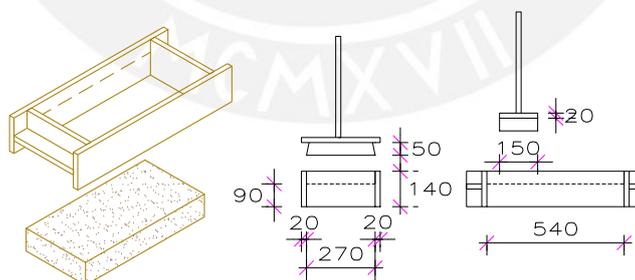


Figura 5.13: Molde de madera y pisón manual (cotas en mm)

1) Encofrado y compactación de los bloques

En primer lugar, se debe revestir los moldes con agua y posteriormente aplicarles arena fina en todas las caras que estarán en contacto con la mezcla, incluida la superficie donde se trabaja. Posteriormente se introduce la mezcla hasta llenar el molde y se compacta haciendo uso de un pisón manual. Finalmente se retira el molde con un solo movimiento sujetándolo desde los dos extremos laterales (Figura 5.14).



Figura 5.14: Encofrado y compactación de los bloques

2) Secado y almacenamiento de los bloques

El area de secado de los bloques debe garantizar ser un espacio con sombra, ventilado y protegido de la lluvia, el sol y la humedad. Después de fabricar los bloques, se dejaron por lo menos 14 días en un periodo de secado y después se colocaron de canto por 7 días más. Antes de los 14 días, los bloques no presentaron suficiente estabilidad como para colocarlos de canto, posición donde la mayor área superficial se encuentra expuesta al aire (figura 5.15).



Figura 5.15: a) Colocado de los bloques después de su modulación. b) Apilado de bloques después del secado.

3) Densidad seca de los bloques

Los bloques se dejaron secando en un clima veraniego de Lima, con una temperatura promedio de 28°C. Para tener un control sobre la pérdida de humedad durante el secado, los bloques se pesaron en su estado húmedo, al momento de ser fabricados, y en su estado seco, después de 21 días expuestos al ambiente bajo sombra. La dosificación de la mezcla se realizó con el objetivo de mantener una densidad menor a los 800 kg/m³, sin embargo, se obtuvieron bloques más livianos, con densidades que redondean los 600 kg/m³. En la tabla 5.6, se sintetiza el promedio de dimensiones, variación del peso y densidad seca de los 18 bloques fabricados, y en el anexo 3.7, el de todos los bloques.



Figura 5.16: Peso de los bloques en la balanza en su estado húmedo (izquierda) y seco (derecha).

Tabla 5.6: Dimensiones y densidad promedio de los 18 bloques fabricados

BLOQUES DE TIERRA ALIVIANADA									
CÓDIGO	Tipo de tierra	L (cm)	B (cm)	H (cm)	Volumen (m ³)	Peso Húmedo kg	Peso Seco kg	Δ humedad	Densidad seca kg/m ³
PROMEDIO	SANTA CLARA	53.50	8.36	26.64	0.01200	8.78	6.33	2.45	528.70

5.2.3. Prefabricación de los paneles de madera

La elaboración de los paneles se realizó con un procedimiento de prefabricado a pie de obra, en el cual llegan las piezas de madera y en campo se realiza el dimensionamiento, cortado y armado. En el caso existiese dificultad al clavado, la norma permite el pretaladrado con una broca de 0.8 veces el diámetro del clavo (MVCS 2014, pp. 38). Los materiales utilizados fueron: una sierra circular de mesa, clavos, taladro y martillo.

1) Selección y dimensionamiento de piezas

En primer lugar, se seleccionan las escuadrías a utilizar y se definen las longitudes de cada elemento (tabla 5.7). Posteriormente se cortan las piezas haciendo uso de la sierra y se ordenan para el armado (figura 5.17 a, b y c).

Tabla 5.7: Dimensionamiento de piezas de la propuesta 1

Elemento	Cantidad	b x h	L
Pies derechos	2	20 x 90 mm	2359 mm
	1	40 x 90 mm	2359 mm
Soleras	2	20 x 90 mm	1200 mm
Travesaños	6	20 x 90 mm	559 mm
Solera de amarre	1	140 x 65 mm	120 mm



Figura 5.17: a) Selección y dimensionado de la pieza a cortar. b) Cortado de los elementos con la sierra circular mecánica. c) Todos los elementos cortados que conforman el panel (fotos propias)

2) Pre-armado y fijación

Es conveniente realizar el armado del panel sobre una superficie plana, como una superficie de concreto o una mesa lo suficientemente grande. Las piezas cortadas se colocan sobre la superficie, formando el esquema final del panel (figura 5.18 a). Las uniones internas se realizaron con clavos de 2" y 2 ½" (figura 5.18 b). El clavado de los travesaños al pie derecho central requirió el pretaladrado de los elementos ya que, al existir un espesor mayor por atravesar, el clavo corría el riesgo de desviarse y rajar la madera. La experiencia constructiva tomó un tiempo alrededor de 30 minutos.



Figura 5.18: a) Pre-armado de los paneles en una superficie plana b) Clavado. c) Panel listo (foto propia)

3) Traslado y almacenamiento

El traslado de los paneles se logró con dos personas, sujetándolo en cada extremo, y también fue posible trasladarlo con solo una persona en posición vertical. Los paneles se pueden apilar de canto y uno al costado del otro, considerando que se mantengan ventilados y protegidos de la lluvia, el sol y la humedad.

5.2.4. Montaje, relleno y acabado final del muro

Esta etapa involucró el traslado de los elementos prefabricados a pie de obra, la fijación y construcción de los paneles, la fijación de la estructura auxiliar, la aplicación del revestimiento final y el curado y resanado final del muro. Los materiales utilizados fueron: una sierra manual, clavos, taladro, martillo, atornillador, brocha de pintura, regla de madera y un frotacho.

1) Traslado a pie de obra

En esta fase se trasladaron los paneles y bloques prefabricados al LEDI. Se tuvo precaución al trasladar los bloques, transportándolos con una camioneta y prescindiendo de las carretillas, ya que se temía que las vibraciones del transporte rompan los bloques.

2) Trazo de los muros y fijación de la solera de zócalo

En primer lugar, se debe realizar el trazo de los muros sobre la cimentación, para que exista un rastro por donde colocar la solera de zócalo. Es indispensable colocar entre la cimentación y la solera, algún tipo de impermeabilizante, como la pintura asfáltica, para impedir el ingreso de humedad e insectos a la madera. Se taladra la cimentación con una broca 1.2 x Φ 8mm de diámetro hasta la profundidad de diseño. Se coloca la camisa de expansión en la cimentación y posteriormente se coloca el perno y se golpea con un martillo para expulsar el cono de anclaje en la parte inferior (figura 5.19). Finalmente se coloca la arandela y la tuerca y se fija con una llave metálica.



Figura 5.19: Fijación de la solera de zócalo sobre la cimentación (Foto de la investigación SENCICO 2019 2017)

3) Fijación del panel y anclaje de la viga collar

En esta etapa se colocó el panel en su posición respectiva sobre la solera de zocalo. El panel se fija con un anclaje de clavos siguiendo las especificaciones del plano (figura 5.20). Se pudo notar bastante flexibilidad fuera del plano del muro, debido a la inexistencia de un muro en el sentido perpendicular.



Figura 5.20: Montaje y fijación de los paneles sobre la viga de izaje (fotos propias)

Cuando los paneles están correctamente anclados, se puede proceder a fijar la viga collar. Se diseñó un anclaje con clavos pero debido a un problema de cronograma, se dispuso de la viga después de haber rellenado el panel, por lo que de haberlo fijado con clavos habría provocado que el revestimiento se agriete por la vibración del impacto. Por este motivo se procedió a realizar el anclaje de la viga collar con tornillos de 4" (figura 5.21). Esta variación modificaría las cargas de diseño a extracción en la unión, pero conservaría las cargas al cizallamiento, ya que se mantuvo el diámetro de diseño.



Figura 5.21: Fijación de la viga collar (Foto de la investigación SENCICO 2019 2017)

4) Fijación de la estructura auxiliar

La fijación de las diagonales se realizó en dos etapas: la primera antes de colocar el relleno, para que una cara sirva de contención, y la segunda después de colocar el relleno. Las diagonales presentaron secciones diferentes. Se seleccionaron aquellos elementos que respeten una sección mínima de 40 x 10 mm y se fueron colocando progresivamente de abajo hacia arriba verificando que estén a 45°.



Figura 5.22: Fijación de la estructura auxiliar (Foto de la investigación SENCICO 2019 2017)

Al colocar una cara, esta sirve de contención para poder colocar el relleno y este se acomode en todo el marco. Después de colocar el relleno, se procede a fijar la otra cara con la dirección de las diagonales en sentido opuesto a la cara ya colocada (figura 5.23).



Figura 5.23: Fijación de la estructura auxiliar (Foto de la investigación SENCICO 2019 2017)

5) Colocacion del relleno

En la etapa de experimentacion, se quizo encontrar el elemento prefabricado de tierra que mejor se podria adaptar a la estructura de madera. Un panel se conforma por 8 cuadrados entre los pies derechos y los travesaños. En ese sentido, se experimentaron de 3 tipos de relleno para un cuadrado:

- *Relleno con bloques*: Elementos de 27 x 9 x 9 cm, los cuales fueron bastante ligeros (≈ 2 kg) pero incrementaban la mano de obra al instalarlos (figura 5.24 a).
- *Relleno con paneles*: Elementos de 54 x 54 x 9 cm, los cuales fueron demasiado pesados y peligrosos para colocarlos en la parte mas alta del panel (figura 5.24 b).
- *Relleno con rollos*: Se prefabricaron rollos de tierra y caña de 54 x 10 x 9 cm, al embeber la caña con la mezcla pajosa de tierra hasta formar un rollo. Posteriormente estos se fijaron a la estructura con la ayuda de rieles a cada extremo de los cuadrados (figura 5.24 c). Este metodo se recomienda para una construccion en mojado.



Figura 5.24: a) Relleno con bloque. b) Relleno con paneles. c) Relleno con rollos (fotos propias).

Finalmente, se optó por un relleno que conforme un cuadrado con 2 bloques, de 54 x 27 x 9 cm. En primer lugar, fue muy importante embeber la estructura de madera y los bloques con una barbotina espesa, para asegurar una mejor adherencia entre la madera y la tierra. El asentado de los bloques se realizó con una mezcla de mortero de igual densidad que la de los bloques y la junta vario entre 1 a 1.5 cm de espesor (figura 5.25).



Figura 5.25: Colocación del relleno de bloques de 54 x 27 x 9 cm en el panel de madera (fotos propias)

6) Aplicación del revestimiento

Se realizó la mezcla para el revestimiento, la cual a diferencia del relleno, tiene un mayor contenido de arena fina y la fibra se introduce en tamaños de 2 a 5 cm. Se deben colocar dos guías, una a cada lado, que delimiten el espesor final del revestimiento de 2.5 cm. En primer lugar, se aplicó una primera capa de barbotina líquida en toda la estructura de madera y tierra a revestir (figura 5.26 a). Posteriormente, se aplica una capa de mezcla de 1.5 cm de espesor con bastante fibra de paja (b), seguida de una capa con fibras más pequeñas de 1 cm de espesor. La mezcla se debe lanzar con cierto impulso sobre el muro, para que se adhiera por el impacto (c). Luego esta se esparce en toda el área a revestir, y se nivela al espesor deseado con ayuda de una regla de madera (d). Finalmente, se frotachea todo el muro hasta darle la contextura lisa final (e y f).





Figura 5.26: a) Aplicación de barbotina al muro para adherencia. b) Lanzamiento de la mezcla sobre el muro. c) aplicación de la primera capa de revestimiento. d) Regleado de la segunda capa. e) Frotachado final del muro. f) Acabado final (Foto de la investigación SENCICO 2019 2017).

7) Curado y enlucido final del muro

El muro se debe curar por lo menos 15 días después de acabar la última capa de revestimiento. El espécimen se curó haciendo uso de una tela de yute mojada, verificando que esta se mantenga húmeda durante todo este periodo (figura 5.27 a). Debido a la contracción por secado, aparecieron grietas en el revestimiento que remarcaban la forma de las diagonales (b). Al acabar el periodo de curado, se procedió a resanar las fisuras aplicándoles agua y una mezcla de barbotina muy espesa (c). Finalmente, después de 2 días, se aplicó un acabado final con un imprimante de pintura blanca (d).



Figura 5.27: a) Curado con tela de yute mojada. b) Grietas por contracción por secado. c) Resanado con barbotina espesa. d) Acabado final con imprimante blanco (Fotos de la investigación SENCICO 2019 2017).

CAPITULO VI

ENSAYO CICLICO DE CARGA LATERAL

En este capítulo se describe la experiencia del ensayo cíclico lateral, de un espécimen de estructura de madera y relleno de tierra alivianada, ejecutado en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP. En los siguientes párrafos se detallan las actividades preliminares del ensayo, los mecanismos de falla que ocurrieron durante su ejecución y la auscultación, o autopsia, que se realizó en el muro posterior al ensayo para identificar los daños en la estructura de madera.

6.1. Actividades preliminares

Las actividades preliminares comprenden la preparación del marco de reacción que fija al espécimen, el traslado y fijación del muro, la definición de las fases y finalmente la instrumentación del muro. En primer lugar, se tiene que preparar y armar el marco de reacción que fijara el muro y sostendrá el actuador de carga. Este debe garantizar que el muro se mantenga fijo en la base y permita el desplazamiento en el plano del muro, restringiendo cualquier tipo de flexión fuera del plano del muro. En la figura 6.1 se puede observar la distribución del marco de reacción y la fijación del muro en la base con cuatro gatas hidráulicas.

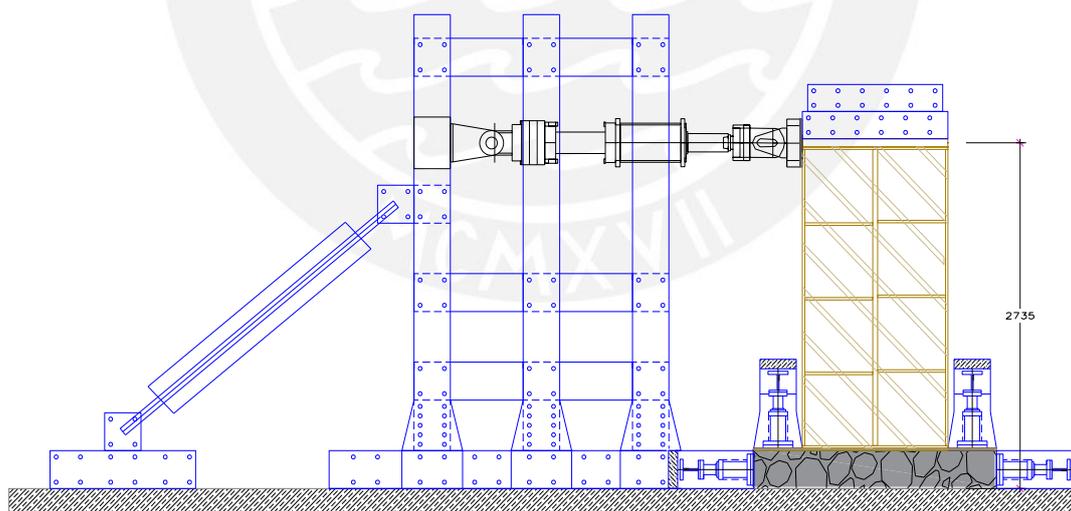


Figura 6.1: Marco de reacción para el ensayo de carga lateral del muro M2

6.1.1. Izaje y traslado del muro

El muro se trasladó desde el exterior del laboratorio al interior haciendo uso del puente grúa del LEDI, el cual sostiene el espécimen mediante dos fajas que lo envuelven desde la viga de cimentación. Adicionalmente, en el proceso de traslado se colocó una celda de carga al izar

el muro, para obtener el peso real del muro y poder compararlo con el peso teórico estimado en el acápite 8.4.1.

Tabla 6.1: Peso real y teórico del espécimen

Espécimen ensayado	Peso total (viga + muro)	Cimentación (viga de CA)	Peso real muro (madera y tierra)	Peso teórico muro	Error
	$W_t = W_c + W_m$	W_c	W_m	W_{tm}	%
M2	1613 kg (15.82 kN)	671.89 kg	469.11 kg	444.74 kg	5

Al momento de colocar el muro en el marco de reacción, se fijó la viga de cimentación al suelo haciendo uso de cuatro gatas hidráulicas, cuales ejercieron en ambos extremos de la viga una fuerza vertical de 0.5 ton y horizontal de 1.3 ton. Posteriormente se colocaron 2 rieles en cada cara del muro, que se encargaron de impedir el desplazamiento fuera del plano del espécimen (figura 6.2)



Figura 6.2: Izaje y colocación final previa al ensayo del espécimen.

6.1.2. Fases del ensayo

Para definir las fases del ensayo, se debe identificar los estados límites de daño de la estructura, lo cual se traduce a ciertos niveles de desplazamiento o carga que inducen a la degradación de resistencia de la estructura. Las fases se controlarán por un patrón de desplazamientos, ya que la experiencia ha demostrado que el nivel de daño que una estructura sufre después de un movimiento sísmico está relacionado con el desplazamiento máximo que la estructura alcanza (Pari y Manchego 2017, pp.57).

Se ha establecido como referencia la tabla de niveles de daño y comportamiento estructural para una estructura de muros de madera, publicada por el HAZUS¹⁸, elaborada por el FEMA¹⁹ 356 (Ordoñez y Lugo 2016, pp. 23). En la tabla 6.2 se detalla una relación entre la deriva y el

¹⁸ Hazard United States

¹⁹ Federal Emergency Management Agency

estado de daño, la cual se divide en tres niveles: ocupación inmediata, resguardo de vida y prevención al colapso. Por otro lado, en la tabla 6.2 se han añadido el desplazamiento máximo permitidos establecido por la NTP-E030, para el diseño sismorresistente con madera, y también, el desplazamiento máximo para condiciones de servicio establecido por la NTP-E010.

Tabla 6.2: Niveles de daño y comportamiento estructural para elementos verticales de entramados de madera

SISTEMA ESTRUCTURAL: Muros de madera		
Niveles de comportamiento estructural	Deriva	Desplazamiento (H = 2.40 m)
Ocupación inmediata	1% temporal 0.25% permanente	24 mm temporal 6 mm permanente
Resguardo de vida	2% temporal 1% permanente	48 mm temporal 24 mm permanente
Prevención al colapso	3% temporal o permanente	72 mm temporal o permanente
Desplazamiento de servicio (NTP-E-010)	1/1200	2 mm
Máximo desplazamiento permitido (NTP-E-030)	10/1000	24 mm
Máximo desplazamiento permitido (FEMA 361)	20/1000	48 mm

Elaboración propia. Fuente: Ordoñez y Lugo (2016, pp. 23), MVCS (2017a, pp.31) y MVCS (2014, pp.33).

En la tabla 6.3, se describen las 10 fases de control para el ensayo, cada una con una amplitud relacionada a un porcentaje del desplazamiento máximo (Δ_m). Se ha escogido el desplazamiento máximo de resguardo de vida del FEMA 356 ($\Delta_m = 48 \text{ mm}$), el cual es igual al desplazamiento máximo de diseño del FEMA 361 y mayor al desplazamiento máximo de diseño de la NTP-030. Se han incluido en el ensayo los desplazamientos máximos o de servicio sugeridos por las NTP's, de forma que se pueda conocer el comportamiento del sistema y el nivel de daño en esas fases.

Tabla 6.3: Historial de fases del ensayo cíclico incremental

Δ_m 48		MURO L = 1.20 m				
Amplitud de ciclos						
Fase	# Ciclos	Amplitud de ciclos (% Δ_m)	$\Delta_u = 48 \text{ mm}$	75% Δ_m	Deriva	Vel (mm/min)
1	3	1,8%	0,86	0,65	0,36	0,86
2	3	2,5%	1,20	0,90	0,50	1,20
3	3	4,2%	2,00	1,50	0,83	2,00
4	3	7,5%	3,60	2,70	1,50	3,60
5	3	10,0%	4,80	3,60	2,00	4,80
6	3	20,0%	9,60	7,20	4,00	9,60
7	3	30,0%	14,40	10,80	6,00	10,00
8	2	50,0%	24,00	18,00	10,00	15,00
9	2	70,0%	33,60	25,20	14,00	20,00
10	2	100%	48,00	36,00	20,00	25,00
11	1	150%	72,00	72,00	30,00	30,00
12	1	200%	96,00	-	-	-

Nota: Las fases resaltadas 2, 8, 11 y 12, corresponden respectivamente a los desplazamientos de servicio (E-010), máxima deriva de ocupación inmediata (E-030 y FEMA361), deriva de resguardo de vida y de previo al colapso (FEMA 361).

La aplicación de la carga en cada fase comienza con el 1° ciclo de carga, donde se empuja el muro hasta el desplazamiento predeterminado, luego lo jala hasta regresar a su posición de origen, para finalmente jalar el muro hasta el mismo desplazamiento en el sentido contrario y posteriormente empujarlo hasta su posición de origen. El desarrollo de cada fase está conformado por 3 o 2 ciclos de movimiento. En el gráfico 6.1 se observa el desarrollo de las fases y la aplicación incremental del desplazamiento.

Gráfico 6.1: Historial de desplazamientos



6.1.3. Instrumentación

El proceso de instrumentación comprende la fijación de los puntos de anclaje de los sensores, la colocación de los LVDT's y finalmente la calibración de los instrumentos y equipos. La ubicación de los LVDT's se definió con el criterio de determinar los resultados del comportamiento lateral, fijación del anclaje, y también, controlar que el ensayo se desarrolle de forma correcta. En la tabla 6.4, se sintetiza la ubicación y definición de cada sensor de desplazamiento, los cuales se ilustran en la figura 6.3.

Tabla 6.4: Descripción de la instrumentación del muro M1

LVDT	REGISTRO DE DESPLAZAMIENTOS
D1	Ubicado en eje central de la viga collar, en el sentido de movimiento del actuador. Su objetivo es determinar el desplazamiento horizontal y controlar la amplitud de cada ciclo.
D2 – D3	Ubicados a media altura de los pies derechos del panel. Su objetivo es determinar el desplazamiento vertical del muro frente a las cargas de gravedad.
D4 – D5	Ubicados en los talones extremos del muro. Su objetivo es medir el desplazamiento del muro respecto a la viga de cimentación, para analizar la capacidad de anclaje del muro y la posible falla al volteo que pueda ocurrir.
D6 – D7 – D8	Ubicados en el extremo opuesto donde se aplica la carga, a la altura de los travesaños. Su objetivo es medir el desplazamiento lateral del muro, para obtener la deformada del muro conforme se aplica la carga horizontal.
D10	Ubicado en el eje central de la solera inferior del muro. Tiene la función de registrar los desplazamientos horizontales respecto a la viga, para evaluar el deslizamiento del muro.
D9 – D11	Ubicados uno en cada cara del muro, de forma diagonal a 45°, sobre los arriostres diagonales (plicas). Su objetivo es medir el desplazamiento diagonal del muro, para calcular la distorsión angular del muro y el módulo de corte (G).

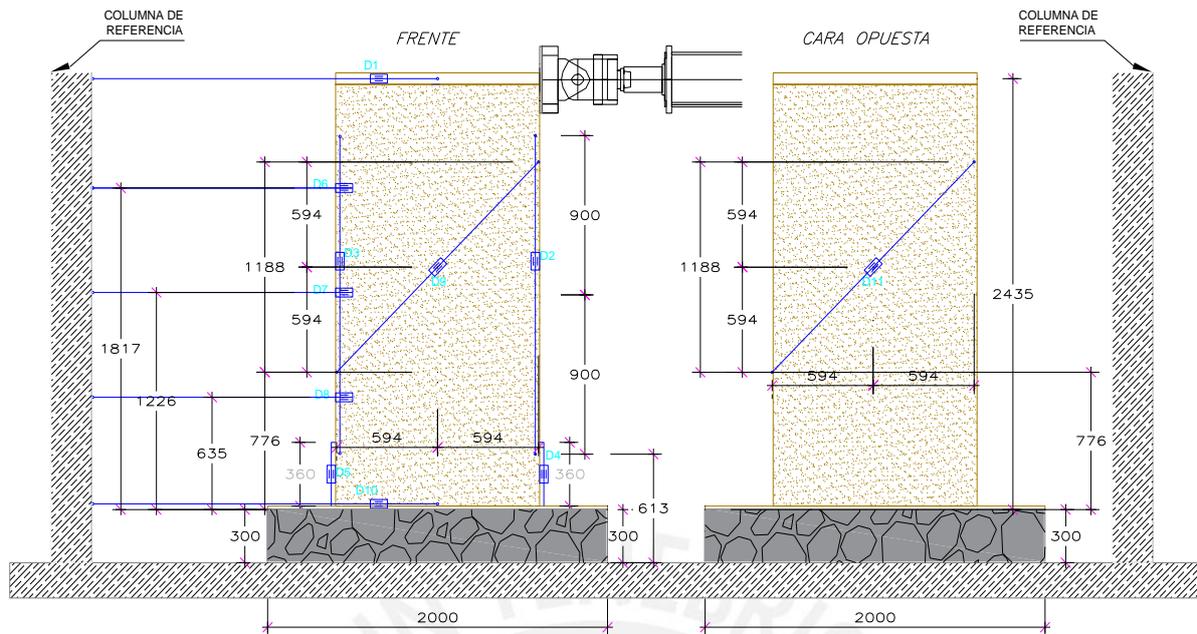


Figura 6.3: Instrumentación de los sensores LVDT en el espécimen

6.2. Ensayo cíclico

Esta etapa empieza con la aplicación de la carga vertical estática, que simula la del peso muerto del techo. Posteriormente, se reinicia la lectura de los sensores y se procede a ajustar la gata hidráulica en los extremos del muro, ejerciendo una fuerza cercana a los 0.4 kN. Fijado el actuador en el muro, se comienza el ensayo de carga lateral con el desarrollo de las fases establecidas.

6.2.1. Carga vertical estática

En la primera etapa del ensayo se aplicó una carga vertical estática sobre el muro, conformada por mecanos metálicos dispuestos para simular el peso del techo (figura 6.4 b). Según las investigaciones de Pari y Manchego (2017, pp. 107), en la cual se ensayaron muros con y sin carga vertical, llegaron a la conclusión que la aplicación de un esfuerzo vertical incrementa la resistencia lateral de los muros y, por otro lado, reduce los esfuerzos de tensión, la degradación de rigidez lateral y la capacidad de deformación del muro, conduciendo a una falla menos dúctil. Por este motivo, es recomendable distribuir la carga del techo en la mayor cantidad de muros posibles, ya que estos ofrecerán una mayor resistencia.

En la tabla 6.5, se detalla la carga muerta proveniente de los elementos que van a constituir el techo de la unidad de vivienda previamente descrito (acápito 5.1), y la carga viva considerada para el ensamblaje de un techo en pendiente. Se ha calculado una carga total de aproximadamente 190 kg/m².

Tabla 6.5: Descripción de la instrumentación del muro M1

TECHO	b x h (pulg)	S (cm)	Peso Unitario	und
Columnas (prolongación)	2" x 2"	80,00	1,80	kg/m ²
Viguetas de 2" x 8" (TA)	2" x 8"	60,00	11,40	kg/m ²
Entablado de madera (e=3/4") 1.5 cm	0.9 gr/cm ³		13,50	kg/m ²
Enlucido de barro sobre bloques TA (e=2cm)	1200 kg/m ³	0,02	24,00	kg/m ²
Bloques de TA e=10 cm (800 kg/m ³)	800 kg/m ³	0,10	80,00	kg/m ²
Viguetas de 2" x 6" (cobertura)	2" x 6"	60,00	8,40	kg/m ²
Correas 2"x2" @80 cm	2" x 2"	80,00	2,00	kg/m ²
Cobertura	e=2.5mm		13,00	kg/m ²
Paneles solares VISION 60P	22,80	5,00	9,50	kg/m ²
S / C (TECHO)			30,00	kg/m ²
PESO			193,60	kg/m²
			CM	163,60 kg/m ²
			CV	30,00 kg/m ²

Para la unidad de vivienda de aproximadamente 30 m², se puede calcular la carga distribuida que el muro va a tomar en condiciones reales. Asumiendo un área tributaria de 1.95 m², en la tabla 6.6 se ha calculado una carga distribuida de aproximadamente 315 kg/m, lo cual para un muro de 1.20 m de longitud equivale a 380 kg. El área transversal en donde se van a apoyar los mecanos es de 1680 cm², por lo que el esfuerzo axial va a ser de 0.22 kg/cm². Al momento de aplicar la carga vertical, los sensores D2, D3 y D4 registraron deformaciones muy reducidas, fuera del rango de medición de los instrumentos. Esto demuestra que los esfuerzos aplicados fueron mucho menores a los admisibles por la madera.

Tabla 6.6: Descripción de la instrumentación del muro

Longitud	Altura	Area tributaria	CM	CV	Carga
m	m	m ²	kg/m	kg/m	kg
1,20	2,40	1,95	265,85	48,75	377,52

6.2.2. Carga lateral cíclica

La aplicación de la carga lateral se realizó con el constante bombeo de la gata hidráulica a velocidad constante (figura 6.4 a). El ensayo se controló mediante el desplazamiento lateral de la solera superior y en cada ciclo del ensayo se detuvo, para poder inspeccionar el muro e identificar las fisuras producidas con un color característico. El sentido positivo de carga (V+) corresponde al empuje del muro, y el sentido negativo de carga (V-) corresponde al jaloneo (figura 6.4 b).

Durante el ensayo, lograron identificar 3 estados del comportamiento del muro: (i) una etapa inicial elástica hasta la fase 5, donde el comportamiento estuvo controlado por la madera y aun se mantuvo el monolitismo entre la madera y la tierra, (ii) una segunda etapa hasta la fase 9 donde comenzaron a producirse las primeras fisuras diagonales a 45°, en dirección de las plicas, por el esfuerzo cortante y (iii) finalmente, la última etapa hasta la fase 12, se observó como el muro comenzó a fallar y a volcarse como un sólido rígido (figura 6.4 c).

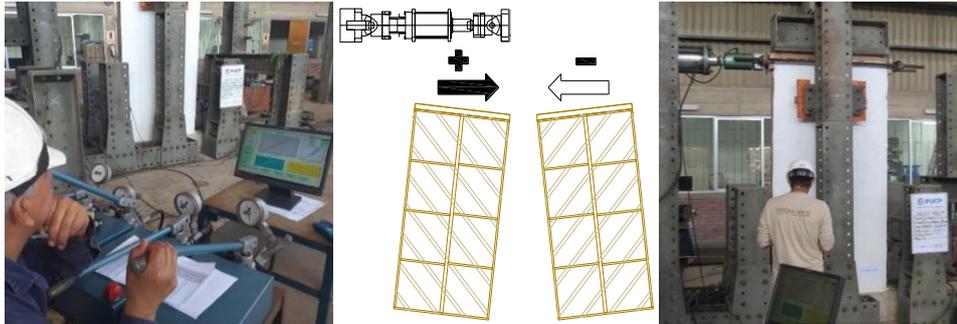


Figura 6.4: a) Bombeo de la gata hidráulica. b) Sentido de carga V + y V -. c) Movimiento cíclico del muro.

Mecanismos de falla y descripción del daño

En el anexo 4.1, se encuentra una descripción detallada del comportamiento cualitativo del muro en cada fase del ensayo. En la tabla 6.7, se describen las conclusiones más relevantes en las tres etapas de comportamiento del muro.

Tabla 6.7: Mecanismos de falla y daño en las 3 etapas de comportamiento del muro

<p>Etapas elástica</p> <p>F1 → F5</p>	<ul style="list-style-type: none"> - En esta etapa el muro se comportó elásticamente, no se presentaron fisuras importantes y se extendió desde la fase 1 a la 5. - En la fase 2, se produjo la primera fisura en la unión del panel con la solera de socalo, debido a la tracción por flexión. - El muro presentó una mayor resistencia en el sentido negativo de aplicación de carga (cerca al 20%) hasta la fase 3, donde posteriormente la diferencia comenzó a descender. - En la fase 5 comenzó la incursión de una fisura a media altura del muro. Esta comenzó de forma horizontal en un extremo del muro, y posteriormente siguió la dirección de las diagonales.
<p>Máxima resistencia</p> <p>F6 → F9</p>	<ul style="list-style-type: none"> - En esta etapa el muro comenzó la fase de sobre-resistencia, donde progresivamente comenzó a perder rigidez hasta fallar. - A partir de la fase 6, comenzó una fisura diagonal a 45°, la cual se fue extendiéndose y junto a ella en las fases consecuentes aparecieron fisuras en la dirección de todas las diagonales. - En la fase 7 se observó un leve abultamiento del revestimiento, marcando la forma de la diagonal. Esto se debe a que el esfuerzo comenzó a pandear las diagonales (figura 6.5 a y b). - En la fase 9, se comenzó a observar la extracción del anclaje de clavos en la solera de zócalo, se presenció como las pletinas entraron en un estado de fluencia, en donde se estiraron más allá de su capacidad y comenzaron a deformarse (figura 6.5 c)
<p>Etapas última de falla</p> <p>F10 → F12</p>	<ul style="list-style-type: none"> - En esta etapa el muro se comportó inelásticamente, hasta fallar desde la fase 10 hasta la 12. El muro comenzó a volcarse de un lado a otro - Comenzó a levantarse el pie derecho de la solera inferior, indicando que el anclaje del muro al zócalo ofreció mayor resistencia que el anclaje del pie derecho y la solera. - Se observó un gran agrietamiento en el talón, y un gran pandeo de la diagonal más próxima, indicando una posible falla por flexo-compresión (figura 6.5 d).



Figura 6.5: a) y b) Agrietamiento por corte. c) Falla de las pletinas. d) Falla del talón del muro

6.2.3. Auscultación post-ensayo del muro

Después de culminar el ensayo, el muro se transportó al patio trasero del LEDI para realizar una auscultación post-ensayo del muro. Se empezó causando pequeñas vibraciones en las fisuras, para verificar si estas eran superficiales o se extendían en toda la profundidad del revestimiento (figura 6.6 a). Posteriormente se comenzó a desarmar el muro, comenzando por retirar el revestimiento, seguidamente las diagonales y el relleno, y se comenzó a desensamblar el panel, del cual solo se consiguió recuperar 2 bloques útiles de los 16 colocados.

Las fisuras remarcaron la forma y dirección de las diagonales, levantando un poco el revestimiento y se observaron fisuras de hasta 0.5 cm de amplitud (figura 6.6 a). Se puede observar que incluso después del ensayo, el revestimiento y las juntas con mortero continúan adheridos a las diagonales y al panel de madera (figura 6.6 b y c); esto se puede deber debido a la mezcla de barbotina líquida que se aplicó a la estructura previo a la aplicación del mortero y revestimiento. Sin embargo, los bloques superiores presentaron mayores daños que los inferiores, y si se desprendieron del marco de madera, pero no ocurrió riesgo de desprendimiento debido al impedimento de las diagonales (figura 6.6 d, e y f).



Figura 6.6: a) Verificación de la profundidad de las fisuras. b) y c) Buena adherencia entre el mortero y el revestimiento a la estructura de madera. d) Desprendimiento de los bloques. e) Estado final de los bloques, más dañados en la parte superior. f) Falla de extracción interna del travesaño al pie derecho (fotos propias)

CAPITULO VII

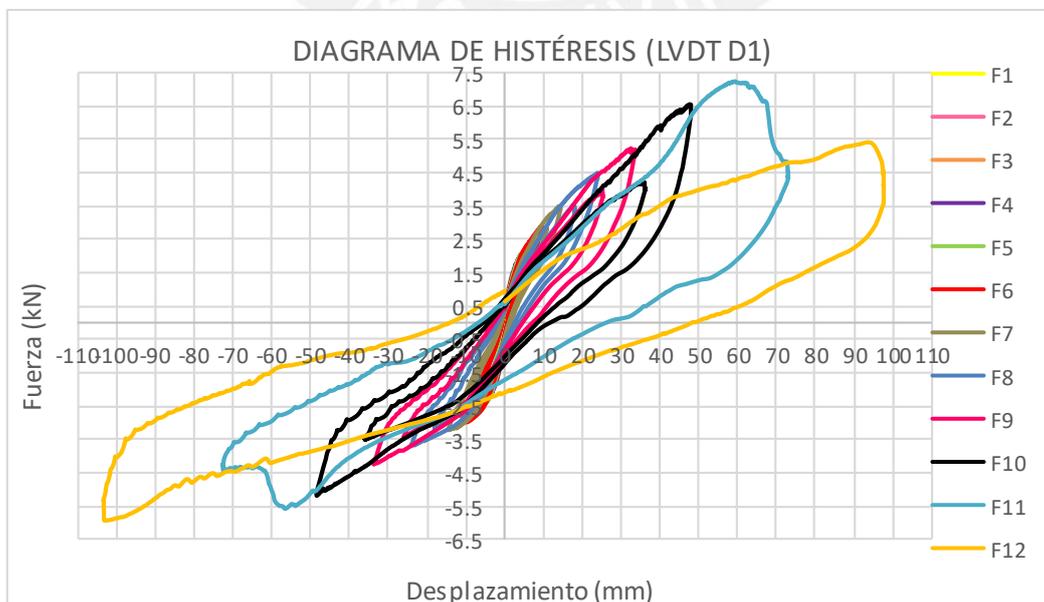
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

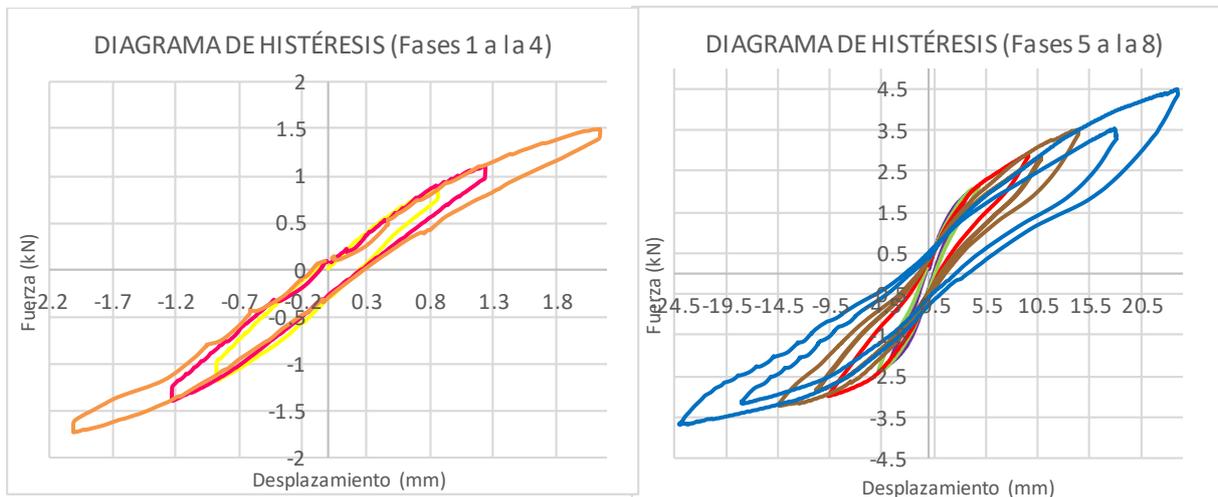
En este capítulo, se desarrolla la descripción del comportamiento cíclico del muro, el cálculo de sus capacidades admisibles, requeridas por la norma E010, y la degradación de rigidez que el muro experimenta frente a demandas crecientes de desplazamiento. El análisis de resultados se realizó en función a los diagramas de histéresis obtenidos en el ensayo. Estos diagramas, son un gran indicador para describir los mecanismos de falla y establecer relaciones entre el incremento de la demanda y la carga lateral.

7.1. Comportamiento histérico

El gráfico 7.1 muestra el diagrama de histéresis del muro en las 12 fases de desplazamiento: (a), en las fases 1 a la 4 (b) y en las fases 5 a la 8 (c), lo cual se describe en la tabla 7.1 (gráfico a, b y c). En las fases 1 a la 4, se observan lazos finos orientados hacia el origen en ambos ciclos de empuje y jaloneo, indicando que el sistema es bastante flexible y elástico hasta los 2 mm de desplazamiento. En las fases 5 a la 8, se observa una degradación de rigidez notoria (cambio de pendiente), lo cual se relaciona con la aparición de grietas diagonales en la fase 6; sin embargo, los lazos aún se inclinan hacia el origen al restituir el empuje a cero. Finalmente, en las fases 9 a la 12, se observa que los lazos se deforman y engrosan, demostrando la presencia de desplazamientos remanentes después del empuje (Anexo 4.2).

Gráfico 7.1: Diagrama de histéresis del sensor D1 (Fuerza – Desplazamiento lateral)





El muro ha presentado un comportamiento similar en ambos ciclos de empuje y jaloneo. Según la ASTM (2018), es normal que ocurra un comportamiento diferente en cada dirección, ya que el daño que se genera en la primera excursión (V+) puede debilitar la respuesta en la excursión posterior (V-), como se describe en la tabla 7.1. La falla del muro comenzó en el anclaje del panel a la solera de zócalo, lo cual indujo al volteo del muro en su plano. Se puede observar que el muro presentó un comportamiento flexible con una rigidez lateral degradante.

Tabla 7.1: Comportamiento en el sentido positivo y negativo de carga (1° ciclo de fases)

Carga positiva (V+)	Carga negativa (V-)
En el gráfico 7.1, se observa que el muro llegó a su máxima capacidad en la fase 11 (V = +738.79 kg; D = +73.04 mm); sin embargo, se observa que a partir de la fase 10 ocurre una pequeña caída en los lazos y las curvas consecuentes comienzan a deformarse, incrementando considerablemente las deformaciones remanentes.	En el gráfico 7.1, se observa que el muro no alcanzó la resistencia última; sin embargo, se puede observar que a partir de la fase 10 ocurre una pequeña caída en la curva y que en las últimas 2 fases los lazos se deforman. El comportamiento en el sentido negativo presentó mayores resistencias hasta la fase 6.

