

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**DISEÑO DE UNA VIVIENDA DE MADERA DE DOS NIVELES
CON EL SISTEMA DE POSTE Y VIGA**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Christian Jesus Romero Ramos

ASESOR: Daniel Quiun Wong

Lima, noviembre de 2016



RESUMEN DE TESIS

El presente trabajo consiste en el diseño de una vivienda de dos niveles constituida por madera, con una cimentación de concreto armado. El sistema utilizado para el diseño es el denominado "Poste y Viga", el cual hace referencia a pórticos conformados por columnas y vigas peraltadas.

La vivienda se proyecta sobre un terreno de 96.2 m², ubicada en la zona sísmica 1 de la Norma E.030. De manera frontal colinda con una transitada calle y, los laterales y la parte posterior, se encuentran junto a propiedades de terceros. En el primer nivel se encuentran la sala, el comedor, la lavandería, el baño de visitas, el patio posterior, jardín y el garaje. En el segundo nivel se encuentran las habitaciones y un segundo baño. Asimismo, la vivienda posee un techo de madera a una sola agua (una vertiente), constituido por cuatro tijerales de madera con una cubierta de teja andina, en donde el área más alta será utilizada como un pequeño ático para el almacenaje de materiales de peso ligero. Los elementos estructurales serán de madera estructural del grupo B y concreto armado para la cimentación. Se usarán las normas E.010 Madera y E.060 Concreto armado. Las cargas se tomarán de la Norma E.020 Cargas.

El suelo de cimentación es arcilla, cuya resistencia admisible es $q_a = 0.8 \text{ kg/cm}^2$ a 1.50 m de profundidad debajo del nivel del piso terminado. La cimentación se hará siguiendo los lineamientos de las normas E.050 Suelos y Cimentaciones y E.060 Concreto Armado.

El trabajo consta de ocho capítulos. En el primero se muestra la concepción del proyecto, indicando la descripción arquitectónica, los objetivos y alcances. En el segundo capítulo se detalla todo el marco teórico referente al diseño con madera. En el capítulo tres se realiza la estructuración y el pre dimensionamiento de los principales elementos de madera que constituirán la vivienda. En el cuarto capítulo se analizan las cargas a las cuales los elementos de madera estarán sometidos; se realiza también, el análisis sísmico y de viento para la vivienda. En el quinto capítulo se diseñan los elementos horizontales, los tijerales y las columnas considerando todas las cargas analizadas en el capítulo cuatro. En el capítulo seis se diseña la cimentación, la cual considera zapatas aisladas, conectadas o combinadas, según sea el caso. En el capítulo siete se diseñan las uniones entre los elementos y, finalmente, en el capítulo ocho se exponen las conclusiones después de desarrollar todo el diseño.

ÍNDICE	PÁGINA
1. CAPÍTULO 1: CONCEPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	1
1.1.Introducción	1
1.2.Descripción arquitectónica	3
1.3.Objetivos y alcances	6
2. CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO PARA EL DISEÑO	7
2.1.Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino	7
2.2.Norma Peruana E.010 MADERA	8
2.3.Otras publicaciones	12
2.4.Pautas y disposiciones generales	13
2.5.Costos de la madera aserrada	16
3. CAPÍTULO 3: ESTRUCTURACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO	17
3.1.Criterios de estructuración	17
3.2.Dimensionamiento de elementos estructurales	19
3.3.Elementos divisorios NO estructurales	23
4. CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DE CARGAS, DEFLEXIONES Y ESFUERZOS	25
4.1.Análisis de cargas verticales	25
4.2.Identificación de los esfuerzos en los elementos	26
4.3.Deflexiones admisibles	27
4.4.Análisis de cargas en columnas	28
4.5.Análisis sísmico	30
4.6.Análisis para cargas de viento	32
4.7.Combinaciones de carga - Diseño por esfuerzos admisibles	33
4.8.Procedimientos de diseño	34
5. CAPÍTULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS DE MADERA	36
5.1.Diseño del entablado	36
5.2.Diseño de viguetas	38

5.3.Diseño del techo del nivel 2 – Tijeral	40
5.3.1. Diseño de correas	40
5.3.2. Diseño del tijeral	44
5.4.Diseño de vigas	50
5.5.Diseño de columnas	55
6. CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	66
6.1.Caso de zapata aislada	66
6.2.Caso de zapata combinada	68
7. CAPÍTULO 7: DISEÑO DE UNIONES Y CONEXIONES	72
7.1.Tipos de uniones	72
7.2.Esfuerzos en uniones mecánicas	72
7.3.Tablas para el diseño	73
7.3.1. Uniones clavadas en cizallamiento	73
7.3.2. Uniones en extracción	77
7.3.3. Uniones empernadas en cizallamiento	78
7.4.Diseño de uniones del tijeral	79
7.5.Diseño de unión entablado – vigueta	81
7.6.Diseño de unión vigueta – viga	83
7.8.Diseño de unión viga – columna	84
7.7.Sistema de conexión columna – cimentación	86
8. CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES	88
9. BIBLIOGRAFÍA	89

CAPÍTULO 1: CONCEPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

1.1. Introducción

La madera es uno de los principales recursos renovables en el mundo cuya utilización se realiza a gran escala. Históricamente es uno de los materiales más utilizados por el hombre en diversas actividades: una de ellas la construcción; básicamente porque sólo con aquella se puede construir una vivienda íntegramente, es decir, sin la intervención o combinación de otro material.

La naturaleza de la madera es orgánica, de ahí que posee una compleja estructura natural diseñada para satisfacer las necesidades de su medio. Partiendo de esto, es importante reconocer las limitaciones que posee frente a otros materiales en el campo de la construcción y, sobretodo, como material estructural.

En la actualidad, la construcción en el Perú encuentra cierta preferencia en el uso del acero y el concreto para la construcción de estructuras portantes, utilizando a la madera en el campo arquitectónico o en estructuras livianas con poca capacidad portante, como son los elementos de techumbre con cubiertas livianas, revestimientos, pisos, entre otros. Hasta el año 2014, de acuerdo a la Dirección General Forestal y de Fauna Silvestre, la construcción civil ha consumido aproximadamente el 7.4% de toda la producción anual maderable en el país, en forma de madera aserrada (ver Tabla 1.1).

Tabla 1.1 Producción Maderable en Perú (2013)

PRODUCTO	VOLUMEN (m ³)
Leña	7,028,267
Madera Aserrada	575,262
Carbón	93,211
Triplay	64,824
Parquet	14,410
Madera laminada y chapas decorativas	6,967
Durmientes	4,761
Postes	255

Fuente: MINAGRI 2014, "Perú Forestal en Números 2013", Dirección General Forestal y de Fauna Silvestre. Lima, Perú.

La tabla 1.2 muestra la producción total de madera aserrada estructural (por especie) en el Perú hasta el año 2014. La especie de madera que se utilizará en el proyecto

será del grupo B (Huayruro), cuya producción ha sido sostenible durante los últimos 6 años.

Como se verá más adelante, esta especie integra, junto con otras más, un determinado grupo de madera estructural cuyas características son aptas para la construcción de estructuras de capacidad portante.

Tabla 1.2 Producción de Madera Estructural del 2007 al 2014 (m³)

ESPECIE	2007	2008	2009	2010	2011	2013	2014 (*)
Tornillo	114,105	109,996	104,364	99,173	113,973	112,936	94,100
Capirona	58,797	43,146	32,925	10,834	14,812	9,255	28,800
Eucalipto	54,335	56,288	40,779	49,826	53,025	47,060	46,300
Copaiba	32,544	27,197	20,769	15,319	18,099	14,457	23,100
Moena	29,429	24,929	21,332	22,203	22,698	14,737	15,000
Estoraque	20,512	6,594	3,862	3,467	4,266	1,757	-
Huayruro	10,044	11,132	7,821	11,120	13,205	10,535	14,200
Pumaquiro	8,726	5,485	22,133	3,828	3,533	1,735	-

(*) Preliminar

Fuente: MINAGRI 2014, "Perú Forestal en Números 2013", Dirección General Forestal y de Fauna Silvestre. Lima, Perú.