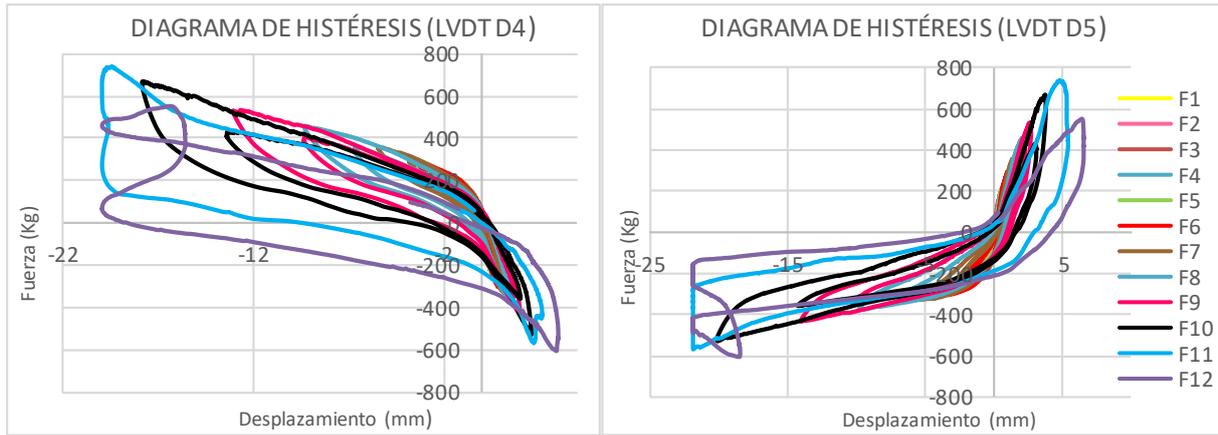
7.1.1. Desplazamiento de los talones

El desplazamiento de los talones comenzó a exceder los límites de fisuras a partir de la fase 6, cuando se registró un levantamiento del talón de casi 3.5 mm, debido a la falla de los anclajes del muro a la solera de zócalo. En la tabla 7.2 y los gráficos 7.2 a y b, se observa como el sensor D5 presentó mayores desplazamientos, en tracción y compresión, que el D4.

Tabla 7.2: Desplazamiento de los talones en el sentido positivo y negativo de carga.

Carga positiva (V+)	Carga negativa (V-)
En este sentido, el sensor D4 se traccionó y el sensor D5 se comprimó. D4 registró deformaciones en tracción de hasta -3.45 mm en la fase 6, donde ocurrió el Primer evento mayor y la pletina de anclaje comenzó a levantarse, y de -19.98 mm en la fase 11, donde el desplazamiento excedió la capacidad del LVDT.	En este sentido, el sensor D5 se traccionó y el sensor D4 se comprimó. D5 registró deformaciones en tracción de hasta -3.32 mm en la fase 6, donde ocurrió el Primer evento mayor y la pletina de anclaje comenzó a levantarse, y de 21.84 mm en la fase 11, donde el desplazamiento excedió la capacidad del LVDT.

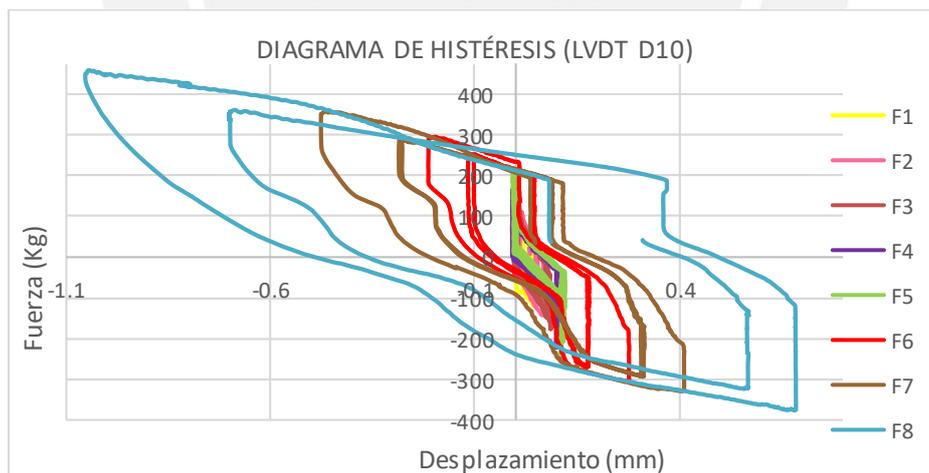
Gráfico 7.2: Dia grama de histéresis del sensor D4 y D5 (Desplazamiento de los talones)



7.1.2. Deslizamiento del muro

El sensor D10, se encargó de registrar el desplazamiento horizontal relativo del muro respecto a la cimentación. En el gráfico 7.3, se puede observar que no se obtuvieron desplazamientos en el sentido positivo de carga hasta la fase 5, y los desplazamientos en el sentido negativo de carga fueron mínimos, menores a 0.1mm. A partir de la fase 6, los desplazamientos incrementan notablemente, indicando la posible falla de los anclajes, ya que repentinamente se fueron duplicando hasta llegar a 1 mm en la fase 8. Después de la fase 8 el gráfico comenzó a deformarse, presentándose deformaciones residuales.

Gráfico 7.3: Dia grama de histéresis del sensor D10 (Deslizamiento del muro)



7.2. Curva envolvente V-D

La curva envolvente del comportamiento histerético representa los máximos valores de carga y desplazamiento de los ciclos estables de cada fase. Con la curva envolvente se puede establecer una relación entre las derivas máximas permisibles (explicadas en 6.2.2) y la evolución del daño que se produjo en el espécimen. Se pueden definir 3 estados de daño que puede sufrir una estructura, los cuales se describen en la tabla 7.3.

Tabla 7.3: Estados de daño en el muro

Estado límite de fluencia	<p>Estado con un comportamiento elástico del muro. Se toma como el fin de esta etapa cuando ocurre el Primer Evento Mayor (PEM), que sucede cuando se forma la 1ª grieta significativa, que en consecuencia desencadena una degradación de rigidez. La norma ASTM 2126-11, relaciona el PEM cercano a los 6.4 mm para entramados de madera 2:1 con revestimiento de yeso (ASTM 2018).</p> <p>En esta etapa se debe definir la Carga de fluencia (V_y), el Desplazamiento de fluencia (Δ_y) y Rigidez elástica por corte (K_e).</p>
Estado límite de resistencia	<p>En este estado se define la carga máxima que ocasiona la falla del espécimen (P_{pico}), como la carga máxima resistida en la envolvente, y el desplazamiento máximo en el cual se produce. A partir de la carga máxima, se deriva la fuerza de corte del muro con la siguiente ecuación (ASTM 2018).</p> <p>Fuerza de corte (V_{pico}) – kg/m:</p> $V_{pico} = \frac{P_{pico}}{L}$
Estado de falla límite	<p>Estado correspondiente al último punto de la curva envolvente, en donde la carga última (P_u) tiene un valor mayor o igual a $0.8(P_{pico})$ (ASTM 2018).</p> <p>Se debe definir la Carga de falla (P_u) y el último desplazamiento (Δ_u)</p>

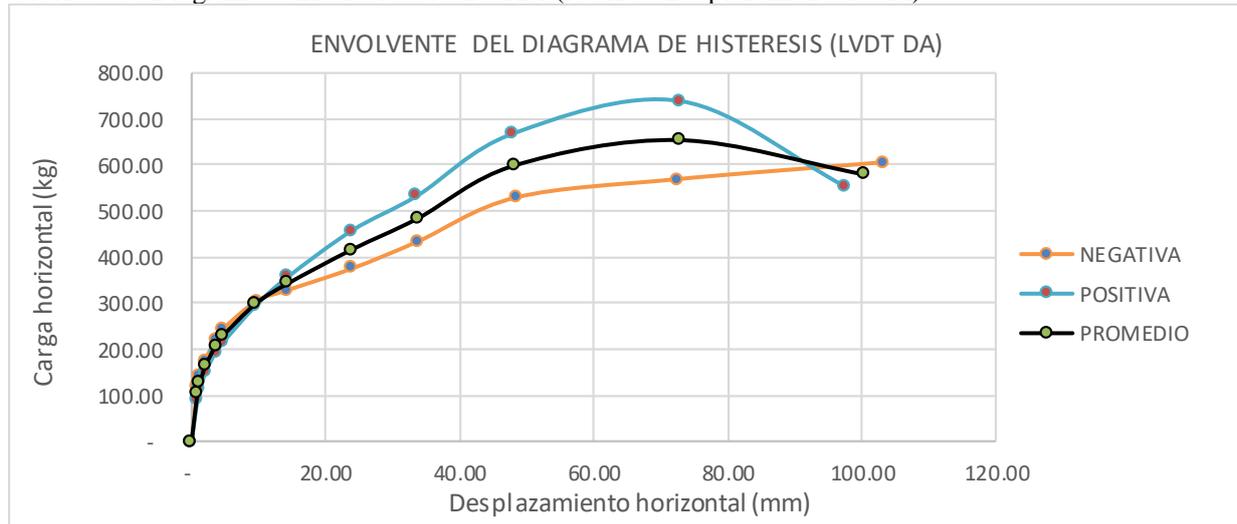
En la tabla 7.4, se observan los valores máximos de carga y desplazamiento de las curvas de histéresis positivas y negativas, de los cuales se puede graficar las envolventes respectivas (grafico 7.4). Se puede observar una etapa elástica hasta la fase 5, donde ocurrió el PEM y comenzaron a aparecer fisuras, las cuales siguieron el patrón de las diagonales, demostrando que estaban trabajando a compresión y tendían a pandearse empujando el revoque fuera del plano. La etapa de estado límite ocurrió en la fase 10, pasando por una etapa de sobre-resistencia de la fase 6 a la 10, en donde la rigidez es considerablemente menor a la etapa elástica. Se puede observar un comportamiento bastante dúctil del muro después de la etapa elástica, permitiéndose grandes desplazamientos hasta llegar a la falla.

Tabla 7.4: Valores máximos de Carga y Desplazamiento de las curvas de histéresis positiva y negativa.

FASE	V + (kg)	D + (mm)	V - (kg)	D - (mm)	V prom (kg)	D prom (mm)
1	90,64	0,87	120,34	0,88	105,49	0,88
2	113,21	1,24	142,42	1,23	127,81	1,24
3	152,46	2,15	176,54	2,01	164,50	2,08
4	194,83	3,62	221,44	3,61	208,14	3,61
5	216,99	4,81	245,61	4,81	231,30	4,81
6	295,08	9,61	304,67	9,70	299,88	9,65
7	357,80	14,43	328,80	14,42	343,30	14,43
8	458,60	24,02	375,67	24,02	417,13	24,02
9	533,62	33,69	433,85	33,74	483,73	33,71
10	668,65	48,01	529,76	48,45	599,20	48,23
11	738,79	73,04	569,41	72,51	654,10	72,77
12	552,37	97,67	606,05	103,27	579,21	100,47

Nota: Las fases resaltadas 2, 8, 11 y 12, corresponden respectivamente a los desplazamientos de servicio (E-010), máxima deriva de ocupación inmediata (E-030 y FEMA361), deriva de resguardo de vida y de previo al colapso (FEMA 361).

Gráfico 7.4: Dia grama de histéresis del sensor D1 (Fuerza – Desplazamiento lateral)



Se puede observar que las gráficas positivas y negativas difieren a partir de la fase 6, sin embargo, estas no son tan asimétricas, por lo que se puede considerar la envolvente promedio como la respuesta del espécimen. La ASTM considera que, el cálculo de parámetros promedio, proporciona una aproximación práctica y razonable (2018).

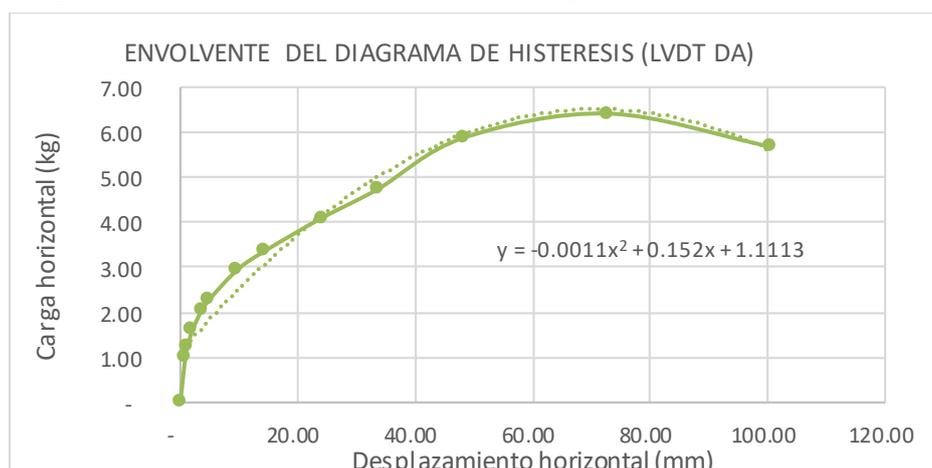
Curva envolvente promedio

En el gráfico 7.5, se observa un estado elástico inicial hasta la fase 5, que alcanzó una carga de 231 kg a 4.8 mm de desplazamiento, y un posterior estado límite de resistencia en la fase 11, que alcanzó una carga promedio de 579 kg a 72 mm de desplazamiento.

Tabla 7.5: Valores máximos de Carga y Desplazamiento de la curva de histéresis negativa

	Desplazamiento	V pico	V muro
Estado límite de fluencia	$\Delta_y = 4.8 \text{ mm}$	$P_y = 231 \text{ kg}$	$P_y = 192 \text{ kg/m}$
Estado límite de resistencia	$\Delta_m = 72 \text{ mm}$	$P_m = 654 \text{ kg}$	$P_m = 545 \text{ kg/m}$
Estado de falla límite	$\Delta_u = 100 \text{ mm}$	$P_u = 579 \text{ kg}$	$P_u = 482 \text{ kg/m}$

Gráfico 7.5: Dia grama de histéresis del sensor D1 (Fuerza – Desplazamiento lateral)



7.2.1. Capacidades admisibles

Para realizar el diseño de estructuras que conformen el sistema mixto descrito, se debe deducir las capacidades admisibles del sistema, tales como su capacidad admisible al corte y la rigidez lateral admisible del sistema.

Carga admisible

Según la JUNAC (1984, pp. 10-17), la carga admisible es igual a la resistencia última unitaria por un factor de seguridad de 1.5 y multiplicándola por un factor de reducción de resistencia de 0.7, que considera el número reducido de ensayos. En la tabla 7.6 se resume el valor calculado, el cual conforma un 45% del peso total del espécimen.

$$Carga\ admisible = \frac{V_{max-prom}}{1.5} * 0.7$$

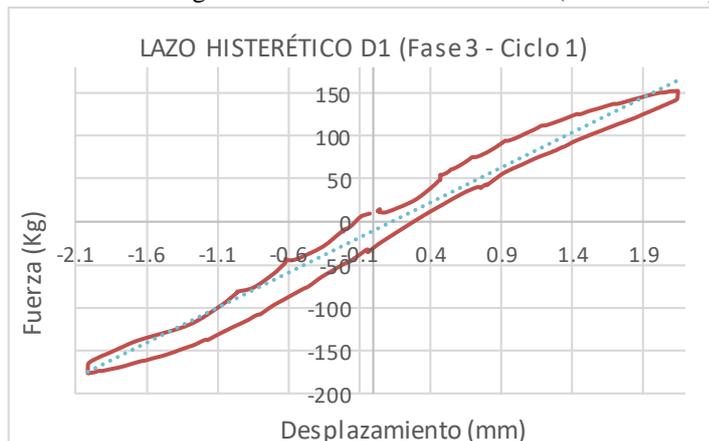
Tabla 7.6: Carga admisible al corte del muro

Resistencia última (kg)	Resistencia última unitaria (kg)	Carga admisible (kg)	Peso real del muro (kg)	% del Peso
654,10	545,08	254,37	469,11	65%

Rigidez admisible

Según la JUNAC (1984, pp. 10-17), la rigidez admisible se puede utilizar para determinar las deformaciones y distribuir las fuerzas cortantes de los muros. La rigidez por unidad de longitud se debe calcular para una deformación del orden de h/1200, lo cual para un muro de 2.40 m de alto equivale a 2 mm. Esta rigidez a 2 mm es considerada en el desplazamiento de servicio y corresponde a la fase 3 del ensayo (grafico 7.6). A continuación, se calcula la rigidez admisible como la relación entre la carga y el desplazamiento en la etapa elástica del muro.

Gráfico 7.6: Dia grama de histéresis del sensor D1 (Fuerza – Desplazamiento lateral)



$$K = \frac{\Delta V}{\Delta D} = 791.13 \text{ kg/cm}$$

$$K = \frac{K}{L} = \frac{791.13}{1,2} = 659.27 \text{ kg/cm}$$

$$K = 655 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

7.2.2. Degradación de resistencia y rigidez lateral

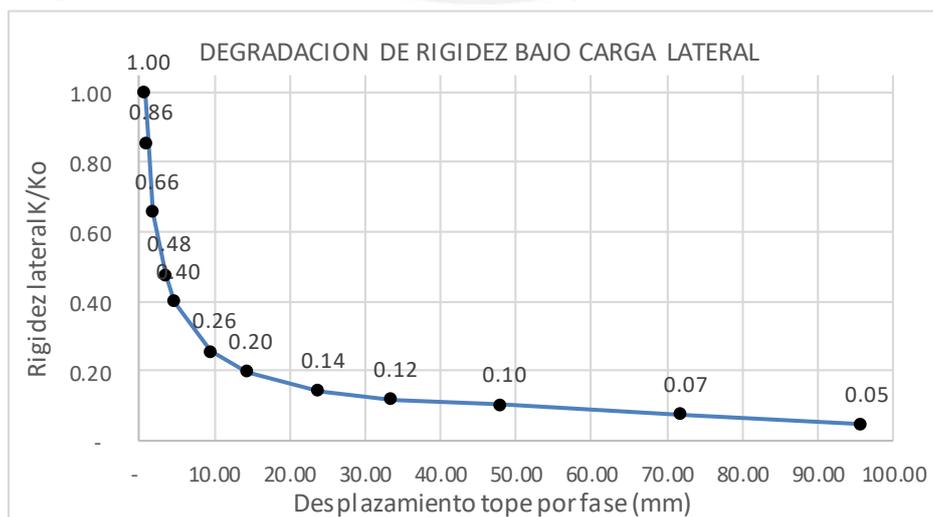
Se calculó la rigidez lateral en cada fase del ensayo como la pendiente de la recta de los puntos extremos (positivo y negativo) del 1º ciclo de cada fase. Para estimar el % de reducción de resistencia, se establece una relación entre la rigidez calculada en cada ciclo y la rigidez inicial en el rango elástico. En la tabla 7.7 se observa una caída brusca de la rigidez hasta la fase 4, con un desplazamiento de 3.6 mm, donde la rigidez se redujo en un 52%. Posteriormente se observa una pérdida de rigidez escalonada de la fase 5 a la fase 8, donde la rigidez se redujo hasta en un 86%. Seguidamente, la rigidez se redujo en menor proporción hasta el momento de resistencia máxima, con un desplazamiento de 72 mm (fase 11) la rigidez se redujo en un 93%.

Tabla 7.7: Relación entre % de reducción de resistencia con el desplazamiento en cada fase

FASE	K (kg/m)	K/Ko	Dmax (mm)	Degradación
1	120543.31	1.00	0.86	0%
2	103267.48	0.86	1.20	14%
3	79112.76	0.66	2.00	34%
4	57607.36	0.48	3.60	52%
5	48076.09	0.40	4.80	60%
6	31061.79	0.26	9.60	74%
7	23795.44	0.20	14.40	80%
8	17365.47	0.14	24.00	86%
9	14349.15	0.12	33.60	88%
10	12424.10	0.10	48.00	90%
11	8988.06	0.07	72.00	93%
12	5765.07	0.05	96.00	95%

Graficando la relación entre K/K_0 y el desplazamiento lateral, se obtiene el gráfico 7.7, en el cual se observa que la rigidez del sistema decrece con cierta tendencia exponencial.

Gráfico 7.7: Diagrama de histéresis del sensor D1 (Fuerza – Desplazamiento lateral)



CAPÍTULO VIII

DISEÑO SISMORESISTENTE DE UNA UNIDAD DE VIVIENDA PREFABRICADA DE MADERA Y TIERRA

El análisis y diseño de estructuras de madera, se realiza con las hipótesis consistentes del análisis lineal-elástico y con el método de esfuerzos admisibles. Se deben seguir los parámetros de las normas constructivas NTP E-010 (Madera), E-020 (Cargas) y E-030 (Diseño Sismorresistente), las cuales se basan en la filosofía de protección de vida y reducción de daños, según la importancia de la estructura y los niveles de peligro. Debido a la incertidumbre del comportamiento y propiedades mecánicas de la tierra alivianada, se realizará el diseño por fuerzas laterales mediante resistencias determinadas experimentalmente, considerando que el relleno de tierra aporta rigidez al sistema de entramado de madera. Es crucial la utilización de refuerzos los cuales se encarguen de contener el relleno de tierra alivianada en el momento que llegue a su capacidad última y comience a destruirse. En el anexo 1, se encuentran los planos estructurales, como resultado del diseño estructural realizado.

8.1. Ubicación geográfica

En la tabla 8.1, se definen las características climáticas, geotécnicas y sísmicas del lugar, las cuales son incidentes en el diseño de una estructura. Debido a la vulnerabilidad de la tierra frente al agua, esta alternativa constructiva a zonas donde no existan registros de inundaciones y precipitaciones mayores a los 100 mm anuales. Se ha optado por diseñar una unidad de vivienda ubicada en la zona periurbana de Lima, en el distrito de Villa del Salvador.

Tabla 8.1: Características climáticas, geotécnicas y sísmicas del lugar

CLIMA (SENAMHI²⁰)	El clima en la provincia de Lima se considera semi-seco, templado y húmedo, con una casi nula precipitación durante todo el año. La temperatura promedio anual es de 18 °C al nivel del mar. Las máximas precipitaciones no superan los 80 mm y la humedad relativa promedio anual se estima en un 86 % (ProInversion 2012, pp.).
DIRECCION DEL VIENTO	La dirección del viento proviene predominantemente del sur y del suroeste, la cual fluye a través de los valles conformados por las cuencas del río Chillón, Rímac y Lurín, con una velocidad promedio de 2 a 4 m/s (ProInversión 2012, pp.).
TIPO DE SUELO	Se ha identificado el suelo predominante en la zona de Lima de origen aluvial del cono de deyección del río Rímac. Para el alcance de esta investigación, se ha asumido un suelo de Grava arenosa medianamente densa, el cual es clasificado por la norma E-030 como un suelo intermedio de tipo S2.
SISMICIDAD	Toda la costa peruana se encuentra en un borde de subducción entre la placa de Nazca y la Placa Sudamericana. Por este motivo, la costa de Lima es clasificada por la norma E-030 como de sismicidad alta (Z4), con una aceleración pico de 0.45 g y una probabilidad de ser excedida del 10% (MVCS 2017 a, pp.)

²⁰ Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú

8.2. Distribución arquitectónica

Se ha realizado el diseño de una unidad de vivienda siguiendo los criterios de coordinación modular, donde la amplitud de los espacios obedece la modulación de los paneles. La estructura está conformada por muros de 1.20, 2.40 y 3.60 m de longitud, conformados por 1, 2 y 3 paneles respectivamente. Se integran 3 ambientes con un área de 29.15 m² en total: el dormitorio, el comedor/cocina y hall de ingreso, y el baño principal. Los vanos dispuestos son el panel de puerta en el ingreso, paneles de ventana baja en los ejes A-A, C-C, y 4-4 y un panel de ventana alta en el eje 1-1 (figura 8.1 y anexo 1.1).

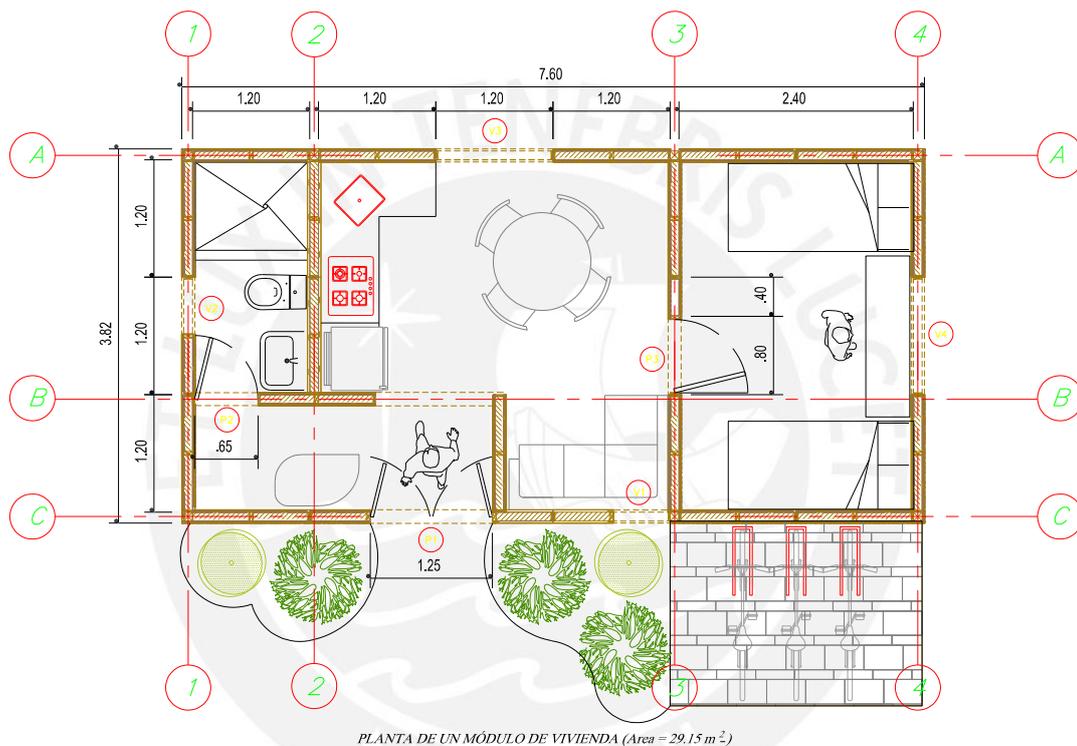


Figura 8.1: Planta arquitectónica de un módulo de vivienda

8.3. Densidad de muros

La densidad de muros se refiere a la relación entre el área de las secciones de los muros en cada dirección y el área techada que soportan. Es un gran indicativo para estimar la resistencia de la estructura en cada dirección, y de este modo, verificar si es suficiente para resistir las fuerzas laterales. Se recomienda que esta densidad sea lo más similar en ambas direcciones, para reducir las posibilidades de un movimiento torsional de la estructura frente a un sismo. Los ensayos de carga lateral cíclica y carga vertical han demostrado que la ductilidad decrece con el incremento de la carga a compresión axial, por lo que, es recomendable distribuir las cargas del entrepiso o techo, en la mayor cantidad de muros (Pari 2016 y San Bartolomé et al. 2018).

De los ensayos realizados por Bariola et al. (1990), se puede concluir que, para muros conformados por entramados de madera y un revestimiento de esteras de caña y barro con una cobertura de peso liviano de 70 kg/m², una densidad de muros de 2.5 % es suficiente para aceleraciones pico de 0.2 g. La norma E-010 (MVCS, 2014, art.2.8.1), determina que solo se pueden considerar como muros de corte a aquellos cuya relación entre altura y longitud sea menor a 2, por lo que si la altura de los muros es de 2.40 m, solo los muros con más de 1.20 m de longitud se pueden considerar como resistentes. En la tabla 8.2, se demuestra que la densidad de muros del pre-dimensionamiento cumple los criterios mencionados anteriormente.

Tabla 8.2: Densidad de muros del Módulo de vivienda

Nivel	Area techada At m2	Area requerida 2.5% At m2	X - X			Y - Y		
			Σ Lx (m)	t (m)	Σ Ax (m2)	Σ Ly (m)	t (m)	Σ Ay (m2)
1.00	29.15	0.73	12.00	0.09	1.08	13.20	0.09	1.19

8.4. Metrado de cargas

El metrado de cargas se realiza para las cargas verticales, provenientes del peso propio de los elementos y las sobrecargas de uso de la edificación, y las cargas horizontales, provocadas por los movimientos cíclicos de los sismos o las presiones de viento.

8.4.1. Cargas verticales (gravedad)

Las cargas verticales son aquellas provenientes del peso de los muros y techos o entrepiso. Los valores unitarios de cargas verticales o de gravedad se obtienen en la norma de cargas E-020 (MVCS 2006 b). Se pueden clasificar como directas, relacionado al peso propio o de tabiques directamente apoyados, y cargas indirectas, que agrupan a cargas de los techos o losas las cuales se deben trasladar a los muros en función a su área de influencia (San Bartolomé et al. 2018).

Peso unitario de los paneles

Existen 3 unidades de paneles a partir de los cuales se calculó el peso unitario: paneles de muro, ventana y de media ventana. La principal diferencia es la amplitud de la abertura de los vanos, que reduce el peso unitario del panel. El metrado de cargas de cada tipo de panel se encuentra en el anexo 5.1.

En el caso de los paneles de muro, en la tabla 8.3 se puede observar que el peso del relleno de bloques de tierra alivianada representa el 37% del peso total del panel y el revoque de tierra más del 50%. Por el otro lado, solo la estructura de madera del panel llega a pesar 35 kg, garantizando el modularidad del elemento y su transporte por 1 o 2 personas.

Tabla 8.3: Peso unitario de un panel de muro

PANELES DE MURO (PM)	DIMENSIONES	CANTIDAD	LONGITUD (m)	Peso Unitario (kg/m)	PESO PARCIAL (kg)	PESO TOTAL (kg)
BASTIDOR DE MADERA						33,20
PIE DERECHO	1" x 4"	2	2,38	1,62	7,71	
PIE DERECHO	2" x 4"	1	2,38	3,24	7,71	
SOLERAS SUPERIOR E INFERIOR	1" x 4"	2	1,20	1,62	3,89	
TRAVESAÑOS	1" x 4"	6	0,58	1,62	5,64	
DIAGONALES ARRIOSTRANTES	4 x 1 cm	2	11,46	0,36	8,25	
RELLENO Y REVESTIMIENTO						433,38
REVOQUE GRUESO Y FINO	1,2 x 2.40 m	2	0,025	1800,00	259,20	
BLOQUES DE TIERRA ALIGERADA	56 X 27 X 9 cm	16	0,0136	800,00	174,18	
					PESO (kg)	466,58
					PESO (kg/m)	388,82

El peso total del entramado vertical se cuantifica con la suma del peso de los muros, la viga collar y las columnas (tabla 8.4). El peso total de los muros se cuantifica con la longitud total de muros según el tipo de panel (convencional o ventana) y se multiplica por su peso unitario (anexo 5.1). Se calculó una carga muerta total de 9.6 toneladas.

Tabla 8.4: Peso total estimado del entramado vertical de los muros

MUROS	b x h	Peso Unitario	und.	CANTIDAD	PESO (KG)
PM	1.20 m	388,82	kg/m	21,60	8.398,47
PV	1.20 m	200,12	kg/m	2,40	480,28
PMV	1.20 m	297,68	kg/m	2,40	714,43
VIGA COLLAR	6" x 3"	8,19	kg/m	30,20	247,34
COLUMNAS	4" X 4"	1,44	kg/m	19,60	28,22
				CM	9.593,19

Peso de la cobertura

Para la estructura de tijerales, con una cámara de aire aislada con bloques de tierra alivianada, descrito en el acápite 4.1.2, se ha calculado que las cargas redondean los 195 kg/m², con un peso resultante cercano a las 5.5 toneladas (tabla 8.5).

Tabla 8.5: Peso unitario del entramado horizontal del techo

TECHO	b x h (pulg)	S (cm)	Peso Unitario	und.	Area techada	PESO (KG)
Columnas (prolongacion)	2"x2"	80,00	1,80	kg/m ²	7,60	13,68
Viguetas de 2" x 8" (TA)	2" x 8"	60,00	11,40	kg/m ²	29,15	332,31
Entablado de madera (e=3/4") 1.5 cm	0.9 kg/dm ³		13,50	kg/m ²	29,15	393,53
Enlucido de barro sobre bloques TA (e=2cm)	1200 kg/m ³	0,02	24,00	kg/m ²	29,15	699,60
Bloques de TA e=10 cm (800 kg/m ³)	800 kg/m ³	0,10	80,00	kg/m ²	29,15	2.332,00
Viguetas de 2" x 6" (cobertura)	2" x 6"	60,00	8,40	kg/m ²	33,06	277,70
Correas 2"x2" @80 cm	2" x 2"	80,00	2,00	kg/m ²	33,06	66,12
Cobertura	e=2.5mm		13,00	kg/m ²	33,06	429,78
Paneles solares VISION 60P	22,8	5,00	9,50	kg/m ²	12,00	114,00
S / C (TECHO)			30,00	kg/m ²	33,06	991,80
PESO			193,60	kg/m²	TOTAL	5.650,52
		CM	163,60	kg/m³		
		CV	30,00	kg/m⁴		

Peso total de la estructura

El peso total de la estructura es la suma de las cargas del techo y del peso propio de los muros. Se ha calculado un peso de carga muerta total de 14.2 ton y casi 1 ton de carga viva (tabla 8.6). Se puede observar que el peso de los muros representa más del 60% del peso total de la estructura.

Tabla 8.6: Peso total calculado de la unidad de vivienda

RESUMEN DE CARGAS	CARGA MUERTA (kg)	CARGA VIVA (kg)
TECHO	4658,72	991,80
MUROS	9593,19	
PARCIAL (KG)	14251,90	991,80
TOTAL (kg)	15244	

8.4.2. Cargas horizontales de sismo y viento

Las cargas horizontales de viento y sismo se pueden calcular según los métodos simplificados que propone la norma E-010 (MVCS 2014, pp.33).

Cargas de viento según la norma E-010

El cálculo de la fuerza cortante de viento según la E-010, se calcula en función del área proyectada y el coeficiente de velocidad del viento. La velocidad de diseño del viento es de 75 km/hr, la cual se ha obtenido del Mapa eólico del Perú (MVCS 2006, pp-21). En la tabla 8.7, se ha calculado el área proyectada en un plano vertical (figura 8.2), y se ha multiplicado por su coeficiente respectivo. Ya que la velocidad de diseño del viento es menor a 75 km/hr, según la norma E-010, el coeficiente es igual a 21 kg/m² (MVCS 2006, pp.11).



Figura 8.2: Proyecciones de la estructura en cada dirección de análisis

Tabla 8.7: Fuerza cortante de viento por la norma E-010

Nivel	ANALISIS X-X			ANALISIS Y-Y		
	Area proyectada m ²	Coef kg/m ²	Fuerza cortante kg	Area proyectada m ²	Coef kg/m ²	Fuerza cortante kg
Primer	21,98	21,00	461,58	9,70	21,00	203,70
Techo	6,23	21,00	130,83	1,26	21,00	26,46

Carga de sismo según la norma E-010

La norma propone un método el cual se calcula en función al área techada y el coeficiente de peso de la cobertura²¹. Ya que el suelo a construir no es considerado “muy flexible”, y el doble entramado en la estructura de techo se puede considerar como una cobertura pesada (mayor a 225 kg/m²), el coeficiente para una estructura de 1 nivel es de 29.5 kg/m² (MVCS 2014). En la tabla 8.8, se ha calculado la fuerza sísmica en las dos direcciones principales.

Tabla 8.8: Fuerza cortante de sismo según el método simplificado de la norma E-010

Dirección	Área techada m ²	Coef kg/m ²	Fuerza cortante kg
X-X	33.14	29.50	977.51
Y-Y	33.14	29.50	977.51

8.4.3. Áreas tributarias y centro de masas

En el caso de entrepisos o techos de madera, por la flexibilidad e incertidumbre del material se asume que ninguno se comporta como un diafragma rígido, por lo que, la carga vertical que cada muro o columna toma está relacionada con el área tributaria sobre este elemento (JUNAC 1985, pp. 10-18 y Tejada, 2017, pp.25). Debido a que el peso del techo esta soportado por los tijerales en el sentido y-y, los muros en los ejes A-A al C-C toman la mayor parte de la carga, soportando cada muro la mitad del peso del area del techo. En el caso de vanos de puertas o ventanas, se deben trazar líneas perpendiculares a la mitad de la viga dintel, de modo que la mitad de la carga existente se distribuya en cada muro donde se apoya el dintel. En la figura 8.3, se representa un esquema de las areas tributareas de la estructura a diseñar. Se puede observar que gran parte de la carga es tomada por el panel PM-10 y PM-13.

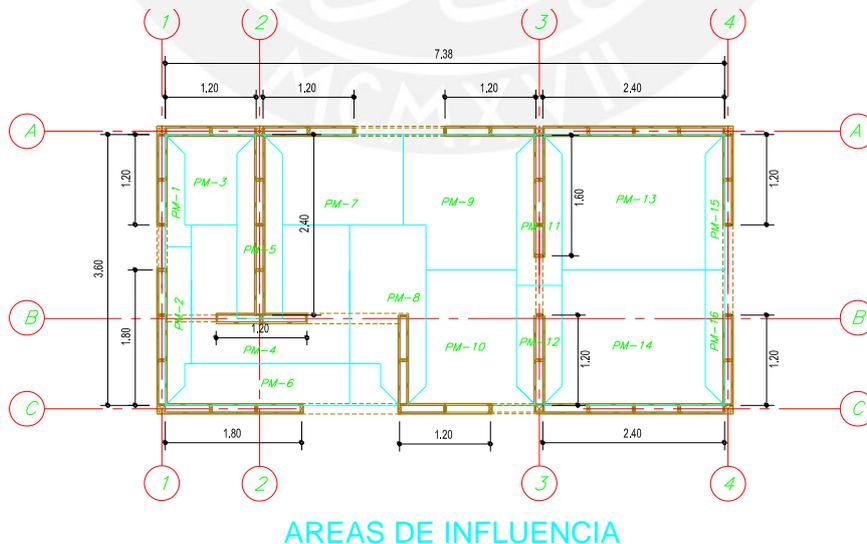


Figura 8.3: Áreas de influencia sobre los muros

²¹ Estos coeficientes se han estimado en función al 10% del peso de la estructura (JUNAC, 1984)

En la tabla A5.3 del anexo 5.1, se encuentra las áreas tributarias que influyen en cada panel de la estructura y las cargas que cada elemento soporta. Se ha calculado que el panel que más cargas toma es el PM-10, ubicado en los ejes 2-3-C-C, con una carga distribuida de 870 kg/m.

Centro de masas

El centro de masas representa el punto por donde se concentran las fuerzas sísmicas, y cuando existe simetría en la estructura, el CM coincide con el centro geométrico. En la tabla 8.9, se calcula el CM a partir de las cargas unitarias de cada muro (P_i) y con la hipótesis de que la carga se concentra en el centroide de la sección del muro (ecuación 8.1).

$$X_{CG} = \frac{\sum P_i \cdot X_i}{\sum P_i} \qquad Y_{CG} = \frac{\sum P_i \cdot Y_i}{\sum P_i} \qquad (\text{Ecuación 8.1})$$

Tabla 8.9: Centro de masas del módulo de vivienda

CENTRO DE GRAVEDAD (CG)	
$\sum P_i X_i$	49592.26
$\sum P_i Y_i$	26197.02
$\sum P_i$	14381.36
X cg (m)	3.45
Y cg (m)	1.82

8.5. Análisis sísmico estático

Las cargas horizontales ocasionadas por los sismos se evalúan según las indicaciones de la NTP E.030. Según el artículo 25.1.2 de la norma E.030, basta con realizar el análisis sísmico estático de la estructura, siempre y cuando la estructura sea clasificada como regular y de no más de 30 m de altura. La unidad de vivienda, al ser una estructura de un nivel y con una planta simétrica, no presenta irregularidades en altura como en planta.

El análisis sísmico consiste en determinar las fuerzas internas en los muros y los desplazamientos laterales. En el caso de estructuras de madera, en donde los techos no se consideran como diafragmas rígidos, los muros se diseñan con la fuerza horizontal que incide directamente en ellos. El análisis se realiza asumiendo un comportamiento lineal y elástico con solicitaciones sísmicas reducidas (MVCS 2017 a, pp.25).

Parámetros sísmicos

El análisis estático, o de fuerzas estáticas equivalentes, representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masas de cada nivel. El criterio es que la resistencia global demandada es la fuerza basal, la cual se calcula con los parámetros sísmicos de la norma E-030 (tabla 8.10).

Tabla 8.10: Parámetros sísmicos de la norma E-030

FACTOR	Clasificación	Valor	Justificación
Zona (Z)	4	0.45	La ciudad de Lima y la costa peruana se encuentra en un borde de subducción.
Uso (U)	C	1.00	Uso de tipo vivienda, se clasifica como una Edificación comunes.
Suelo (U)	S2	1.05	Se asume que el suelo del emplazamiento es una grava arenosa media namente densa (común en la ciudad de Lima). Se clasifica como un suelo intermedio de tipo S2.
	Tp (s)	0.60	
	Tl (s)	2.00	
Coeficiente de Reducción	Rx: Madera	7	El material resistente de la estructura en ambas direcciones es la Madera
	Ry: Madera	7	

Factor de amplificación sísmica

El factor se obtiene a partir de la comparación del periodo fundamental de la estructura con los periodos del suelo, con la condición de que se mantenga menor a 2.5. Para un diseño preliminar, se puede estimar el periodo fundamental de vibración haciendo uso de la ecuación A6.2, donde, para el caso de estructuras de madera, $C_T = 35$ (tabla 8.11).

Tabla 8.11: Factor de amplificación sísmica en cada dirección

Dirección	Ct	T = hb/Ct	C	C/R > 0.11
X-X	35	0.06	2.50	0.36
Y-Y	35	0.06	2.50	0.36

Peso de la estructura

La estructura se ha clasificado de tipo C, por lo que el análisis sísmico debe considerar un peso debido a la carga muerta (CM) más un 25% de la carga viva (CV) (tabla 8.12).

$$P = (CM + 25\%CV) * Area_{tributarea} \quad (\text{Ecuación 8.2: MVCS 2017 a, pp.})$$

Tabla 8.12: Peso de la estructura considerado para el análisis sísmico

NIVEL	CM	25% CV
1	8788	723
Peso	9510.50	kg
Masa	0.97	ton - s2/m

8.5.1. Fuerza cortante en la base

La fuerza equivalente de sismo se define como una fuerza estática en la base de la estructura (ecuación 8.3). En la tabla 8.13, se resume el cálculo de la fuerza cortante basal, calculando una fuerza actuante del 17% del Peso total. Según la norma E-010, las estructuras de madera se deben diseñar con el 80% V calculado con la norma E-030, ya que en la norma sismoresistente se calculan las fuerzas en condiciones de resistencia última, y no de servicio (MVCS 2014).

$$V = \frac{Z U C S}{R} * P \quad (\text{Ecuación 8.3: MVCS 2017 a})$$

Tabla 8.13: Análisis estático

Dirección	T(s)	V = %P	V (kg)	80% V (ton)
X-X	0,06	0,17	2447	1957
Y-Y	0,06	0,17	2447	1957

En la tabla A5.6 del anexo 5.2, se encuentra la carga horizontal de sismo distribuida en la altura que cada panel toma. Esta carga está relacionada en función a la masa que soporta cada panel. Se ha calculado que los paneles que más cargas de sismo toman son el PM-13 y 14, ubicado en los ejes 2-3-C-C y A-A, con una carga horizontal de 275 kg cada uno.

8.5.2. Control de desplazamientos laterales

Se debe controlar que los desplazamientos inducidos por las demandas no excedan los máximos permitidos por las normas, ya que los daños en las estructuras están más influenciados por los desplazamientos. El desplazamiento lateral de los muros se puede calcular con la relación entre la fuerza (F) y la rigidez lateral del muro (K) (ecuación 8.4). La rigidez del muro se ha calculado en el acápite 7.2.1, mediante un ensayo experimental en la etapa inicial elástica para un desplazamiento de 2 mm, tal y como lo indica la JUNAC (1984, pp. 10-5).

$$\Delta = \frac{F}{K} \quad (\text{Ecuación 8.4})$$

La norma de madera limita el desplazamiento, en condiciones de servicio, a deformaciones menores a $H/1200$, que serían 2 mm (MVCS 2014, pp.). Por otro lado, la norma sismorresistente limita el desplazamiento en función a la máxima deriva del entrepiso (Δ_i/h_{ei}), lo que es igual a la relación entre el máximo desplazamiento lateral y la altura del muro. Adicionalmente, la norma exige que, para calcular el máximo desplazamiento, hay que multiplicar los resultados por 0.75 R (MVCS 2017 a). En la tabla 8.14, se demuestra que las deformaciones de los muros del sistema mixto son menores a los admisibles requeridos por ambas normas constructivas.

Tabla 8.14: Desplazamientos laterales de la estructura

	NORMA E-010					NORMA E-030					
	F (E-010)	L	K	Δ	Δ_{adm} (E-010)	F (E-030)	L	K	Δ	$\Delta * 0.75R$	Δ_{adm} (E-030)
	kg	m	kg/cm	cm	cm	kg	m	kg/cm	cm	cm	cm
X-X	977,51	12,00	7860	0,12	0.2	2.150,54	12,00	7860	0,27	1,44	2,40
Y-Y	977,51	13,20	8646	0,11	0.2	2.150,54	13,20	8646	0,25	1,31	2,40

8.6. Diseño estructural

El diseño de elementos de madera se realiza con el *Método de esfuerzos admisibles* para cargas de servicio, en el cual, a diferencia del diseño por resistencia, se reduce la resistencia en vez de incrementar las cargas (MVCS 2014, pp.20). Los elementos estructurales se diseñan en función al caso más crítico de los siguientes criterios:

Resistencia: las cargas de servicio modificadas deben de ser menores a los esfuerzos admisibles de la madera.

Rigidez y estabilidad: los desplazamientos se evalúan para cargas de servicio y deben de ser menores a los admisibles.

La madera utilizada debe pertenecer a un grupo estructural y el cálculo se debe realizar con las dimensiones reales. Los elementos se diseñan para soportar las cargas del peso propio, sobrecargas de servicio y cargas de sismo o viento. Los muros resistentes de la estructura deben estar diseñados para fuerzas de corte en el plano del muro y para cargas verticales y horizontales perpendiculares al plano del muro (figura 8.4). Las vigas se diseñan en flexión y estabilidad frente a cargas de peso. Se asume la madera como un material homogéneo e isotrópico, con comportamiento lineal elástico e ignorando la anisotropía de la madera.

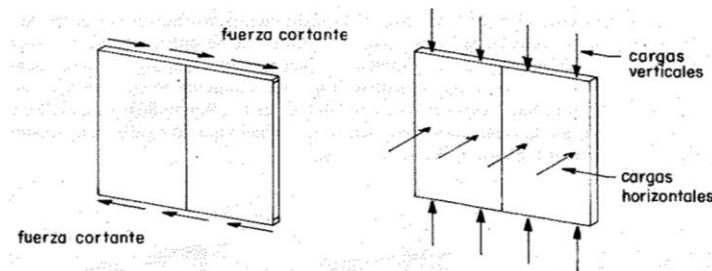


Figura 8.4: Fuerzas de diseño de los muros estructurales por corte y flexo-compresión (JUNAC 1984, pp. 10-4)

8.6.1. Diseño de muros por compresión y flexo-compresión

Se diseñan los elementos frente a esfuerzos de compresión, debido a cargas axiales del peso, y de flexo-compresión, como resultado de la combinación de cargas axiales y horizontales. El diseño está controlado por condiciones de resistencia y la combinación de resistencia y estabilidad o solo estabilidad, dependiendo si la columna se clasifica como corta, intermedia o larga (MVCS 2014, pp.27). Para el diseño de estructuras de entramado, debido a la acción en conjunto de los elementos, la norma permite incrementar los esfuerzos admisibles en un 10%, solo si el espaciamiento no excede los 60 cm.

Se debe proveer al entramado con la cantidad suficiente de travesaños (α), que garanticen que la esbeltez en el plano sea menor o igual a la esbeltez fuera del plano. Como las condiciones de apoyo en ambas direcciones de un entramado se consideran iguales, se pueden establecer las siguientes relaciones en la ecuación 8.5. En el caso se usen escuadrías de 40 x 90 mm, se deben colocar al menos 3 travesaños para cumplir la relación ($90/40=2.25$).

$$\lambda_y \leq \lambda_x \quad \rightarrow \quad \frac{l_y}{\alpha b} \leq \frac{l_x}{h} \quad \rightarrow \quad \alpha \geq \frac{h}{b} \quad (\text{Ecuación 8.5})$$

En el anexo 5.3, se sintetizan la metodología que rige el diseño, la cual clasifica las columnas o entramados en función a su longitud efectiva y esbeltez. Se ha seguido el procedimiento sugerido en la tabla A5.7, propuesto por la JUNAC (1984, pp. 9-2) y el requerido por la norma

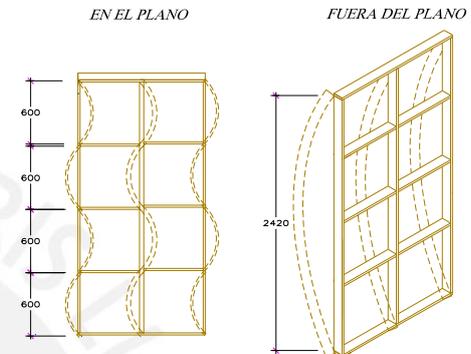
E.010. El análisis no considera el aporte del revestimiento, el cual contribuye a la resistencia del muro, por lo que es un análisis más conservador. A continuación, se comprueba que el entramado de la estructura maestra satisface los criterios de la norma.

1) Bases de calculo

Los pies derechos se han considerado articulados en sus extremos, para el pandeo fuera del plano, y como articulados entre travesaños para el pandeo en el plano del muro. En ambos sentidos, el factor de longitud efectiva (k) (figura A6.2) se ha considerado 1 (tabla 8.15).

Tabla 8.15: Bases de cálculo por flexo-compresión

	X-X Fuera del plano (m)	Y-Y En el plano (m)
CONDICIONES DE APOYO (K)	1.00	1.00
Longitud arriostrada (L)	2.40	0.60
Longitud efectiva (Lef)	2.40	0.60



2) Cargas máximas

Del análisis de cargas verticales, se calculó que el muro PM-10 fue el más cargado con 871.20 kg/m. La carga directa a compresión que toma 1 pie derecho se calcula según el distanciamiento entre cada pie derecho. Por otro lado, del análisis de cargas horizontales se calculó la condición más crítica en el muro PM-13, con una carga distribuida horizontal en los pies derechos de 69 kg/m. En la tabla 8.16 se resumen las cargas de diseño con las condiciones más críticas de carga de los muros PM-10 y PM-13.

Tabla 8.16: Cargas máximas por flexo-compresión

2) CARGAS MAXIMAS		PM -10	PM - 13
VERTICALES			
Carga distribuida	kg/m	872.00	679.22
Carga axial por pie derecho	kg	523.20	407.53
HORIZONTALES			
Carga distribuida	kg/m ²	73.51	115.00
Carga horizontal por pie derecho	kg/m	44.10	69.00
MOMENTO POR FLEXOCOMPRESION			
M max	kg-cm	3175.54	4968.00

3) Esfuerzos admisibles

La madera Tornillo se clasifica estructuralmente como de tipo C (MVCS 2014, pp). Por la redundancia de elementos que sustentan a un entramado, los esfuerzos admisibles se incrementan en un 10 % y se utiliza el Eprom (tabla 8.17). El factor Ck se determina en función al módulo de elasticidad y a la resistencia a la compresión del elemento (ecuación A6.7). En la tabla 8.17 se resumen los esfuerzos admisibles de la madera Tornillo.

Tabla 8.17: Esfuerzos admisibles de la madera Tornillo en un entramado

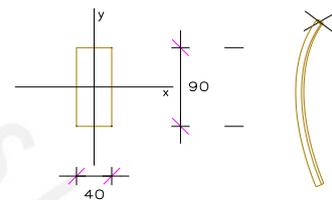
GRUPO ESTRUCTURAL		C
fc +10%	kg/cm ²	88,00
fm +10%	kg/cm ²	110,00
Eprom	kg/cm ²	90 000,00
Ck		22.47

4) Características de la escuadría

En el análisis por flexocompresión, el sentido más crítico de los muros es fuera del plano, por lo que se deben tomar las dimensiones de momento de inercia y longitud efectiva fuera del plano de los muros (tabla 8.18).

Tabla 8.18: Características de la escuadría

	ESCUADRÍA				
	b	h	AREA (cm ²)	I x-x (cm ⁴)	Z x-x (cm ³)
PM-10	40,00	90,00	36,00	243,00	54,00
PM-13	40,00	90,00	36,00	243,00	54,00



5) Esbeltez y clasificación de la columna

En función a la longitud efectiva de los pies derechos en cada dirección de análisis (ecuación A6.6). En la tabla 8.19 se ha comprobado que la esbeltez más crítica es fuera del plano del muro. Como la esbeltez más crítica supera el factor Ck, el pie derecho para ambos muros se clasificó como *columna larga*, según la figura A5.2.

Tabla 8.19: Esbeltez y clasificación de las columnas

	ESBELTEZ		Ck	CLASIFICACIÓN
	λ x (fuera del plano)	λ y (en el plano)		
PM-10	26,67	15,00	22,47	COLUMNA LARGA
PM-13	26,67	15,00	22,47	COLUMNA LARGA

6) Análisis elástico por compresión

Asumiendo las hipótesis elásticas de diseño, se puede determinar la deformación por compresión del pie derecho en su estado más crítico (ecuación A6.3). En la tabla 8.20, se ha verificado que los esfuerzos a compresión son menores a los admisibles (ecuación A6.4) y que la carga máxima es menor a la admisible (esquema A6.1).

Tabla 8.20: Análisis elástico por compresión

	Deformación (mm)	Esfuerzo a compresión (kg/cm ²)	Nadm	Nadm > P
			kg	
PM-10	0,33	12,90	1631,62	CUMPLE
PM-13	0,25	9,68	1631,62	CUMPLE

7) Análisis elástico por flexo-compresión

Mediante la ecuación A6.8, se calcula la carga crítica de Euler del pie derecho. Posteriormente con la ecuación A6.9, se calcula el factor de amplificación de momentos, para finalmente verificar que la suma de la relación *carga actuante/carga admisible* con la influencia que ocasiona el *momento flector*, sea menor a 1 (ecuación A6.10). En la tabla 8.21, se demuestra que las dimensiones de los pies derechos más cargados son suficientes.

Tabla 8.21: Análisis por flexo-compresión

	Carga crítica de Euler (kg)	Factor de Amplificación de Momentos Km	$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m + M }{Z + f_m} < 1$			
PM-10	4076.17	1.21	0.28	0.53	0.81	CUMPLE
PM-13	4076.17	1.15	0.21	0.77	0.99	CUMPLE

8.6.2. Diseño de muros de corte

Los muros son los elementos encargados de resistir los esfuerzos cortantes ocasionados por las cargas horizontales. Deben de ser elementos lo suficientemente rígidos como para limitar los desplazamientos laterales, reducir la amplitud de vibraciones a límites aceptables y de proporcionar el arrostramiento suficiente fuera de su plano (MVCS 2014.).

La experimentación ha demostrado que, en los entramados de madera, el revestimiento es el elemento resistente a cargas horizontales más importante (JUNAC 1984, pp. 10-3 y Tejada 2017). Por este motivo, tiene mayor incidencia reforzar el revestimiento para reducir los desplazamientos de la estructura. La hipótesis de análisis considera que los techos de madera no se comportan como un diafragma rígido, por lo que los muros toman las fuerzas cortantes en función a su área tributaria. En el anexo 5.4, se detallan las recomendaciones y el procedimiento de diseño de muros estructurales de madera, propuesta por la JUNAC y la norma E-010, el cual se sigue a continuación para comprobar que la densidad de muros es la suficiente.

1) Características de los muros de corte

Como la alternativa hace uso de un bastidor de madera y un revestimiento diferente a los propuestos en la norma E-010, se debe calcular las capacidades admisibles del panel mediante ensayos mecánicos, los cuales se han calculado en acápite 7.2.1. En la tabla 8.22 se detallan las características de escuadría y revestimiento.

Tabla 8.22: Rigidez y carga admisible de los muros del sistema mixto de madera y tierra alivianada

ENTRAMADO	REVESTIMIENTO	CLAVOS	RIGIDEZ kg/cm/m	CARGA ADMISIBLE kg/m
Pies derechos 40x90 mm @ 60 cm	Diagonales de 40x10 mm @ 300 mm con revoque de barro	37 mm (1 1/2")	655	250

2) Resistencia al corte del sistema

En la tabla 8.23, se determina la longitud total de muros resistentes en cada dirección, considerando solo aquellos muros que cumplan las condiciones de esbeltez ($L > 1.2$ m) sin contar los paneles de puertas, ventanas y aquellos que no estén arriostrados al techo.

Tabla 8.23: Resistencia lateral al corte en cada dirección

	Longitud total de muros (m)	Resistencia unitaria (kg/m)	Resistencia total (kg)
x-x	12,00	250,00	3000,00
y-y	13,20	250,00	3300,00

3) Verificación de la fuerza cortante basal

Finalmente, se verifica que las fuerzas admisibles son mayores frente a las demandas del peligro, según las normas de diseño, en las 2 direcciones principales. En la tabla 8.24, se comprueba que la resistencia de los muros supera a la demanda calculada de viento o sismo.

Tabla 8.24: Resistencia al corte en cada dirección de la estructura

Nivel	ANALISIS X-X			ANALISIS Y-Y		
	Fuerza actuante	Fuerza admisible	ADMS > DEMAN	Fuerza actuante	Fuerza admisible	ADMS > DEMAN
	kg	kg		kg	kg	
VIENTO E010	592,41	3000,00	CONFORME	230,16	3300,00	CONFORME
SISMO E010	977,51	3000,00	CONFORME	977,51	3300,00	CONFORME
SISMO E030	2150,54	3000,00	CONFORME	2150,54	3300,00	CONFORME

8.6.3. Diseño de elementos en flexión

Se refiere al diseño de elementos como vigas, viguetas, entablados, dinteles y en general, a elementos horizontales sometidos a cargas verticales que producen esfuerzos de flexión y corte. Estos elementos forman parte de los pisos o techos de la estructura y se deben diseñar verificando los criterios de deflexión admisible, resistencia y estabilidad. El diseño de viguetas y entablados se puede realizar con el Eprom e incrementar los esfuerzos admisibles en un 10%. En el anexo 5.5, se detalla el procedimiento y las recomendaciones del diseño por flexión, propuesta por la JUNAC y la norma E-010. A continuación, se van a diseñar por flexión las correas de la cobertura y el entablado del techo.

Diseño de las correas de la cobertura

1) Bases de cálculo

Las correas se encargan de transmitir el peso de la cobertura hacia los tijerales. Se ha pre-dimensionado elementos de 40 x 40 mm (2" x 2") @80 cm con una luz de 1.20 m, de madera del grupo C, de la cual se incrementarán los esfuerzos admisibles en un 10%. En la tabla 8.25, se describen las bases de cálculo que consideran las cargas que soportan las correas y,

ya que las correas están simplemente apoyadas sobre un techo inclinado, se consideran deflexiones máximas de $L/200$ para la carga total y $L/350$ para sobrecargas (tabla A5.14).

Tabla 8.25: Bases de cálculo de las correas

L libre		Cargas de diseño		Esfuerzos admisibles			Deflexiones admisibles	
E	1,20 m	Peso propio	2,00 kg/m ²	Eprom	90000	kg/cm ²	Carga total	$\Delta_{max} < L/200$
B	0,80 m	Cobertura	13,00 kg/m ²	f m (+10%)	110	kg/cm ²	Sobrecarga	$\Delta_{max} < L/350$
H	4,00 cm	Paneles solares	2,00 kg/m ²	f v (+10%)	8,8	kg/cm ²		
Grupo	C	S / C	30,00 kg/m ²	f cL	15	kg/cm ²		

2) Cargas y esfuerzos en las correas

En la tabla 8.26 se calculan las cargas en cada vigueta, viva y muerta, y con el total se calcula el momento máximo al centro de la viga, haciendo uso de la ecuación A6.13.

Tabla 8.26: Cargas y esfuerzos en las correas

CM	17,00	kg/m ²	M max	6,8	kg-m
CV	30	kg/m ²	V max	22,56	kg
W total	47	kg/m ²			
W x Vigueta	37,6	kg/m			
CM x Vigueta	13,6	kg/m			
CV X Vigueta	24	kg/m			

3) Escuadría mínima por deflexiones y resistencia

El análisis se realiza para la combinación más desfavorable de cargas muertas y de servicio, y para las sobrecargas de servicio por su cuenta. Las deformaciones por cargas muertas se incrementan en un 80%, por deformaciones diferidas. En la tabla 8.27, se ha calculado la escuadría necesaria para satisfacer los criterios de deflexión admisible y resistencia con las ecuaciones A6.14 y A6.16. Una escuadría de 40 x 40 mm no es insuficiente por deflexiones ($I=21.3 \text{ cm}^3$), por lo que se debe utilizar una escuadría de 40 x 65 mm²² ($I = 91.5 \text{ cm}^4$).

Tabla 8.27: Escuadría mínima por deflexiones y resistencia

Momento de inercia por deflexiones				
$w_{equivalente} = 1.8 w_d + w_1$ (sólo para el cálculo de deflexiones)				
W equivalente	48,48	kg/m		
k = 200	I >	24,24	cm ⁴	$I > \frac{5 wL^3 k}{384 E}$
k = 350	I >	21	cm ⁴	
Módulo de sección por resistencia				
$Z > \frac{M}{f_m}$	Z	6,2	cm ³	

4) Verificación por cortante y estabilidad

En la tabla 8.28, se ha calculado el esfuerzo cortante a una distancia h de la cara, demostrando que la resistencia admisible por corte mayor. Por otro lado, según los criterios de estabilidad de la figura A6.7, la escuadría no necesita de ningún apoyo lateral.

²² Si se puede conseguir madera aserrada dimensionada, una escuadría de 40 x 50 mm ($I = 41.67 \text{ cm}^4$) es suficiente.

Tabla 8.28: Verificación por cortante y estabilidad

Verificación por cortante			
Cortante a "h" de la cara			
V (h)	20,12	kg	$\tau = \frac{1,5 V_h}{bh}$
τ	1,16	kg/cm ²	
Verificación de estabilidad lateral			
h (")	3	h/b	1,50
b (")	2		

Diseño del entablado

La tabla 8.13 del manual de la JUNAC, resume varias alternativas de entablados en función a la carga admisible que van a tomar. En la tabla 8.5, se ha calculado la carga distribuida que la brida inferior va a tomar, la cual es igual a 99.5 kg/m². Considerando deflexiones admisibles de L/250, porque no se va a colocar un cielo raso bajo el entablado y la sobrecarga está en la brida superior, en la tabla 8.29 verificamos que un entablado de 1.5 cm de espesor considera una carga admisible de 108 kg/m², la cual satisface las demandas.

Tabla 8.29: Carga admisible para entablados (kg/m²) GRUPO C (Fuente Tabla 8.13, JUNAC 1984, pp. 8-74)

Espesor real	Equivalente comercial	Deflexión admisible	Espaciamiento viguetas (cm)			
			60	80	100	120
1.5 cm	3/4"	1 / 350	619	261	134	77
		1 / 300	722	305	155	90
		1 / 250	866	365	187	108

8.6.4. Diseño del tijeral

Los tijerales son considerados armaduras ligeras, los cuales se forman por la triangulación de elementos simples, como diagonales, montantes y cuerdas superiores e inferiores. Tienen el beneficio de conformar techos ligeros, de fácil montaje y conformado por elementos de corta longitud. Se ha optado por diseñar un tijeral de cuerdas dobles en las bridas superior e inferior, intersecadas por cuerdas simples en las diagonales y montantes. Esta configuración no hace uso de cartelas en las uniones y proporciona un mejor apoyo para las correas.

Las cargas admisibles del tijeral se determinan considerando los elementos bajo esfuerzos de tracción, compresión, flexo-tracción o flexo-compresión. Las cargas se transmiten a través de las correas, y si no están en los nudos éstas generan momentos en las cuerdas. El análisis se realiza primero calculando los esfuerzos axiales, suponiendo las cargas de las correas como distribuidas en toda la cercha, para que su equivalente se aplique en los nudos. Posteriormente, se deben superponer los esfuerzos de flexión en las bridas, con ayuda de la figura A6.8. En el anexo 5.6, se detalla el procedimiento y las recomendaciones del diseño de armaduras ligeras, propuesta por la JUNAC y la norma E-010.

1) Bases de calculo

Los tijerales son de tipo Belga, a un agua con una pendiente mínima de 5%. En la tabla 8.30 se encuentran las cargas que toma el tijeral, del cual la brida inferior tomara las del entablado, bloques de tierra alivianada y enlucido superior.

Tabla 8.30: Bases de cálculo de la armadura

Tipo	Belga	Esfuerzos admisibles de la madera			Cargas de diseño		
Pendiente	8 %	Emin	55000	kg/cm ²	Peso propio	10,1	kg/m ²
Altura	1 m	Eprom	90000	kg/cm ²	Cobertura	13	kg/m ²
L libre (m)	3,9 m	f m (+10%)	110	kg/cm ²	Correas	5	kg/m ²
Ancho tributario	0,6 m	f v (+10%)	8,8	kg/cm ²	Panel solar	9,5	kg/m ²
Grupo	C	f cL	15	kg/cm ²	Cielo raso	30	kg/m ²
		fc	88,00	kg/cm ²	Entablado	13,5	kg/m ²
		ft	75,00	kg/cm ²	Bloques TA	56	kg/m ²
					S / C	40	kg/m ²

2) Metrado de cargas

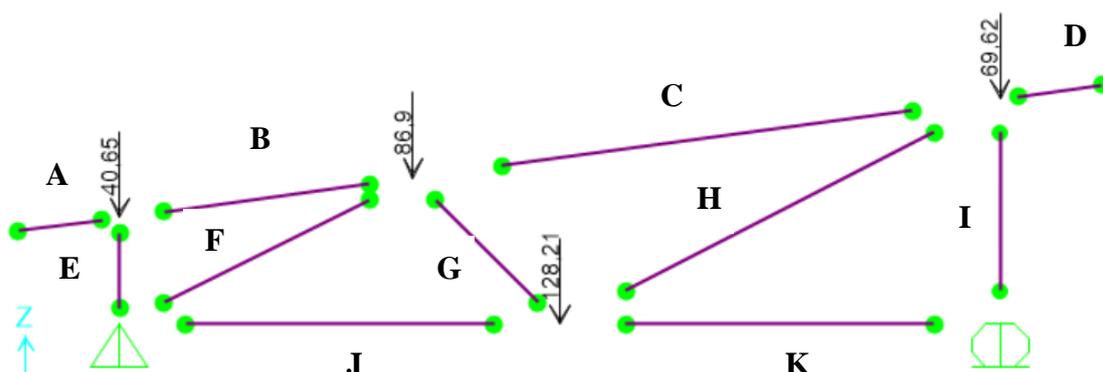
Para determinar los esfuerzos axiales en las barras, se puede realizar un análisis distribuyendo el peso de las correas en todo el tijeral y concentrándolos en los nudos. En la tabla 8.31 se ha calculado la carga proyectada de la brida superior por la pendiente (Wp), y se ha multiplicado por el ancho tributario de los tijerales, del mismo modo para las cargas en la brida inferior (wq).

Tabla 8.31: Metrado de cargas del tijeral

Cargas uniformes			Cargas concentradas		
BRIDA SUPERIOR			BRIDA SUP		
Carga proy	27,77	kg/m ²	L (m)	Carga	
w _p	93,44	kg/m	Nudo 1	0,87	81,30 kg
BRIDA INFERIOR			Nudo 2	1,86	173,81 kg
w _q	119,40	kg/m	Nudo 3	1,49	139,23 kg
			BRIDA INF		
			Nudo 5	1,85	220,89 kg

3) Análisis estructural

Se ha realizado un análisis del tijeral haciendo uso del programa SAP200. Se ha modelado como una armadura con apoyos simples, elementos sin momento y uniones indeformables. La figura 8.5a es el modelo con las cargas puntuales aplicadas en los nudos, la figura 8.5b son los elementos que se han comprimido o traccionado y la figura 8.5c es la deformada.



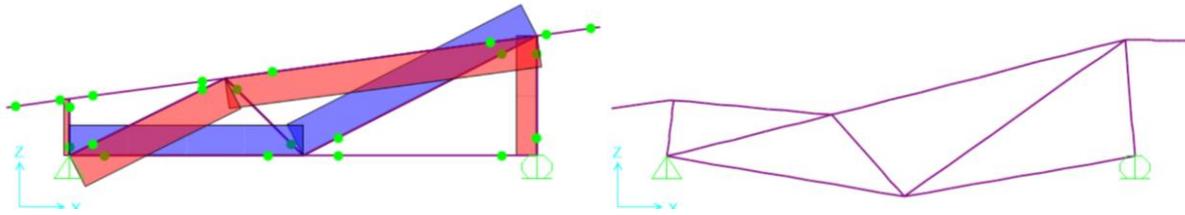


Figura 8.5: Modelo del tijeral en Sap2000 con cargas concentradas en los nudos, el dia grama de esfuerzos internos y la deformada de la armadura.

En la tabla 8.32 están los elementos del tijeral y los esfuerzos bajo los que están sometidos. Los momentos se han calculado asumiendo que las cuerdas se comportan como vigas simplemente apoyadas (figura A6.8). El elemento más esforzado es la brida C a flexo-compresión, la cual se verificará a continuación.

Tabla 8.32: Metrado de cargas del tijeral

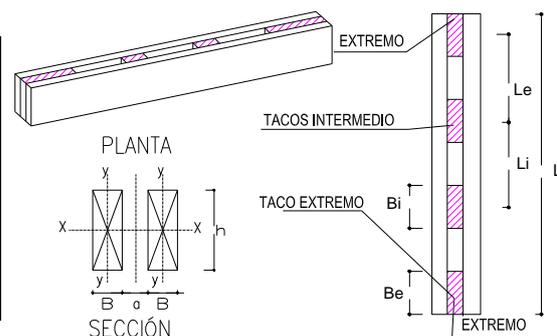
Elemento		Longitud (m)	Peso/m (kg/m)	PESO (kg)	P (kg)	M (kg*cm)	Solicitación
A	Cuerda sup	0,50	3,24	1,62	0,00	1168,05	Flexión
B	Cuerda sup	1,24	3,24	4,02	0,00	2074,56	Flexión
C	Cuerda sup	2,48	3,24	8,04	-247,55	2074,56	Flexo compresión
D	Cuerda sup	0,50	3,24	1,62	0,00	1168,05	Flexión
E	Montante	0,45	1,62	0,73	-40,65	0,00	Compresión
F	Diagonal	1,38	1,62	2,24	-272,30	0,00	Compresión
G	Diagonal	0,87	1,62	1,41	2,68	0,00	Compresión
H	Diagonal	2,08	1,62	3,37	275,92	0,00	Tracción
I	Montante	0,95	1,62	1,54	-162,69	0,00	Compresión
J	Cuerda inf	1,85	3,24	5,99	243,42	5108,08	Flexo tracción
K	Cuerda inf	1,85	3,24	5,99	0,00	5108,08	Flexión

4) Características de la escuadría

Las bridas superiores e inferiores estarán conformadas por 2 piezas de 20 x 90 mm, separadas 2 cm por tacos de madera @ 50 cm, conformando una sección compuesta. Las montantes y diagonales son piezas de 20 x 90 mm que intersecan a las bridas en el plano interior (tabla 8.33). El módulo de inercia y de sección se han calculado respecto al eje x-x, que es el plano donde los momentos generan esfuerzos de flexión.

Tabla 8.33: Características de la sección principal

h	65,00	mm	Peralte de una cuerda
b	20,00	mm	Ancho de una cuerda
b+b	40,00	mm	Ancho de las dos secciones
a	20,00	mm	Ancho del taco
Li	0,40	m	Espaciamiento eje a eje tacos
Le	0,29	m	Espaciamiento eje a eje exterior
A	26,00	cm ²	Área bruta de la sección
I x-x	91,54	cm ⁴	Inercia bruta en x-x
Z x-x	28,17	cm ³	Módulo de sección bruto en x-x



5) Diseño a flexo-compresión

La estabilidad de las cuerdas dobles se analiza por pandeo en el plano del tijeral, pandeo fuera del plano y pandeo local fuera del plano entre cada taco de unión. Se ha calculado la carga admisible en el plano con L_{ef} , en el plano de la armadura igual a $0.9 * L$ (longitud entre nudos). Para calcular la carga admisible fuera del plano se ha calculado un ancho efectivo de la sección compuesta, reducido por un factor (k) relacionado con el tipo de unión y separación. Finalmente el análisis del pandeo local fuera del plano se ha analizado para la separación entre tacos de la armadura (tabla 8.34).

Tabla 8.34: Cálculo de la carga admisible en el plano, fuera del plano y el pandeo de los tacos fuera del plano.

	Nadm 1	Nadm 2	Nadm 3
	X-X (global)	Y-Y (global)	Y-Y (local)
	En el plano (m)	Fuera del plano (m)	Fuera del plano (m)
Longitud arriostrada	2,48	0,80	
Longitud efectiva	2,23	0,80	0,34
b ef (mm)	90,00	28,21	20,00
λ	24,80	28,37	16,80
Ck	22,47	22,47	22,47
CLASIFICACIÓN	LARGA	LARGA	MEDIA
N adm	1733,16	933,88	1418,89

El b_{ef} menor a 4 cm, del análisis por pandeo global fuera del plano (Nadm 2), es un indicativo que para el sistema de conexión utilizado (clavos), el espaciamiento entre piezas (a) es muy grande. La carga admisible de diseño es la menor (Nadm 2). En la tabla 8.35 se comprueba que la sección de la brida superior satisface las cargas a flexo-compresión, del mismo modo, en la tabla A5.16, se comprueba que la brida inferior satisface las cargas a flexo-tracción, y las montantes y diagonales a compresión y tracción pura.

Tabla 8.35: Análisis por flexo-compresión de la cuerda crítica

Nadm kg	Carga crítica de Euler (kg)	Factor de amplificación de Momentos K_m	$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m * M }{Z * f_m}$		< 1
933,88	4328,32	1,09	0,27	0,38	0,65 CUMPLE

6) Cálculo de deflexiones

Las deflexiones se han calculado haciendo uso del programa Sap2000, como la suma de las deformaciones elásticas de las cuerdas bajo cargas axiales, considerando solo los efectos por carga muerta y viva. Se deben verificar las deflexiones al medio de la brida inferior, en donde el nudo 2, presentó la mayor deformación de 3.22 mm. Adicionalmente, la norma exige que se considere el incremento de deformaciones en el tiempo por el cambio de humedad en la madera y las deformaciones diferidas. La JUNAC (1984, pp. 11-19), recomienda utilizar la fórmula del cálculo de deflexiones (armaduras tipo W y Abanico con uniones clavadas) del reglamento inglés (ecuación 8.5).

$$\delta_f = 1.75 * (1.15 * \delta + \frac{w * l^4 * 10^4}{EI}) \quad (\text{Ecuación 8.5})$$

En la tabla 8.36, se ha calculado la deflexión del tijeral en la cuerda inferior, considerando la amplificación por cargas diferidas. Como en la cuerda inferior, no existirá un enlucido expuesto, más que el entablado, la deflexión admisible para elementos inclinados es L/200 (tabla A5.14). Debido a que la deflexión amplificada por cargas diferidas es mayor a la admisible, de deberá construir el tijeral con una contra flecha de 10 mm.

Tabla 8.36: Deflexión máxima, amplificada y permisible del tijeral

Nodo	δ mm	δ f (centro de luz cuerda)			δ adm L/20 mm	Contraflecha mm
		δ (+dif) mm	δ (+wq) mm	δ (*diferidas) mm		
2	-3,22	3,70	10,46	24,79	15,60	9,19

7) Estabilidad y arrostramiento

Como verificación final, se debe proveer el arrostramiento global a todos los tijerales en conjunto. En la tabla 8.38, se detalla el arrostramiento proporcionado en los 3 planos críticos, la cuerda inferior, superior y en la línea cumbre.

Tabla 8.38: Deflexión máxima, amplificada y permisible del tijeral

Cuerda superior	Las correas proveen el arrostramiento longitudinal entre tijerales. El espaciamento entre correas debe garantizar que la esbeltez fuera del plano sea menor o igual a la esbeltez en el plano, estableciendo las siguientes relaciones: $\lambda_y \leq \lambda_x \quad \rightarrow \quad \frac{l_c}{b} \leq \frac{l_p}{h} \quad \rightarrow \quad l_c \leq \frac{l_p}{h} * b_{ef}$ Como las condiciones de apoyo en ambas direcciones son iguales, y considerando el ancho efectivo de la sección compuesta, el espaciamento máximo resulta en $28.2 * \frac{2.48}{90} = 0.77$ m. Se ha optado por conservar un espaciamento de 80 cm. Adicionalmente, se ha colocado un arrioste diagonal (40 x 65 mm) fijado en el borde inferior de la cuerda superior, que impide el movimiento en conjunto de todas las armaduras al mismo tiempo.
Cuerda inferior	Se ha colocado un entablado de madera, conformando un diafragma rígido que impide el movimiento lateral de las cuerdas inferiores.
Línea de cumbre	Para darle estabilidad global al sistema, se ha colocado un arrostramiento diagonal de cruz de San Andrés (40 x 65 mm) @2.40 m.

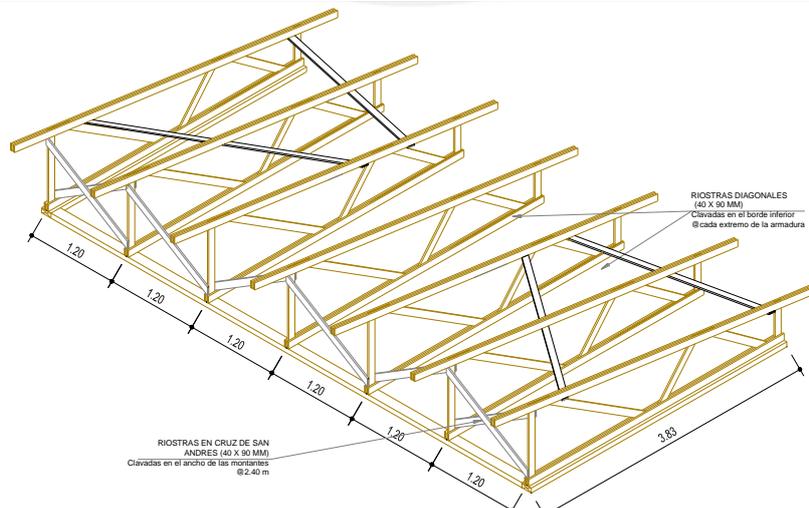


Figura 8.6: Arriostramiento del tijeral en el plano de la cuerda superior, inferior y por la línea cumbre

8.6.5. Diseño de conexiones

La norma E-010, permite diversos tipos de conexiones, sean por clavos o pernos y permite el uso de tirafones (tornillos), verificando que su fabricación cumpla con las normas ISO. Según la JUNAC (1984, pp. 12-21), las uniones de un entramado soportan esfuerzos relativamente pequeños, por lo que su diseño está controlado por criterios constructivos. El entramado se va a diseñar con uniones con clavos de alambre de acero, de sección circular y caña lisa. En el anexo 5.7, se detalla el procedimiento y las recomendaciones de diseño de conexiones de madera, propuesta por la JUNAC y la norma E-010. Se van a diseñar las conexiones internas de los paneles, el anclaje a la cimentación, la fijación entre paneles adyacentes y la viga collar, la fijación de la estructura auxiliar y las conexiones del tijeral. Se puede incrementar la resistencia al corte al considerar criterios como utilizar madera seca y contemplando una conexión a doble corte. Cuando las conexiones son simétricas, es decir, en ambas caras de la madera, se reducen las restricciones por longitud y espaciamiento.

Conexiones del tijeral

Se va a diseñar por corte la conexión interna más crítica del tijeral, la cual se encuentra en el apoyo donde convergen la montante, diagonal y cuerda inferior. La conexión es a doble corte, conformada por la doble sección de la cuerda inferior, y la diagonal o montante.

1) Bases de calculo

En la tabla 8.39, se han definido las bases de cálculo de las conexiones, tales como la longitud, diámetro y penetración de los clavos. Del mismo modo, se deben calcular las cargas actuantes en cada elemento.

Tabla 8.39: Bases de cálculo de la conexión más crítica del tijeral

GRUPO	C	Cargas de diseño		
L	51 mm	Montante	40.65	kg
d	3.3 mm	Diagonal	273.00	kg
Penetración	11 mm	Inferior	244.00	kg

2) Carga admisible por clavo

En la tabla 8.40, se ha calculado la carga admisible por clavo a partir de la tabla A5.19. La carga admisible de diseño se ha multiplicado por dos factores que aumentan su capacidad, ya que se considera que la madera utilizada esta seca y la conexión es a doble corte.

Tabla 8.40: Carga admisible por clavo en la conexión más crítica del tijeral

Ca	30	kg
CH madera	SECA	1.25
Factor	DOBLE	1.8
Ca	67.5	kg

3) Verificación de espesor y longitud

Considerando doble corte, se verifica los espesores de penetración en el elemento adyacente a la cabeza (5d), central (10d) y el que contiene la punta (5d). En la tabla 8.41, se ha reducido la carga admisible con el promedio de las relaciones que no satisfacen los criterios mínimos de penetración.

Tabla 8.41: Verificación del espesor y longitud de penetración en la conexión más crítica del tijeral

Tipo de corte		Doble	Factor de reducción de carga admisible		
Tipo clavado		Simétrico	Penetración adyacente	1.21	Factor Ca 51.14 kg
5d	16.5	mm	Penetración central	0.61	
10d	33	mm	Penetración punta	0.67	

4) Número de clavos

Se ha calculado el número de clavos con la relación de la carga demandada (tabla 8.39) y la capacidad admisible de un clavo (51.14 kg). En la tabla 8.42, se han calculado el número de clavos para la conexión montante-cuerda y diagonal cuerda.

Tabla 8.42: Determinación del número de clavos en la conexión más crítica del tijeral

Montante	# clavos	1	1 clavo
Diagonal	# clavos	6	3 clavos por lado
Cuerda inf	# clavos	5	3 clavos por lado

5) Ubicación de los clavos

En la tabla 8.43, se ha definido la correcta ubicación de los clavos, limitando las distancias entre los clavos y los bordes extremos de la madera para evitar rajaduras en el clavado. La conexión montante-cuerda, ha considerado el elemento cargado perpendicularmente al grano, y la conexión diagonal-cuerda, ha considerado el elemento cargado paralela y perpendicularmente, satisfaciendo ambos requisitos (figura 8.7)

Tabla 8.43: Restricciones en la ubicación de los clavos en la conexión más crítica del tijeral

Elemento cargado paralelamente al grano			Elemento cargado perpendicularmente al grano		
CONEXION: Diagonal-Cuerda			CONEXION: Montante-Cuerda		
A lo largo del grano			A lo largo del grano		
Espaciamiento entre clavos	11d	36 mm	Espaciamiento entre clavos	11d	36 mm
Distancia al extremo	16d	53 mm	Perpendicular al grano		
Perpendicular al grano			Espaciamiento entre líneas	6d	20 mm
Espaciamiento entre líneas	6d	20 mm	Distancia al borde cargado	10d	33 mm
Distancia a los bordes	5d	17 mm	Distancia al borde no cargado	5d	17 mm

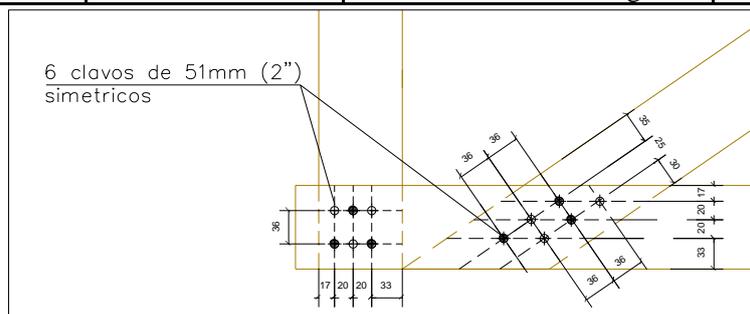


Figura 8.7: Ubicación de los clavos en la conexión más crítica del tijeral

Uniones internas de los paneles

Son las uniones internas entre los pies derechos con las soleras y travesaños. Estas se hacen con 2 clavos de 2" (e=3.3mm) en cada unión (figura 8.8). Cada unión proporciona una resistencia al corte de 50.3 kg y una nula resistencia a la extracción. Por este motivo que, se va a adicionar dos clavos lanceros de 2" (e=3.3mm) en el extremo inferior del pie derecho (uno a cada cara del pie derecho), proporcionando una resistencia a la extracción de 11 kg.

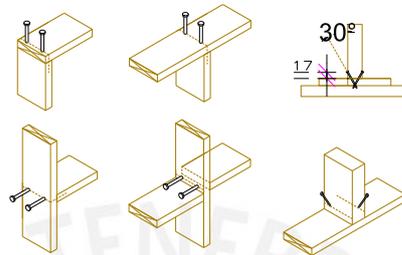


Figura 8.8: Fijación entre los pies derechos, soleras, travesaños y arriostres

Anclaje de los paneles a la cimentación

Son las conexiones de la solera de zócalo a la cimentación y de la solera inferior de los paneles a la solera de zócalo. La solera de zócalo se fija con uniones de clavos de 4" @ 25 cm a tresbolillo, con una separación de 2.5 cm al extremo de la madera y a 10 cm de los pies derechos. La conexión de los paneles es con clavos de 2" @ 20 cm en dos ejes, por lo menos 12 por panel y a 10 cm de los pies derechos (figura 8.9). En la tabla 8.39 se indica la carga admisible al corte y a la extracción de cada conexión.