La durabilidad y la poca capacidad de resistencia al fuego son las principales características con las cuales se asocia a la madera. Sin embargo, existen en la actualidad tratamientos que pueden ayudar a una estructura de madera a tener excelente estado de conservación y extender su tiempo de vida mucho más. Un ejemplo de ello son las sustancias retardadoras de fuego y aquellas que evitan el deterioro por ataque de insectos y hongos. En el caso de otros materiales de construcción, como son el acero y el concreto, son habituales las medidas de protección frente a agresiones externas por lo que no debe extrañar la protección de la madera cuando las condiciones lo requieran.

Por otro lado, el diseño de una estructura en el país debe considerar que nuestro territorio es una zona de alta actividad sísmica, por lo que aquellas deben ser capaces de resistir los embates de un sismo de baja o alta intensidad. De acuerdo a la Norma E.030, las estructuras deben limitar su desplazamiento a ciertos parámetros definidos en dicha norma. Una estructura de madera, por la naturaleza de la misma, es más flexible que una de concreto armado; ello puede significar también una limitación y, además, puede convertirse en un gran peligro si aquella no se diseña bajo los parámetros de las normas vigentes.

En el presente proyecto se diseñará la estructura de una vivienda de dos niveles con elementos de madera estructural, los cuales tendrán un adecuado tratamiento como protección para las siguientes amenazas: hongos y humedad, insectos y fuego. Asimismo, se diseñará la estructura para resistir las solicitaciones de sismo y el viento, bajo las normas vigentes en el país, así como también para las cargas de gravedad habituales en cualquier estructura.

1.2. Descripción Arquitectónica

La vivienda a diseñar se proyecta sobre un terreno rectangular de 13.0 x 7.4 metros (ver figura 1), con un área total de 96.2 m² y 40.73 m de perímetro. Se ubica en una zona que, de acuerdo a la Norma E.030, es ZONA 1. El tipo de suelo es S2, en una zona urbana, con una capacidad portante de 0.8 kg/cm² a 1.50 metros de profundidad. El frontis de la vivienda colinda con la vía pública, las zonas laterales con otras propiedades, así como también la parte posterior. El área libre sin techar es de 24.4 m², destinada como jardín y patio para lavandería. El tipo de vivienda proyectada será del tipo C (de acuerdo a la importancia de vivienda), con una altura total de 8.40 metros, desde el nivel del terreno natural hasta el techo.

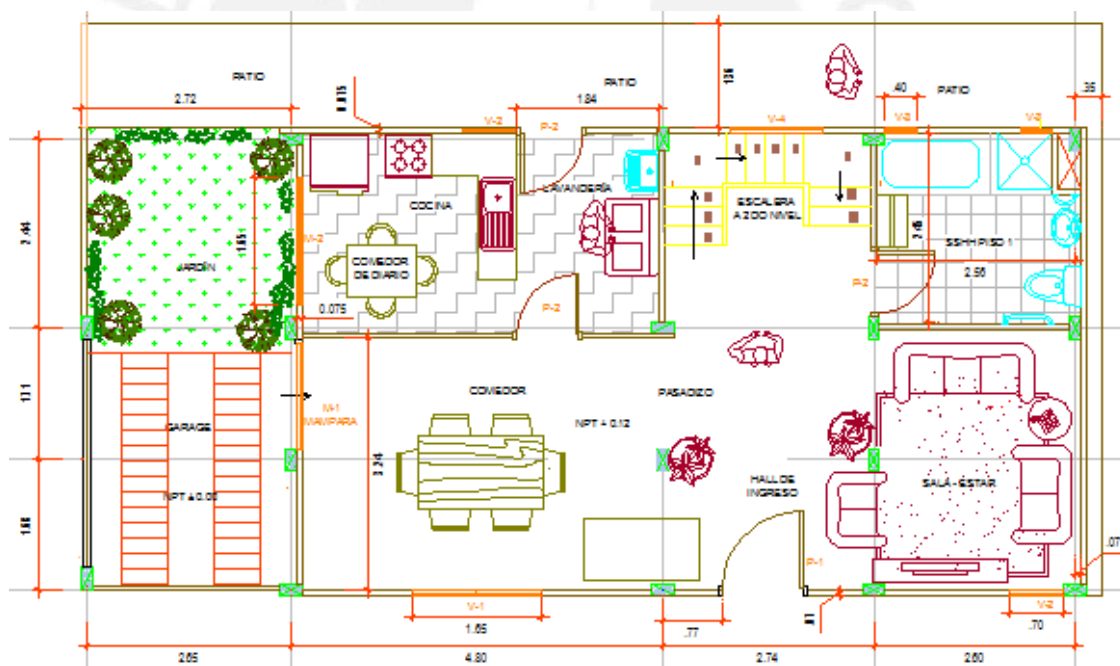


Figura N° 1: Planta nivel 1 de la vivienda

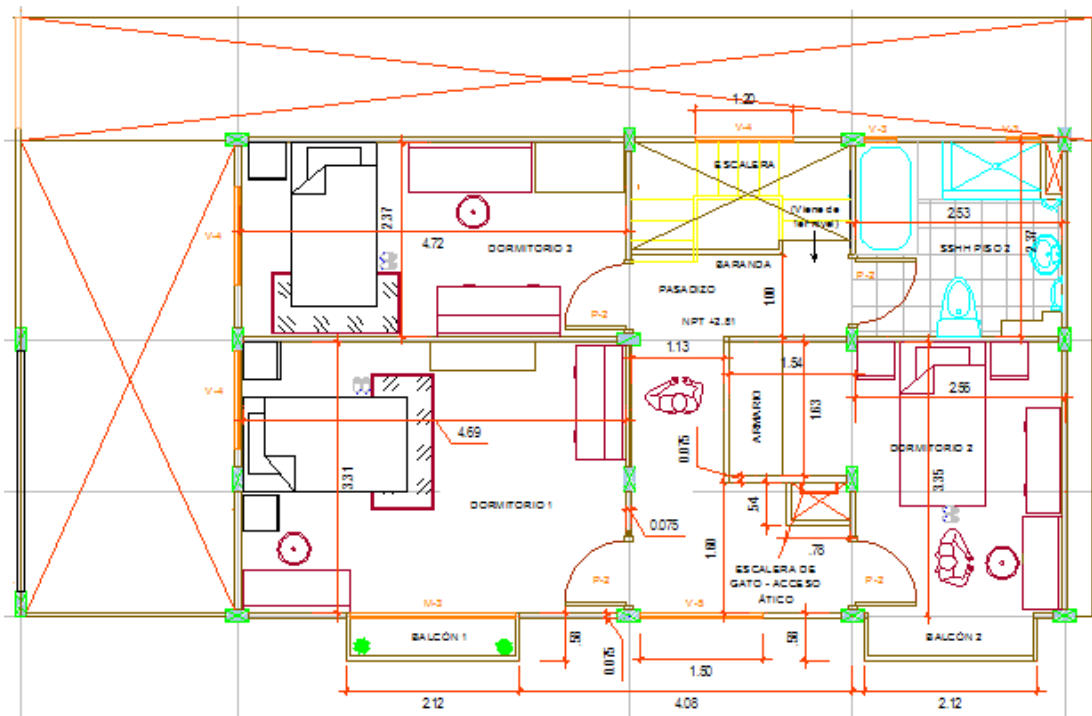


Figura N° 2: Planta nivel 2

La vivienda se diseñará exclusivamente con madera estructural del grupo B, con los tratamientos descritos en el acápite anterior y de acuerdo a la Norma Técnica E.010. Se empleará el sistema estructural de poste y viga, es decir, se utilizará vigas apoyadas sobre columnas y, éstas, empotradas en la cimentación. El sistema de cimentación estará comprendido por tres tipos de zapatas: aisladas, conectadas y combinadas.