Tabla 8.39: Carga admisible al corte y extracción del anclaje de los paneles a la cimentación

	Conexión	
	Solera - cimentación	Panel - solera
Carga admisible al corte (kg/m)	438.75	375.00
Carga admisible a la extracción (kg/m)	73.66	81.84

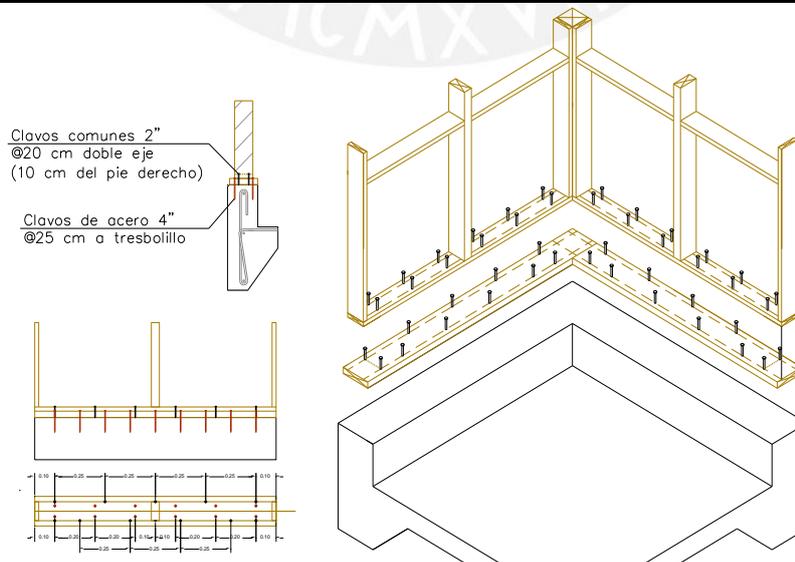


Figura 8.9: Fijación entre los pies derechos, soleras, travesaños y arriostres

Fijacion entre paneles adyacentes

La fijacion entre paneles adyacentes debe garantizar la continuidad de los muros y que los esfuerzos y desplazamientos se distribuyan uniformemente a travez de la estructura. Los paneles se van a fijar en los pies derechos laterales, mediante clavos de acero de 3 1/2" clavados de forma alternada cada 15 cm y por lo menos a 15 cm de los bordes extremos (figura 8.10).

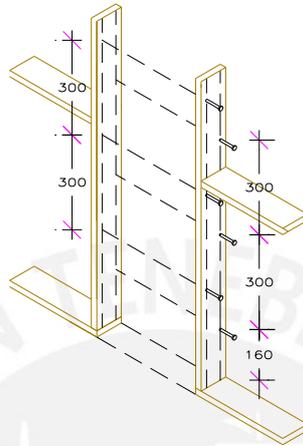


Figura 8.10: Fijación entre paneles adyacentes

Fijacion de la viga collar

La viga collar se va a fijar con clavos comunes de 3 1/2" ($e = 3.3\text{mm}$) @ 30 cm en tresbolillo y a doble eje (figura 8.11). El empalme de la viga collar debe de ser de por lo menos 60 cm hacia el panel colindante, y el traslape se debe fijar con 9 clavos de de 3 1/2" @ 10cm.

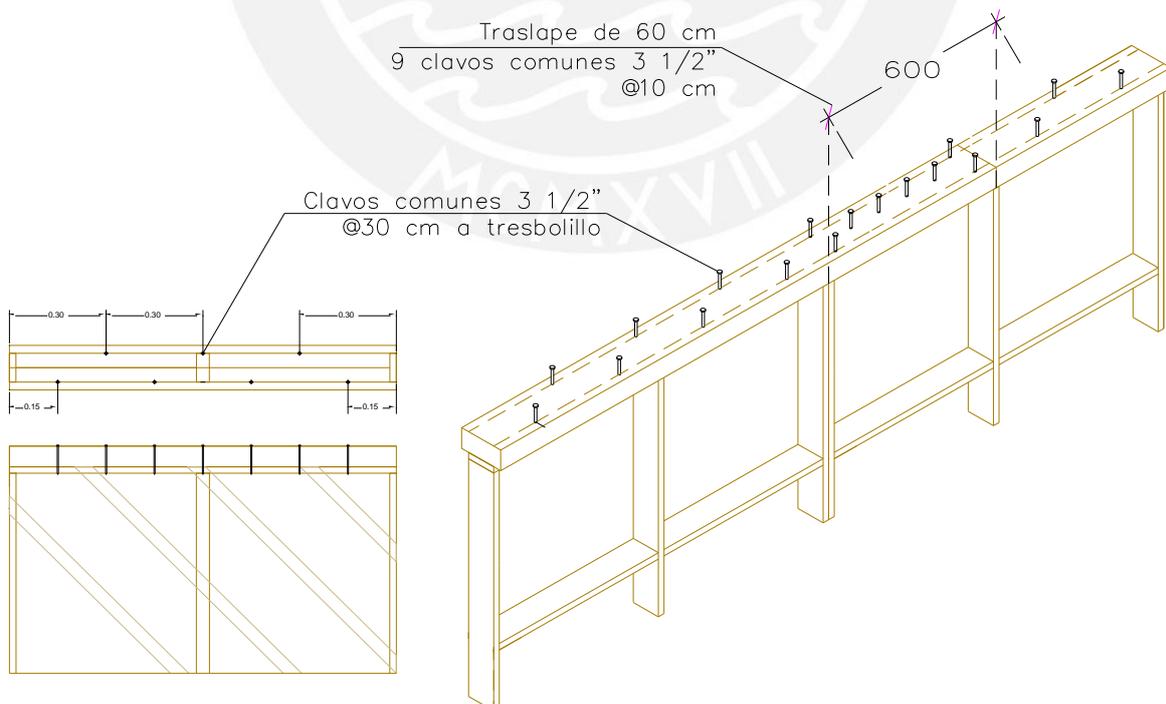


Figura 8.11: Fijación y traslape de la viga collar

Fijación de la estructura auxiliar

La estructura auxiliar de diagonales se colocará en ambos lados de los muros y será fijada en todo el largo de los pies derechos y travesaños. Si en los encuentros de paneles perpendiculares existe la dificultad de fijar la estera, se deben añadir tacos de madera en los paneles fijados a los pies derechos cada 40 cm (figura 8.12).

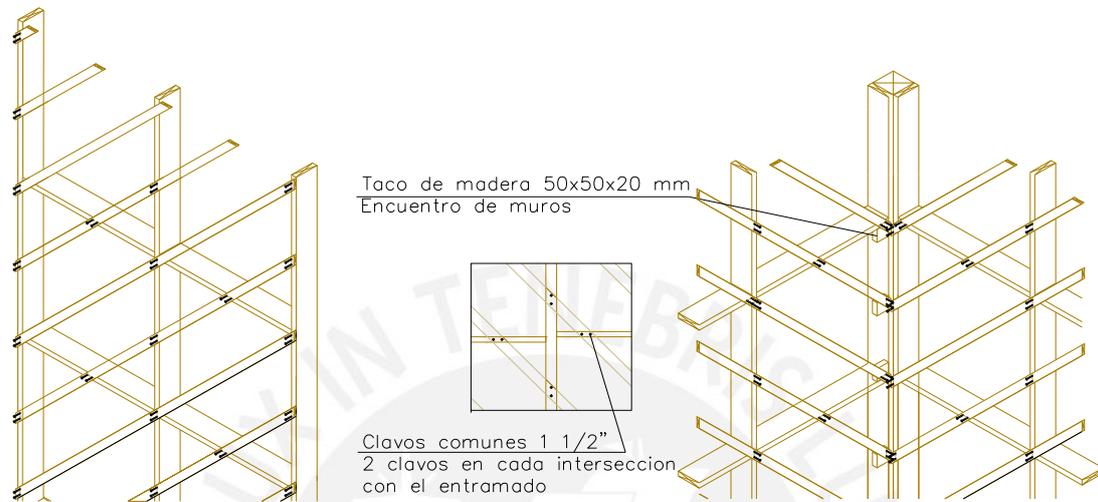


Figura 8.12: Fijación de la estructura auxiliar en paneles consecutivos y en esquina (vista isométrica)

CAPITULO IX

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y LINEA FUTURA DE INVESTIGACIÓN

9.1. Conclusiones generales

Se ha demostrado en el estado del arte que las estructuras mixtas con estructura de madera se han replicado en todo el mundo, circunstancialmente en aquellos lugares donde se desarrolló una cultura sísmica, por lo que, con el gran potencial forestal de Perú y la gran sismicidad del país, es justificable la incorporación de la madera como una alternativa sismorresistente, económica, sostenible y fácil de construir. Del estado del arte se concluye lo siguiente:

- Se ha sugerido la utilización de un sistema de madera prefabricado ligero a pie de obra, parcial y de escuadrías uniformes, ya que los tiempos, costos e imperfecciones se reducen sustancialmente y se tiene una mayor sostenibilidad y flexibilidad en la técnica constructiva.
- Es imprescindible el uso de una estructura auxiliar, si se hace uso de sistemas mixtos con estructura de madera y cerramientos de tierra, piedra y/o paja. Este se encarga de garantizar la conectividad entre la madera y el relleno. Se recomienda rigidizar los paneles de madera mediante la triangulación de estos con diagonales y/o travesaños.
- La tierra alivianada es un derivado ligero de la construcción con tierra, aprovecha al máximo las propiedades aglomerantes de la arcilla y los vacíos de aire que la gran cantidad de fibra provoca, permitiendo un cerramiento fácil de preparar, manipular y prefabricar, con grandes propiedades aislantes y térmicas.
- Los últimos sismos de gran magnitud, ocurridos en Turquía (1999) e India (2005), demostraron el buen comportamiento sismorresistente de las estructuras mixtas de madera, tierra y piedra. Estas presentan una gran capacidad de reserva, o ductilidad, sin el incremento de daños gracias a su masa ligera y la redundancia de sus elementos.

Se ha propuesto un sistema constructivo con madera y tierra, de muros compuestos por paneles de 1.20 m de longitud, conformados por: (i) un entramado ligero de pies derechos, soleras y travesaños (40x90mm@60cm), (ii) un relleno de bloques de tierra alivianada de 54x27x9.0cm y (iii) una estructura auxiliar de diagonales de madera (40x10mm@25cm a 45°) con un revoque de tierra de 2.5 cm de espesor. Se evaluó la posibilidad de prefabricación del sistema, al construir un muro a escala natural, concluyendo lo siguiente:

- Se han desarrollado criterios para realizar la dosificación de una mezcla de tierra alivianada, tomando en cuenta que la tierra más común y accesible en el Perú es de baja a media plasticidad. Se determinó que para la elaboración de la barbotina, la dosificación volumétrica de 1.5:1 (tierra:agua) con un contenido de humedad (ω) del 50%, garantizó el recubrimiento y adherencia de las fibras y permitió la elaboración de bloques estables. Del mismo modo, la dosificación con las fibras de viruta y paja en proporciones 1:0.6 permitió que la elaboración de los bloques demande menos trabajo.
- La correcta prefabricación de los bloques involucró realizar el dormido de por lo menos 24 hr de la tierra (por funcionalidad de la arcilla), el tamizado de la tierra (por trabajabilidad de la mezcla) y el secado de los bloques de por lo menos 21 días bajo sombra y ventilación. La mezcla con un trompo giratorio con eje horizontal permitió la mecanización del proceso, permitiendo la fabricación de bloques estables y ligeros de 8kg, con densidades entre los 600 a 800 kg/m³.
- El montaje del sistema prefabricado involucro embeber el panel con una barbotina espesa, para mejorar la conectividad entre la madera y la tierra. Para evitar el excesivo agrietamiento del revestimiento por la contracción al secado, este se realizó con una mezcla de mayor contenido de arena (alrededor del 50%), fibras pequeñas menores a los 5 cm y se le dio un curado de por lo menos 15 días, con una tela de yute mojada. Finalmente, se le aplico un resanado final con una mezcla de barbotina espesa.

El ensayo cíclico ha demostrado la integración de ambos materiales, la madera y la tierra, como un sistema mixto el cual ha desarrollado un comportamiento con una gran rigidez inicial, en su etapa elástica, y una posterior etapa flexible, proporcionada por las uniones clavadas y la redundancia de sus elementos. Del análisis de resultados del muro, se concluye lo siguiente:

- Los lazos histeréticos, o la relación Carga-Deformación, fueron finos y orientados hacia el origen, indicando un sistema flexible y elástico hasta los 4.8 mm de desplazamiento, y demostraron una posterior etapa bastante flexible, hasta la falla del muro a los 72 mm.
- El muro soportó una carga máxima correspondiente al 65% del peso del muro, cuando este estará sujeto a sollicitaciones sísmicas correspondientes al 20% de su peso, calculado según la NTP-030, para un emplazamiento en la costa peruana y un suelo intermedio como el de Lima. Se ha calculado una carga admisible de diseño de 255 kg/m, que incluye un factor de seguridad de 1.5 y un coeficiente de reducción de 0.7, y una rigidez lateral a 2mm de desplazamiento de 655 kg/cm/m, tal y como lo sugiere la JUNAC (1984, pp.10-20).

- El sistema mixto posee la capacidad suficiente para soportar desplazamientos laterales de sismos catalogados como ocasionales, raros y muy raros, ya que demostró un desempeño aceptable y sin daños para un desplazamiento de servicio de 2 mm, tal y como lo indica la NTP-010; y no llegó a su resistencia última para un desplazamiento de 24 mm, tal y como lo indica la NTP-030, sin la presencia de daños que pongan en peligro su integridad. La máxima resistencia del sistema ocurrió a un desplazamiento de 48 mm, el cual corresponde al máximo desplazamiento de diseño del FEMA 361.
- El relleno de tierra alivianada tiene un gran aporte a la rigidez del sistema, a pesar de tener una resistencia a la compresión despreciable (menor a 1 kg/cm^2), este amortigua el movimiento de los pies derechos. Sin embargo, frente a grandes desplazamientos, el relleno se agrieta, pero es contenido por el refuerzo de diagonales en la cara exterior.

Se ha realizado el diseño estructural de una unidad de vivienda, demostrando que es una alternativa sismorresistente, ya que las capacidades admisibles de los muros cumplieron los requisitos de una demanda sísmica propia de la costa peruana. El sistema mixto ha demostrado ser una opción válida y replicable, convirtiéndolo en una alternativa para el problema de déficit habitacional que existe en las ciudades costeñas, de lo cual, se concluye lo siguiente:

- Se ha calculado que el relleno de tierra representa solo el 35% del peso total de un panel, resultando en muros ligeros con un peso de alrededor de 380 kg/m , casi el 70% del peso de muros de albañilería²³. Por otro lado, el peso del techo redondea los 195 kg/m^2 , casi el 35% de lo que representaría construir una losa aligerada de 25 cm de espesor²⁴, resultando en un peso total de la estructura del sistema mixto de aproximadamente 475 kg/m^2 .
- La fuerza cortante por sismo calculada con la norma E-030, representa el 17% del peso total de la estructura y redondea los 2000 kg. El análisis sísmico ha considerado el aporte de rigidez del relleno de tierra, realizando el diseño en base a los datos experimentales obtenidos previamente. Se ha comprobado que el módulo de vivienda satisface los máximos desplazamientos por servicio (E010) y sísmicos (E030), siendo en ambos casos el 60% de los máximos permitidos.
- En el diseño por flexo-compresión de los paneles, se ha demostrado que la esbeltez de los pies derechos fuera del plano cumple las demandas por cargas de gravedad y sísmicas y, del mismo modo en el plano, con la integración de por lo menos 3 travesaños intermedios.

²³ Tabiques comunes de albañilería (Bloques P10) considerando mortero, relleno de concreto y tarrajeo (540 kg/m)

²⁴ Losa aligerada común con un peso de 350 kg/m^2 más un piso terminado de 100 kg/m^2

- La implementación de un sistema de tijerales tipo Belga, ha demostrado que distribuye de mejor forma las cargas concentradas en la brida inferior y, al estar conformado por una sección compuesta en las bridas superior e inferior, permite simplicidad en las uniones y aprovecha los menores esfuerzos que llevan montantes y diagonales para reducir su sección.
- En el diseño de conexiones, se ha demostrado que se puede incrementar la resistencia al corte de los clavos, y por ende reducir el número de clavos, al dimensionar conexiones a doble corte (sección compuesta) y con madera seca. Cuando las conexiones son simétricas, es decir, en ambas caras de la madera, se reducen las restricciones por longitud y espaciado.

9.2. Recomendaciones

Gracias a la experimentación realizada durante el proceso constructivo y por el ensayo mecánico de carga lateral, se detectaron deficiencias en el sistema, de las cuales se recomienda lo siguiente:

- Se recomienda la utilización de tierra destinada para la fabricación de tejas, por tener un alto contenido de arcilla, ya que permitiría aligerar el peso final de los bloques, aprovechando al máximo las propiedades que la tierra alivianada ofrece.
- Se recomienda reducir la densidad final del revestimiento, ya que este representa casi el 55% del peso total de los muros. Por otro lado, es recomendable de mejorar la durabilidad de los enlucidos exteriores de tierra, ya que es una capa expuesta a la intemperie y propensa a disgregarse. Se puede mejorar la impermeabilidad y la reducción de fisuras con una mezcla conformada por aditivos naturales como el jugo de cactus, resina de algarrobo, bosta de vaca fermentada o el agua del hervido del árbol de bananitas

Durante el ensayo cíclico, se evidenció que la falla del muro ocurrió debido a la poca capacidad de extracción que ofreció el anclaje del muro a la cimentación, resultando en el volteo de este. Por otro lado, ya que, a diferencia de los entramados comunes, el sistema mixto genera una concentración de masa debido al relleno de tierra, lo cual convierte a los muros muy vulnerables en el sentido fuera del plano, ante esto, se sugieren tres alternativas que mejorarían el anclaje del muro:

- Empotrar los paneles a la base, al colocarlos previamente al vaciado de la losa de cimentación, y con una longitud de empotramiento de por lo menos 15 cm.
- Realizar el anclaje del panel con clavos helicoidales galvanizados (figura 8.1a), ya que, por su punta helicoidal, proporcionan una mayor resistencia a la extracción.

- Realizar el anclaje con pernos expansivos de 8 mm @ 60cm con arandela y a una longitud de empotramiento de por lo menos 8 cm (figura 8.1b). Se recomienda utilizarlo en zonas de gran concentración de esfuerzo, tales como encuentros de muros o vanos.
- Realizan el anclaje con espárragos de 8 mm @ 60 cm con una longitud de empotramiento de por lo menos 30 cm (figura 8.1c). Este es el sistema de anclaje convencional en los muros de quincha, ya a lo largo del tiempo ha demostrado su eficacia.

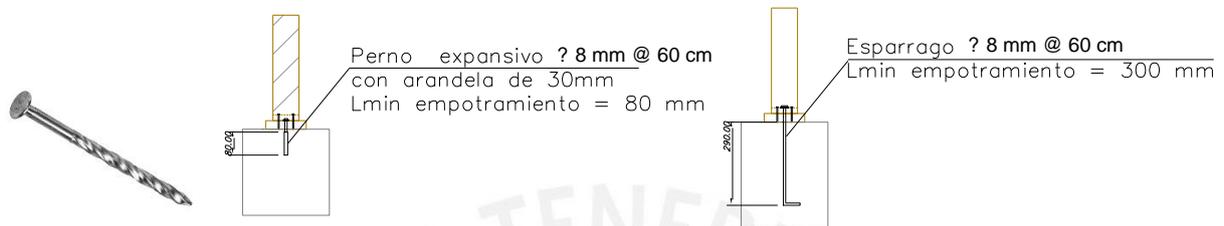


Figura 9.1 a) Clavos helicoidales. b) Pernos expansivos de 8 mm. c) Espárragos de 8 mm.

9.3. Línea futura de investigación

Los ensayos preliminares descritos en la investigación no tienen mayor objetivo que el de conocer las propiedades mecánicas del sistema, sino el de evaluar las debilidades del sistema mixto para una posterior profundización en el estudio y experimentación. Por este motivo, se abre una línea futura de exploración, sugiriendo lo siguiente:

- Para comprender el comportamiento estático cíclico lateral del sistema, la ASTM 2126-11 (2018) sugiere que, se realicen de 1 a 2 ensayos para un estudio explorativo, y por lo menos de 3 a 5 réplicas para la aceptación de códigos constructivos.
- Es imprescindible estudiar el comportamiento sísmico de estas estructuras a través de un ensayo dinámico de un modelo de vivienda en mesa vibradora. Por otro lado, ensayos complementarios para comprender las propiedades mecánicas del sistema incluyen un ensayo a compresión incremental en los muros, para calcular el módulo de elasticidad del sistema mixto, y un ensayo de corte perpendicular al plano.
- Estudiar el desempeño sísmico de los muros del sistema mixto de madera y tierra alivianada, a través de las curvas de capacidad elaboradas a partir de los ensayos cíclicos. De forma que se puedan calcular las características dinámicas del muro y construir el espectro de capacidad y compatibilizarlo en un mismo gráfico con el espectro de demanda sísmica, para conocer el desempeño del sistema frente a distintos sismos de diseño
- Se sugiere el estudio de estos sistemas para estructuras de 2 o 3 niveles, ya que la tendencia en las zonas periurbanas es el hacinamiento, consecuentemente en donde varias familiar con el tiempo se agrupan en un terreno y la estructura tiende a crecer en niveles

Bibliografía

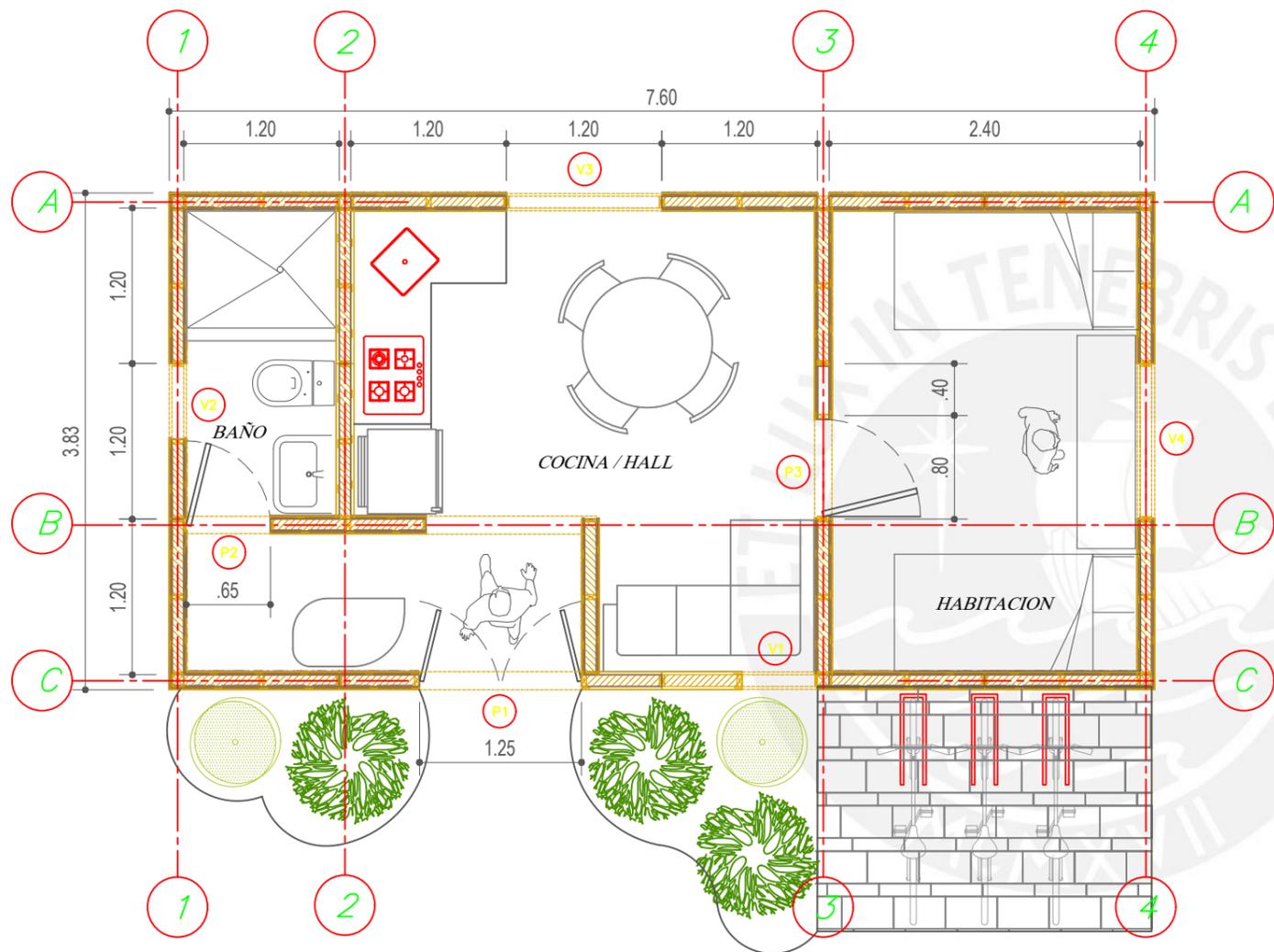
- ASTM - American Society of Testing Materials E2126-11. (2018). Standard Test Methods for Cyclic (reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings.
- Andrusca, D. (2009). Arcilla y cielo de la mina. (Figura 2.3a). Recuperado <https://es.dreamstime.com/arcilla-y-cielo-de-la-mina-image111992511>
- Bariola, J. (1990). Diseño y construcción en quincha. Proyecto financiado por el centro internacional de investigaciones para el desarrollo del Canadá.
- Bariola, J. Tinman, M. Ortiz, R. Alberca, B. Vargas, J. (1990). Comportamiento estructural de la quincha. Adobe 90: 6yh International conference on the conservation of earthen architecture. Las Cruces, México
- Blondet, M. Vargas, J. Tarque, N. Iwaki, C. (2011). Construcción sismorresistente en tierra: la gran experiencia contemporánea de la Pontificia Universidad Católica del Perú-. *Informes de la Construcción*, vol. 63,523, 41-50.
- Bostenaru, M. (2004). Housing report: Half-timbered house in the “border triangle” (Fachwerkhaus im Dreilaandereck). World housing encyclopedia. Report # 108. Switzerland.
- CWC - Canadian Wood Council. (2003). Wood-frame construction. Building performance series No. 5. Canada.
- CMHC - Canada Mortgage and Housing Corporation. (2005). Initial material characterization of straw light clay (Technical series 05-109). Recuperado de <http://www.strawbalebuilding.ca/pdf/Research%20Highlights%20%20Light%20Clay%20Straw.pdf>.
- Cardoso, R. Lopes, M. Bento, R. D'ayala, D. (2003). Housing report: Historic, braced frame timber buildings with masonry infill ('Pombalino' buildings). World housing encyclopedia. Report # 92. Portugal.
- CIDM - Centro de Innovación y Desarrollo de la Madera. (2011). Manual de diseño: Construcción, montaje y aplicación de envolventes para la vivienda de madera. Chile.
- Chacara, C. (2013). Evaluación estructural de construcciones históricas en la costa peruana utilizando tecnologías modernas: El caso del hotel “El Comercio” en Lima (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.

- CAPECO – Cámara peruana de la construcción. (2019). Boletín técnico CAPECO. Edición abril 2019. Cap 6: Casa de albañilería confinada – valor m² de construcción.
- El Comercio (2016). Osinfor: 80% de inspecciones contra tala ilegal irregulares. Recuperado de: <https://elcomercio.pe/peru/osinfor-80-inspecciones-tala-ilegal-irregulares-259137-noticia/>
- Daude, C., Fajardo, G., Brassiolo, P., Estrada, R., Goytia, C., Sanguinetti, P., Vargas, J. (2017). RED 2017. Crecimiento urbano y acceso a oportunidades: un desafío para América Latina. Bogotá: CAF. Recuperado de <http://scioteca.caf.com/handle/123456789/1090>
- Departamento de Ingeniería. (s.f.). Laboratorio de estructuras antisísmicas (LEDI). Pontificia Universidad Católica del Perú. Recuperado de: <http://departamento.pucp.edu.pe/ingenieria/laboratorio/laboratorio-estructuras-antisismicas-ledi/quienes-somos/sobre-el-laboratorio/>
- FEMA - Federal Emergency Management Agency (2007). Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components. FEMA Report 461, Washington, D.C.
- FSC PERÚ (2017). Compras responsables de madera en el Perú: guía para organizaciones públicas y privadas. Lima
- Gaia Architects. (2003). Light earth construction. No. 0-GAIA006. Recuperado de <http://www.gaiagroup.org/assets/pdf/publications/light%20earth%20compressed.pdf>
- Guerrero, L. Vargas, J. (2015). Local seismic culture in Latin America. Seismic retrofitting: Learning from vernacular architecture – Correia, Lourenco & Varum.
- Hais, A. Matuk, S. (2003). Recomendaciones para la elaboración de normas técnicas de edificación con técnicas mixtas de construcción con tierra.
- Hunneberg, A. (2007). Invariants and variants of bahareque in the Zulia state. Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería. Universidad del Zulia. 30: 284-294.
- INEI – Instituto Nacional de Estadística e Informática. (2017). Censos Nacionales 2017: XII de Población, VI de Vivienda y III de Comunidades indígenas. Instituto Nacional de Estadística e Informática. Perú: Perfil sociodemográfico.
- IRC - International Code Council. (2015). Appendix R: Light Straw-Clay Construction (International Residence Code). Recuperado de <https://codes.iccsafe.org/public/document/IRC2015/appendix-r-light-straw-clay-construction>

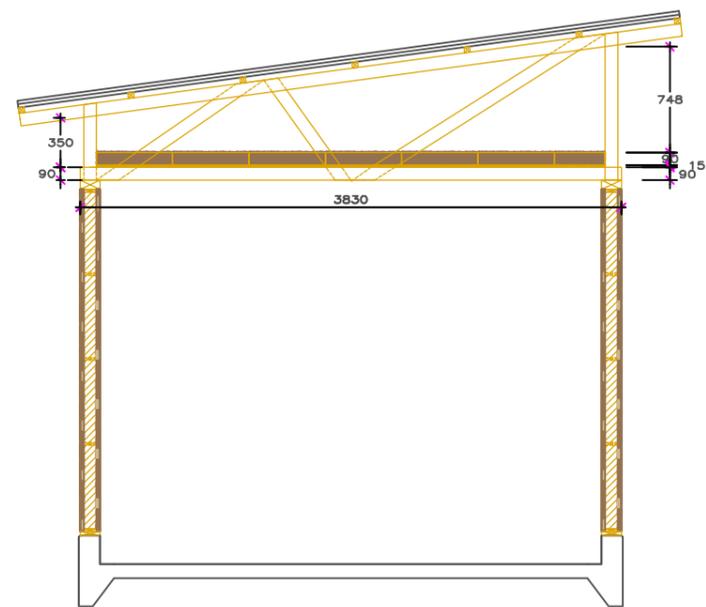
- JUNAC - Junta del acuerdo de Cartagena. (1984). Manual de diseño para maderas del grupo andino. PADT-REFORT. Colombia.
- Kirkham, W., Gupta, R. y Miller, T. (2014). State of art: Seismic behaviour of Wood-frame residential structures. American Society of Civil Engineers.
- Kuroiwa J. (1991). Quincha modular prefabricada. CISMID. Lima, 1991.
- Krawinkler, Helmut. (2009). Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components.
- Langenbach, R. (1992). Of Taq and Dhajji Dwari: The earthquake resistance mud and brick architecture of Kashmir. Adobe 90. Proceedings, International conference of earthen architecture. New Mexico.
- Langenbach, R. (2007). From “Opus Craticium” to the “Chicago Frame”: Earthquake Resistant Traditional Construction. Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi.
- INDECI - Instituto Nacional de Defensa Civil. (2009). Lecciones aprendidas del sur – Sismo de Pisco, 15 agosto 2007. Lima 2009.
- Lopes, M. (2010). Construção Pombalina: Património histórico e estrutura sísmo-resistente. SÍSMICA 2010 – 8º CONGRESSO DE SISMOLOGIA E ENGENHARIA SÍSMICA.
- Ministerio de cultura, (2014). La ciudad sagrada de la civilización Caral. Modelo sostenible: Gestión ambiental y el riesgo de desastres. Primera edición. Recuperado de: <http://www.zonacaral.gob.pe/downloads/publicaciones/CIUDAD-SAGRADA-CARAL-MODELO-SOSTENIBLE-COP20-2014.pdf>
- MVCS - Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E.050 - Suelos y Cimentaciones.
- MVCS - Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E.020 – Cargas.
- MVCS - Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2011). Haciendo ciudades sostenibles. En el 2º Foro Interamericano de Financiamiento Habitacional. UNIAPRAVI
- MVCS - Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2014). Norma E.010 – Madera
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento – MVCS. (2017 a). Norma E.030 – Diseño sísmo-resistente de edificaciones

- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento – MVCS. (2017 b). Norma E.080 – Diseño y construcción con tierra reforzada.
- MEF - Ministerio de economía y finanzas. (2016). Ficha estándar de familia del catálogo de bienes, servicios y obras del MEF. Ficha estándar N°82: Familia 20720003 Madera Tornillo. Elaborado por: Lic. Magnolia Oshiro Chinen.
- Ordoñez, P. Lugo, Y. (2016). Estructuras de madera aplicadas al sector de la construcción en el Perú (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Ortega, J. Vasconcelos, G. Rodrigues, H. (2015). Local Seismic Cultures: The use of timber frame structures in the South of Portugal. Proceedings of the 2nd International Conference on Historic Earthquake-Resistant Timber Frames in the Mediterranean Region. Portugal.
- Pari, S. Manchego, J. (2017). Análisis experimental de muros de albañilería confinada en viviendas de baja altura en Lima, Perú (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Poletti, E. Vasconcelos, G. (2014). Seismic behaviour of traditional timber frame walls: experimental results on unreinforced walls. University of Minho. Guimarães, Portugal
- Rodríguez, H. (2003). Quincha Architecture: The development of an antiseismic structural system in seventeenth century Lima. First International Congress on Construction History. Madrid, January 2003.
- Rodríguez-Larrain. S., Montoya T., Gil S, Onnis S., Vargas J. (2013) Aportes de la enseñanza de la arquitectura en tierra a la mitigación de riesgos. Cuadernos 18. Departamento de arquitectura. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Silva, R. (2018). Desempeño sísmico de muros de quincha tradicional mediante el método del espectro de capacidad Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- SERFOR – Servicio Forestal y de Fauna Silvestre. (2016). Primer informe parcial del inventario nacional forestal y de fauna silvestre. Lima.
- San Bartolome, A. Quiun, D. Silva, W. (2018). Diseño y construcción de estructuras sismoresistentes de albañilería. Segunda edición. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- SENCICO – Servicio Nacional para la capacitación de la construcción. (2006). Ensayos de simulación sísmica en dos módulos de adobe y quincha, de dos pisos. Expediente INF-LE-153.06. Lima, Perú.

- Seminario, P. Ruiz, M. (2008). *Discusión y alternativas de las políticas de vivienda en el Perú (1990 – 2007)*. Cuadernos 11. *Arquitectura y ciudad*. Pontificia Universidad Católica del Perú
- SENCICO – Servicio Nacional para la capacitación de la construcción. (2009). *Evaluación experimental del sistema constructivo “M2”*. Expediente INF-LE-350-08. Lima, Perú.
- SENCICO – Servicio Nacional para la capacitación de la construcción. (2014). *Manual de construcción de viviendas de madera*. Ing. Wilson Edgard Barreto Del Castillo.
- SENCICO – Servicio Nacional para la capacitación de la construcción. (2019). *Proyecto de investigación 110-2107. Sistema constructivo con estructura de madera y tierra alivianada*. Lima, Peru.
- Schacher, T. Qaisar, A. (2009). *Dhajji construction for one- and two-story earthquake resistant houses. A guidebook for technicians and artisans*. University of Engineering and Technology of Peshawar, Pakistan.
- Tejada Schmidt, U. (2016) *Estado del arte del uso del tapial en la construcción en el Perú*. SENCICO. *Uso del tapial en la construcción*
- Tejada Schmidt, U. (2017). *Buena tierra, apuntes para el diseño y construcción con quincha*. CIDAP, Lima 2016.
- Vargas, J. Bariola, J (1990). *Construcciones de tierra, en el Perú de hoy*. Adobe 90: 6yh International conference on the conservation of earthen architecture. Las Cruces, México
- Vargas, J. Iwaki, C y Rubiños, A. (2012). *Sismoresistencia en las entrañas de Caral*. En XI Conferencia Internacional sobre estudio y conservación del patrimonio arquitectónico de tierra. Lima: PUCP.
- Volhard, F. (2017). *Light Earth Building: A handbook for building with wood and earth*. Birkhäuser; Edición: 1 (21 de marzo de 2016)
- Wieser, M. Onnis, S. Meli, G. Marinelli, P. Becerra, G. Juillerat, V. (2018). *Parte II: Materias primas – La madera. Hito 1: Informe sobre sistemas constructivos de madera y cerramiento de tierra*. Lima, Peru. Proyecto de investigación aplicada en construcción y saneamiento – SENCICO 110-2107.



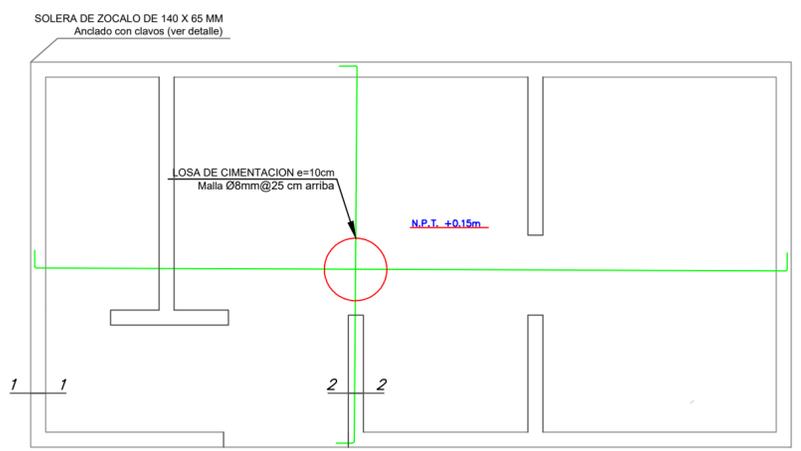
PLANTA DE UN MÓDULO DE VIVIENDA (Area = 29.15 m²)
ESCALA 1/50



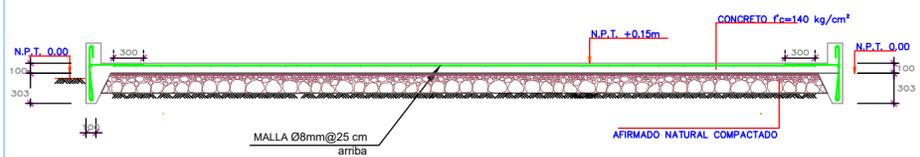
CUADRO DE VANOS

VANO	ANC.	ALT.	ALF.	OBSERVAC.
P1	1.25	2.38	--	PANEL DE PUERTA PRINCIPAL
P2	0.65	2.38	--	PANEL DE PUERTA DE BAÑO
P3	0.80	2.38	--	PANEL DE PUERTA HABITACIONES
V1	0.56	1.16	1.20	PANEL DE MEDIA VENTANA
V2	0.56	1.16	1.20	PANEL DE MEDIA VENTANA
V3	1.16	1.16	1.20	PANEL DE VENTANA
V4	1.16	1.16	1.20	PANEL DE VENTANA

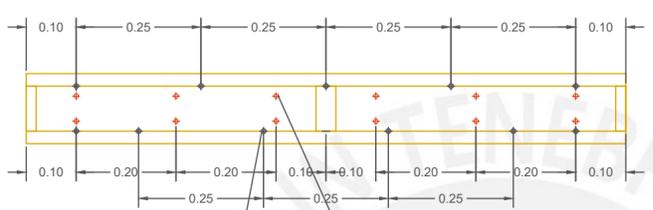
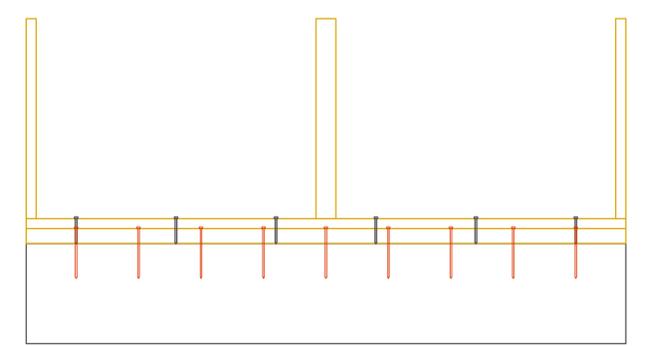
PROYECTO: UNIDAD DE VIVIENDA SISTEMA MIXTO DE ESTRUCTURA DE MADERA Y TIERRA ALIVIANADA		N° PROYECTO: N°.1	
PLANO: PLANTA DE ARQUITECTURA		ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
ARCHIVO: ARCHIVO.CAD		ESCALA: ESCALA	
ESCALA: ESCALA		FECHA: JUNIO 2019	
REVISION:		E-01 TOTAL REVO	



PLANTA DE CIMENTACION Y SOLERAS DE ZOCALO (Area = 29.15 m²) ESCALA 1/50

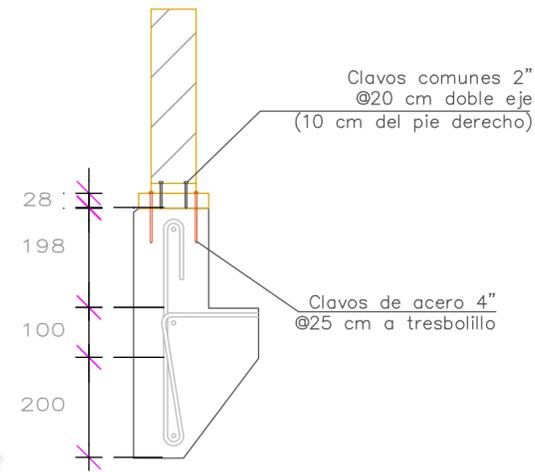


DETALLE TIPICO LOSA DE CIMENTACION ESCALA 1/50

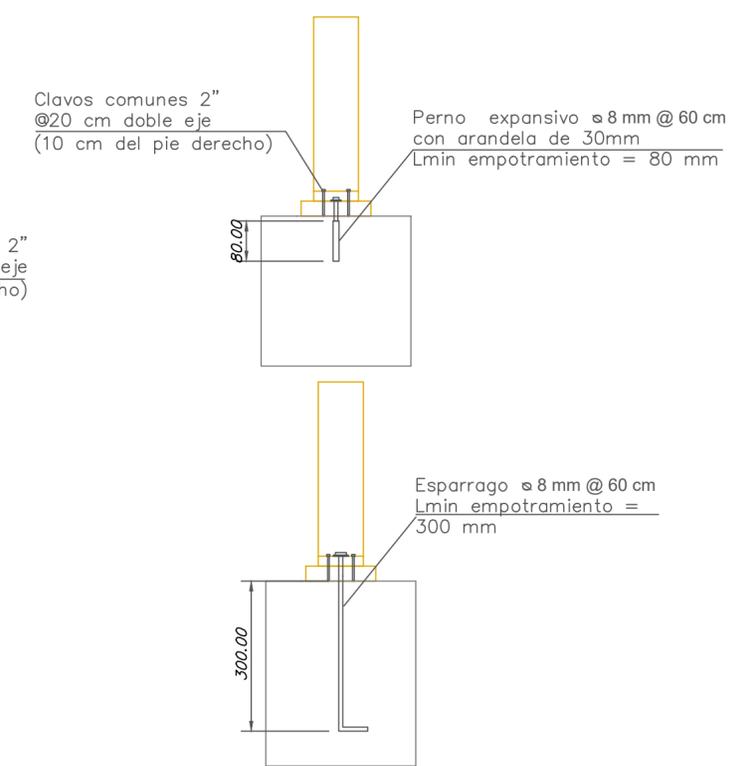


Clavos de acero 4" @25 cm a tresbolillo
Clavos comunes 2" @20 cm doble eje (10 cm del pie derecho)

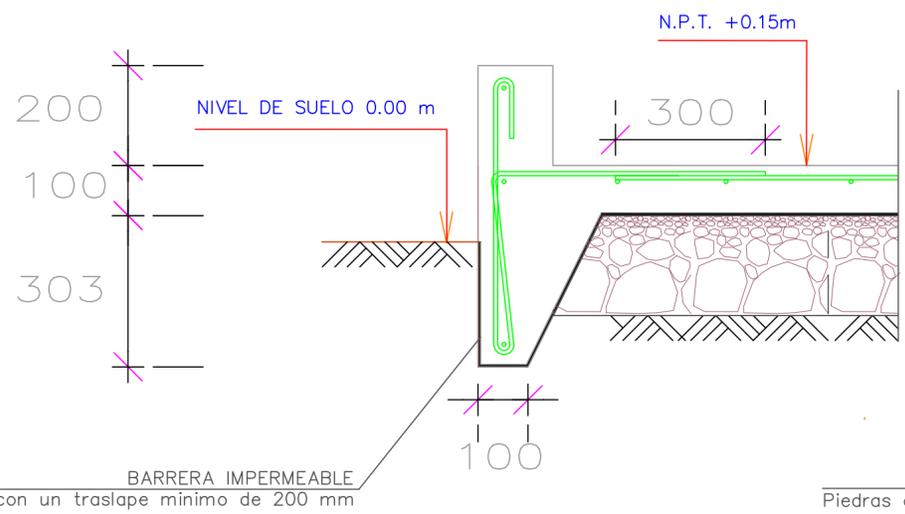
DETALLE 1 ESCALA 1/10



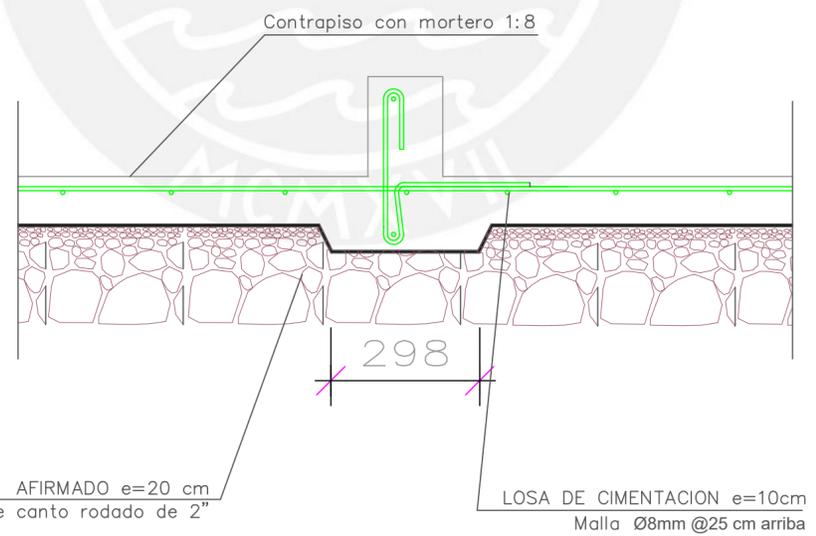
DETALLE 2 ESCALA 1/10



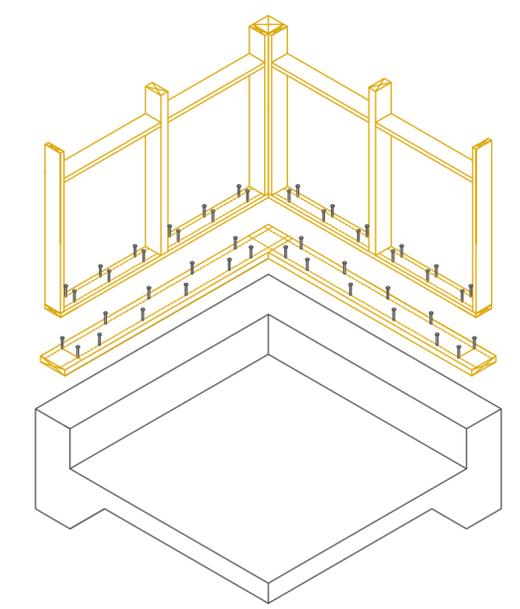
OTRAS ALTERNATIVAS DE ANCLAJE ESCALA 1/10



CORTE 1-1 ESCALA 1/10

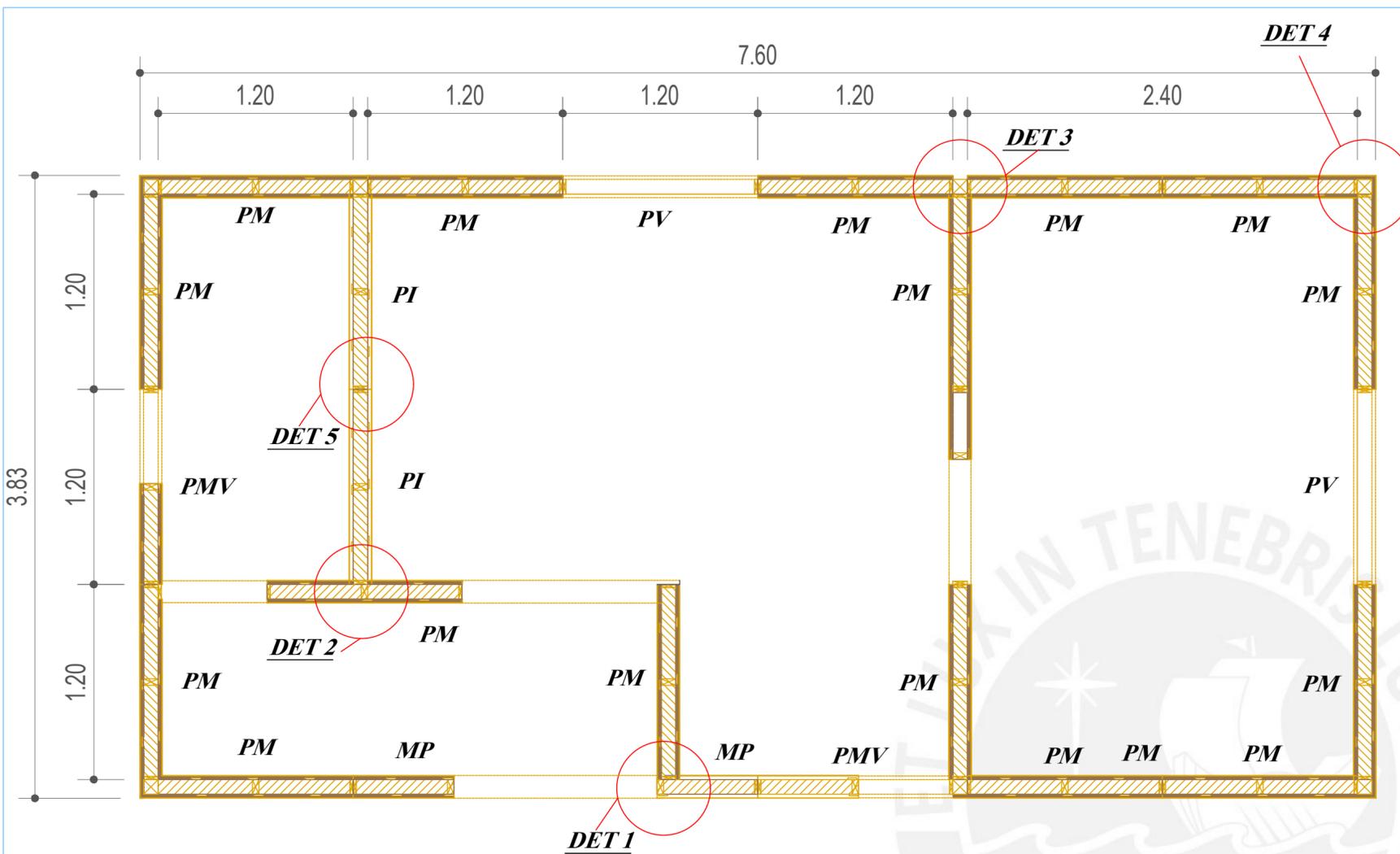


CORTE 2-2 ESCALA 1/10

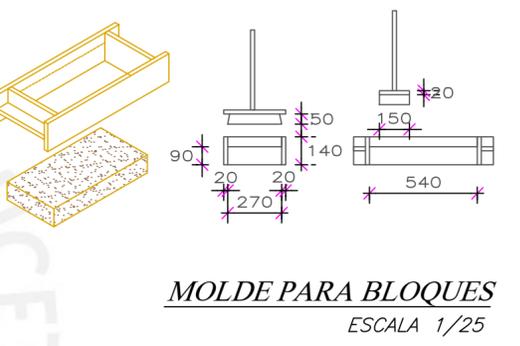
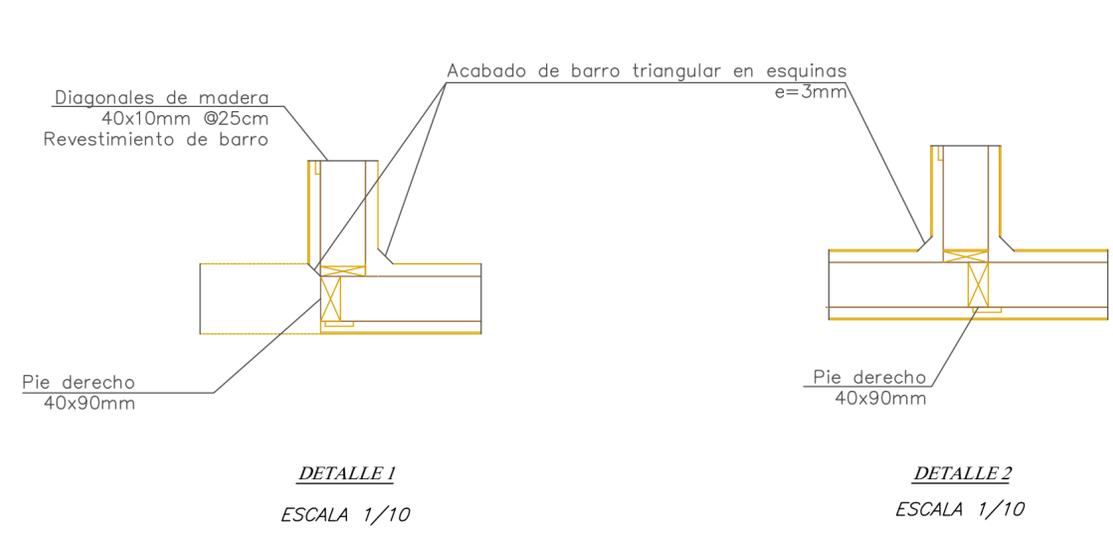


VISTA ISOMETRICA ESCALA 1/25

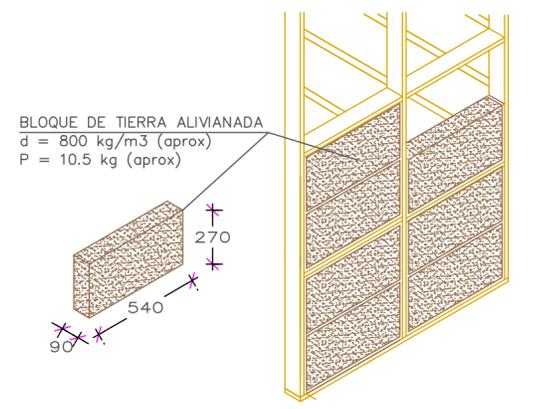
PROYECTO: UNIDAD DE VIVIENDA SISTEMA MIXTO DE ESTRUCTURA DE MADERA Y TIERRA ALIVIANADA	Nº PROYECTO: Nº. 1
PLANO: CIMENTACION Y DETALLES	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
ARCHIVO: ARCHIVO.CAD	ESCALA: ESCALA
FECHA: JUNIO 2019	REVISION: REVO
	LÁMINA: E-02
	DE: TOTAL



SISTEMA DE PANELES
ESCALA 1/25

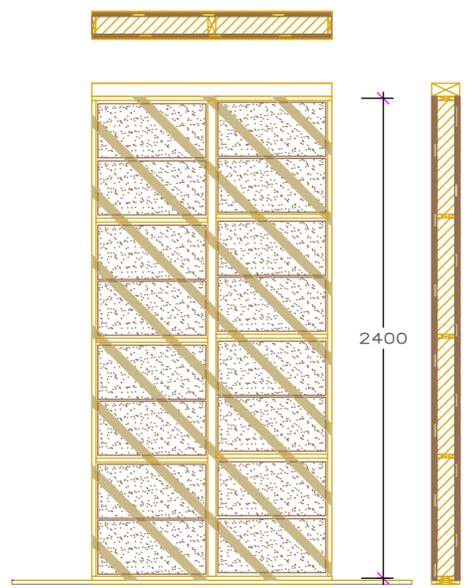


MOLDE PARA BLOQUES
ESCALA 1/25

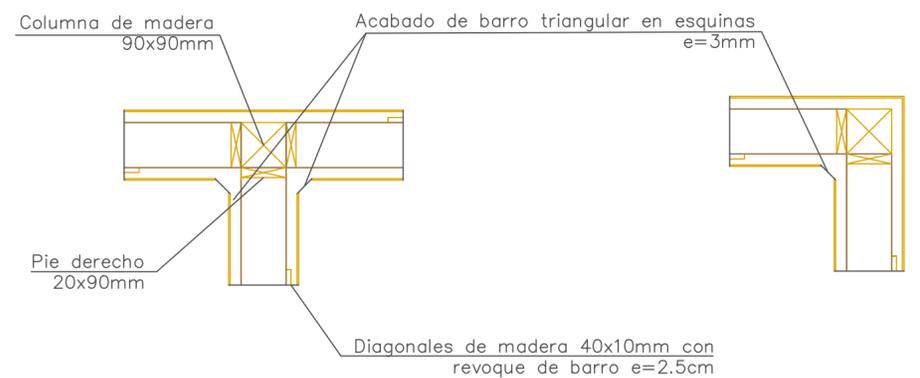


NOTA 2
Revisar indicaciones de fabricacion de bloques en plano de especificaciones tecnicas. Estos se deben fabricar 45 dias previos al montaje de los paneles y se deben almacenar en un espacio con sombra protegidos del so, lluvia y humedad

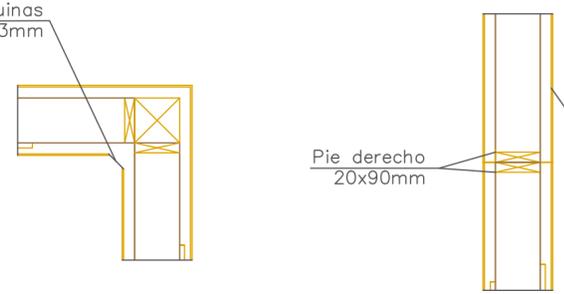
NOTA 3
El montaje de los bloques se debe realizar despues de la colocacion de la primera cara de la estructura auxiliar. Previamente se debe embeber el panel de madera con una barbotina espesa de 1:0.7 (tierra:agua). El montaje de los bloques se debe realizar con juntas de 1-1.5cm de una mezcla similar a la de los bloques, con mayor contenido de fibra corta (barbotina 1:0.5 con fibra paja:viruta en 0.5:1)



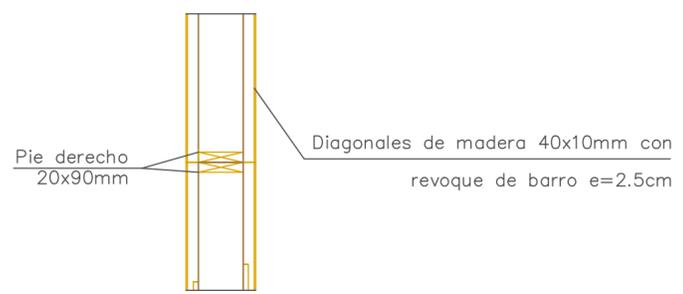
DETALLE DEL RELLENO DE TIERRA ALIVIANADA
ESCALA 1/25



DETALLE 3
ESCALA 1/10

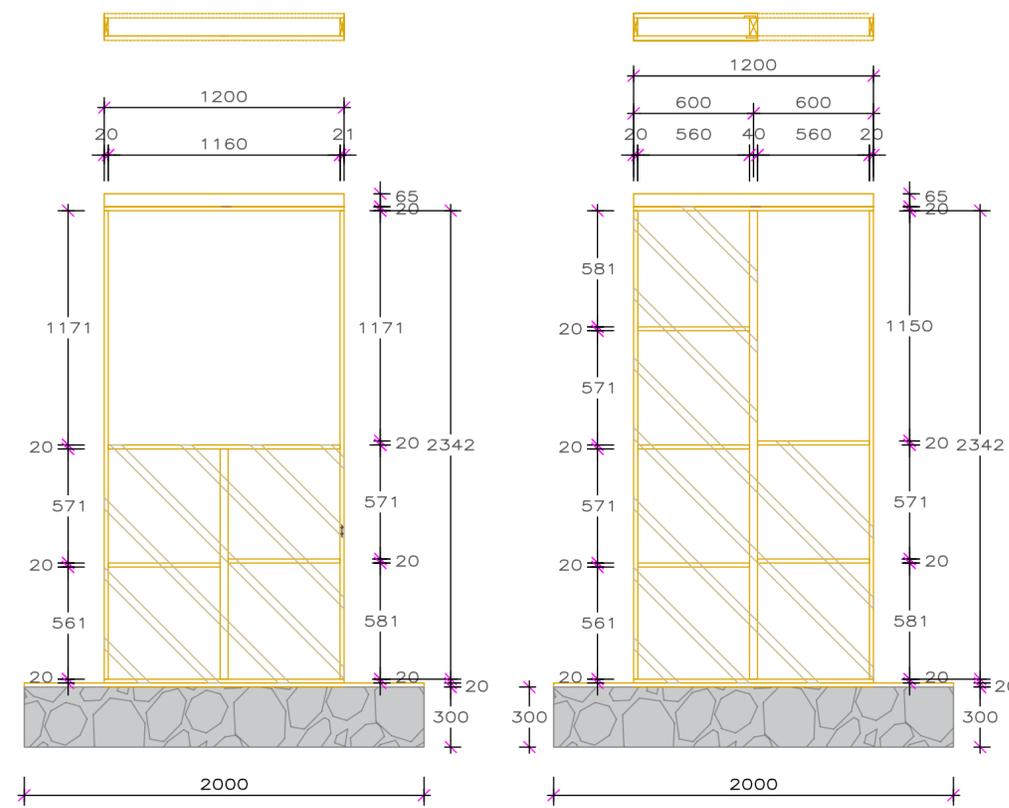


DETALLE 4
ESCALA 1/10



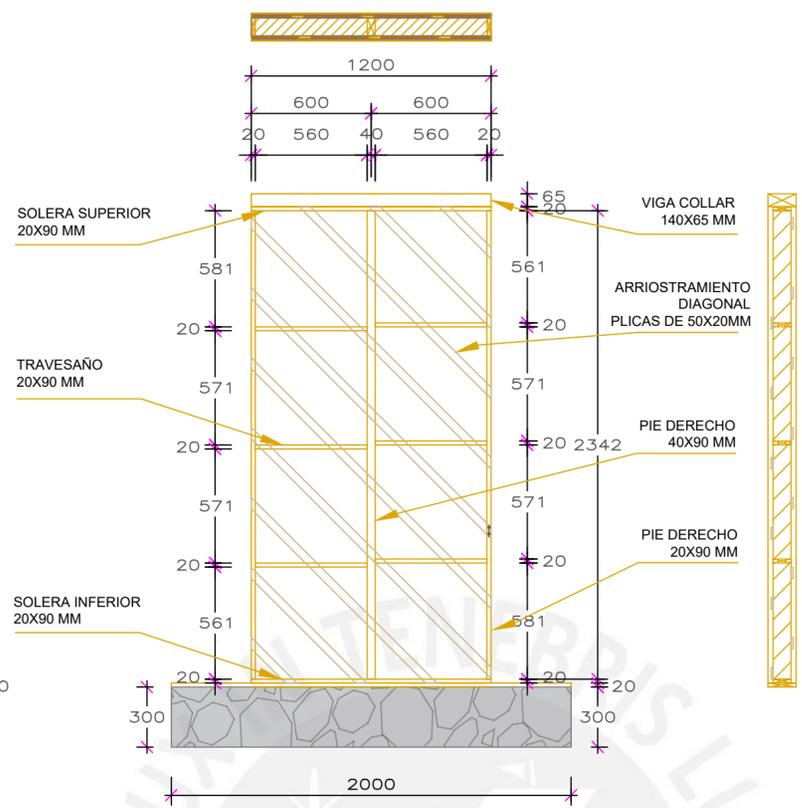
DETALLE 5
ESCALA 1/10

PROYECTO: UNIDAD DE VIVIENDA SISTEMA MIXTO DE ESTRUCTURA DE MADERA Y TIERRA ALIVIANADA	Nº PROYECTO: Nº. 1
PLANO: SISTEMA DE PANELES Y RELLENO DE TIERRA ALIVIANADA	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
ARCHIVO: ARCHIVO.CAD	ESCALA: ESCALA
FECHA: JUNIO 2019	REVISION: REVO
	LÁMINA: E-03
	DE: TOTAL

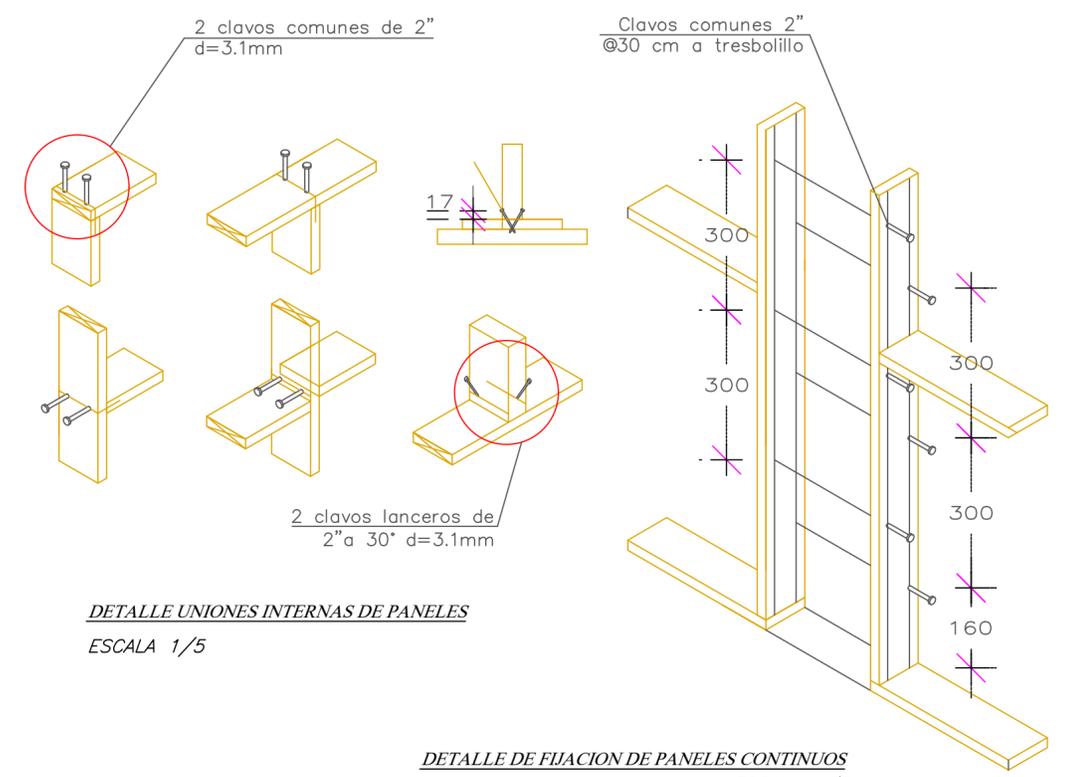


PANEL PV

PANEL PMV

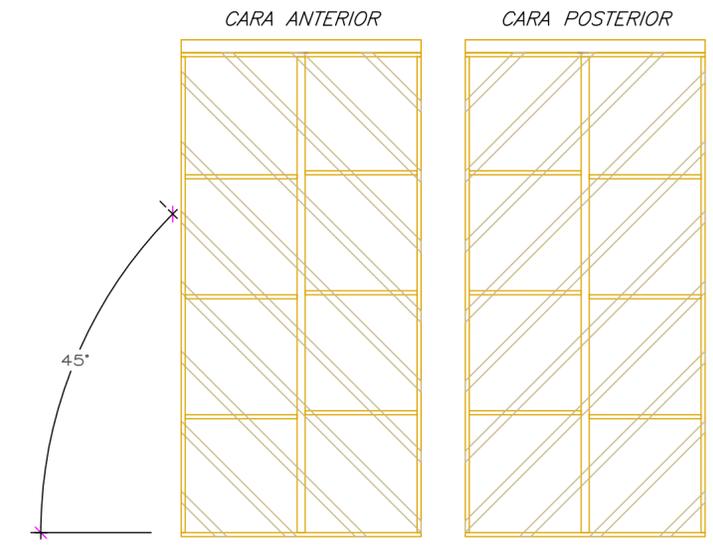


PANEL PM
ESCALA 1/25

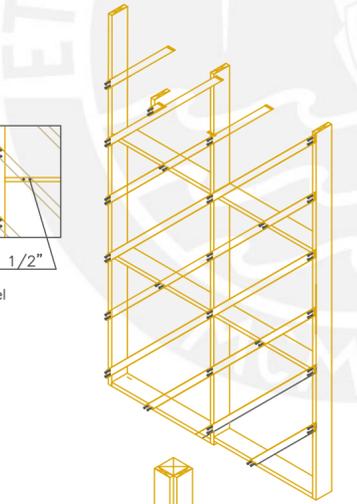


DETALLE UNIONES INTERNAS DE PANELES
ESCALA 1/5

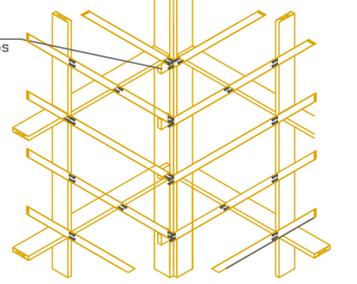
DETALLE DE FIJACION DE PANELES CONTINUOS
ESCALA 1/5



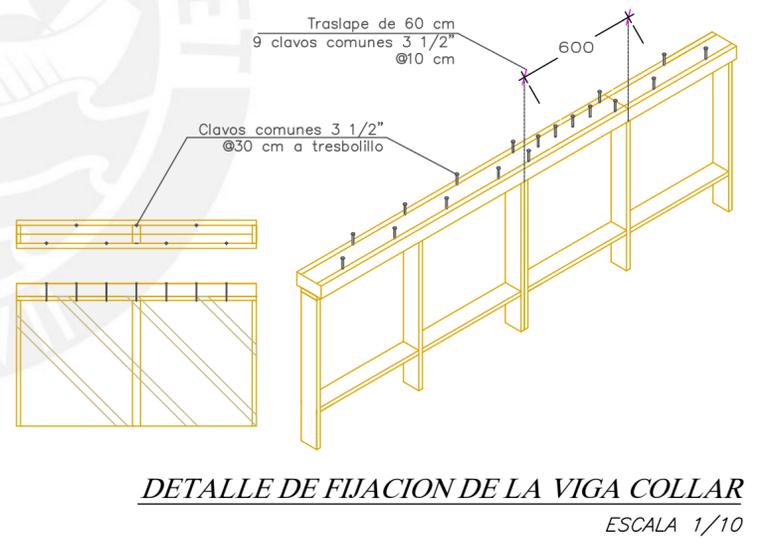
Clavos comunes 1 1/2"
2 clavos en cada intersección con el entramado



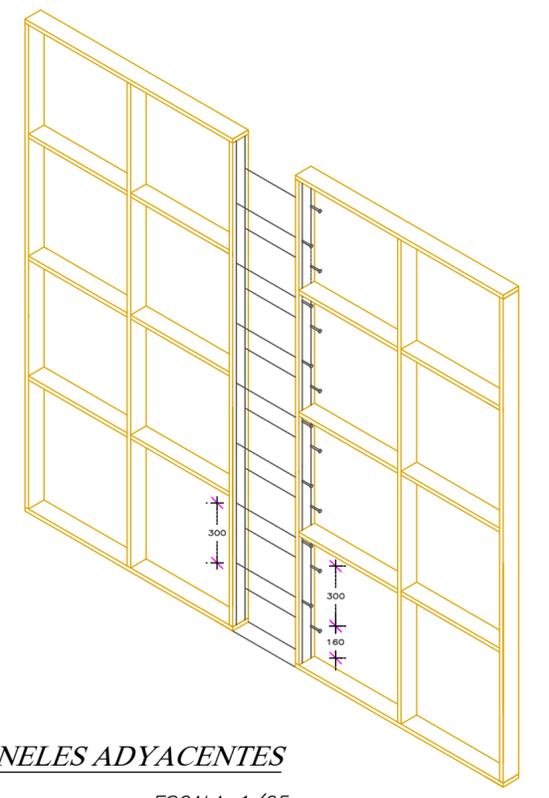
Taco de madera 50x50x20 mm Encuentro de muros



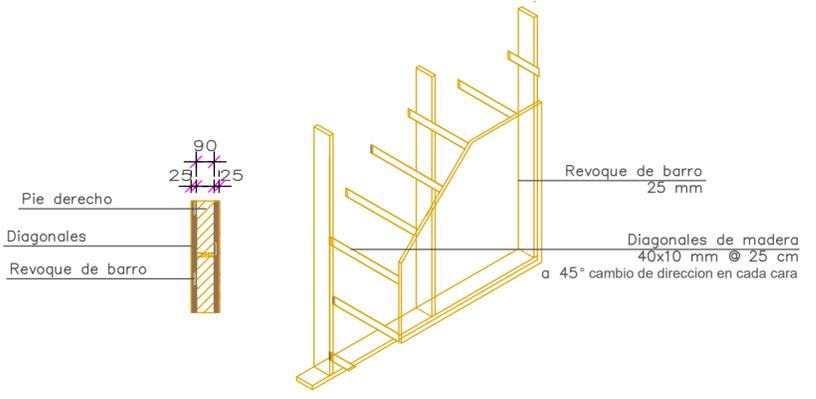
DETALLE ISOMETRICO DE LA FIJACION DE DIAGONALES
ESCALA 1/25



DETALLE DE FIJACION DE LA VIGA COLLAR
ESCALA 1/10



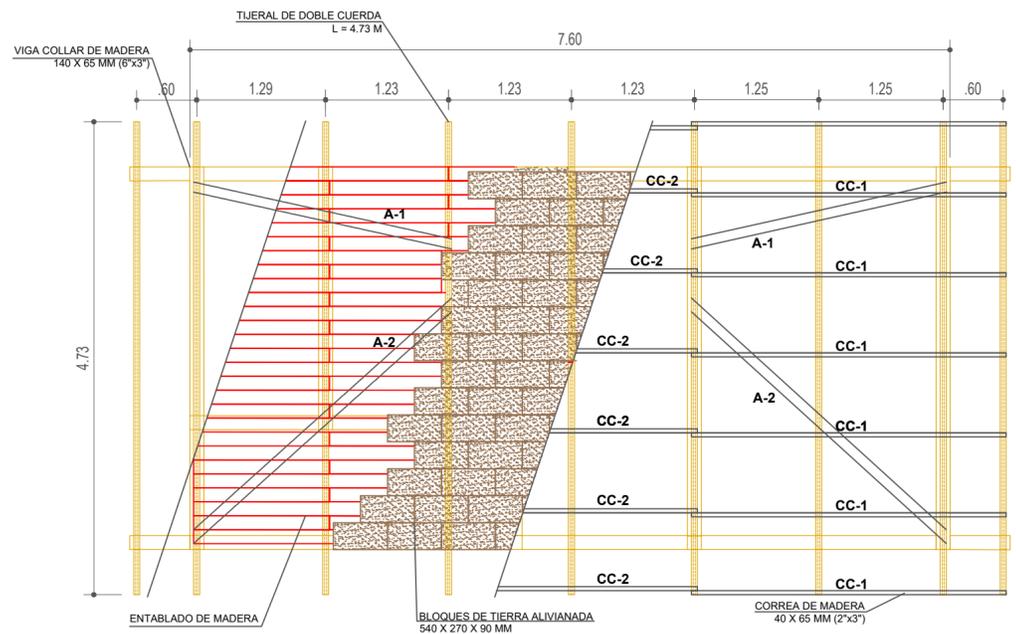
DETALLE DE FIJACION DE PANELES ADYACENTES
ESCALA 1/25



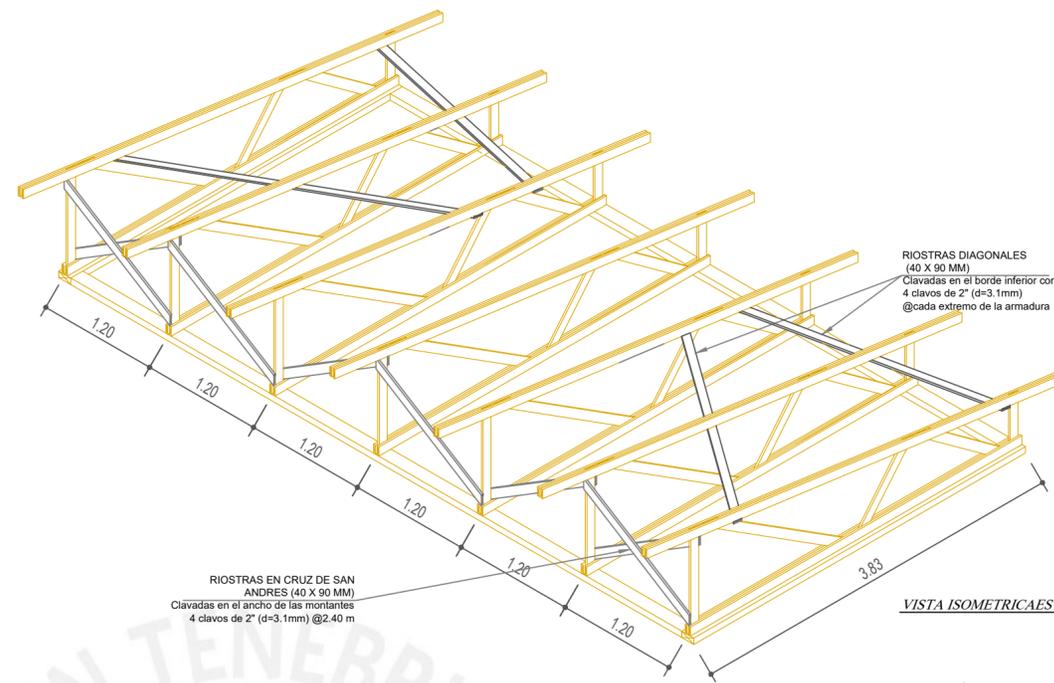
ESTRUCTURA AUXILIAR DE DIAGONALES DE MADERA
ESCALA 1/25

NOTA 1
La fijación de la estructura auxiliar se debe realizar en dos momentos. La primera cara se debe fijar después de montar todos los paneles, y la segunda cara se debe fijar después de asentar todos los bloques

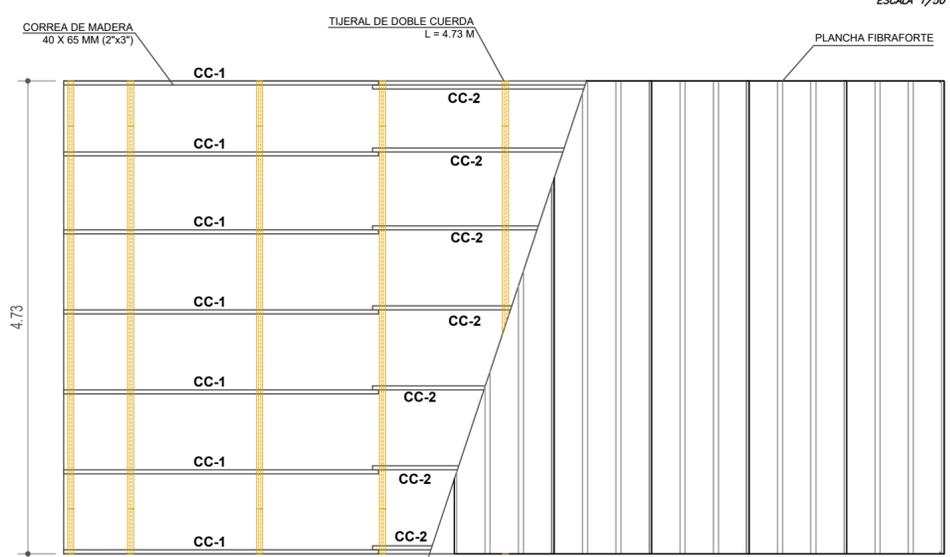
PROYECTO: UNIDAD DE VIVIENDA SISTEMA MIXTO DE ESTRUCTURA DE MADERA Y TIERRA ALIVIANADA	N° PROYECTO: N°.1
PLANO: DETALLE DE PANELES	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
ARCHIVO: ARCHIVO.CAD	DE: E-04
ESCALA: ESCALA	TOTAL REVO
FECHA: JUNIO 2019	REVISOR:



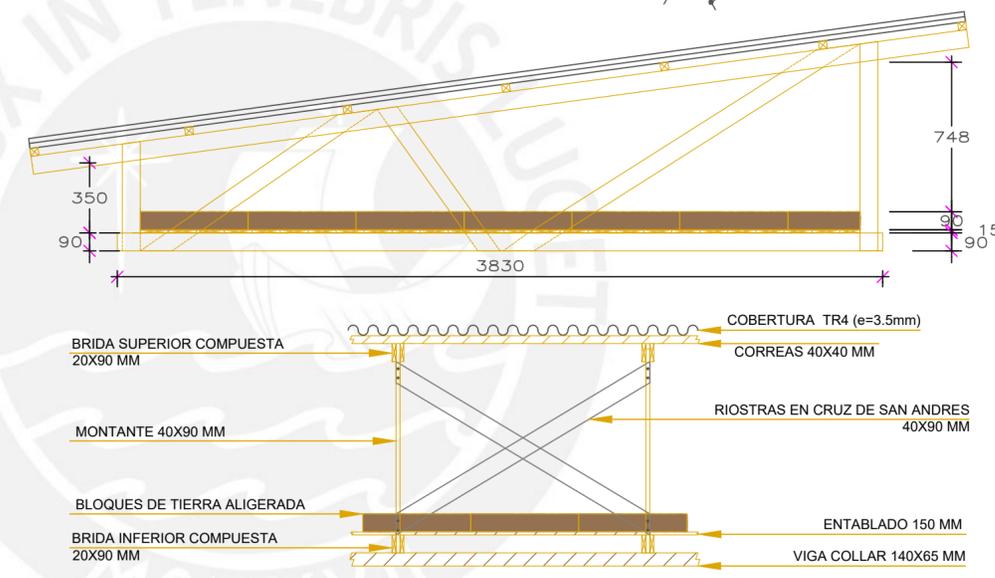
ESTRUCTURA DEL TECHO
ESCALA 1/50



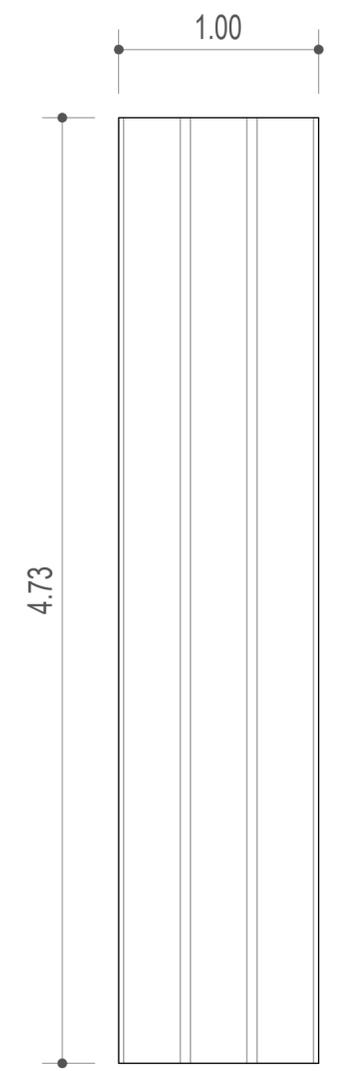
VISTA ISOMETRICA ESTRUCTURA DEL TECHO
ESCALA 1/50



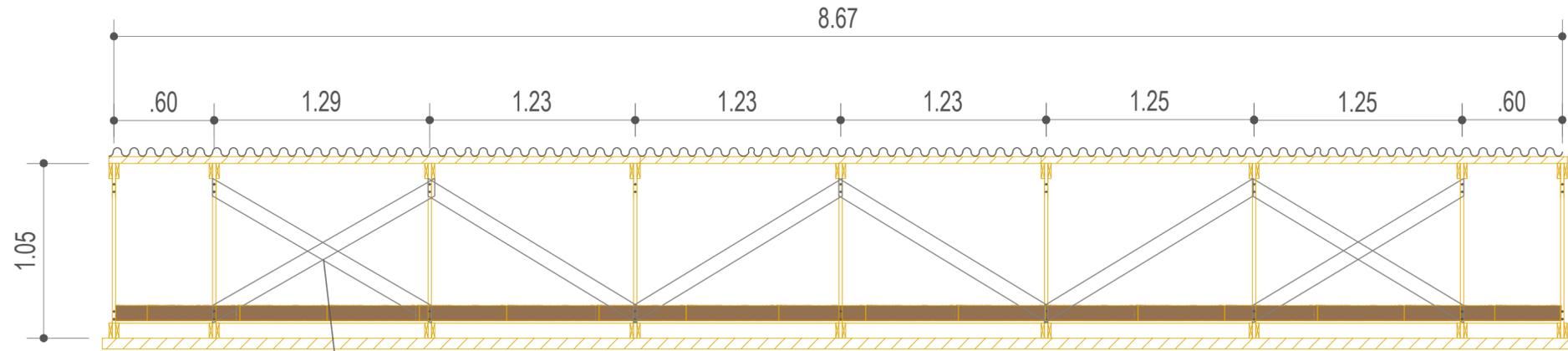
PLANTA DE CUBIERTA
ESCALA 1/50



DETALLE CIELORASO Y COBERTURA
ESCALA 1/25



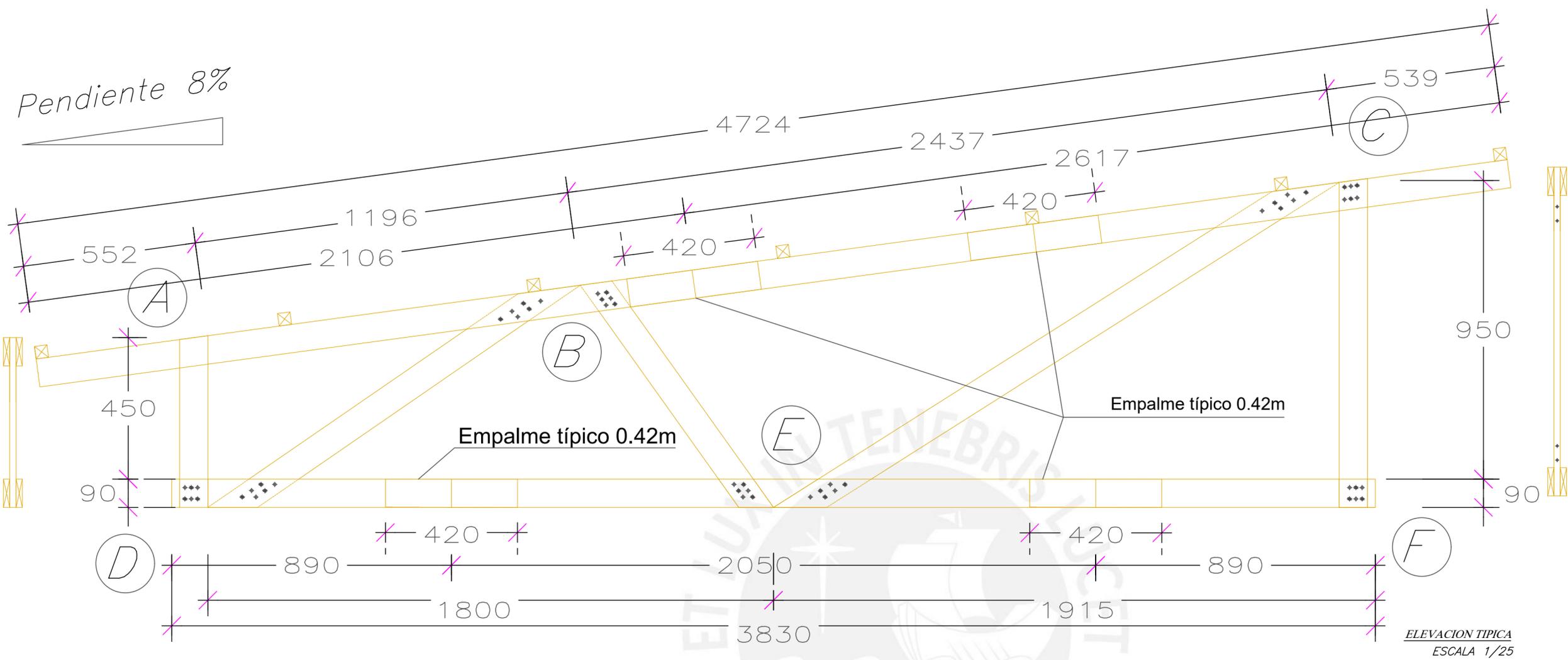
UNIDAD COBERTURA FIBRAFORTE
ESCALA 1/25



VISTA (A) DE CERCHAS
ESCALA 1/25

RIOSTRAS EN CRUZ DE SAN ANDRES (40 X 90 MM)
Clavadas en el ancho de las montantes @2.40 m

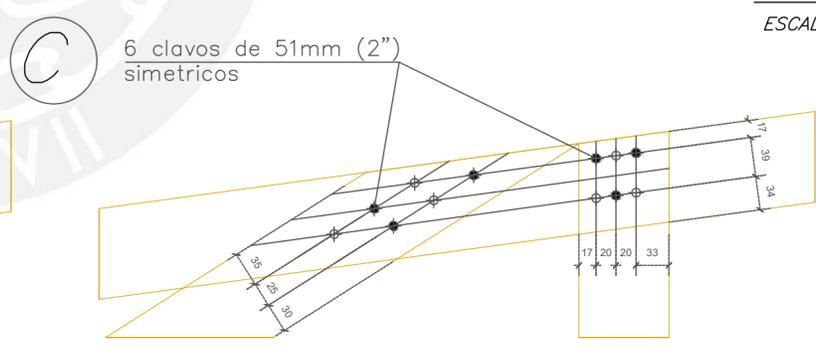
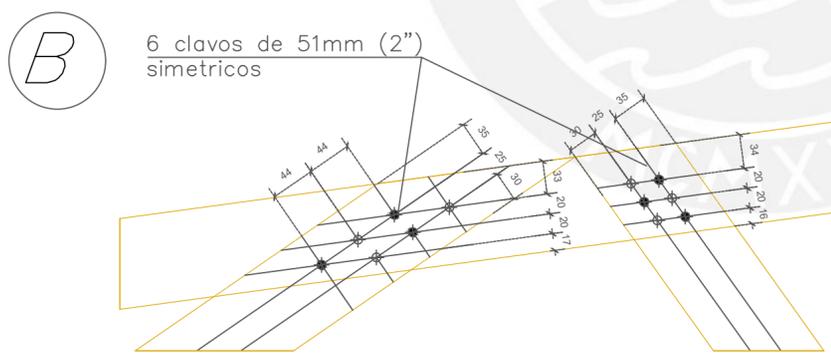
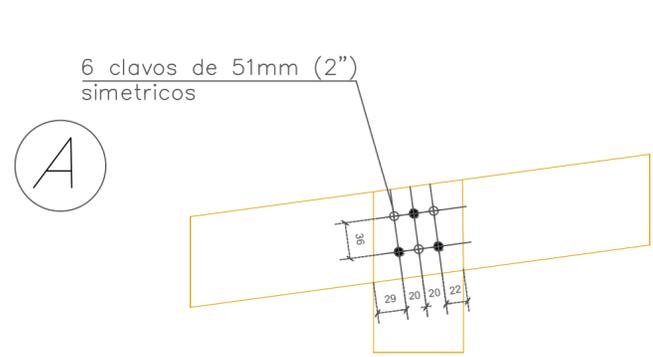
PROYECTO: UNIDAD DE VIVIENDA SISTEMA MIXTO DE ESTRUCTURA DE MADERA Y TIERRA ALIVIANADA	N° PROYECTO: N°.1
PLANO: SISTEMA DE TECHOS	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
ARCHIVO: ARCHIVO.CAD	LAMINA: E-05
ESCALA: ESCALA	DE: TOTAL
FECHA: JUNIO 2019	REVISION: REVO



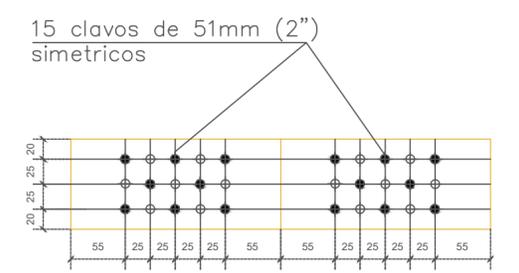
ELEVACION TIPICA
ESCALA 1/25



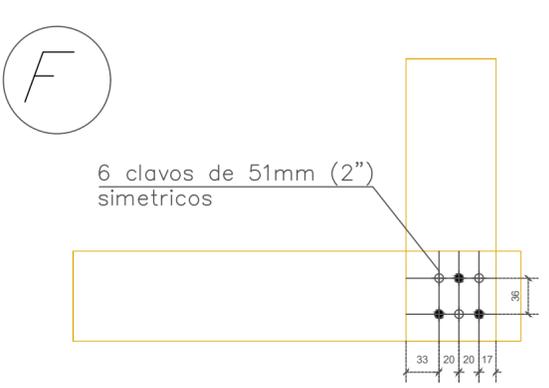
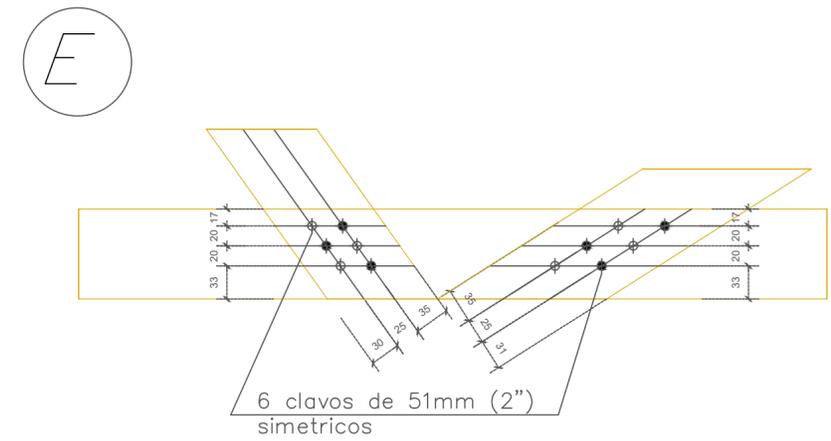
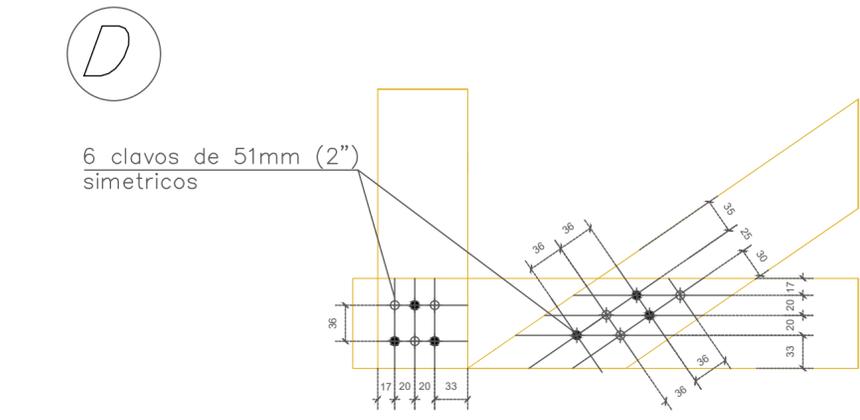
PLANTA TIPICA
ESCALA 1/25



REPRESENTACION GRAFICA DE CLAVOS
 ⊕ Clavo en el plano de la elevacion
 ⊙ Clavo en el plano opuesto



DETALLE DE EMPALME TIPICO
ESCALA 1/5



DETALLE DE NUDOS
ESCALA 1/5

PROYECTO: UNIDAD DE VIVIENDA SISTEMA MIXTO DE ESTRUCTURA DE MADERA Y TIERRA ALIVIANADA	Nº PROYECTO: N° .1
PLANO: DETALLE DE CERCHA	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
ARCHIVO: ARCHIVO.CAD	LAMINA: E-06
ESCALA: ESCALA	DE: TOTAL
FECHA: JUNIO 2019	REVISION: REVO

Anexo 2.1: Sistemas estructurales de madera

En la tabla A2.1, se describen las ventajas y desventajas que conlleva el uso de sistemas estructurales de tipo entramado, o de poste y viga

Tabla A2.1: Ventajas y desventajas de los sistemas estructurales de Entramado y de Poste y viga

Sistema Entramado		Sistema de Postes y Vigas	
<ul style="list-style-type: none"> - Los muros, entrepisos y techo de la estructura están conformada por elementos esbeltos de sección pequeña (pies derechos y soleras). - Los elementos están espaciados pequeñas distancias unos de otros, generalmente de igual espesor, pero varían en ancho y longitud. - Transmiten la carga al nivel inferior de forma uniforme. 		<ul style="list-style-type: none"> - Está constituido por vigas y columnas formando pórticos estructurales los cuales están separados mayormente a 1.5 m (se unen con entablonado) o a 3.5 m (se unen con viguetas). - Transmiten la carga al nivel inmediato inferior de forma concentrada, hasta la cimentación - Se utilizan pocos elementos y son fáciles de montar, por lo que se economiza en la mano de obra. - El diseño es muy flexible en su interior, por lo que se puede distribuir libremente la tabiquería no portante. - Generalmente no requiere de dinteles en las aberturas, ya que se colocan entre las columnas con una longitud igual a la dimensión del vano - Se pueden montar casi en cualquier tipo de terreno, es recomendable en aquellos de gran pendiente. - Requiere de un diseño estructural, ya que algunas veces es necesario la incorporación de arriostres diagonales para brindarle mayor rigidez lateral. - Permite la variación de volumen de la madera frente a los cambios de humedad 	
Sistema entramado plataforma			
<ul style="list-style-type: none"> - El piso se construye como una plataforma desde el cual se levantan los muros - La plataforma está compuesta por viguetas paralelas y un entablado estructural que se clava directamente en las viguetas - Es el sistema más usado ya que permite la prefabricación de sus elementos, haciéndolos livianos y pequeños lo cual facilita su transporte y puesta en obra - Los muros están compuestos por paneles de pies derechos paralelos, arriostros en sus extremos por una solera horizontal y una viga collar que une los paneles - Los techos descansan sobre los muros portantes. 			
Ventajas	Desventajas	Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> - Las uniones con clavos son sencillas y baratas. - Al hacer uso de elementos con secciones y longitudes cortas da una mayor productividad en la mano de obra. - El tiempo en la construcción es más rápido. - No requiere de mano de obra calificada. 	<ul style="list-style-type: none"> - Requiere de una gran cantidad de buenos detalles constructivos. - Se dan muchos desperdicios a comparación de otros métodos, ya que, existe una mayor cantidad de piezas pequeñas por organizar. 	<ul style="list-style-type: none"> - No es necesario arriostar las viguetas, ya que el entablonado exterior es suficiente. - Hace uso de elementos de unión más grandes, pero en menor cantidad. - El acabado final es más notorio, ya que cuando se barnizan sus elementos se conserva su textura y color natural. 	<ul style="list-style-type: none"> - El entablonado del entrepiso puede soportar cargas uniformes y de baja magnitud. En caso contrario (cargas puntuales) se debe reforzar - Se tiene problemas al ubicar las instalaciones debido a la falta de espacio en el cielorraso

Elaboración propia. Fuente: JUNAC (1984, pp. 4 – 28 a 32).

Anexo 2.2: Componentes de la estructura de madera

El conjunto de elementos que conforman una estructura de madera, se pueden diferenciar según su función estructural y ubicación. En la tabla A2.2 se describen los principales elementos de la estructura maestra, los cuales, dependiendo del sistema estructural, está conformada por elementos horizontales, como soleras y vigas, y elementos verticales y diagonales, como los pies derechos y arriostres.

Tabla A2.2: Elementos estructurales de una estructura maestra de madera

Estructura maestra	
Solera Elemento horizontal que se encarga de amarrar otros elementos verticales u horizontales.	<i>Solera de anclaje o de zócalo:</i> Se encuentra anclada a la sobrecimentación. Es el elemento de apoyo de la solera inferior, soporta todos los elementos de la superestructura y transmite los esfuerzos a la cimentación.
	<i>Solera inferior y superior:</i> Se encargan de unir los pies derechos en los extremos superior e inferior de un entramado. Transmite la carga del techo a los pies derechos y los distribuye uniformemente en la solera de zócalo. Común en sistemas de entramado liviano de tipo plataforma.
Viga Elemento horizontal colocado sobre dos apoyos. Su función principal es soportar los esfuerzos de flexión	<i>Viga principal:</i> viga en la cual se apoyan el resto de elementos estructurales, soportando el conjunto de la estructura y transmitiéndolo a la cimentación
	<i>Viga de amarre:</i> Se encarga de arriostrar los muros en el extremo superior, para que estos tengan un comportamiento en conjunto.
	<i>Viguetas:</i> Soportan directamente las cargas del entramado horizontal (techos o entrepisos) y lo distribuyen a las vigas principales. Generalmente se colocan en la dirección más corta y de forma paralela.
Viga puente Delimita la parte superior de una abertura entre pies derechos. Común en sistemas de entramado pesado	<i>Dintel:</i> Viga colocada sobre vanos de puertas y ventanas, que transmite las cargas a los muros o vigas que están continuas al vano.
	<i>Travesaño:</i> Elemento horizontal que se encarga de arriostrar los pies derechos.
Pie derecho Transmite las cargas de gravedad a la cimentación y sirve de soporte para el revestimiento.	<i>Columnas o postes:</i> pies derechos de mayor sección que los intermedios, están ubicados en los extremos y soportan las cargas principales
	<i>Horcón:</i> tipo de poste de madera rolliza, en el extremo superior presenta un corte en V, para soportar las vigas superiores. Utilizado en sistemas de armazones.
Diagonal de arriostre: elemento destinado a arriostrar la estructura y aumentar su rigidez lateral	<i>Diagonal esquinera:</i> elemento que arriostra los pies derechos en la parte superior o inferior (generalmente se disponen en pares).
	<i>Cruz de San Andrés:</i> Son las diagonales de arriostre entrecruzadas, formando una X.
	<i>Arriostrado angular:</i> arriostrado de poca longitud utilizado en entramados livianos para formar triangulaciones pequeñas con las columnas y vigas

Elaboración propia. Fuente: Hais y Matuk (2003).

Anexo 3.1: Propiedades físicas y mecánicas de la madera

Propiedades físicas

Las recomendaciones del JUNAC para el uso de la madera como material estructural, aconsejan el uso de la madera en estado seco o en el CHE, de modo que se garantice la estabilidad dimensional de los elementos y se reduzca la amenaza a hongos e insectos. Sin embargo, usualmente las especies A y B, de mayor densidad, presentan dificultades de clavado en estado seco, por lo que comúnmente se trabajan en estado verde por lo que se debe prever su contracción al instalar la pieza, y el ataque corrosivo que la humedad puede producir en los elementos de unión (1984, pp. 3-11). En la tabla A3.1, se describen las propiedades físicas de la madera, que involucran al contenido de humedad y a la densidad básica del material.

Tabla A3.1: Propiedades físicas de la madera

<p>Contenido de humedad</p>	<p>El contenido de agua en la madera se encuentra en tres formas: el agua libre en el interior de las cavidades celulares (lumen), el agua higroscópica dentro de las paredes celulares y el agua de constitución característica de su naturaleza orgánica. Cuando el proceso de secado inicia, en primer lugar, la madera pierde el agua libre, posteriormente el agua higroscópica y solo a menos que exista la combustión, la madera pierde el agua de constitución. Según el contenido de humedad (CH), la madera se puede clasificar en tres estados: la madera verde cuando se ha perdido parte del agua libre, la madera seca cuando se ha perdido la totalidad del agua libre y parte del agua higroscópica, y la madera anhidra cuando se ha perdido la totalidad del agua libre e higroscópica (JUNAC, 1984, pp.1-15). El CH de una muestra de madera se determina en la mitad de su longitud haciendo uso de un higrómetro¹ (E-010)</p> <p>Cuando la madera pierde la totalidad de su agua libre y se empieza a perder el agua higroscópica, es cuando se ha llegado al Punto de saturación de las fibras (PSF). En el momento en que la madera pierde parte del agua higroscópica, por su exposición al aire, hasta que se alcanza el equilibrio con la humedad relativa del aire, es cuando ha llegado al Contenido de humedad de equilibrio (CHE). El PSF varía de 25 a 35%, dependiendo de la especie de madera y el promedio redondea el 28%. Una variación de CH por debajo del PSF afecta la mayoría de las propiedades mecánicas de la madera y ocasiona cambios dimensionales en los elementos por la pérdida de agua higroscópica en las paredes celulares; del otro lado, una variación por encima del CH no influye en sus propiedades (JUNAC, 1984, pp.1-15). La norma E-010 clasifica la madera como húmeda cuando su CH es mayor al PSF, y como madera seca cuando es menor o igual al PSF. También especifica que en el caso se utilice madera aserrada instalada en obra, el CH de la madera, independiente de las especie, no debe de ser mayor al 22% (MVCS, 2014, pp. 12 y 22).</p>
<p>Densidad básica</p>	<p>Debido a que la densidad de un cuerpo es la relación entre la masa y volumen, y en la madera estas características son dependientes del CH de la muestra, se pueden tener varias densidades para una misma muestra de madera. La norma E-010 hace uso de la densidad básica, la cual es la relación entre el peso de la madera seca al horno y su volumen verde, expresada en g/cm³ (MVCS, 2014).</p>

Elaboración propia. Fuente: JUNAC (1984).

Propiedades mecánicas de la madera

La madera es considerada un material anisotrópico, esto significa que la resistencia de la madera es dependiente de la dirección en la que se aplica la carga. En la figura 16 se puede observar las tres direcciones principales en la madera: la longitudinal en la dirección del grano, la tangencial y radial, en direcciones perpendiculares al grano (JUNAC, 1984, pp. 1-21). Los esfuerzos de resistencia a la compresión (paralela o perpendicular al grano) y corte de la madera se pueden obtener según ensayos estandarizados de la ASTM D-143, que se realizan en piezas pequeñas de madera. En la tabla A3.2, se describen las propiedades mecánicas de la madera.

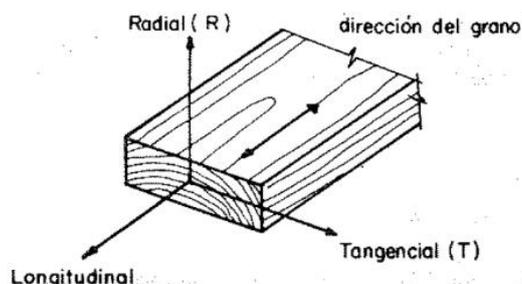


Figura A1: Direcciones principales en la madera (Fuente JUNAC, 1984)

¹ De pines aislados o de contacto ajustado. Instrumento que mide el contenido de humedad instantáneamente

Tabla A3.2: Propiedades mecánicas de la madera

Resistencia a la compresión paralela	Es la resistencia de la madera en la dirección longitudinal al grano de la madera. A comparación de las otras propiedades mecánicas, es la que presenta mayor resistencia ya que las fibras están orientadas con el eje de aplicación de la carga. En esta dirección, la falla está controlada más por el pandeo de las fibras que por la resistencia al aplastamiento. Según el JUNAC (1984, pp.1-22), cuando los elementos presentan una esbeltez ² menor a 10 estos desarrollan toda su resistencia; en cambio, para elementos más esbeltos, los cuales son más comunes en la madera, la resistencia está controlada por la capacidad de resistir el pandeo lateral, lo cual depende de la geometría del elemento.
Resistencia a la compresión perpendicular	Al aplicar una fuerza en esta dirección, se comprimen las pequeñas cavidades de la madera, conforme aumenta la carga la madera se comprime por lo que aumenta su densidad y por ende, su capacidad para soportar mayores cargas. Es por ello que se puede cargar la madera en esta dirección sin que se produzcan fallas distinguibles (JUNAC, 1984, pp.1-22). Usualmente ocurre en viguetas apoyadas o elementos arriostrados por un puntal que se apoya en la dirección perpendicular a las fibras.
Resistencia al corte	Los esfuerzos de corte en la madera se presentan, en su mayoría, cuando los elementos están sometidos a flexión. La resistencia al corte varía según la aplicación de la carga, la resistencia perpendicular a las fibras es de 3 a 4 veces mayor a la longitudinal, ya que en el sentido paralelo la resistencia depende de la unión de las fibras. En el sentido perpendicular a las fibras la resistencia al corte es mayor en la dirección radial que en la tangencial, y esta aumenta con la densidad del elemento (JUNAC, 1984, pp.1-23).
Resistencia a la tracción	La resistencia a la tracción de la madera es bastante elástica al comienzo (ilustración c) y con una falla frágil y repentina. La resistencia a la tracción paralela está relacionada con la inclinación del grano respecto al eje de aplicación de la carga, esta disminuye conforme la inclinación incrementa. El esfuerzo de tracción perpendicular al grano se considera nulo, ya que su esfuerzo de rotura es del 2 al 5% del esfuerzo a tracción paralela. Se ha demostrado que la resistencia a la tracción paralela es aproximadamente el doble de la compresión paralela, como se observa en la ilustración (JUNAC, 1984, pp. 1-22)
Resistencia a la flexión	Cuando se somete un elemento a flexión, en la sección del elemento se combinan esfuerzos de tracción, compresión y corte, todos al mismo tiempo. La resistencia a flexión se determina al aplicar una fuerza puntual al centro de la luz de una viga simplemente apoyada (ilustración). Al flexionar un elemento, la zona superior al eje neutro ³ se comprimirá y la zona inferior estará en tracción. Como la resistencia a la compresión de la madera es menor a la de tracción la madera falla primero por compresión y posteriormente la pieza se rompe por tracción. En el caso de elementos secos, la falla de compresión no es visible y los elementos fallan directamente por tracción (JUNAC, 1984, pp. 1-24)

Elaboración propia. Fuente: JUNAC (1984).

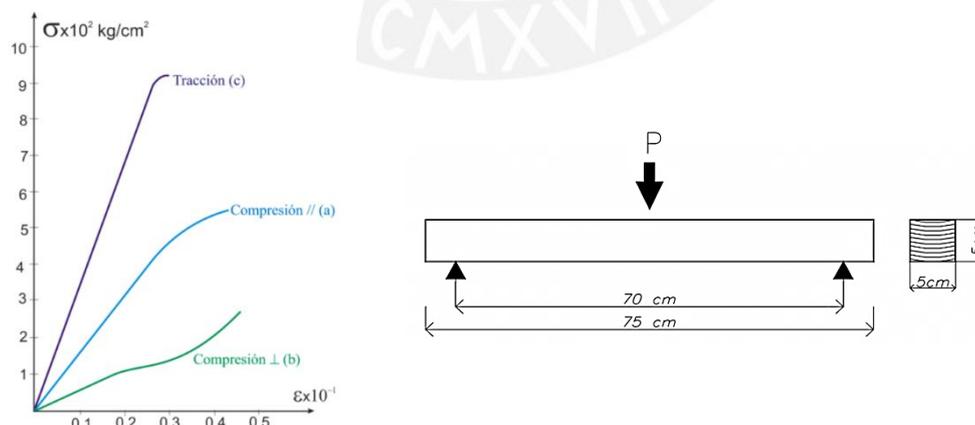


Figura A2: a) Curvas Esfuerzo - Deformación para ensayos de compresión paralela (a), compresión perpendicular (b) y tracción paralela al grano (c) (JUNAC, 1984). b) Ensayo de flexión estática (NTP 251.017)

² La esbeltez es la relación entre la longitud y el ancho de un elemento

³ Eje de la sección donde los esfuerzos se anulan, marcando la separación entre la zona de compresión y tracción

Propiedades elásticas de la madera

La madera, al ser un material anisotrópico, posee diferentes propiedades elásticas en cada dirección. Las características elásticas de la madera son el módulo de elasticidad (E), corte (G) y Poisson, por lo que la madera tiene 9 propiedades elásticas, tres en cada dirección. La norma E-010 solo hace mención del módulo de la Elasticidad de la madera, el cual se describe a continuación.

Módulo de elasticidad (E)

Al igual que la mayoría de los materiales estructurales, la madera se diseña para sufrir deformaciones relativamente pequeñas en el rango elástico del material, las cuales conforman la región inicial del diagrama Esfuerzo - Deformación ($\sigma \sim \varepsilon$). En el rango elástico el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación, esta relación se conoce como la Ley de Hooke, y está representada por la siguiente ecuación (Beer et al. 2013)

$$\sigma = E * \varepsilon$$

En la madera, el módulo de elasticidad se obtiene de un ensayo a flexión de una viga simplemente apoyada y una carga puntual aplicada al centro de la luz. La ecuación matemática que determina el E es la siguiente.

$$E_f = \frac{P * L^3}{\Delta * 4 * A * h^3} \quad (\text{Ordoñez y Lugo, 2016, pp.18})$$

Dónde:

P/ Δ : pendiente del gráfico Fuerza – Deformación

L: longitud del elemento

a: ancho del elemento

h: peralte del elemento

La Norma E-010, plantea el diseño de los elementos haciendo uso de un E_{\min} y un E_{prom}^4 . Para el diseño de elementos sometidos a flexión, tracción o compresión en la dirección paralela a las fibras, se utiliza el E_{\min} , a excepción de que se diseñen muros entramados, viguetas o entablados donde los esfuerzos ocurren en conjunto por lo que se debe diseñar con E_{prom} (MVCS, 2014).

Agrupamiento estructural de las especies de madera

La norma E-010, hace uso de la clasificación de especies de madera propuesta por la JUNAC (1984), la cual agrupa distintas especies en función a la densidad básica de la especie y de sus propiedades mecánicas, las cuales se determinan con los ensayos de la NTP 251.104 (MVCS, 2014). La mayoría de bosques en el Perú son tropicales, es decir, de maderas latifoliadas, y con un

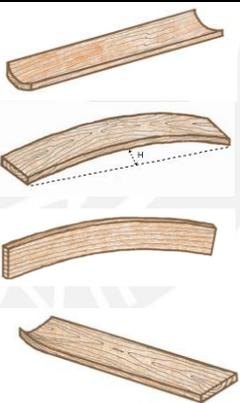
⁴ Módulo de Elasticidad mínimo y promedio

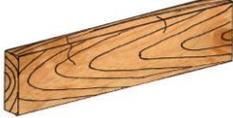
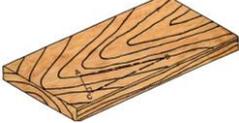
gran número de especie. Se han definido tres grupos estructurales: (A) de maderas más duras y resistentes, (B) de maderas con propiedades intermedias y (C) de maderas menos densas y menos resistentes. Para poder caracterizar una madera en un grupo estructural y asignarle las propiedades físicas y mecánicas que le corresponderían, que serían conservadoras independientemente de la especie, la madera tiene que pasar por la Norma de clasificación visual por defectos NTP 251.104.

Anexo 3.2: Inspección visual por defectos de la madera

La inspección visual de la madera se realiza siguiendo las indicaciones de la NTP 251.104, la cual tiene el objetivo de identificar posibles fallas y errores que presenta la madera naturalmente por su forma, o por errores de aserradero. La madera es muy vulnerable frente a agentes externos, tales como el ataque de insectos que la devoran y degradan o el ataque de hongos. Por este motivo, la norma sugiere tratar la madera con preservantes, siguiendo las indicaciones de las normas NTP 251.019 y 251.020, de modo que la madera conserve su resistencia, durabilidad y permanencia (SENCICO, 2009). Solo las piezas que satisfacen los requerimientos de la norma podrán ser clasificadas y se podrán asumir las propiedades resistentes y elásticas del grupo estructural correspondiente a su especie, estos criterios se describen en la tabla A3.3.

Tabla A3.3: Defectos y tolerancias permisibles en la inspección visual de la madera

Defecto	Descripción	Imagen	Tolerancia
Alabeo	Deformación por la curvatura de alguno de sus ejes, longitudinal o transversal. Es reconocible al apoyar la pieza sobre una superficie plana y verificar que no se presenta ninguna curvatura. <ul style="list-style-type: none"> - Abarquillado: alabeo de las aristas o bordes longitudinales. - Arqueadura: alabeo a lo largo de la cara de la pieza. - Encorvadura: Alabeo a lo largo del canto de la pieza. - Torcedura: Alabeo en las esquinas de las piezas. 		Abarquillado: no más del 1% del ancho de la pieza (H). Arqueadura: 1 cm por cada 3 m de longitud ($H/l < 33\%$). Encorvadura: 1 cm por cada 3 m de longitud ($H/l < 33\%$). Torcedura: Solo se acepta cuando se presenta de forma leve y en una arista, y no más de 1 cm en una pieza de 3 m.
Arista faltante	Falla de madera en una o más aristas.		Solo se permite en una arista y no debe superar más de un 1/4 de las dimensiones de la cara y canto respectivamente.
Duramen quebradizo	Parte interior del leño, más oscuro y de mayor durabilidad, pero más fragilidad que la albura, frecuente en arboles viejos. Porción de 10 cm de diámetro adyacente a la medula, se presenta en forma de grietas en media luna.		No se permite.
Escamadura o abolladura	Separación del leño entre dos anillos de crecimiento consecutivos. Se observan como escamas superficiales en las caras tangenciales de la pieza.		No se permiten en las aristas. Se permite en las caras si es paralela al eje de la pieza, de 1/10 espesor o 1/4 longitud.

Fallas de compresión	<p>Rotura de las fibras debido a esfuerzos de flexión o compresión causados por el propio peso del árbol o el viento.</p> <ul style="list-style-type: none"> - También se producen por un mal corte o mal apilado. - Se observan como arrugas finas perpendiculares al plano. <p>Presentes en arboles de tallo alto y fuste muy abusado o cónico.</p>		<p>No se permiten.</p>
Grano inclinado	<p>Desviación angular de las fibras de la madera en relación al eje longitudinal de la pieza.</p>		<p>Se permite en cara o canto hasta un máximo de 1/8 de inclinación.</p>
Grieta	<p>Separación de la madera que no alcanza a afectar dos caras de una pieza. De aproximadamente 1 mm de separación y de 2 a 3 mm de profundidad. Este defecto se produce durante el proceso de secado.</p>		<p>Se permiten moderadamente. La suma de sus profundidades, medidas desde ambos lados, no debe exceder 1/4 del espesor de la pieza.</p>
Medula	<p>Es la parte central del duramen constituida esencialmente por parénquima, tejido generalmente blando o células muertas.</p> <p>Es susceptible al ataque de hongos e insectos.</p>		<p>No se permite</p>
Nudo	<p>Área dejada por el rastro de una rama, que le da características y propiedades diferentes que el resto de la pieza.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Nudo sano: No presenta deterioro ni pudrición, es una porción de rama entrecruzada que no se soltara. - Nudo hueco: Cuando se quedan espacios huecos al desprenderse las ramas. Suelen deteriorarse. - Nudos arracimados: Cuando se agrupan dos o más nudos, ocasionando que se desvíe la dirección de las fibras. 		<p>Nudo sano: Se permiten hasta un diámetro de 1/4 del ancho de la cara (max 4 cm) y por lo menos 100 cm de nudo a nudo.</p> <p>Nudo hueco: Se permiten hasta un diámetro de 1/8 del ancho de la cara (max 2 cm) y por lo menos 100 cm de nudo a nudo. Se recomienda evitarlos en piezas sometidas a tracción.</p> <p>Nudos arracimados: No se permiten</p>
Perforaciones	<p>Son agujeros provocados por el ataque de insectos</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pequeño: De diámetros menores a los 3mm. - Grande: De diámetros mayores a los 3mm. 		<p>Pequeñas: Se permiten con una distribución moderada, en una zona menos a 1/4 de la longitud total de la pieza y un máximo de 100 agujeros en 100 cm³</p> <p>Grandes: Máximo 3 agujeros cada metro, no deben de estar alineados.</p>
Rajaduras	<p>Son separaciones que se presentan naturalmente, y se extienden en la dirección de la pieza</p>		<p>Solo se permiten en un extremo de la pieza y con una longitud menos al ancho o cara del elemento.</p>

Elaboración propia. Fuente: JUNAC (1984), SENCICO (2014).

Anexo 3.3. Propiedades mecánicas de la tierra aligerada

El término de tierra aligerada es usado para diferenciarla de mezclas más densas utilizadas en la construcción con tierra, tales como el tapial o el adobe. Una forma de diferenciarla es comparando las densidades comunes de cada material, como se puede ver en la tabla 5.

Tabla A3.4: Comparación de las densidades de derivados de mezclas con tierra

Densidad (kg/m ³)		Referencia
Tierra alivianada	<1200	Volhard, 2017, pp. 77
Adobe	1200	Tejada, 2016, pp. 7
Tapial	1400 - 2000	Tejada, 2016, pp. 7

La mezcla de tierra aligerada que se utiliza al momento de construir es extremadamente húmeda, es por ello que antes de secarse y llegar a su estabilidad, depende de un encofrado de madera y un entramado interior para sostenerse. El uso más común del material es como relleno en los muros, es por ello que la resistencia a la compresión de la tierra aligerada no representa mucha importancia, en cambio, al momento de diseñar y construir se debe considerar la consolidación del material (Gaia Architects, 2003). En el libro *Lehnbauordnung* publicado en 1944, se mencionó por primera vez el término “tierra aligerada”, y fue descrita como una mezcla de tierra con agregados ligeros y de densidades menores a los 1200 kg/m² (Volhard, 2017). Es por ello que la densidad de la mezcla es variable de acuerdo a la necesidad. Mezclas muy ligeras garantizan un mayor aislamiento térmico. Por el otro lado mezclas más pesadas garantizan mayor masa térmica, retención del calor y aislamiento acústico.

Tabla A3.4: Densidades y propiedades de la tierra aligerada

	Densidad seca
Tierra media aligerada	600-800 kg/m ³
Tierra aligerada muy ligera	≈ 300 kg/m ³ (es posible utilizando una tierra bien rica en arcilla)

Anexo 3.4: Protocolo de supervisión – Procedimiento: Inspección visual por defectos

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ		PROTOCOLO DE CONTROL - INSPECCION VISUAL POR DEFECTOS			Código: INSP-001 Rev: 00 Fecha: 30/01/2019 Página: 1 de 1	
NOMBRE DEL PROYECTO: Sistema mixto de madera y tierra aligerada			N° CORRELATIVO:			
CLIENTE: SENCICO - FONDECYT			Fecha: 30 / 01 / 2019			
CHECK LIST DE VERIFICACIÓN DE DEFECTOS EN PIEZAS DE MADERA						
ITEM	DESCRIPCION DE INSPECCIÓN	SI	NO	TOLERANCIA	OBSERVACION	
1	Alabeo (abarquillado, arqueadura, encorvadura y torcedura)	X		Ab: < 1% b Arq y En: H/L < 33% Tor: Solo 1 arista (H/L < 33%)	Dentro de las tolerancias	
2	Arista faltante	X		Solo 1 arista y < 1/4 b o h	Dentro de las tolerancias	
3	Duramen quebradizo		X	No se permite		
4	Escamadura o abolladura		X	No se permite en aristas Caras // al eje: 1/10 b o 1/4 L		
5	Fallas de compresion		X	No se permite		
6	Grano inclinado	X		Solo en la cara de canto y < 1/8 de la inclinación	Dentro de las tolerancias	
7	Grieta	X		La suma de sus profundidades < 1/4 b	Dentro de las tolerancias	
8	Medula	X		No se permite	Se descartaron dos elementos por presencia de medula	
9	Nudo (sano, hueco o arracimado)		X	Sano: 1/4 ancho cara (max 4 cm) Hueco: 1/8 ancho cara (max 2 cm) Arracimado: No se permiten		
11	Perforaciones			Pequeñas: max 100 agujeros por 100 cm ³ Grandes: max 3 agujeros por metro		
12	Rajaduras	X		Solo en un extremo de la pieza L < ancho o cara	Dentro de las tolerancias	
13	Otros					
EJECUTADO: SUBCONTRATISTA				APROBADO: SUPERVISIÓN DE OBRA		
Nombre:		German Becerra Orihuela		Nombre:		Giussepina Meli
Firma:		G.B.O		Firma:		G.M
Fecha:		30/01/2019		Fecha:		30/01/2019
Cargo:		Producción		Cargo:		Supervisión de obra
Sistema de Gestión de Calidad elaborado por Germán Becerra Orihuela						

Anexo 3.5: Clasificación visual manual de la tierra



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
CLASIFICACIÓN VISUAL-MANUAL DE SUELOS

MUESTRA N°:		T-1					
a	Nombre:	Tierra de Santa Clara					
b	Símbolo:	T - 1					
c	Humedad:	Seco	Húmedo	Saturado			
d	Color:	MARRON CLARO					
e	Olor:	TIERRA MOJADA					
Sólo para la fracción gruesa							
f	Densidad Relativa:	Muy suelto	Suelto	Med. Denso	Denso	Muy denso	
g	% bolonería	%					
h	% Fracciones constituyentes:	Grava	Arena	Finos			
		%	%	%			
i	Rango de tamaño de las partículas:	Grava Gruesa	Grava Fina				
		Arena Gruesa	ArenMediana	Arena Fina			
j	Gradación:	Bien graduada (<i>W</i>)			Mal graduada (<i>P</i>)		
k	Angularidad	Angulares	Sub angulares	Sub redondond	Redondeadas		
l	Forma de las partículas:	Chatas	Alargadas	Chatas y alargadas			
m	Tamaño máximo:	mm					
n	Dureza:						
Sólo para la fracción fina							
o	Consistencia:	Muy blando	Blando	Med. compacto	Compacto	Muy compacto	Duro
p	Plasticidad:	Ninguna	Baja	Media	Alta	Muy alta	
q	Resistencia en estado seco:	Ninguna	Baja	Media	Alta	Muy alta	
r	Dilatancia:	Ninguna	Lenta	Rápida			
s	Tenacidad:	Baja	Media	Alta			
t	Reacción al HCl:	Ninguna	Débil	Fuerte			
u	Estructura:	Estratificada	Laminada	Fisurada	Clivada	Lentes	Homogénea
w	Cementación:	Débil	Moderada	Fuerte			
x	Nombre local:	SANTA CLARA					
y	Descripción del Suelo	Limo inorgánico de baja o media plasticidad, medianamente compacta, seca (ML), marrón claro.					