La vivienda, como ya se mencionó, será de dos niveles: el primero será destinado para la sala-comedor, cocina, lavandería, baño de visitas y áreas libres; el segundo nivel se proyecta destinado para tres habitaciones y un baño. En la parte alta, se aprovechará la forma del techo (tijeral a una vertiente del tipo “diente de sierra”) para generar un área de 15.16 m², que podrá ser utilizado como un pequeño almacén de materiales livianos. El segundo nivel tendrá dos balcones en el frontis de la vivienda, de dos metros de largo por 0.60 metros de ancho. Asimismo, cabe indicar que en el presente proyecto no se muestra el diseño de la escalera para el acceso al segundo nivel.

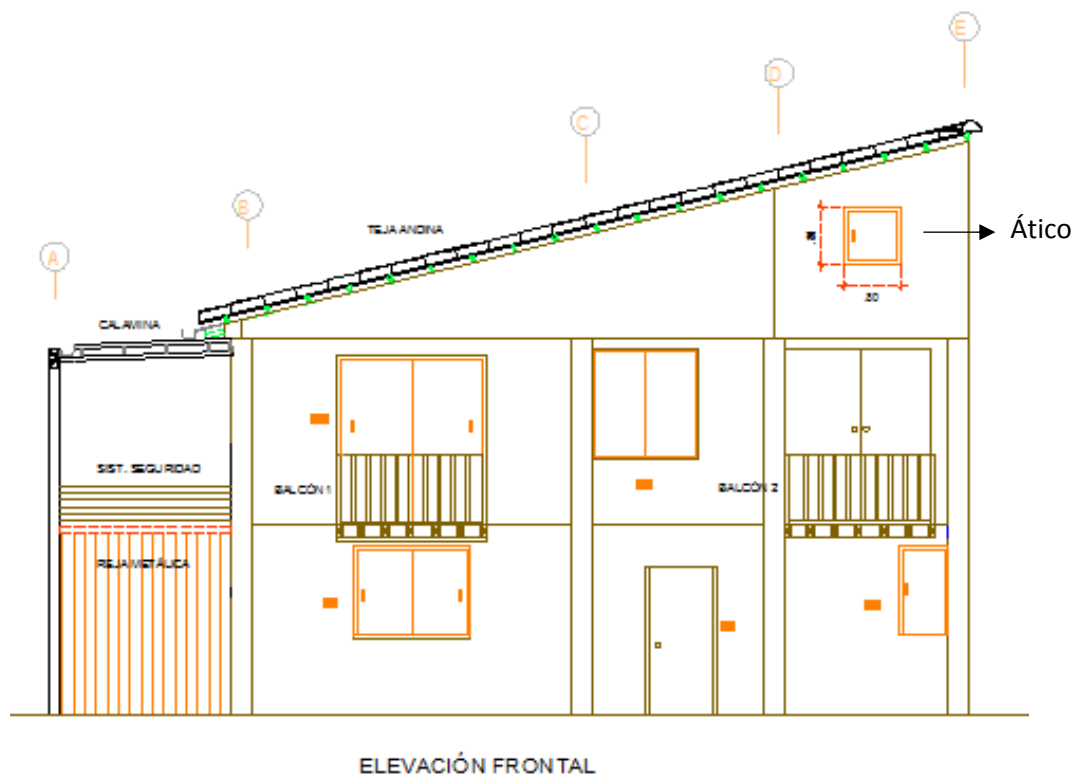


Figura N° 3: Elevación Frontal

Dentro de la vivienda, los entrepisos se constituirán por viguetas y entablados del tipo machihembrado clavados a las primeras. Los muros divisorios y de cubierta, en los niveles uno y dos, serán paneles livianos adaptados de acuerdo a la ubicación de ventanas y puertas del interior de la vivienda. Dichos muros tendrán una cubierta similar a la del piso, con lo que se logrará tener un mejor acabado visual y estético. Cabe mencionar que los demás elementos arquitectónicos como revoques, zócalos y contra zócalos no serán descritos. Además, todos los elementos llevarán el mismo tratamiento para la protección contra las amenazas de hongos e insectos.

Finalmente, el techo se conformará por tijerales a una pendiente, conectados directamente sobre la estructura, y arriostrados en la parte superior por correas de madera. La cubierta se proyecta de teja andina industrial, asentada sobre pequeños listones o cabios colocados perpendicularmente sobre las primeras. La base de las tejas será recubierta con una capa de brea y plástico transparente grueso para evitar filtraciones. Asimismo, en todos los lados del sistema de techado se contará con canaletas para recolectar el agua proveniente de lluvias.

1.3. Objetivos y Alcances

El proyecto tiene por objetivo realizar el diseño estructural de una vivienda unifamiliar íntegramente con madera estructural del grupo B. El diseño incluye el sistema de techado de la vivienda y la cimentación de concreto armado de la misma.

En los alcances del proyecto se contempla el análisis para cargas de gravedad de toda la estructura, así como también el análisis sísmico y la verificación de los desplazamientos laterales admisibles. El análisis para cargas de viento se realizará para el diseño del sistema de techado. Los elementos a diseñar serán los siguientes:

- Entablados de madera.
- Viguetas, tanto del primer entrepiso como del piso del ático.
- Vigas del primer y segundo nivel.
- Columnas del primer y segundo nivel.
- Tijerales y correas de madera para el techo de la vivienda.
- Muros entramados de madera.
- Cimentación.
- Uniones y conexiones de todos los elementos.

El diseño se realizará de acuerdo a los procedimientos indicados en las siguientes normas y manuales:

- Norma Técnica de Edificación E.010 - Madera
- Norma Técnica de Edificación E.020 - Cargas
- Norma Técnica de Edificación E.030 – Diseño Sismorresistente
- Norma Técnica de Edificación E.060 – Concreto Armado
- Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino – Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984.
- Manual de la Construcción de Viviendas en Madera – Corporación Chilena de la Madera, 2011.

El proyecto incluye planos y dibujos de elevaciones, cortes típicos y detalles de uniones de los elementos diseñados. Por otro lado, en el proyecto NO se incluye el diseño de escaleras, el diseño de las instalaciones sanitarias y eléctricas, y la especificación de las características de los elementos arquitectónicos como revoques, zócalos, contrazócalos, marcos de ventana y puerta, etc.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO PARA EL DISEÑO

La madera es un material muy versátil y que en el campo de la construcción puede ser utilizada de diversas maneras, una de ellas es su empleo como material portante en una vivienda. En ese sentido, existe para cada uso un tipo de madera con el cual se logra un eficiente desempeño. A continuación, se muestran las principales características de las especies de madera que son clasificadas como estructurales, de acuerdo a las siguientes fuentes:

2.1. Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino

En el manual se identifican dos especies de madera: coníferas y tropicales (o latifoliadas). La primera crece en las zonas de clima templado y frío (propios de Norteamérica); y la segunda, en los bosques andinos y amazónicos de la subregión andina. En el Perú, estas zonas son la principal fuente para la extracción de madera estructural.

En el texto se define también las principales características físicas y mecánicas de la madera tropical. Sobre las primeras se indican los siguientes aspectos:

- Densidad y peso específico
- Expansión y conductividad térmica
- Transmisión y absorción del sonido
- Conductividad eléctrica

Sobre las características mecánicas de la madera se menciona lo siguiente:

- a. Propiedades resistentes de la madera
 - Resistencia a la compresión paralela
 - Resistencia a la compresión perpendicular
 - Resistencia a la tracción
 - Resistencia al corte
 - Resistencia a la flexión.
- b. Propiedades elásticas de la madera

Ya que la madera no es un material homogéneo y sus características varían de acuerdo a la dirección de sus fibras, ésta posee tres módulos de elasticidad y tres de corte (una para cada dirección), así como seis módulos de Poisson. De manera práctica, considerando sólo la dirección paralela a las fibras, se puede considerar un módulo de elasticidad (E) y uno de corte (G), tal como un material isotrópico

- Módulo de elasticidad “E”: Depende del grupo estructural.

- Módulo de corte "G": En maderas secas, varía entre 0.06 y 0.04 el valor de "E".
- Módulo de Poisson " σ ": Para maderas con densidades de 0.5 g/cm³, varía entre 0.25 a 0.40.

Sobre los factores que afectan el comportamiento de la madera, se menciona lo siguiente:

- Defectos de crecimiento.
- Densidad.
- Temperatura.
- Duración de la carga.
- Contenido de humedad.

La resistencia de la madera es inversamente proporcional a su contenido de humedad. Cuando la humedad está por encima del punto de saturación de las fibras (PSF), la resistencia se torna constante.

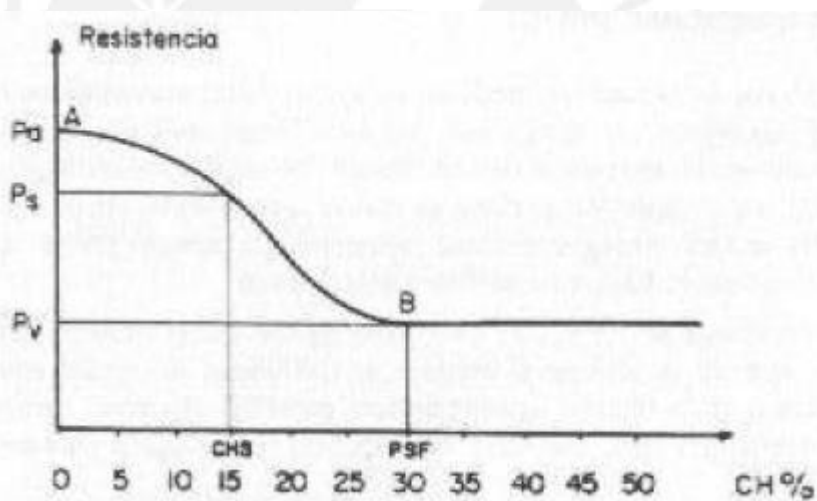


Figura 2.1 Influencia de la humedad en la resistencia

Fuente: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984

El Manual también nos presenta el capítulo 6 ("Protección por Diseño"), en donde se aborda la degradación de la madera puesta en servicio debido a la humedad, el oxígeno y la temperatura; y el efecto adverso de sustancias químicas. La degradación proviene directamente de organismos biológicos (hongos o insectos xilófagos).

2.2. Norma Peruana E.010 MADERA

La norma fue actualizada en junio del 2006, teniendo como base el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino (1984) y otras normas técnicas como las ITINTEC, ININVI E.101 e ININVI E.102, reemplazadas luego por las vigentes.

De esta manera, la norma establece parámetros para la clasificación de la madera estructural, valores de la resistencia para cada grupo y, además, los métodos de análisis y de diseño estructural con madera. Asimismo, se normalizan las características de la madera estructural para construcciones de vivienda, así como también los términos y los valores para las diferentes etapas del diseño. La norma se divide en dos grandes capítulos, cuyo contenido se muestra a continuación y se tomarán en cuenta para el capítulo de diseño del presente proyecto.

2.2.1. Capítulo 1: Agrupamiento de maderas para uso estructural

Se establecen los parámetros para la clasificación de maderas estructurales en tres grupos: A, B y C; también se señalan los requisitos de incorporación de especies a dichos grupos. El agrupamiento está basado en los valores de la densidad básica y las propiedades mecánicas de cada especie de madera, obtenidos mediante ensayos a flexión. A continuación se muestran los valores de la densidad básica, módulo de elasticidad, resistencia y esfuerzos admisibles para cada clase de madera (ver tablas 2.1, 2.2 y 2.3):

Tabla 2.1. Densidades básicas de acuerdo al grupo estructural

GRUPO	Densidad Básica (g/cm ³)
A	≥ 0.71
B	0.56 a 0.70
C	0.40 a 0.55

(Fuente: Norma E.010 Madera, 2006)

Tabla 2.2. Valores del módulo de elasticidad de acuerdo al grupo estructural

GRUPO	Módulo de Elasticidad "E" (kg/cm ²)	
	E mínimo	E promedio
A	95,000	130,000
B	75,000	100,000
C	55,000	90,000

(Fuente: Norma E.010 Madera, 2006)

Tabla 2.3. Esfuerzos admisibles de acuerdo al grupo estructural

GRUPO	Esfuerzos Admisibles (kg/cm ²)				
	Flexión f_m	Tensión paralela f_t	Compresión paralela $f_{c//}$	Compresión perpendicular $f_{c\perp}$	Corte paralelo f_v
A	210	145	145	40	15
B	150	105	110	28	12
C	100	75	80	15	8

(Fuente: Norma E.010 Madera, 2006)

2.2.2. Capítulo 2: Diseño y Construcción con Madera

En este capítulo la norma fija los requisitos mínimos para los materiales y los parámetros para el análisis y diseño estructural con madera.

El capítulo se divide en los siguientes artículos, los cuales se considerarán para el desarrollo del proyecto:

- Artículo 1: Requisitos generales.
- Artículo 2: La madera
Se especifican las características físicas que debe tener la madera antes de iniciar la construcción: *"...seca a un contenido de humedad en equilibrio con el ambiente donde va ser instalada, y en ningún caso se excederá un contenido de humedad del 22%"*.
- Artículo 3: Tableros a base de madera
Para el presente proyecto se utilizará madera con densidad 0.4 g/cm³ y 20 mm de espesor, en cartelas de unión de tijerales.
- Artículo 4: Diseño con madera
Se determinan los parámetros para iniciar el análisis y diseño estructural. A continuación se mencionan los considerados para el presente proyecto:
 - Particularidades: Para el diseño se considerará a la madera como un material isotrópico en cada una de las direcciones del grano o fibra.
 - Métodos de análisis: Se utilizarán los procedimientos convencionales de análisis lineal y elástico.
 - Método de diseño: Se utilizará el método de los esfuerzos admisibles. Los esfuerzos producidos por las cargas de servicio se modificarán de

acuerdo a los coeficientes aplicables en cada caso. Las deformaciones se evaluarán para las cargas de servicio.

- Cargas: Se considerará el peso propio de los elementos, cargas vivas, de sismo y de viento. Se utilizará la Norma E.020 Cargas.
- Esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad: Se utilizarán los valores de las tablas 2.2 y 2.3. del presente proyecto.

- Artículo 5: Diseño de elementos en flexión

Se aplica a los diseños de elementos horizontales. Las deflexiones admisibles se calcularán para la condición más desfavorable de cargas muertas y vivas. Asimismo, las deflexiones máximas admisibles para cargas permanentes más sobrecargas dependerán del cielo raso y el tipo de estructura o edificación a considerar: $L/300$ para edificaciones con cielo raso de yeso, $L/250$ para aquellas sin cielo raso de yeso, y $L/200$ para techos inclinados y edificaciones industriales. Sólo para sobrecargas de servicio en todo tipo de edificaciones se considera $L/350$ o 13mm. "L" es la luz entre caras de apoyos o luz libre.

- Artículos 6 y 7: Diseño de elementos a tracción, flexo-tracción, compresión y flexo-compresión

- Artículo 8: De acuerdo a la norma, en estructuras con coberturas pesadas de dos pisos, la fuerza de sismo en el primer nivel se calculará multiplicando el área techada por 22 kg/m^2 y, en el segundo nivel, multiplicando el área techada por $29.8/\text{m}^2 \text{ kg}$.

Para las fuerzas de viento, se considera el área lateral expuesta al viento. En estructuras de dos pisos, la fuerza en el primer y segundo nivel será el resultado de multiplicar el área proyectada de dichos niveles por 21 kg/m^2 .

- Artículo 9: Armaduras

Se determinan los criterios de diseño, estabilidad y arriostramiento de la estructura.