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
CLASIFICACIÓN VISUAL-MANUAL DE SUELOS

MUESTRA N°:		T-2					
a	Nombre:	Tierra de tejas					
b	Símbolo:	T - 2					
c	Humedad:	Seco	Húmedo	Saturado			
d	Color:	MARRON CLARO					
e	Olor:	TIERRA SECA					
Sólo para la fracción gruesa							
f	Densidad Relativa:	Muy suelto	Suelto	Med. Denso	Denso	Muy denso	
g	% bolonería	%					
h	% Fracciones constituyentes:	Grava	Arena	Finos			
		%	%	%			
i	Rango de tamaño de las partículas:	Grava Gruesa	Grava Fina				
		Arena Gruesa	ArenMediana	Arena Fina			
j	Gradación:	Bien graduada (<i>W</i>)			Mal graduada (<i>P</i>)		
k	Angularidad	Angulares	Sub angulares	Sub redondond	Redondeadas		
l	Forma de las partículas:	Chatas	Alargadas	Chatas y alargadas			
m	Tamaño máximo:	mm					
n	Dureza:						
Sólo para la fracción fina							
o	Consistencia:	Muy blando	Blando	Med. compacto	Compacto	Muy compacto	Duro
p	Plasticidad:	Ninguna	Baja	Media	Alta	Muy alta	
q	Resistencia en estado seco:	Ninguna	Baja	Media	Alta	Muy alta	
r	Dilatancia:	Ninguna	Lenta	Rápida			
s	Tenacidad:	Baja	Media	Alta			
t	Reacción al HCl:	Ninguna	Débil	Fuerte			
u	Estructura:	Estratificada	Laminada	Fisurada	Clivada	Lentes	Homogénea
w	Cementación:	Débil	Moderada	Fuerte			
x	Nombre local:	TIERRA DE TEJAS					
y	Descripción del Suelo	Arcilla inorgánica de baja o media plasticidad, compacta, seca (CL), marrón claro.					

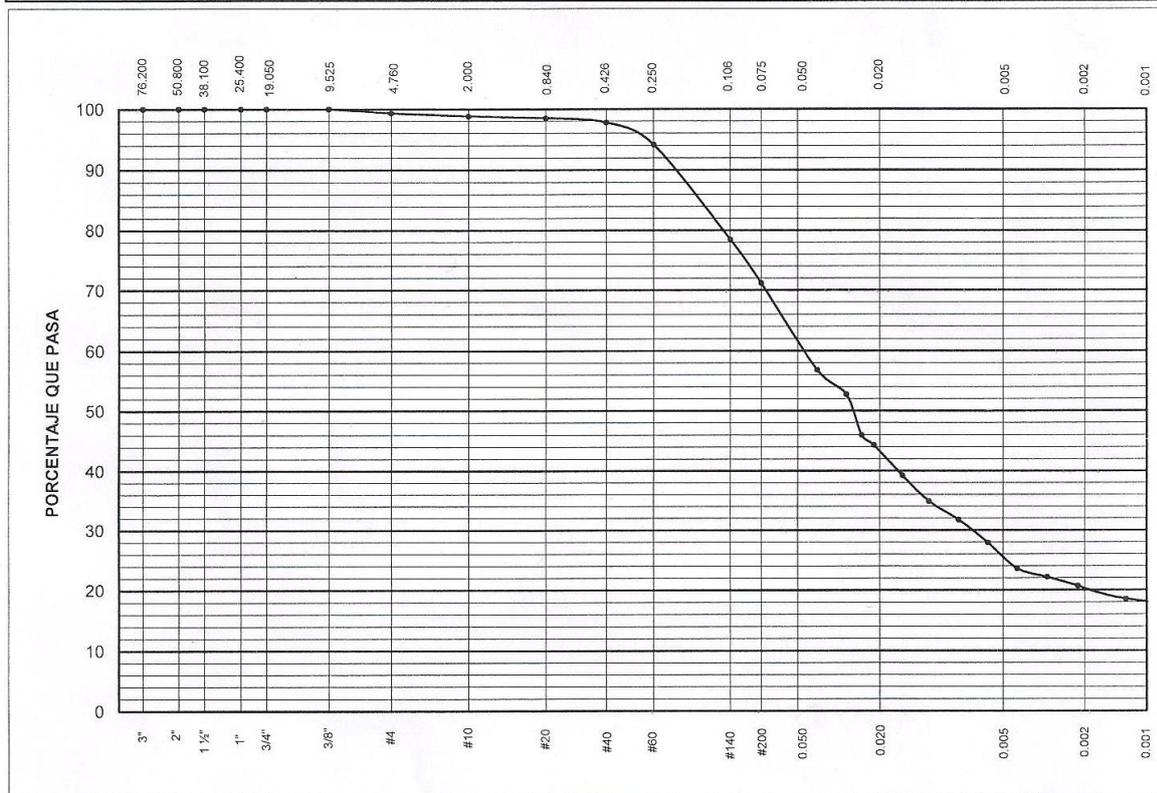
Anexo 3.6: Ensayos geotécnicos en las muestras

DEPARTAMENTO
DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131, 339.134

Solicitante : DEPARTAMENTO DE ARQUITECTURA Y URBANISMO	Expediente : 19-038
Proyecto : FONDO SENCICO- CONCYTEC. SISTEMA CONSTRUCTIVO CON ESTRUCTURA DE MADERA Y CERRAMIENTO DE TIERRA ALIVIANADA	Fecha : 11-Mar-2019
Muestra : MUESTRA 1 Profundidad: -----	



Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = 20	w = 9.3%	CLASIFICACIÓN SUCS : ML AASHTO : -----
3"	100.0	0.040	56.8	LP = 18 <td>Gs = 2.70 </td>	Gs = 2.70	
2"	100.0	0.029	52.7	IP = 2	-----	
1 1/2"	100.0	0.025	46.0			
1"	100.0	0.021	44.3			
3/4"	100.0	0.015	39.2			
3/8"	100.0	0.012	34.9			
#4	99.3	0.008	31.8			
#10	98.8	0.006	27.9			
#20	98.5	0.004	23.6			
#40	97.8	0.003	22.1			
#60	94.1	0.002	20.7			
#140	78.5	0.001	18.5			
#200	71.2	-----	-----			

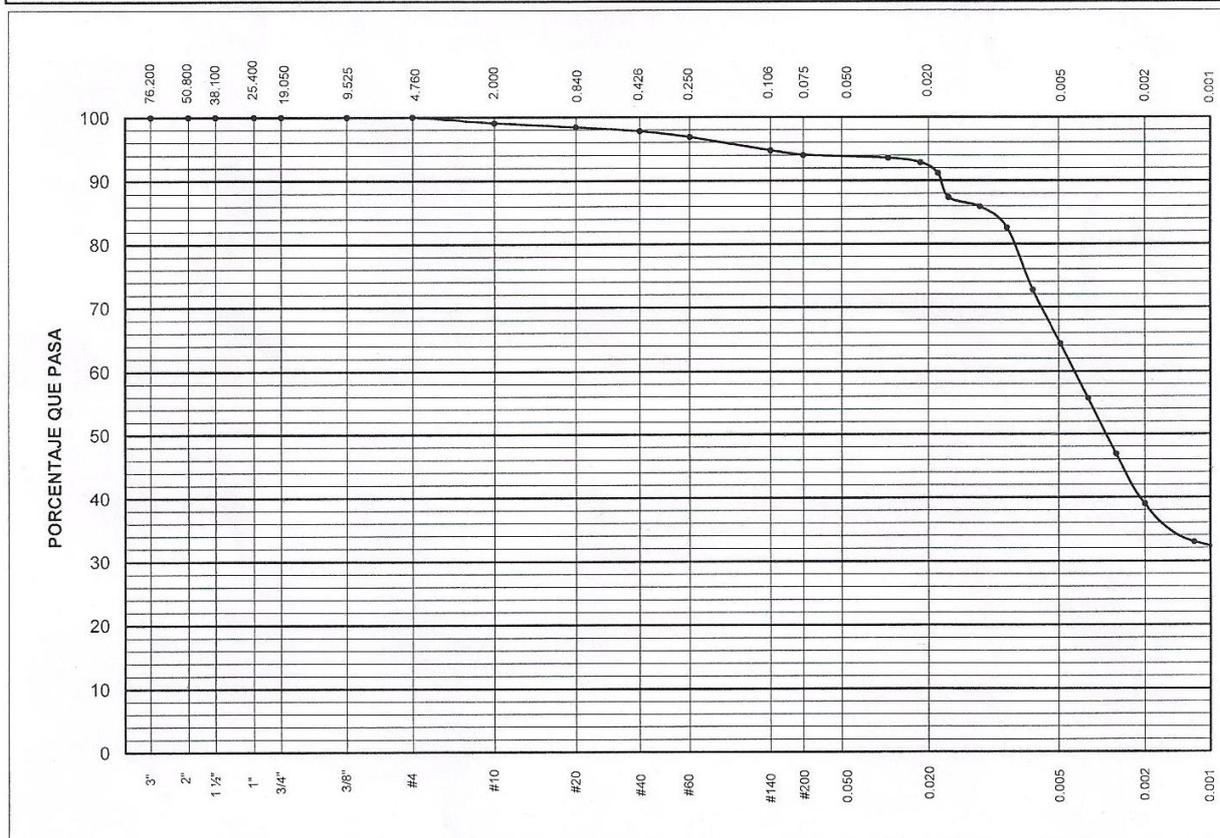
MANUEL A. OLCESE PRANZERO
 Ingeniero Civil CIP 12969
 Jefe del Laboratorio

19-038/1/GM/1 de 1

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131, 339.134

Solicitante : DEPARTAMENTO DE ARQUITECTURA Y URBANISMO	Expediente : 19-038
Proyecto : FONDO SENCICO- CONCYTEC. SISTEMA CONSTRUCTIVO CON ESTRUCTURA DE MADERA Y CERRAMIENTO DE TIERRA ALIVIANADA	Fecha : 11-Mar-2019
Muestra : MUESTRA 2 Profundidad: -----	



Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = 38	w = 3.5%	CLASIFICACIÓN
				LP = 22	Gs = 2.74	
				IP = 16	-----	AASHTO : -----
3"	100.0	0.031	93.6			
2"	100.0	0.022	92.9			
1 1/2"	100.0	0.018	91.2			
1"	100.0	0.016	87.3			
3/4"	100.0	0.012	85.9			
3/8"	100.0	0.009	82.5			
#4	100.0	0.007	72.7			
#10	99.1	0.005	64.3			
#20	98.4	0.004	55.7			
#40	97.8	0.003	46.8			
#60	96.8	0.002	38.9			
#140	94.7	0.001	32.9			
#200	94.0	-----	-----			



MANUEL A. OLCESÉ FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio

19-038/2/GM/1 de 1

Anexo 3.7: Densidad húmeda y seca de los bloques fabricados

BLOQUES DE TIERRA ALIVIANADA															
CÓDIGO	Tipo de tierra	METODO	TIERRA	AGUA	VIRUTA	PAJA	MOLDE	L (m)	B (m)	H (m)	Volumen (m ³)	Peso Humedo kg	Peso Seco kg	Δ humedad	Densidad seca kg/m ³
M0-B	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	6	1.5	54x27x9	52,50	8,50	26,00	0,01312	11,97	9,52	2,45	725
M0-C	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	6	1.5	54x27x9	52,50	8,25	27,00	0,01169	13,65	9,30	4,35	795
B1-A	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	5	3	54x27x9	54,00	8,00	26,75	0,01156	9,27	6,29	2,99	544
B1-B	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	5	3	54x27x9	53,00	7,50	26,50	0,01053	9,23	5,82	3,42	552
B1-C	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	5	3	54x27x9	53,00	8,00	26,50	0,01124	7,88	5,87	2,01	522
B4-A	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	4	4	54x27x9	54,00	9,00	27,00	0,01312	8,30	5,41	2,89	412
B4-C	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	4	4	54x27x9	53,50	8,50	26,50	0,01205	6,94	4,20	2,74	349
B5-A	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	4	3	54x27x9	53,00	8,50	26,00	0,01171	9,88	6,24	3,65	532
B5-B	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	4	3	54x27x9	53,00	8,75	27,00	0,01252	8,38	7,11	1,27	568
B5-C	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	4	3	54x27x9	53,50	8,50	26,50	0,01205	8,34	7,81	0,53	648
B6-A	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	4	3	54x27x9	54,50	8,50	27,00	0,01251	7,28	4,88	2,40	390
B6-B	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	4	3	54x27x9	54,00	8,00	27,00	0,01166	7,32	5,10	2,22	437
B6-D	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	4	3	54x27x9	54,00	8,00	26,50	0,01145	8,05	5,07	2,98	443
B6-E	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	4	3	54x27x9	54,00	9,00	26,75	0,01300	8,14	5,10	3,04	392
B7-A	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	4	3	54x27x9	53,50	8,00	26,50	0,01134	9,51	6,67	2,84	588
B7-B	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	4	3	54x27x9	53,50	8,25	26,50	0,01170	7,62	7,24	0,38	619
B7-C	SANTA CLARA	Mecanico en trompo	1	2 / 3	4	3	54x27x9	54,00	9,00	27,00	0,01312	7,64	6,60	1,04	503
B7-E	SANTA CLARA	Mecanico en trompo			1	2 / 3	3	53,50	8,25	26,50	0,01170	8,66	5,80	2,86	496

Anexo 4.1: Mecanismo de falla y descripción del daño en el muro

FASE		Δ (mm)	V (kg)	$75\% \Delta$ (mm)	V (kg)
1	V+	0,87	90,64	0,70	78,37
	V-	- 0,88	- 120,34	- 0,66	- 95,94

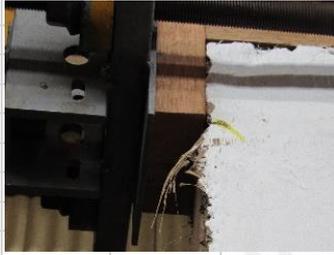
-122%

No se presentaron fisuras

El muro se comportó elásticamente, no se presentaron fisuras importantes

Solo se presentó una pequeña fisura en el revestimiento en el punto donde se aplicó la carga (V+)

El muro presentó una mayor resistencia en el sentido negativo de aplicación de carga (cerca al 20%)



FASE		Δ (mm)	V (kg)	$75\% \Delta$ (mm)	V (kg)
2	V+	1,24	113,21	0,94	93,22
	V-	- 1,23	- 142,42	- 0,95	- 117,08

-126%

Se produjo la primera fisura en la unión del panel con la solera de socalo debido a la tracción por flexión

Se presentó una fisura en el revestimiento en el punto donde se aplicó la carga (V-)

Persiste una mayor resistencia en el sentido negativo de carga (-V) cerca al 20%



FASE		Δ (mm)	V (kg)	$75\% \Delta$ (mm)	V (kg)
3	V+	2,15	152,46	1,52	121,31
	V-	- 2,01	- 176,54	- 1,53	- 147,39

-121%

Se continuo propagando la fisura en el punto de aplicación de carga (-V)

La fisura entre el panel y la solera continuo propagandose y extendiendose en longitud y espesor, indicando el levantamiento del panel respecto a la solera

Persiste una mayor resistencia en el sentido negativo de carga (-V) cerca al 20%



FASE		Δ (mm)	V (kg)	75% Δ (mm)	V (kg)
4	V +	3,62	194,83	2,72	164,94
	V -	- 3,61	- 221,44	- 2,80	- 189,94

-115%

No se presentaron fisuras

Persiste una mayor resistencia en el sentido negativo de carga (-V) esta vez se redujo al 15 %



FASE		Δ (mm)	V (kg)	75% Δ (mm)	V (kg)
5	V +	4,81	216,99	3,92	197,41
	V -	- 4,81	- 245,61	- 3,62	- 206,98

-105%

Comenzo la incursion de una grieta a media altura del muro en el sentido positivo de carga. Esta incursiona de forma horizontal y posteriormente sigue la doireccion de las diagonales a 45º

Persiste una mayor resistencia en el sentido negativo de carga (-V) esta vez se redujo al 5 %

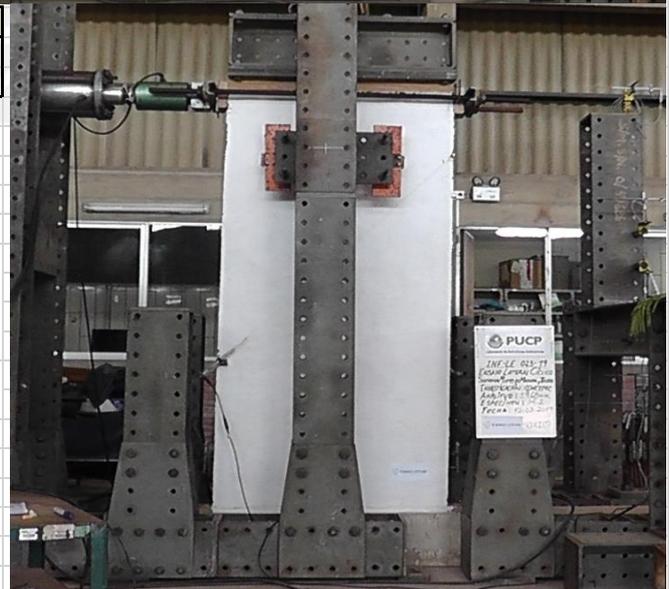


FASE		Δ (mm)	V (kg)	75% Δ (mm)	V (kg)
6	V +	9,61	295,08	7,38	252,23
	V -	- 9,70	- 304,67	- 7,28	- 269,51

-107%

Comenzo la incursion de una fisura diagonal a 45º en la mitad del muro. Es indicativo a que la diagonal comienza a pandearse provocando que el revestimiento quiera saltar hacia afuera

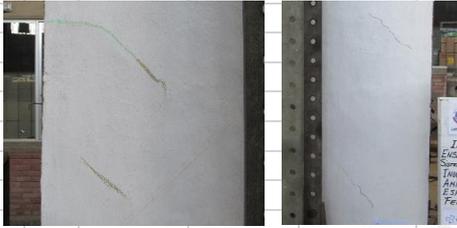
Persiste una mayor resistencia en el sentido negativo de carga (-V) esta vez se redujo al 5 %



FASE		Δ (mm)	V (kg)	75% Δ (mm)	V (kg)
7	V +	14,43	357,80	10,83	291,16
	V -	- 14,42	- 328,80	- 10,81	- 293,07

-101%

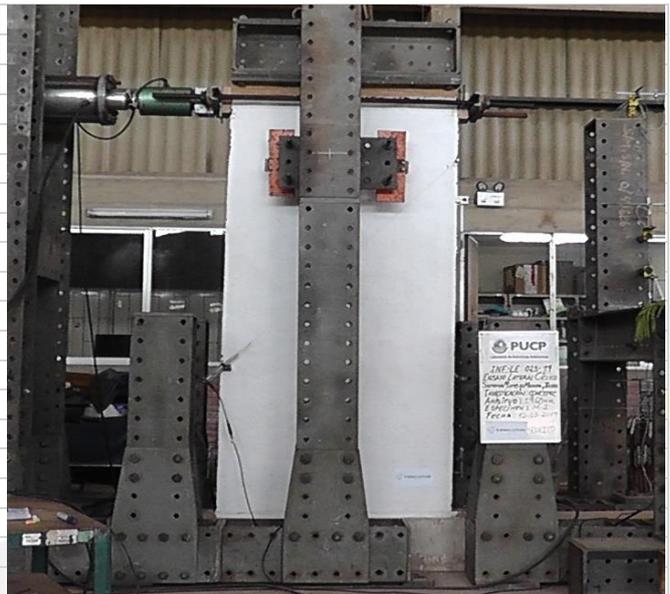
La fisura diagonal continuo extendiendose en longitud y espesor en la direccion de la diagonal
 Se presencio un leve abultamiento de la diagonal, indicando que debido a el esfuerzo esta comenzo a pandearse
 Aparecio la 2º fisura diagonal en la direccion de otra diagonal del muro, tambien a 45º



FASE		Δ (mm)	V (kg)	75% Δ (mm)	V (kg)
8	V +	24,02	458,60	18,09	360,79
	V -	- 24,02	- 375,67	- 18,02	- 322,84

-89%

Continuo la propagacion de grietas diagonales en la direccion de las diagonales
 Las fisuras en los talones comenzaron a propagarse



FASE		Δ (mm)	V (kg)	75% Δ (mm)	V (kg)
9	V +	33,69	533,62	25,31	408,23
	V -	- 33,74	- 433,85	- 26,00	- 350,59

Se escuchó como los clavos se desprenden de la solera de zocalo, indicando el inicio del volcamiento del muro
 Se propagó una gran grieta diagonal al medio del muro y las grietas se propagaron en la parte baja del muro
 Se presencio que las pletinas comenzaron a estirarse y a entrar en estado de fluencia, al momento de ser traccionadas, Agrietamiento del revestimiento del talon por flexocompresion



FASE		Δ (mm)	V (kg)	75% Δ (mm)	V (kg)
10	V +	48,01	668,65	36,17	430,14
	V -	- 48,45	- 529,76	- 36,01	- 357,73

Las pletinas continuaron en su estado de fluencia al traccionarse, ya comenzaron a fallar en las uniones
 Comenzo a levantarse el pie derecho de la solera inferior, indicando que el anclaje del muro al zocalo ofrecio mayor resistencia que el anclaje de los pie derechos
 Se observo un leve levantamiento del muerto, confirmando que las uniones clavadas aun ejercian fijacion del panel al zocalo



FASE		Δ (mm)	V (kg)
11	V +	73,04	738,79
	V -	- 72,51	- 569,41

En esta etapa el muro ya se presenciaba la falla del muro, y como comenzaba a volcarse de un lado a otro

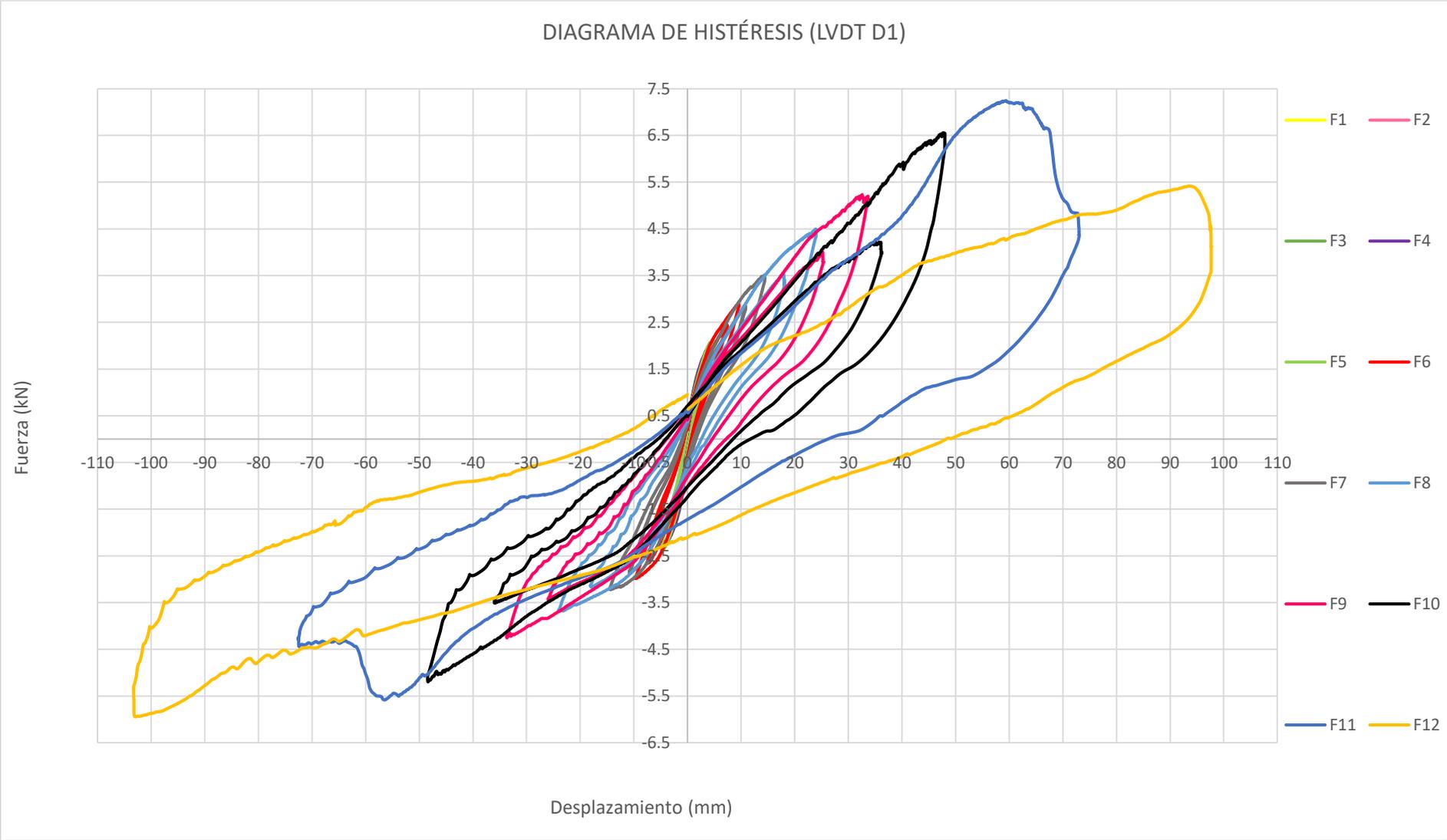


FASE		Δ (mm)	V (kg)
12	V +	97,67	552,37
	V -	- 103,27	- 606,05

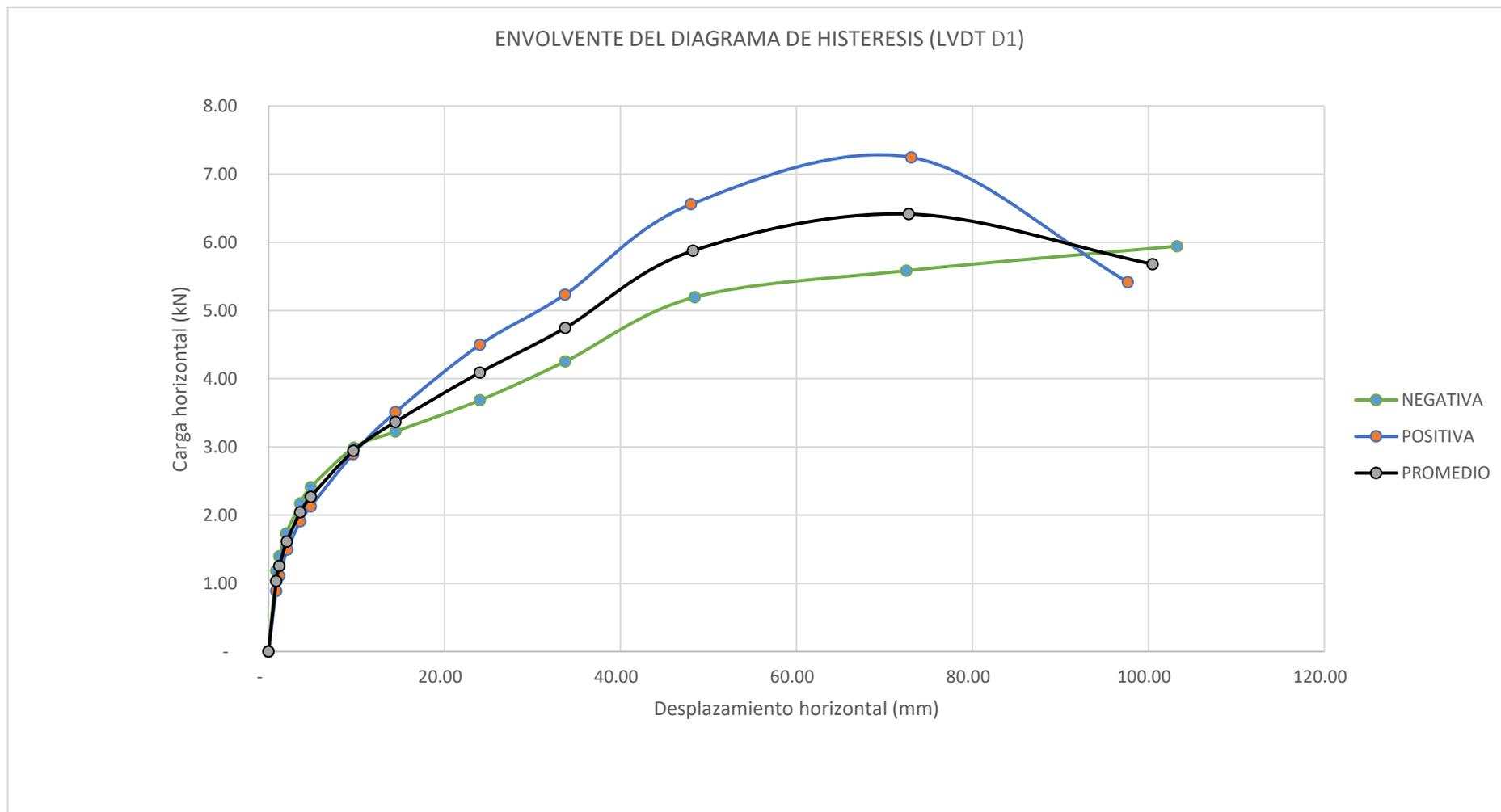
El muro se movió de un lado a otro con facilidad. Las pletinas estaban completamente deformadas, e incluso algunos de los tornillos doblados, o parcialmente extraídos. Se observó un gran agrietamiento en el talón, y un gran pandeo de la diagonal más próxima, indicando una posible falla por flexocompresión.



Anexo 4.2: Diagrama histerético (Carga - Deformación) del muro en todas sus fases de desplazamiento



Anexo 4.3: Curva de capacidad del sistema mixto



Anexo 5.1: Metrado de cargas verticales

En las tablas A5.1 a A5.3, se encuentra el metrado de cargas de cada tipo de panel prefabricado utilizado en el módulo de vivienda: panel de muro, panel ventana y panel de media ventana.

Tabla A5.1: Peso unitario de un panel de muro

PANELES DE MURO (PM)	DIMENSIONES	CANTIDAD	LONGITUD (m)	Peso Unitario (kg/m)	PESO PARCIAL (kg)	PESO TOTAL (kg)
BASTIDOR DE MADERA						33,20
PIE DERECHO	1" x 4"	2,00	2,38	1,62	7,71	
PIE DERECHO	2" x 4"	1,00	2,38	3,24	7,71	
SOLERAS SUPERIOR E INFERIOR	1" x 4"	2,00	1,20	1,62	3,89	
TRAVESAÑOS	1" x 4"	6,00	0,58	1,62	5,64	
DIAGONALES ARRIOSTRANTES	4 x 1 cm	2,00	11,46	0,36	8,25	
RELLENO Y REVESTIMIENTO						433,38
REVOQUE GRUESO Y FINO	1,2 x 2.40 m	2,00	0,03	1800,00	259,20	
BLOQUES DE TIERRA ALIGERADA	56 X 27 X 9 cm	16,00	0,01	800,00	174,18	
					PESO (kg)	466,58
					PESO (kg/m)	388,82

Tabla A5.2: Peso unitario de un panel de ventana

PANELES DE VENTANA (PV)	DIMENSIONES	CANTIDAD	LONGITUD (m)	Peso Unitario (kg/m)	PESO PARCIAL (kg)	PESO TOTAL (kg)
BASTIDOR DE MADERA						23,45
PIE DERECHO	1" x 4"	2,00	2,38	1,62	7,71	
PIE DERECHO	2" x 4"	1,00	1,15	3,24	3,73	
SOLERAS SUPERIOR E INFERIOR	1" x 4"	2,00	1,22	1,62	3,96	
ALFEIZAR	1" x 4"	1,00	1,16	1,62	1,88	
TRAVESAÑOS	1" x 4"	2,00	0,58	1,62	1,88	
DIAGONALES ARRIOSTRANTES	4 x 1 cm	2,00	5,97	0,36	4,30	
RELLENO Y REVESTIMIENTO						216,69
REVOQUE GRUESO Y FINO	1.20 x 1.20 m	2,00	0,03	1800,00	129,60	
BLOQUES DE TIERRA ALIGERADA	56 X 27 X 9 cm	8,00	0,01	800,00	87,09	
					PESO (kg)	240,14
					PESO (kg/m)	200,12

Tabla A5.3: Cargas actuantes sobre los paneles de madera

DESCRIPCION	EJES	PESO UNITARIO							CARGA DISTRIBUIDA (kg/m)
		LONGITUD (m)	ALTURA (m)	AREA TRIBUTARIA (m ²)	CM		PP (kg/m)		
					techo (kg/m)	CV (kg/m)			
					29,15 kg/m ²	163,60 kg/m ²			
					388,82 kg/m ²	30,00 kg/m ²			
PM-1	1 1 A B	1,20	2,40	0,45	61,35	11,25	388,82	461,42	
PM-2	1 1 A C	1,80	2,40	0,75	68,17	12,50	388,82	469,48	
PM-3	1 2 A A	1,20	2,40	0,95	129,52	23,75	388,82	542,08	
PM-4	1 3 B B	1,20	2,40	1,48	201,77	37,00	388,82	627,59	
PM-5	2 2 A B	2,40	2,40	1,40	95,43	17,50	388,82	501,75	
PM-6	1 3 C C	1,80	2,40	2,35	213,59	39,17	388,82	641,57	
PM-7	2 3 A A	1,20	2,40	2,72	370,83	68,00	388,82	827,64	
PM-8	2 3 B C	1,20	2,40	1,38	188,14	34,50	388,82	611,46	
PM-9	2 3 A A	1,20	2,40	2,54	346,29	63,50	388,82	798,60	
PM-10	2 3 C C	1,20	2,40	2,99	407,64	74,75	388,82	871,20	
PM-11	3 3 A B	1,80	2,40	1,14	103,61	19,00	388,82	511,43	
PM-12	3 3 B C	1,20	2,40	0,89	121,34	22,25	388,82	532,40	
PM-13	3 4 C C	2,40	2,40	3,60	245,40	45,00	388,82	679,22	
PM-14	4 4 A B	2,40	2,40	3,60	245,40	45,00	388,82	679,22	
PM-15	4 4 A B	1,20	2,40	0,52	70,89	13,00	388,82	472,71	
PM-16	4 4 B C	1,20	2,40	0,52	70,89	13,00	388,82	472,71	

Anexo 5.2: Diseño sismorresistente según la Norma E-030

El diseño sismo-resistente debe garantizar la supervivencia de los ocupantes frente a grandes sismos y el buen desempeño de las estructuras y operatividad frente a sismos frecuentes (MVCS, 2017). La norma peruana E.030, tiene el objetivo de establecer los requisitos mínimos de resistencia, ductilidad y rigidez que una estructura debe tener para ser construida en el Perú. Fue concebida con la filosofía de evitar la pérdida de vida de los ocupantes, la continuidad de los servicios e instalaciones y reducir los daños de la estructura.

La fuerza sísmica ocasionada por los terremotos actúa independientemente en todas las direcciones de la estructura. Como en las estructuras de madera los techos no se pueden considerar como diafragmas rígidos, los muros, los cuales son los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas, se deben diseñar para las fuerzas horizontales que inciden directamente en ellos. La fuerza sísmica se puede calcular como un porcentaje del peso propio del elemento, ya que está relacionada directamente con la masa, cuanto más masa, más subjetiva a los sismos.

Estimación del peso (P)

El peso de la estructura que incide en la fuerza sísmica se puede estimar tomando en cuenta la carga muerta de la estructura y adicionarle un porcentaje de la carga viva. Dependiendo de la categoría de la edificación, en las de tipo C, se añade un 25% de la carga viva (ecuación A5.1)

$$P = (CM + 25\%CV) * Area_{tributarea} \quad (\text{Ecuación A5.1})$$

Parámetros sísmicos

La fuerza sísmica con la que se diseña una estructura depende de varios factores, los cuales se detallan en la tabla A5.4.

Tabla A5.4: Parámetros sísmicos

PELIGRO SISMICO	Z Factor de zonificación	Es la distribución de la sismicidad observada en una región, que representa las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentro. Se expresa como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido, con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.
	C Factor de amplificación sísmica	Este factor representa a la aceleración de la estructura respecto a la aceleración del suelo, como de acuerdo a las características de la estructura y las características del suelo, se puede amplificar aún más la aceleración sísmica. $T < T_P \quad C = 2,5$ $T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \frac{T_P}{T}$ $T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \frac{T_P \cdot T_L}{T^2}$
	S Factor de sitio	El factor de amplificación debido al perfil de suelo está relacionado con las condiciones geotécnicas del lugar. El proyectista debe determinar mediante el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), el perfil de suelo en el cual la edificación se va a ubicar, descritos en la tabla A6.6. Los perfiles del suelo se clasifican en función de la velocidad promedio de ondas de corte (Vs), el promedio del Ensayo estándar de penetración (SPT) para suelos granulares y el promedio ponderado de la resistencia al corte en condiciones no drenadas (UU) para suelos cohesivos.

CATEGORIA Y SISTEMA ESTRUCTURAL	U Factor de uso	La categoría de la edificación clasifica las edificaciones de acuerdo a su uso o importancia. En la Tabla N°5 de la norma E.030, están los factores de uso para cada tipo de edificación, según su importancia. Por ejemplo, aquellas edificaciones esenciales, como establecimientos de salud, estaciones de transporte o instituciones educativas, se clasifican con un factor de uso U=1.5, ya que estas edificaciones son esenciales para el manejo de una emergencia. Un factor de 1.5, significa que Fuerza de sismo se amplificara por la mitad. En el caso de una vivienda, la edificación se clasifica como de Tipo C (Edificaciones comunes), con un factor de uso U = 1.
	Sistema estructural	La norma también restringe el sistema estructural que una edificación debe de tener, según la zona en la que se ubique y la categoría de la edificación (Zonificación). En el caso de estructuras de madera, en específico las de tipo entramado o poste y viga, estas se clasifican como Categoría B, por lo que son permitidas en cualquier zonificación sísmica

Elaboración propia. Fuente: Norma E-030 (MVCS, 2017b)

Tabla A5.5: Condiciones del suelo

Perfil	Tipo	Descripción
S ₀	Roca Dura	Son suelos infinitamente rígidos, que forman parte de la roca matriz. Generalmente encontrados a gran profundidad de excavación.
S ₁	Roca o Suelos Muy Rígidos	Son suelos muy rígidos, conformados por rocas de diferentes grados de fracturación y macizos homogéneos.
S ₂	Suelos Intermedios	Suelo cohesivo compacto, conformado por arena densa, gruesa a media o gravas arenosas medianamente densas.
S ₃	Suelos Blandos	Son suelos flexibles, de cohesivos a blandos, conformados por arena media a fina, o gravas arenosas.
S ₄	Condiciones Excepcionales	Son suelos extremadamente flexibles, son lugares con condiciones muy desfavorables para construir.

Fuente: Norma E-030 (MVCS, 2017b)

Dependiendo de la zonificación sísmica y el perfil del suelo, se determina el Factor de Suelo (S) haciendo uso de la Tabla N°3 de la norma E.030 (figura 5.1).

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"					Tabla N° 4 PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	Perfil de suelo				
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10					
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20					
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40	T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00	T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 5.1: Factor de suelo y periodos de amplificación sísmica

Periodo del suelo y la estructura

Los periodos del suelo, T_p y T_l, dependen de las condiciones geotécnicas del perfil. El periodo T_p define la plataforma de la máxima amplificación de sismo (C), y el periodo T_l, define el inicio de la zona espectral, de máximos valores con un desplazamiento constante.

El periodo de la estructura se puede estimar con la ecuación A6.2, donde h_n representa la altura total de la edificación y, C_t, es el factor de amplificación intrínseco del sistema estructural utilizado, en este caso, un sistema de muros de madera.

$$T = 0.85 * \left(\frac{h_n}{C_T} \right) \quad (\text{Ecuación A6.2})$$

Coefficiente básico de reducción de la fuerza sísmica (R_o)

El coeficiente de reducción es una forma de clasificación de los sistemas estructurales según las propiedades mecánicas de sus materiales. Un sistema estructural de madera es clasificado con un coeficiente de reducción (R_o) de 7.

Este coeficiente debe de reducirse en función a las irregularidades, en planta y en altura, que presenta la edificación. Las irregularidades en planta, que son las esquinas entrantes, torsionales o discontinuidades en el diafragma, y las irregularidades en altura, que son el piso blando, de rigidez o de masa, significan una reducción en el Coeficiente R, aumentando así, el espectro sísmico al que se va la estructura. Es conveniente realizar un diseño regular de la edificación, con muros de igual densidad en ambas direcciones y manteniendo cierta simetría. La irregularidad de las edificaciones incrementa la incertidumbre del análisis y diseño, por lo que se tiende a sobre esforzar estas estructuras, con factores de irregularidad que reducen el coeficiente sísmico, para garantizar un diseño más conservador

Determinación de Desplazamientos Laterales

El desplazamiento lateral que consecuentemente tiene una edificación en el momento del movimiento sísmico es un criterio que se debe controlar, ya que son los más incidentes en el daño de una edificación. De esta forma, la norma limita los máximos desplazamientos de la estructura en función al sistema estructural.

El máximo desplazamiento que sufre una estructura se debe calcular con los criterios competentes del análisis estructural, Y se debe realizar un análisis con fuerzas estáticas o dinámica. En el caso de estructuras regulares, los máximos desplazamientos se deben amplificar multiplicándolos por un factor de $0.75R$.

Fuerzas horizontales en los muros

En la tabla A6.5, se describe las cargas actuantes en cada panel de la unidad de vivienda diseñada, las cuales son cargas por corte ocasionadas por los sismos (V), de la cual se calcula su distribución en la altura del panel (ecuación A5.3) y el momento máximo que generan, al centro de la luz, en un muro simplemente apoyado por la cimentación y el techo (ecuación A5.4).

$$w = \frac{V}{H} \text{ (kg/m)} \quad \text{(Ecuación A5.3)}$$

$$M = \frac{w \cdot H^2}{8} \text{ (kg * m)} \quad \text{(Ecuación A5.4)}$$

Tabla A5.6: Cargas actuantes sobre los paneles de madera

DESCRIPCION	EJES	LONGITUD	ALTURA	CARGA DISTRIBUIDA	V	w	M
		m	m	kg/m	kg	kg/cm	kg-cm
PM-1	1 1 A B	1,20	2,40	461,42	93,44	0,39	2803,11
PM-2	1 1 A C	1,80	2,40	469,48	142,61	0,59	4278,18
PM-3	1 2 A A	1,20	2,40	542,08	109,77	0,46	3293,16
PM-4	1 3 B B	1,20	2,40	627,59	127,09	0,53	3812,62
PM-5	2 2 A B	2,40	2,40	501,75	203,21	0,85	6096,28
PM-6	1 3 C C	1,80	2,40	641,57	194,88	0,81	5846,34
PM-7	2 3 A A	1,20	2,40	827,64	167,60	0,70	5027,94
PM-8	2 3 B C	1,20	2,40	611,46	123,82	0,52	3714,61
PM-9	2 3 A A	1,20	2,40	798,60	161,72	0,67	4851,52
PM-10	2 3 C C	1,20	2,40	871,20	176,42	0,74	5292,57
PM-11	3 3 A B	1,80	2,40	511,43	155,35	0,65	4660,42
PM-12	3 3 B C	1,20	2,40	532,40	107,81	0,45	3234,36
PM-13	3 4 C C	2,40	2,40	679,22	275,08	1,15	8252,50
PM-14	4 4 A B	2,40	2,40	679,22	275,08	1,15	8252,50
PM-15	4 4 A B	1,20	2,40	472,71	95,72	0,40	2871,72
PM-16	4 4 B C	1,20	2,40	472,71	95,72	0,40	2871,72

Anexo 5.3: Diseño por flexo-compresión de columnas de madera

El diseño estructural de elementos de madera sometidos a esfuerzos de compresión, por cargas en su eje axial, y esfuerzos de flexión, por momentos distribuidos en el elemento, se realizan con las hipótesis básicas del análisis elástico. Se asume la madera como un material homogéneo e isotrópico, con comportamiento lineal elástico e ignorando la anisotropía de la madera (Barreto del Castillo, 2014). En la tabla A5.7, se describe el procedimiento sugerido.