Con respecto a las cargas, serán consideradas las especificaciones planteadas en el artículo 4 de la norma. Las uniones con tableros de madera contrachapada se considerarán con densidades mayores a 0.6 g/cm^3 . Las hipótesis para el diseño son las siguientes: los elementos serán considerados rectos, las cargas aplicadas a través de las correas se aplicarán en los

elementos de la armadura considerando posibles efectos de flexión, los elementos serán diseñados considerando su longitud efectiva y esbeltez.

- Artículo 10: Uniones

En este artículo se definen los parámetros para uniones del tipo clavadas y empernadas, y las sollicitaciones a las cuales están expuestas: simple y doble cizallamiento. Mayor detalle se muestra en el capítulo 8 de la presente tesis.

2.3. Otras Publicaciones

2.3.1. Tesis “Diseño en Madera” – Carlos Nieto

En la tesis, presentada en 1993, se diseña una estructura de madera bajo el sistema de muros de corte (entramado), sobre un terreno de aproximadamente 94 m². Las principales características de la vivienda son las siguientes:

- Vivienda unifamiliar de dos niveles.
- Estructura de madera con el sistema entramado (muros de corte).
- La madera utilizada fue tornillo, del grupo C.
- La resistencia del terreno considerada fue de 0.75 kg/cm².
- Se realizó el análisis estático y el análisis sísmico de la estructura.

En el capítulo 5, denominado “Ensayos de paneles de madera sometidos a carga lateral”, se detalla el ensayo realizado a paneles o muros de madera tornillo de forma cuadrada, de 2.40 m de lado, conformados por pies derechos, riostras horizontales, verticales y diagonales y soleras superiores e inferiores. El ensayo tuvo como objetivo determinar la resistencia lateral de dichos muros para cargas laterales de sismo y la carga admisible para cada panel. Los resultados se muestran en la tabla 2.4:

Tabla 2.4. Resultados de ensayo de muros de corte a carga lateral variable

ENSAYO PANEL MADERA (1993)		
Deformación máxima	10	cm
Deformación relativa a la altura	h/1200	
Carga lateral admisible	314.5	kg/ml
Rigidez lateral unitaria	171.12	kg/cm

(Fuente: Tesis “Diseño en Madera”, Carlos Nieto – PUCP 1993)

Cabe resaltar que en el presente proyecto se presenta otro sistema estructural para la construcción de una vivienda de madera (poste y viga), por lo que los elementos resistentes a cargas laterales no serán específicamente los muros, sino las columnas.

2.3.2. Manual de la Construcción de Viviendas en Madera – Chile

Fue publicado por la Corporación Chilena de la Madera (CORMA) en 2011, teniendo como base las normas chilenas de madera. Al igual que el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, se muestra al detalle las principales características de la madera estructural y de uso arquitectónico. Se muestran detalles de acabados.

2.4. Pautas y Disposiciones Generales

El diseño con madera aserrada se realizará siguiendo el procedimiento definido en el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, y teniendo las consideraciones y disposiciones fijadas en la Norma E.010. Asimismo, se considerará las dimensiones REALES de los elementos (Sistema Universal, medidas en cm). Los detalles y esquemas colocados en planos llevarán las medidas reales y comerciales (pulgadas). El diseño se realizará bajo el método de esfuerzos admisibles. En la tabla 2.5 se muestra las características técnicas de la madera aserrada a utilizar:

Tabla 2.5 Ficha técnica de madera a utilizar en el Proyecto

FICHA TÉCNICA - MADERA ASERRADA ESTRUCTURAL	
NOMBRE COMERCIAL	HUAYRURO
NOMBRE CIENTÍFICO	<i>Osmia Coccinea</i>
GRUPO ESTRUCTURAL NORMA E.010	B
ZONA PRINCIPAL DE COMERCIALIZACIÓN	UCAYALI
PROPIEDADES FÍSICAS	
Contenido de humedad %	20 - 25
Densidad básica (g/cm ³)	0.6
Nivel permeabilidad	Baja
Conductividad térmica kcal/h -m°C	0.1
Coefficiente de contracción (%)	9.3
Resistividad (Megaohms)	500
PROPIEDADES MECÁNICAS (kg/cm ²)	
Módulo de Elasticidad Mínimo	75000
Módulo de Elasticidad Promedio	100000
Módulo de Corte NORMA E.010	5000
Módulo de Poisson (adimensional) NORMA E.010	0.3
Esfuerzo Admisible a Flexión	150
Esfuerzo Admisible a Tracción	105
Esfuerzo Admisible a Compresión PARALELA	110
Esfuerzo Adm. Compresión perpendicular	28
Esfuerzo Admisible a Corte	12

(Fuente: Norma E.010 – MADERA, 2006)

Asimismo, se muestran algunas pautas para el inicio de la etapa de construcción de la vivienda. Se debe considerar las siguientes pautas de tratamiento preliminar a la madera, antes de su colocación y puesta en servicio:

- a. La madera debe aserrarse mediante un corte radial, tal como se muestra en la figura 2.2:

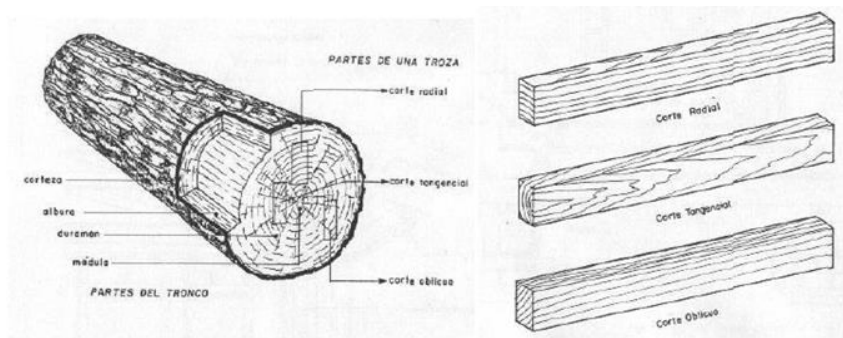


Figura 2.2. Cortes típicos en aserraderos

Fuente: Manual de Diseño para Maderas Grupo Andino, 1984

- b. Para la construcción de la vivienda se utilizará un sistema de pre cortado, es decir, todos los elementos estructurales a utilizar serán cortados en la fábrica o aserradero y directamente enviados a obra para su colocación, de acuerdo a las dimensiones definidas en el diseño. Las perforaciones, rebajos y otros trabajos de detalle menores pueden ejecutarse en obra.
- c. Las tolerancias durante el aserrado serán las siguientes:
 - Sección transversal: - 2 mm + 4 mm
 - Sentido longitudinal: - 1 mm + 3 mm
- d. El tratamiento preliminar para todas los elementos de madera, antes de ser erigidos o colocados en la estructura, será el siguiente:
 - Secado:

Si la madera es adquirida con un contenido de humedad cercano al estado verde, el tiempo de secado será de 55 días, en un lugar al aire libre, con el fin de que el espécimen llegue a una humedad en equilibrio con el ambiente. Los elementos serán apilados en no más de 5 de manera vertical. Se empleará métodos convencionales para evitar presencia de insectos y excesiva humedad que pueda atacar a la madera prematuramente.

A continuación se muestran los beneficios de trabajar con madera seca:

- ✓ Mejora las propiedades mecánicas.
- ✓ Mejora su estabilidad dimensional.
- ✓ Mejora la resistencia al ataque de los hongos.
- ✓ Aumenta la retención de clavos y tornillos.
- ✓ Disminuye su densidad, y por ende su peso.
- ✓ Mejora la resistencia de adhesivos, pinturas y barnices.
- ✓ Mejora la ductilidad.
- ✓ Mejora la absorción de preservantes líquidos.

El principal problema del secado son las contracciones. Se sugiere emplear un arriostramiento en los extremos de las pilas de madera, de manera que se pueda contrarrestar dicho efecto.

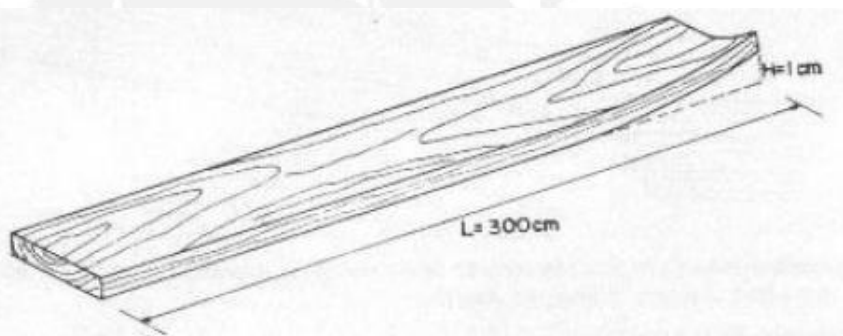


Figura 2.3. Torcedura en el proceso de secado

Fuente: Manual de Diseño para Maderas Grupo Andino 1984

- Protección Ignífuga, contra insectos y hongos:
Todos los elementos secados serán tratados con sustancias adecuadas para combatir la degradación de la madera en la puesta en servicio. Asimismo, se colocará un recubrimiento con sustancias ignífugas para retrasar el efecto del fuego. El detalle de todo el tratamiento se muestra en el capítulo 9.
- Secuencia del tratamiento preliminar de los elementos de madera antes de su colocación en la estructura:
 1. Secado al aire libre.
 2. Inmersión en preservante hidrosoluble (detalles en el capítulo 9).
 3. Colocación de dos capas de látex transparente ignífugo.

4. Colocación de barniz o pintura de acabado, con alto grado ignífugo.
- e. Como última disposición, se tendrá en cuenta que la posterior construcción de la vivienda se efectuará bajo la supervisión del profesional adecuado para dicho fin, conjuntamente con un equipo de técnicos y operarios calificados.

2.5. Costos de la madera aserrada

De acuerdo a la Dirección General Forestal y de Fauna Silvestre del Ministerio de Agricultura, se presentan los precios de los diversos tipos de madera estructural (y no estructural como el parquet y el triplay) a utilizar en el proyecto, en un anuario de productos maderables y no maderables del 2013, de acuerdo a la zona de comercialización. Se presenta una tabla comparativa entre tres zonas de comercialización: Lima; Ucayali, zona de mayor explotación de la madera Huayruro; y Loreto, zona de mayor comercialización de madera.

Tabla 2.6 Costos de los principales elementos de madera a utilizar

COSTO DE LA MADERA - Julio 2014					
Elemento	Tipo de madera	Unidad	LIMA	LORETO	UCAYALI
Madera aserrada comercial	Huayruro	Pie tablar	S/. 4.80	S/. 1.87	S/. 3.00
Aserrada larga angosta	Huayruro	Pie tablar	S/. -	S/. 1.30	S/. 1.40
Aserrada Corta	Huayruro	Pie tablar	S/. 2.80	S/. 0.95	S/. 0.70
Triplay 4mm	Lupuna / Copaiba	Unidad	S/. 25.00	S/. 19.40	S/. 17.50
Triplay 6mm	Lupuna	Unidad	S/. 35.00	S/. 27.66	S/. -
Triplay 8mm	Lupuna	Unidad	S/. 45.00	S/. 34.92	S/. -
Machihembrado	Huayruro	m ²	S/. -	S/. 4.50	S/. -
Parquet	Capirona	m ²	S/. 20.00	S/. -	S/. 18.00
Paquetería	Huayruro	Pie tablar	S/. -	S/. -	S/. 1.20

Fuente: MINAGRI 2014, "Perú Forestal en Números 2013", Dirección General Forestal y de Fauna Silvestre. Lima, Perú.

CAPÍTULO 3: ESTRUCTURACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO

La estructuración es distribuir, dimensionar y disponer de los elementos estructurales adecuados para que una estructura sea capaz de resistir todas las solicitaciones para las cuales será exigida, como las cargas de gravedad, de sismo, de viento.

Al igual que en un diseño convencional con concreto armado, se buscó satisfacer los siguientes puntos:

- Continuidad de Elementos.
- Simplicidad y simetría
- Rigidez lateral
- Resistencia

La madera es un material más deformable que el concreto, por su menor módulo de elasticidad. Para ello, se tendrá en cuenta el control de desplazamientos verticales y horizontales.

3.1. Criterios de estructuración

El Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino refiere dos sistemas estructurales para viviendas a base de madera: el sistema entramado y el sistema de poste y viga, además del sistema de armaduras para el techado.

El diseño de este proyecto contempla el sistema de poste y viga para la estructura y el sistema de armaduras para el techo del segundo nivel (tijeral). A continuación se detalla brevemente los sistemas empleados y los tipos de uniones considerados para el proyecto.

3.1.1. Sistema de uniones

Básicamente, los diversos tipos de uniones para conectar las piezas de madera son los clavos, tirafones, zunchos, platinas y ángulos metálicos. Las uniones a base de clavos son el tipo más conocido y fácil de fabricar. Las uniones entre piezas para estructuras mucho más pesadas se diseñarán a base de pletinas o perfiles metálicos.

3.1.2. Sistema poste y viga

La estructuración se basa en la colocación de vigas y columnas, generando de esta manera pórticos espaciados a 1.5 metros, si están conectados por un entablado simple, o a 3.5 metros si la conexión es de viguetas más entablado.

3.1.3. Sistema de armadura (techado)

Es exclusivo para techos conformados por tijerales o armaduras hechos por piezas esbeltas y de poca longitud, las cuales son conectadas entre sí por medio de clavos, pernos o conexiones metálicas como pletinas. Generalmente, un tijeral debe estar separado del otro entre 0.60 a 1.20 metros. Los tijerales se conectan entre sí por medio de correas, espaciadas a 60 cm aproximadamente.

A continuación se detallan las ventajas y desventajas de utilizar los sistemas estructurales:

Cuadro 3.1 Ventajas y desventajas de los sistemas de estructuración en madera.

	Sistema poste y viga	Sistema entramado
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> • Posee un gran efecto arquitectónico y estético. • Gran libertad de diseño. • Mayor eficiencia en el ensamblaje de piezas, menor costo en mano de obra. • El techado puede ser colocado más fácilmente. 	<ul style="list-style-type: none"> • Peso muerto bajo, por lo que puede resistir mayores sobrecargas. • Capacidad de carga lateral. • Las uniones pueden ser clavadas, lo que permite un ensamblaje rápido.
Desventajas	<ul style="list-style-type: none"> • Entablado de piso reforzado para altas cargas puntuales. • Se requiere aislamiento adicional para climas severos. • Se debe considerar ductos para el sistema eléctrico y sanitario. • Alto nivel de acabado. 	<ul style="list-style-type: none"> • No se pueden obtener grandes luces dentro de la vivienda. • Mayor cantidad de piezas de madera a ensamblar. • Bajo efecto estético. • Requerirá mano de obra calificada en ciertos casos.

(Referencia: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 1984)

3.2. Dimensionamiento de elementos estructurales

Con el pre dimensionamiento se busca establecer la medida inicial para los elementos estructurales, previa a la etapa de cálculo, para luego ser re ajustadas.

Para el dimensionamiento de elementos se tomó en cuenta los criterios del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino (MDMGA), así como también las normativas brindadas en la Norma E.010.

3.2.1. Techos

- Techo primer nivel y ático superior.

La Norma E.010 indica lo siguiente: *“Los entablados de entrepiso deberán tener un espesor mínimo de 18 mm (3/4 pulgada), en caso de utilizarse tableros a base de madera el espesor mínimo será de 12 mm (1/2 pulgada)”*.

El primer techo se proyecta como un machihembrado de $\frac{3}{4}$ ". Se utilizará madera del grupo B. Se considera además el espaciamiento aproximado de 40 cm.