Procedimiento de diseño por compresión y flexo-compresión

Tabla A5.7: Procedimiento de diseño por flexo-compresión

1) Definir las bases de cálculo	<ul style="list-style-type: none"> - Grupo estructural (tablas 13.8 a 13) - Condiciones de apoyo y longitud efectiva (tabla 7.4)
2) Determinar las cargas máximas	<ul style="list-style-type: none"> - Carga axial por pie derecho (P) - Carga horizontal por pie derecho (w) - Momento máximo en la base (M)
3) Establecer los esfuerzos admisibles (E y Ck)	Entramados: <ul style="list-style-type: none"> - $1.10 * f_c$ - $1.10 * f_m$ <ul style="list-style-type: none"> - Ck - E prom
4) Características de la escuadría	<ul style="list-style-type: none"> - Dimensiones b x h - Área de sección (cm²) - Momentos de inercia y módulos de sección en cada dirección
5) Cálculo de la esbeltez y la clasificación de la columna	En el plano: $\lambda = \frac{kl}{b} \ll \ll Ck$ (Larga/intermedia/corta) Fuera del plano: $\lambda = \frac{kl}{h} \ll \ll Ck$
6) Análisis elástico por compresión	<ul style="list-style-type: none"> - Deformación elástica del panel - Esfuerzos a compresión - Carga admisible del panel
7) Análisis elástico por flexo-compresión	<ul style="list-style-type: none"> - Carga crítica de Euler (Ncr) y factor de amplificación de momentos (km) - Verificar que la relación sea menor que 1 - Flecha máxima por flexo-compresión - Momentos y esfuerzos actuantes en el panel

Longitud efectiva

La longitud efectiva de una columna se define como la longitud teórica de una columna equivalente con articulaciones en sus extremos, esta longitud es utilizada para determinar la carga máxima por pandeo que la columna puede soportar (JUNAC, 1984, pp. 9-2). La norma E-010 (2014), indica que los diseños por compresión y flexo compresión se deben realizar con la longitud efectiva l_{ef} , la cual se obtiene al multiplicar la longitud no arriostrada (l) por el factor de longitud efectiva (k), que considera las restricciones y el grado de empotramiento de la columna (ecuación A5.5). En la figura A5.2, se encuentra la tabla de Longitud efectiva de la norma E-010, donde se resumen las condiciones de apoyo que el proyectista debe evaluar, en función a la restricción real que los apoyos proporcionan.

$$l_{ef} = k * l \quad (\text{Ecuación A5.5})$$

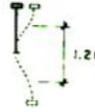
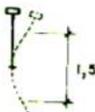
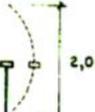
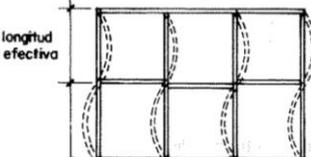
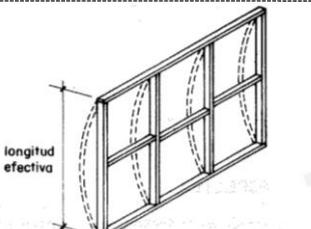
TABLA 7.2.3 TABLA DE LONGITUD EFECTIVA			
CONDICION DE APOYOS	K	lef.	
1. Articulado en ambos extremos	1	l	
2. Empotrado en un extremo (prevención del desplazamiento y rotación) y el otro impedido de rotar pero libre de desplazarse.	1,2	$1,2 l$	
3. Empotrado en un extremo y el otro parcialmente impedido de rotar pero libre de desplazarse.	1,5	$1,5 l$	
4. Empotrado en un extremo y libre el otro.	2,0	$2,0 l$	
5. Articulado en un extremo y el otro impedido de rotar, pero libre de desplazarse.	2,0	$2,0 l$	
6. Articulado en un extremo libre en el otro.	∞	∞	

Figura A5.2: Tabla de longitud efectiva de la norma E-010 (MVCS, 2014)

Nota: Como se observa en las ilustraciones, la longitud efectiva se interpreta como la longitud de la porción de columna que se deforma como si estuviera articulada en sus extremos (JUNAC, 1984, pp. 9-8)

En el caso de entramados, estos comúnmente están arriostrados lateralmente por travesaños, y si el revestimiento está fijado en toda la altura de los pies derechos, se pueden tomar en cuenta las consideraciones de la tabla A5.8.

Tabla A5.8: Consideraciones de longitud efectiva en entramados

En el plano		<ul style="list-style-type: none"> - Se considera a la longitud entre riostras intermedias como l_{ef} en el plano que se encuentran.
Fuera del plano		<ul style="list-style-type: none"> - Se puede asumir que no ocurre pandeo de los pies derechos en el plano del entramado - La carga admisible está determinada por l_{ef} fuera del plano

Fuente: JUNAC (1984, pp.9-3).

El manual la JUNAC (1984), recomienda que se restrinjan los desplazamientos laterales en los extremos de los elementos verticales al incorporar muros de corte lo suficientemente rígidos, de forma que se reduzca su longitud efectiva (figura A5.3). Sin embargo, enfatiza que en ningún caso l_{ef} sea menor a la longitud real, ya que, existe una incertidumbre sobre el grado de restricción al giro que las uniones proporcionan.

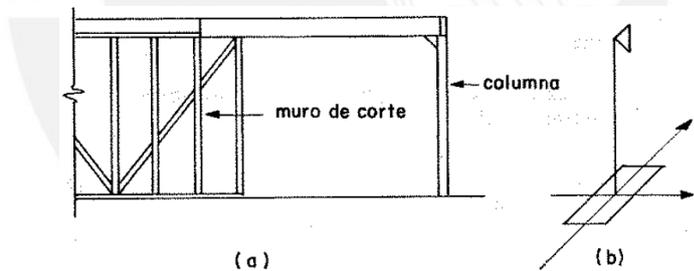


Figura A5.3: Arrioste de columnas con muros de corte (JUNAC, 1984, pp. 9-18)

Criterios de esbeltez

La esbeltez se define como la relación entre la longitud efectiva " l_{ef} " y la menor dimensión de la sección transversal " d " (ecuación A5.6). Es un criterio importante para determinar la estabilidad de la columna

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{d} \quad (\text{Ecuación A5.6})$$

El manual de la JUNAC (1984), especifica que la carga admisible de un entramado se puede determinar considerando la esbeltez del panel fuera del plano (comunmente la mayor dimensión de los pies derechos), de tal forma que la esbeltez en el plano sea menor o igual que la esbeltez en la dirección fuera del plano (figura A5.4). En el caso de entramados, la esbeltez será diferente en cada dirección, ya que, dependerá de la longitud efectiva y las dimensiones de la escuadría.

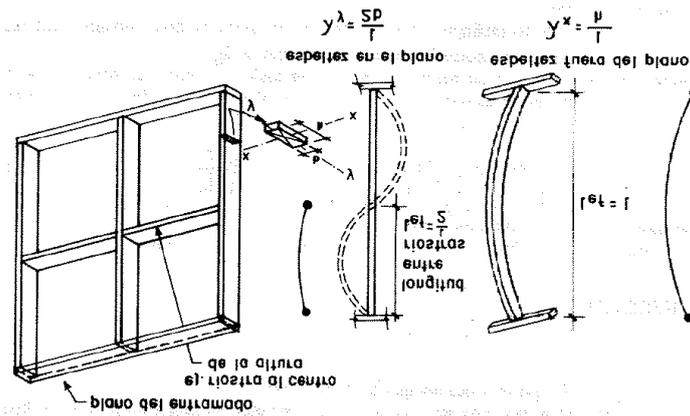


Figura A5.4: Consideraciones de esbeltez en los entramados (Fuente: JUNAC 1984)

Clasificación de las columnas

Las columnas se clasifican en función a su esbeltez como cortas, intermedias y largas. El criterio para clasificarlas es comparando su esbeltez con el factor C_k , el cual se define como la esbeltez de una columna larga, que tiene una carga admisible igual a $2/3$ de la carga de aplastamiento (ecuación A6.7). En la tabla A5.9, se encuentran los criterios para clasificar las columnas.

$$C_k = 0.7025 * \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad (\text{Ecuación A6.7})$$

Tabla A5.9: Criterios para la clasificación de columnas

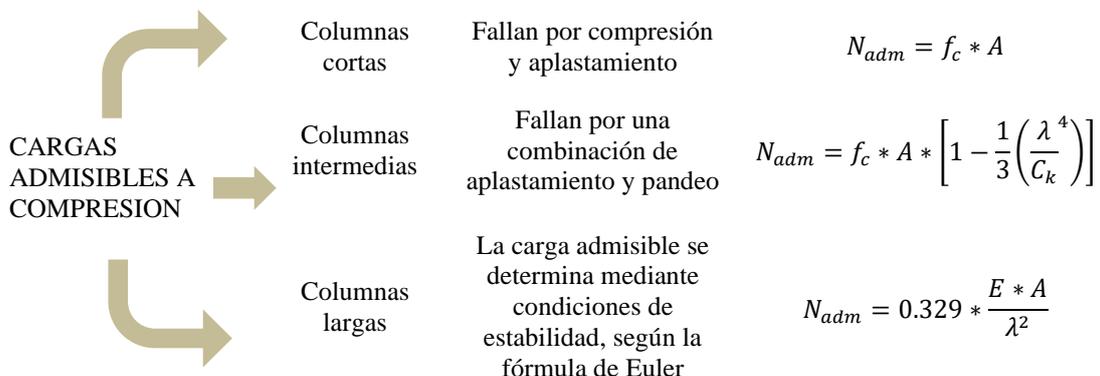
Clasificación	Columnas rectangulares	Columnas circulares
Columnas cortas	$\lambda \leq 10$	$\lambda \leq 9$
Columnas intermedias	$10 \leq \lambda \leq C_k$	$9 \leq \lambda \leq C_k$
Columnas largas	$C_k \leq \lambda \leq 50$	$C_k \leq \lambda \leq 40$

Fuente: JUNAC (1984) y MVCS (2014)

Análisis de columnas por compresión

En el esquema A5.1, se describen los tres criterios de análisis de columnas por compresión, para calcular la carga admisible del elemento. Según Tejada (2017), las columnas cortas se evalúan por criterios de resistencia, las largas por estabilidad y las intermedias por una combinación de ambos criterios.

Esquema A5.1: Análisis de columnas por compresión



A = Area de la seccion transversal
 f_c = Esfuerzo maximo admisible de f_c //
 N_{adm} = Carga axial maxima admisible
 λ = relacion de esbeltez (la mayor)
 E = Modulo de elasticidad promedio

Elaboración propia. Fuente JUNAC, 1984, pp. 9-10 a 11

Análisis de columnas por flexo-compresión

El análisis por flexo compresión debe contemplar los esfuerzos generados por las cargas axiales y por las cargas horizontales distribuidas. Se debe verificar que la suma de las relaciones entre las cargas actuantes y las cargas admisibles, de los esfuerzos a compresión y flexión, sea siempre menor a 1 (ecuación A5.9). Adicionalmente la norma amplifica los esfuerzos generados por los momentos, con el factor k_m , el cual está relacionada con los esfuerzos axiales y la amplificación que producen en los momentos (ecuación A5.8).

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{ef}^2} \quad (\text{Ecuación A5.8})$$

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 * \frac{N}{N_{cr}}} \quad (\text{Ecuación A5.9})$$

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m * |M|}{Z * f_m} < 1 \quad (\text{Ecuación A5.10})$$

f_m = Esfuerzo admisible a flexion

k_m = Factor de amplificacion de momentos

$|M|$ = Momento flector maximo

N_{adm} = carga axial admisible

Z = Modulo de la seccion transversal con respecto al eje en flexion

Anexo 5.4: Diseño por corte de muros de madera

El diseño de muros se debe realizar para que soporten cargas horizontales, provocadas por los movimientos sísmicos y presiones de viento. Los muros están conformados por un entramado de pies derechos distribuidos cada 40 o 60 cm, los cuales se deben arriostrar por soleras en sus extremos superior e inferior, además, es imprescindible el uso de travesaños como riostras y de un revestimiento (figura A5.5). Se ha demostrado que el elemento resistente de los muros, frente a las cargas horizontales, es el revestimiento. La norma contempla revestimientos de varios materiales, desde tableros de madera a enlucidos de cemento y barro, y se pueden colocar en uno o ambos lados del muro.

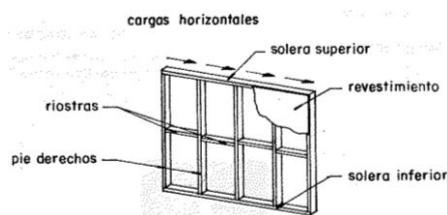


Figura A5.5: Componentes de los muros estructurales de madera

El procedimiento descrito en la tabla A5.10 es el propuesto por la JUNAC para el diseño por cortante de muros, del cual se deriva los requerimientos de diseños planteados por la norma E.010 (1984, pp.10-2).

Tabla A5.10: Procedimiento de diseño de muros de corte

1) Identificación y características de los muros de corte	- Identificar los muros que se consideren resistentes en cada dirección y verificar las condiciones de esbeltez. - Descripción de las características del entramado, el revestimiento y la longitud de muro.
2) Resistencia al corte por unidad de longitud	Según el tipo de revestimiento, determinar la resistencia al corte por unidad de longitud de cada muro. $Resistencia\ por\ muro = Longitud * Resistencia\ unitarea$ Cuantificar la resistencia total al corte en cada dirección de análisis $V_{resistente} = \Sigma Resistencia\ muros$
3) Verificación con la fuerza cortante basal	Verificar que la fuerza resistente total sea mayor a la actuante $V_{resistente} > V_{actuante}$

Elaboración propia. Fuente JUNAC (1984, pp 10-2)

Determinación de la fuerza cortante actuante de sismo y viento

Se deben contemplar dos fuerzas horizontales de diseño, las de sismo y viento. Estas actúan en los dos ejes principales de la edificación. Las fuerzas de sismo se pueden estimar con la metodología de la norma E-010 (tabla A5.11), que deriva de las recomendaciones de la JUNAC (1984, pp.10-10). Se calcula en función al área techada de la edificación, la cual se multiplica por coeficientes que se relacionan al peso nominal de la cobertura del techo (ecuación A5.11).

$$V_{sismo} = Coef * Area\ techada \quad (Ecuación\ A5.11)$$

Tabla A5.11: Coeficientes para el cálculo de la fuerza sísmica según la norma E-010.

TIPO	COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE POR SISMO
A	Edificaciones de cobertura liviana (carton bituminoso, calaminas) 1 piso = 10.7 kg 2 pisos = 16.1 kg/m2 por área techada 2º nivel 16.1 kg / m2 de área techada total
B	Edificaciones con coberturas pesadas de tejas 1 piso = 29.8 kg 2 pisos = 29.8 kg/m2 por área techada 2º nivel 22 kg / m2 de área techada total

Nota: Estructuras en suelos flexibles, la fuerza sísmica se multiplica por 1.5. Fuente JUNAC (1984, pp. 10-10).

La fuerza cortante ocasionada por las presiones de viento, también se puede estimar con la metodología de la norma E-010 (tabla A5.12), que deriva de las recomendaciones de la JUNAC (1984, pp.10-10). Esta se calcula en función al área proyectada de la edificación, multiplicada por coeficientes que se relacionan con una velocidad del viento de 75 km/hr.

$$V_{viento} = Coef * Area\ proyectada \quad (Ecuación\ A5.12)$$

Tabla A5.12: Coeficientes para el cálculo de la fuerza de viento según la norma E-010

Número de pisos	Coeficientes de fuerza cortante por viento
1	21 kg por m2 de área proyectada
2	Segundo nivel: 21 kg por m2 de área proyectada nivel 2º Primer nivel: 31 kg por m2 de área proyectada total

Nota: Si la velocidad es de 100, multiplicar por 1.78. Si la velocidad es de 125, multiplicar por 2.78. Fuente JUNAC

Determinación de la fuerza cortante resistente

La fuerza cortante resistente de los muros es un criterio experimental, ya que la resistencia brindada por el entramado de madera es despreciable al aporte que brinda el revestimiento, y el análisis del sistema mixto resulta complejo y muchas veces lejos de la realidad. Las fuerzas cortantes resistidas por el revestimiento se transmiten por los elementos de unión, mayormente clavos, ya que las relaciones entre las fuerzas y desplazamiento en las uniones no son lineales y elásticas, es bastante complejo predecir un comportamiento (JUNAC, 1984). Por este motivo, la norma E-010, brinda tablas de resistencia por unidad de longitud de diversos tipos de entramado con diferentes alternativas de revestimiento (MVCS, 2014). Estos se basan en los ensayos llevados a cabo en el Laboratorio Andino de Ingeniería de la Madera (LADIMA) de especímenes de 2.40 x 2.40 m. Las tablas ofrecen la fuerza cortante resistente con el revestimiento a una cara del muro, y se han obtenido al dividir la carga máxima por un factor de seguridad de 1.5 y multiplicada por un factor de reducción de resistencia de 0.7 (ecuación A5.13). Por otro lado, el valor de la rigidez por unidad de longitud de los muros se ha obtenido a una deformación relativa de $h/1200$, o 2mm.

$$Carga\ admisible = \frac{V_{max-prom}}{1.5} * 0.7 \quad (\text{Ecuación A5.13})$$

Anexo 5.5: Diseño por flexión de vigas de madera

El procedimiento descrito en la tabla A5.13 es el propuesto por la JUNAC para el diseño por cortante de muros, del cual se deriva los requerimientos de diseños planteados por la norma E.010 (1984, pp.10-2).

Tabla A5.13: Procedimiento de diseño por flexión

1) Bases de cálculo	<ul style="list-style-type: none">- Grupo de madera estructural- Cargas a considerar en el diseño- Esfuerzos y deflexiones admisibles- Condiciones de apoyo, luz de cálculo y espaciamiento
2) Cargas y esfuerzos	<ul style="list-style-type: none">- Máximo momento flector (M) y fuerza cortante (V)
3) Escuadría mínima por deflexiones y resistencia	<ul style="list-style-type: none">- Calcular el momento de inercia (I) necesario por deflexiones- Calcular el módulo de sección (Z) necesario por resistencia
4) Verificación por cortante y estabilidad	<ul style="list-style-type: none">- Verificación por cortante- Verificación por estabilidad lateral- Determinar la longitud de apoyo necesaria por compresión

Elaboración propia. Fuente JUNAC (1984)

Deflexiones admisibles:

Las deflexiones en los elementos en flexión se deben controlar para evitar el daño de los elementos no estructurales, y la apariencia de la estructura. La norma E-010, limita las deflexiones máximas para elementos sometidos a flexión según las indicaciones de la tabla A5.14, donde L es la luz entre las caras de apoyo (MVCS, 2014). Por otro lado, se deben

analizar lo elementos solo bajo esfuerzos de sobrecarga, de forma que se puedan reducir las amplitudes de vibraciones en un rango aceptable.

Tabla A5.14: Deflexiones máximas permisibles en elementos sometidos a flexión (MVCS, 2014)

Carga actuante	Con cielo raso de yeso	Sin cielo raso de yeso	Techos inclinados
CM + CV ⁵	$L/300$	$L/250$	$L/200$
Sobrecarga	$L/350$ o 13 mm como máximo		

Fuente: MVCS (2014).

Cuando las cargas son continuas, como el peso propio, ocurren deformaciones en el tiempo conocidas como *deformaciones diferidas*. Es por lo que, al estimar las deflexiones máximas, se considera que las deformaciones por cargas muertas se incrementan en un 80% (MVCS, 2014), sin embargo, el JUNAC (1984), comenta que aquella consideración es un promedio obtenido al cargar maderas verdes o húmedas. Las deflexiones totales se calculan amplificando las deflexiones de carga muerta por 1.8, y sumando las deflexiones por sobrecarga.

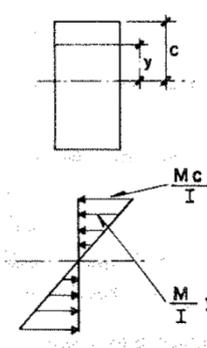
Finalmente, la verificación por deflexiones del elemento se realiza con la ecuación A5.14, donde la inercia de la escuadría debe de ser mayor a las relaciones de deflexión de una viga simplemente apoyada y con una carga distribuida. La norma indica que el cálculo de deflexiones se debe de hacer con el Emin de la madera, y en el caso de correas y tableros Eprom.

$$I > \frac{5 wL^3 k}{384 E} \quad (\text{Ecuación A5.14})$$

Requisitos de resistencia

a) Flexión

El máximo esfuerzo normal que se produce por un momento M que flexiona la viga, se produce en la fibra más alejada del plano del eje neutro, en donde para secciones rectangulares se puede determinar mediante la ecuación. Donde I es el momento de inercia de la sección, b y h con el ancho y peralte respectivamente y c es la distancia a la fibra más alejada del eje neutro (figura A5.6).



$$\left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{Mc}{I} \\ c &= \frac{h}{2} \\ I &= \frac{bh^3}{12} \end{aligned} \right\} \sigma_m = \frac{6M}{bh^2} \quad (\text{Ecuación A6.15})$$

Figura A5.6: Sección transversal y distribución de esfuerzos normales producidos por flexión (JUNAC, 1984)

⁵ Carga Muerta + Carga Viva

De esta forma se puede verificar que el máximo esfuerzo sea menor al esfuerzo admisible por flexión del elemento de madera. La forma más directa de verificar que una escuadría predimensionada cumple los requisitos por resistencia, es mediante la ecuación A5.16, en donde el módulo de sección del elemento debe de ser mayor a la relación del momento actuante (M) y la resistencia admisible a flexión de la madera (f_m).

$$Z > \frac{M}{f_m} \quad (\text{Ecuación A5.16})$$

b) Verificación por corte:

Se deben analizar los elementos en flexión bajo esfuerzos de corte a una longitud h (peralte de la sección) de la cara, o en cualquier otro caso en la cara del apoyo (MVCS, 2014). Se debe verificar que los esfuerzos cortantes (τ), no excedan el esfuerzo admisible al corte, paralelo a la fibra, de la madera utilizada (f_v). Los esfuerzos de corte se calculan con la ecuación A5.17, y el esfuerzo admisible al corte se puede incrementar en un 10% si se está realizando el diseño de un entablado o vigueta.

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{V}{b \cdot h} < f_v \quad (\text{Ecuación A5.17})$$

c) Aplastamiento

El esfuerzo a compresión en la dirección perpendicular a las fibras debe verificarse en los apoyos y donde se concentren cargas. El esfuerzo se calcula con la ecuación A5.18, donde R representa la reacción en el apoyo y, $b \cdot a$ es el área de contacto. El esfuerzo no debe exceder del esfuerzo admisible perpendicular las fibras de la madera (f_c).

$$\sigma_{c\perp} = \frac{R}{b \cdot a} < f_c \quad (\text{Ecuación A5.18})$$

Requisitos de estabilidad

Finalmente, se deben verificar que los apoyos de los elementos sean lo suficientemente estables para garantizar las hipótesis de análisis. En el caso en que no, los apoyos se deben arriostrar según las recomendaciones de la norma E-010. En la figura A5.7 la norma establece 4 condiciones de arriostramiento en función a la relación b/h .

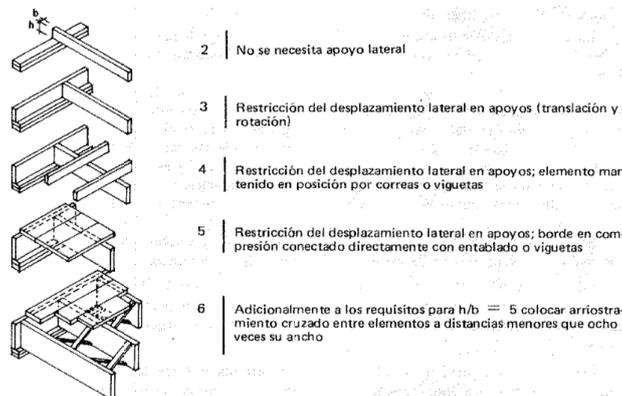


Figura A5.7: Condiciones de arriostramiento para la estabilidad de elementos en flexion

Anexo 5.6: Diseño de armaduras ligeras de madera

El uso de armaduras ligeras para los techos brinda los beneficios de permitir grandes luces sin la necesidad de añadir muros intermedios, y que representan poca masa, ya que están conformadas por escuadrías pequeñas las cuales son más accesibles en el mercado (JUNAC, 1984). En la tabla A5.15 se sintetiza el procedimiento para el análisis del tijeral del módulo de vivienda, propuesta por la JUNAC y la norma E-010.

Tabla A5.15: Procedimiento de diseño por flexo-compresión

1) Definir las bases de cálculo	- Tipo de armadura y características - Grupo estructural (tablas 13.8 a 13) - Cargas muertas y vivas en la estructura
2) Metrado de cargas	- Cargas uniformes (w_p y w_q) - Cargas concentradas equivalentes - Fuerzas axiales y momentos en las barras
3) Análisis estructural de la armadura	- Análisis estático de cargas verticales - Esfuerzos en los elementos
4) Características de la escuadría	- Dimensiones $b \times h$ - Área de sección (cm^2) - Momentos de inercia y módulos de sección en cada dirección
5) Diseño a flexo-compresión	- Cálculo de la longitud efectiva y esbeltez para clasificar el elemento - Determinar la carga admisible - Determinar la carga crítica de Euler (N_{cr}) y factor de amplificación de momentos (k_m) - Verificar que la relación cumpla a flexo-compresión
6) Cálculo de deflexiones	- Calcular las deflexiones máximas en el centro de luz de la cuerda inferior
7) Estabilidad y arrostramiento	- Proporcionar el arrostramiento al sistema global de tijerales, tanto en el plano de la brida superior e inferior.

Elaboración propia. Fuente JUNAC (1984, pp. 10-2)

Momentos en las armaduras

Los momentos generados por cargas aplicadas en las cuerdas se determinan suponiendo que se comportan como vigas continuas apoyadas en los externos de las diagonales y/o montantes. La JUNAC propone que se calculen con las fórmulas de la figura A5.8, las cuales determinan el momento máximo al centro de la luz de cada elemento.

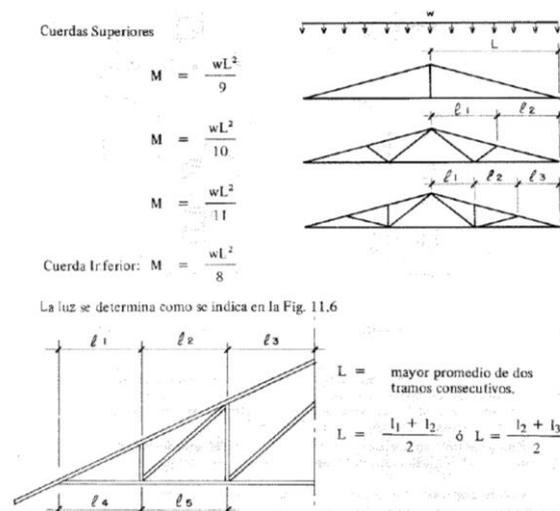


Figura A5.8: Momentos en las armaduras ligeras (JUNAC, 1984)

Longitud efectiva

Se debe calcular la longitud efectiva para determinar la esbeltez y garantizar la estabilidad de las cuerdas inferiores o superiores. Estos elementos se deben analizar en sus dos planos principales para evitar el pandeo (figura A5.9): en el mismo plano que la armadura y fuera del plano de la armadura (entre las correas). En la tabla A6.15, se detallan las fórmulas para determinar conservadoramente la longitud efectiva en cada plano de análisis.

Tabla A5.16: Longitud efectiva de las cuerdas superiores. Fuente: JUNAC (1984)

Elemento	d	L _{ef}
Cuerda (en el plano de la armadura)	B	0,4 (11 + 12) 0,4 (12 + 13)
Cuerda (fuera del plano de la armadura, entre las correas)	B	L _c
Montante o diagonal	B	0,8 ld

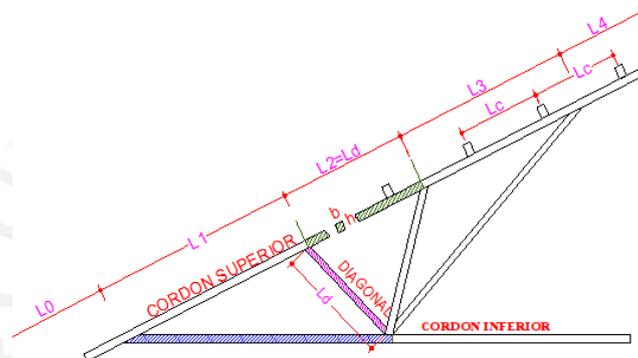


Figura A5.9: Longitud efectiva de las cuerdas superiores

Análisis de secciones compuestas

La carga admisible de las secciones compuestas se debe analizar según tres criterios críticos de pandeo: el pandeo global en el plano, el pandeo global fuera del plano y el pandeo local fuera del plano

- N_{adm1} pandeo global en el plano (x-x): Se determina como dos veces la capacidad de cada pieza con L_{ef} en el plano de la armadura igual a $0,9 * L$ (longitud entre nudos)⁶.
- N_{adm3} pandeo global fuera del plano: la longitud efectiva es igual al espaciamiento entre correas de una sección completa sólida, con un ancho efectivo (b_{ef}) que depende de la separación entre correas (a) y el tipo de unión con tacos (k) (ecuación A5.19). Se ha determinado un factor K de 2,60, que está relacionado con el tipo de unión (clavada) y de la relación $a/b=1$ (figura A6.10), lo cual implica una reducción del ancho efectivo y por ende la carga admisible.

$$b_{ef} = \frac{1}{k} \left(2b + \frac{5a}{3} \right) \quad (\text{ecuación A5.19})$$

⁶ En el caso el elemento es una diagonal o montante, se considera como L_{ef}=0,8 L

TABLA 11.4 COEFICIENTES K PARA EL ANCHO EFECTIVO DE ELEMENTOS DE SECCION COMPUESTA (ESPACIADA)

Sistema de Conexión	Relación a / b			
	0	1	2	3
Clevo	1.8	2.6	3.1	3.5
Pernos	1.7	2.4	2.8	3.1
Cola	1.1	1.1	1.3	1.4

Figura A6.10: Coeficientes para el ancho efectivo de secciones compuestas. Fuente: JUNAC (1984, pp.11-33)

c) N_{adm2} pandeo local fuera del plano (y-y): Se analiza independientemente cada pieza de la cuerda doble con la longitud arriostrada de taco a taco. La longitud efectiva se calcula como la relacion entre la longitud interna y externa (ecuacion A5.20), para $L=2.57$, se consideran 5 tacos intermedios ($L_i=50$ cm) y $L_e=28.5$ cm.

$$L_{ef} = 0.8 * \left(\frac{L_i + L_e}{2} \right) \quad (\text{ecuacion A5.20})$$

Por otro lado, la norma E-010 especifica que los elementos de doble seccion deben cumplir ciertos criterios respecto a la incorporacion de tacos intermedios que garantices el comportamiento de esos dos elementos como uno solo. En la tabla A5.17, se especifican los cinco criterios de espaciamento entre piezas, longitud de tacos en los extremos e intermedios, la esbeltez maxima de piezas laterales y el numero minimo de tacos a colocar.

Tabla A5.17: Limitaciones geométricas de los tacos en una doble sección

Cumplimiento de limitaciones geométricas		
$a < 3 b$	CUMPLE	Espaciamento entre piezas
$B_{ext} > 6 b$	120.00	Largo tacos extremos
$B_{int} > 20$ cm	20.00	Largo tacos internos
$L_i/b = \lambda$ y < 20	20.00	Esbeltez máxima de piezas laterales
$30 b$	600.00	Si $L > 30 b$, colocar mínimo 2 tacos intermedios
Largo taco extremo $B_{ext} > 6b > 12$ cm	--	Largo tacos intermedios $B_{int} > 20$ cm
Si Long del elem $> 30b=60$	Colocar por lo menos dos tacos intermedios, sino basta con uno	

Deflexiones admisibles

La JUNAC (1984), realiza un especial énfasis en las deformaciones diferidas, las cuales son debido a los deslizamientos o rotaciones en los nudos, ya que muchas veces en las armaduras clavadas representan casi el triple que las deformaciones iniciales por peso. Estas deformaciones se deben a la variación del contenido de humedad (CH) de la madera, ya que esta, al expandirse y contrarse continuamente, consigue aflojar la unión clavada. Por este motivo, y porque las maderas tropicales han demostrado niveles superiores de contracción volumétrica, que es recomendable considerar siempre una contraflecha que compense la deformación inicial producida por las cargas muertas.

La JUNAC (1984), recomienda que se determinen las deflexiones admisibles haciendo uso de la fórmula del reglamento inglés (ecuación 8.5), la cual incrementa en un 15% la deflexión elástica (δ) por cargas en los nudos para considerar el desplazamiento de las uniones, y añade

la deformación por cargas distribuidas en la cuerda, para finalmente amplificar esta deformación en un 75% para considerar las deformaciones diferidas por la variación volumétrica por humedad.

Anexo 5.7: Diseño de conexiones clavadas de madera

El procedimiento descrito en la tabla A5.18 es el propuesto por la JUNAC para el diseño de conexiones de madera, del cual se deriva los requerimientos de diseño planteados por la norma E.010 (MVCS, 2014).

Tabla A5.18: Deflexión máxima, amplificada y permisible del tijeral

UNIONES SOMETIDAS A CIZALLAMIENTO O CORTE	
Definir las bases de cálculo	- Grupo estructural (tablas 13.8 a 13) - Cargas actuantes en la unión y su orientación respecto a las piezas - Características de los clavos (longitud y diámetro)
Determinar la carga admisible por clavo	- Determinar la carga admisible por cizallamiento (tabla) - Si la unión es a doble cizallamiento, clavo lancero o a tope, multiplicar por el factor correspondiente (tabla)
Verificación de espesor y longitud	- Verificación de espesores y longitudes mínimas de penetración - Si es necesario reducir la carga admisible por clavo
Numero de clavos	- Determinar el número de clavos y su ubicación
UNIONES SOMETIDAS A EXTRACCION	
Longitud y diámetro	- La longitud debe de ser entre 2 a 3 el espesor del elemento que contiene la cabeza del clavo
Longitud de penetración	En el elemento que contiene la punta y calcular la carga admisible Clavos lanceros por 2/3, clavos a tope no se pueden considerar resistentes Uniones con madera seca se duplica la carga admisible
Numero de clavos	- Determinar el número de clavos y su ubicación

Elaboración propia. Fuente JUNAC (1984, pp. 11-2)

Carga admisible al cizallamiento o corte

La carga admisible está relacionada con el tipo de madera y su espesor, el diámetro y longitud de los clavos, y es directamente proporcional al número de clavos (JUNAC, 1984). En la tabla A5.19 se encuentra la carga admisible para un clavo perpendicular al grano sometido al corte. Los valores se han tabulado para uniones conformadas por madera verde ($CH > 30\%$), por lo que, en uniones con madera seca, los valores se pueden multiplicar por 1.25. Por otro lado, si se contemplan conexiones en doble corte, clavos lanceros o a tope, las cargas admisibles se pueden modificar con los factores de la figura A5.11.

Tabla A5.19: Cargas admisibles para un clavo perpendicular al grano sometido a corte.

Longitud (l)		d	Carga admisible (kg)		
mm	pulg	mm	A	B	C
51	2	3,3	53	42	30
63	2 1/2	3,7	61	48	35
76	3	3,7	61	48	35
89	3 1/2	3,7	61	48	35
102	4	4,1	70	54	39

Fuente JUNAC (1984) y MVCS (2014).

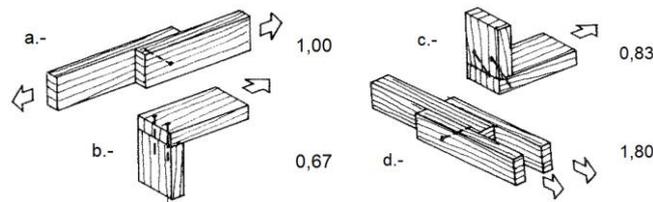


Figura A5.11: Factor de conexiones a simple corte (a), a tope (b), clavos lanceros (c) y a doble corte (d)

Criterios de penetración de los clavos

De forma que se puedan asumir las cargas admisibles de la tabla A5.19, se deben cumplir los criterios de penetración de los clavos y espesor mínimo del elemento. En la figura A6.12, se describen las condiciones de las conexiones a corte simple (a), las conexiones a doble corte ((b) y el de las conexiones con clavos lanceros (c). Si es que no se cumplen alguno de los criterios, la carga admisible se debe reducir por la menor de las condiciones de la tabla A5.20.

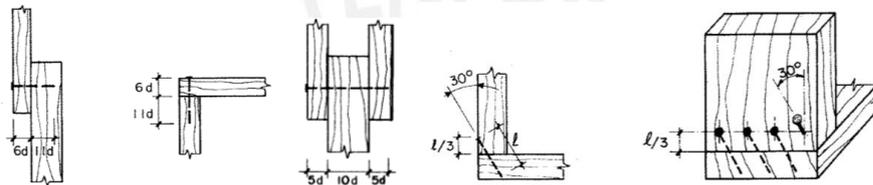


Figura A5.12: Espesores mínimos de penetración de clavos sometidos a simple corte (izquierda) y a doble corte (al medio), y criterios de colocación de clavos lanceros (derecha)

Tabla A5.20: Factores de reducción por criterios de penetración de clavos

Simple corte	Doble corte
- Espesor elemento más delgado/ $6d > 0.5$	- Espesor elemento central/ $10d$
- Penetración de la punta/ $11d > 0.5$	- Espesor de elemento con la cabeza/ $5d$
	- Penetración de la punta/ $5d$

Fuente JUNAC (1984) y MVCS (2014).

Criterios de espaciamientos mínimos

La norma E-010 exige que se respeten criterios mínimos de espaciamiento entre clavos y a los bordes extremos, de forma que se eviten rajaduras al momento de clavar la madera. Muchas veces por los criterios de espaciamiento, las escuadrías de madera tienden a sobredimensionarse, pero los espaciamientos pueden reducirse a criterio del diseñador responsable. En la figura A5.13, se describen los criterios de espaciamiento par conexiones a simple corte cargadas paralelamente al grano (a) y cargados perpendicularmente al grano (b)

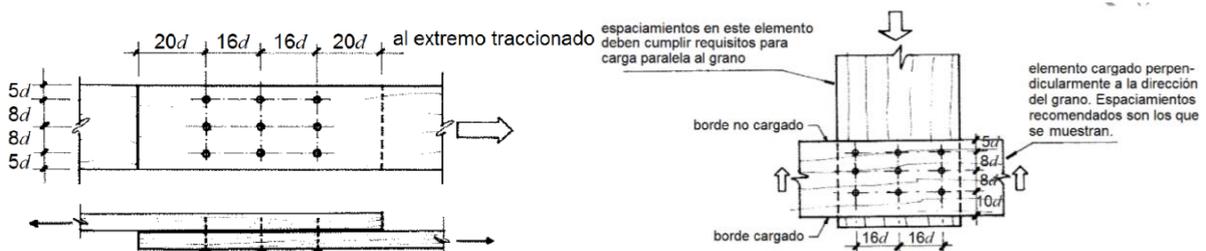


Figura A5.13: Criterios de desplazamiento a corte simple. (a) Conexiones cargadas paralelamente al grano y (b) conexiones cargadas perpendicularmente al grano.

Por otro lado, si las conexiones se realizan con un pretaladro o son a doble corte y clavadas en ambos lados alternadamente, se pueden usar los criterios de la figura A5.14, los cuales representan restricciones menores.

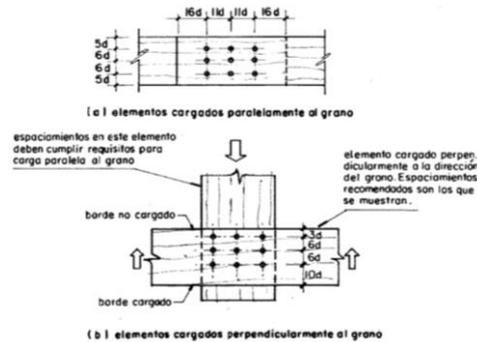


Figura A5.14: Criterios de desplazamiento a doble corte alternado o pretaladradas (a) Conexiones cargadas paralelamente al grano y (b) conexiones cargadas perpendicularmente al grano.

Finalmente, si las conexiones son a doble corte y se clavan solo por un lado de la madera, se debe de hacer uso de las restricciones de la figura A5.15.

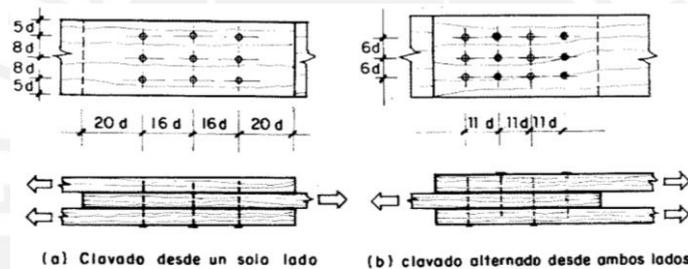


Figura A5.15: Criterios de desplazamiento a doble corte alternado o por un solo lado

Uniones clavadas sometidas a extracción

La carga admisible a extracción de los clavos se puede determinar con la tabla tal de la norma E-010 (figura A5.16). La norma recomienda que, de preferencia, se eviten conexiones sometidas a extracción, y que las conexiones con clavos a tope, donde la dirección del grano es la misma que la punta, la resistencia a extracción es nula. En el caso que las conexiones sean con clavos lanceros, los valores de la tabla se pueden multiplicar por 2/3, y si se hace uso de madera seca, las cargas admisibles se pueden duplicar.

TABLA 47.6.B
CARGA ADMISIBLE DE EXTRACCIÓN EN NEWTON (kg)

Grupo	Clavo Perpendicular al grano
A	0,78 $a d$ (0,08 $a d$)
B	0,59 $a d$ (0,06 $a d$)
C	0,39 $a d$ (0,04 $a d$)

Siendo:
 a = longitud de penetración del clavo en el elemento que contiene la punta (mm)
 d = diámetro del clavo (mm).

Figura A5.16: Cargas admisibles a extracción de los clavos (MVCS, 2014)