- Techo segundo nivel (tijeral)

El techo del piso estará conformado por 4 tijerales (armaduras), los cuales estarán conectados mediante correas a una distancia no menor de 1.5 m. Los elementos del tijeral serán de 2" x 4" aproximadamente. Las armaduras serán diseñadas para soportar cargas de gravedad, sobrecargas y cargas de viento. Las características del tijeral serán las siguientes:

- ✓ Se utilizará madera del grupo B.
- ✓ Será del tipo "diente de sierra", a una sola vertiente.
- ✓ Los elementos de la armadura estarán conectados mediante clavos de acero.
- ✓ La cobertura será de teja serrana pesada.
- ✓ Se tendrán correas para conectar los tijerales.

3.2.2. Viguetas

Las viguetas del techo del primer nivel estarán espaciadas a más de 40 cm. El método para el primer dimensionamiento será utilizando los diagramas presentados por el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, de la sección 8. Se pre dimensionará la vigueta del paño más grande con luz libre más larga.

DIMENSIONAMIENTO INICIAL DE VIGUETAS

Características

Características	Entablado	
Recubrimiento estándar		
Sobrecarga de diseño	200	kg/m ²
Luz libre estándar	4.6	m
Base estándar de escuadría	0.05	m
Espaciamiento	0.4	m

Parámetros

Grupo de Madera	B	
E prom	100,000	kg/cm ²

El peralte mínimo requerido, de acuerdo a la tabla V-18 del MDMGA será de 10 pulgadas. Por ende, se trabajará con una sección inicial de 2 x 10 pulgadas.

3.2.3. Vigas

En las secciones de vigas de madera los esfuerzos de compresión o tracción producidos por la flexión no deben exceder los esfuerzos admisibles para el grupo B. Se pre dimensionará la viga más cargada ubicada en el eje C, entre los ejes 1 y 3.

De acuerdo al diseño por esfuerzos admisibles, el esfuerzo generado por carga distribuidas a lo largo del elemento (σ_m), debe ser menor a los esfuerzos admisibles indicados en la Norma E.010. Para maderas del grupo B el esfuerzo admisible es de 150 kg/cm².

DIMENSIONAMIENTO INICIAL DE VIGAS

Características

Luz libre L	4	m
Sobrecarga de diseño	200	kg/m ²
Ancho Tributario Lt	3.7	m
Base estándar de escuadría	0.1	m

Parámetros

Grupo de Madera	B	
E mín	75,000	kg/cm ²

Metrado de Cargas

Peso entablado 3/4"	20 kg/m ² x Lt	
Peso viguetas	24 kg/m ² x Lt	
Peso aproximado	20 kg	

Carga Muerta	183	kg/m
--------------	-----	------

Carga Viva	740	kg/m
------------	-----	------

W Total	923	kg/m
----------------	------------	-------------

Momento Actuante

$$M = \frac{WL^2}{8}$$

$$M = 1846 \text{ kg-m}$$

$$M/f_m < S$$

Grupo	f _m (kg/cm ²)	S (cm ³)
B	150	1204

Se observa que, inicialmente, el módulo elástico “S” requerido es 1204 cm³. Este parámetro es comparable con el módulo de sección “Z”, mostrado en la tabla 13.1 del Manual para Maderas del Grupo Andino. Se trabajará inicialmente con una sección de 4 x 12 pulgadas (9 x 29 cm), con “Z” igual a 1210 cm³.

Luego, se verifica la sección por esfuerzos cortante. El esfuerzo cortante en una viga de madera se obtiene mediante la siguiente relación:

$$\tau = 1.5 \frac{V}{bh}$$

Donde V es la fuerza cortante asociada a dicho esfuerzo, b la base y h el peralte. Los esfuerzos cortantes no deben exceder el esfuerzo máximo admisible para corte paralelo a las fibras “f_v”.

Grupo	f _v (kg/cm ²)
B	12

Por lo tanto se tiene

$$V = \frac{WL}{2}, b = 9 \text{ cm}, h = 29 \text{ cm}$$

$$\tau = 10.38 \text{ kg/cm}^2$$

Como $\tau < f_v$, la sección dimensionada se mantiene.

3.2.4. COLUMNAS (Se considera sólo cargas de gravedad sin momento):

$$\frac{P}{A} < f_c$$

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Columna más cargada

Características

Área tributaria (A)	11 m ²
Sobrecarga techo 1	200 kg/m ²
Sobrecarga techo 2	50 kg/m ²

Metrado de cargas

Peso entrepiso 1	25 kg/m ² x A
Peso entrepiso 2	20 kg/m ² x A
Peso Propio	80 kg
Carga Muerta	575 kg
Carga Viva	2750 kg
P total	3325 kg

Luego, verificamos si es una columna corta, intermedia o larga:

- Longitud de la columna = 2.4 metros
- Longitud efectiva "L_{ef}" = 1.5L (de acuerdo a condiciones de apoyo).
- Longitud de sección transversal de la columna "d" = 0.14 m
- Esbeltez "λ" (L_{ef}/d):

$$\begin{aligned} L_{ef} &= 3.6 \text{ m} \\ d &= 0.14 \text{ m} \\ \lambda &= 26 \end{aligned}$$

Entonces, debido a que $C_k = 18.34 < \lambda < 50$, debemos considerar una columna larga.

Tenemos:

$$N_{adm} = \frac{0.329 \text{ EA}}{\lambda^2}$$

Reemplazando, se obtiene:

$$N_{adm} = 4,975 \text{ kg} \longrightarrow A_{req} = 136 \text{ cm}^2$$

Por lo que se requiere una sección cuadrada de, como mínimo, 12 cm de lado. De esta manera, la dimensión inicial del elemento será de 14 x 14 cm (6 x 6 pulgadas). Sin embargo, para resistir las cargas de sismo y viento, se requerirán secciones mayores (ver capítulo 5).

3.3. Elementos divisorios NO estructurales

Los elementos divisorios servirán como elementos de cerramiento de ambientes. Serán tabiques livianos de madera u otro material más liviano. Se consideran:

3.3.1. Muro tipo puerta: elemento divisorio dimensionado de tal forma que pueda colocarse una puerta convencional de 2.10 m de alto por 0.80 m de ancho.

3.3.2. Muro tipo ventana: elemento divisorio con aberturas para la colocación de ventanas (incluido el marco de éstas). Este tipo de elemento se dimensionará tanto para ventanas altas (baños y cocinas), así como para ventanas a media altura.

3.3.3. Muro ciego: elemento divisorio sin ninguna abertura, el cual se colocará en divisiones con cerramiento total.

En este proyecto no se considera el diseño de los elementos divisorios del primer y segundo nivel. Sin embargo se propone conformar el tabique de la siguiente manera:

- Listones de madera de 2" x 3", espaciados cada 0.6 m de manera vertical, con una fila de riostras de 2" x 2".
- El recubrimiento de la estructura interna (listones más riostras) será con triplay de 4 mm de espesor, laqueado y barnizado para fines estéticos.

La figura 3.1 muestra un esquema de los elementos divisorios NO estructurales:

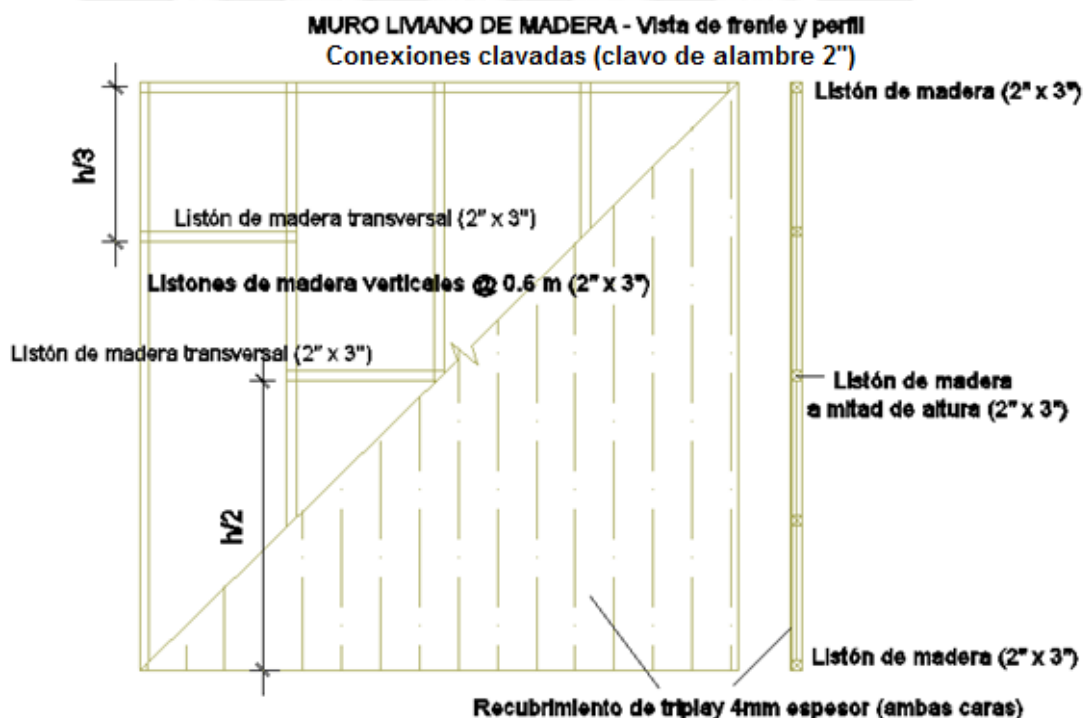


Figura 3.1 Esquema de muro liviano de madera – Elemento divisorio NO estructural

El recubrimiento de triplay puede ser cambiado por otro similar o añadir algún tipo de protección acústica. Asimismo, todos los elementos deben ser untados con esmalte retardador de fuego transparente.



CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DE CARGAS, DEFLEXIONES Y ESFUERZOS

La madera es un material no homogéneo, con un comportamiento diferente que depende directamente de la dirección en que se le analice. Asimismo, sus propiedades físicas y mecánicas dependen de la dirección del esfuerzo aplicado y a la orientación de sus fibras. Por ello la madera es un material anisótropo y ortótropo.

Sin embargo, de acuerdo a la Norma Peruana E.010, para efectos de diseño, “*la madera se considerará como un material homogéneo e isotrópico. Por consiguiente las propiedades mecánicas se especificaran para dirección paralela a la fibra y perpendicular a la fibra.*”

En el Capítulo 2, Artículo 4 de la Norma Peruana E.010, se muestran los esfuerzos admisibles y los módulos de elasticidad a utilizarse en el diseño de estructuras de madera, los cuales se clasifican de acuerdo al agrupamiento estructural de ella, a la dirección del esfuerzo aplicado y la orientación de las fibras, teniendo en cuenta lo mencionado en el párrafo anterior. Las tablas 4.1 y 4.2 muestran los valores:

TABLA 4.1 ESFUERZOS ADMISIBLES (kg/cm ²)					
GRUPO	FLEXIÓN	TRACCIÓN PARALELA	COMPRESIÓN PARALELA	COMPRESIÓN PERPEND.	CORTE
A	210	145	145	40	15
B	150	105	110	28	12
C	100	75	80	15	8

Tabla 4.2 Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)		
GRUPO	E_{min}	E_{prom}
A	95,000	130,000
B	75,000	100,000
C	55,000	90,000

4.1. Análisis de cargas verticales

Dado que todos los elementos de la estructura soportarán cargas verticales, será necesario cuantificarlas y verificar los esfuerzos de flexión y corte producidos por ellas. Asimismo, se calculará la deformación que los elementos estructurales experimentarán debido a dichas cargas, midiendo y controlando la deflexión en los elementos horizontales como vigas y viguetas y el pandeo de las columnas.

Las cargas a considerar, de acuerdo a la Norma E.020, son:

- Carga muerta:
 - Peso propio de elementos, los cuales serán tomados del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino.
 - El peso de los tabiques se estima en 70 kg/ml (solo considerado sobre vigas).
 - El peso de la cubierta de teja andina se considera en 70 kg/m².
- Sobrecarga:
 - Techo Nivel 1: 200 kg/cm²
 - Techo Nivel 2: 50 kg/cm²
 - Techo final: 30 kg/cm²

De acuerdo a la Norma E.010, los esfuerzos que deberán controlarse son:

- Esfuerzos de flexión
- Esfuerzos de corte
- Deflexiones
- Compresión paralela.

4.2. Identificación de los esfuerzos en los elementos:

4.2.1. Flexión (sección rectangular):

Se evaluará el máximo esfuerzo producido en la fibra más alejada del eje neutro, por un momento "M". La sección tiene un momento de inercia "I", de acuerdo a la dirección de uno de los ejes principales de la sección.

$$\sigma_m = \frac{M}{I} c$$

Asimismo, el momento de inercia "I" en una sección rectangular es: $I = \frac{bh^3}{12}$

La distancia "c", desde el punto neutro la fibra más alejada de la sección es: $c = \frac{h}{2}$

Finalmente, se define como al módulo de sección, "Z", como: $Z = \frac{bh^2}{6}$

Reemplazando todos los términos se tiene: $\sigma_m = \frac{6M}{bh^2} < f_m$

Finalmente, se tiene:

$$\sigma_m = \frac{M}{Z} < f_m$$

4.2.2. Corte en elementos horizontales

Los esfuerzos de corte no deben exceder el esfuerzo máximo admisible de corte **paralelo a las fibras** “ f_v ”. Es necesario precisar que la resistencia al corte en la dirección perpendicular a las fibras es mucho mayor a estos valores y, además, el esfuerzo cortante en dicho sentido es despreciable; por lo que no es necesario verificar el corte en dicho sentido.

A continuación, se evaluará el esfuerzo cortante en una sección rectangular, con un ancho constante “ b ”:

$$\tau = \frac{3 V}{2 bh}$$

Este es el esfuerzo máximo de corte en una sección rectangular y se genera en el plano neutro. Ya que todos los elementos horizontales estarán apoyados en su parte inferior y cargados en la superior, la resistencia al corte se verificará en la sección ubicada a una distancia, de los apoyos igual al peralte de la sección.

Por lo tanto siempre se debe cumplir que:

$$\tau = \frac{3 V}{2 bh} < f_v$$

4.3. Deflexiones admisibles

De acuerdo a la Norma E.010, las deflexiones deben calcularse para los siguientes casos:

- Combinación más desfavorable de cargas permanentes y sobrecargas de servicio.
- Sobrecargas de servicio actuando solas.

Las deflexiones se calcularán, para un elemento simplemente apoyado de luz “ L ”, con momento de inercia “ I ”, módulo de elasticidad “ E ” y sometido a una carga uniformemente repartida “ w ”; de la siguiente manera:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{5 wL^4}{384 EI}$$

Las limitaciones para las deflexiones máximas admisibles se muestran en la tabla 4.3:

Tabla 4.3 Deflexiones Máximas Admisibles (L/k) (Sin cielo raso de yeso)	
Carga permanente + sobrecarga	L/250
Sobrecarga	L/350

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{k}, \text{ donde } L \text{ es la luz libre entre apoyos.}$$

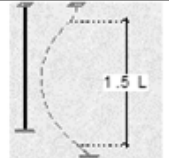
Se deberá considerar los siguientes puntos para el cálculo de deflexiones en elementos horizontales:

- Para el cálculo de deflexiones en vigas se utilizará el módulo de elasticidad mínimo " E_{min} ".
- Para viguetas, entablados y otros elementos similares, las deflexiones se calcularán con el módulo de elasticidad promedio " E_{prom} ".
- La deflexión diferida por cargas permanentes será 0.8 veces la deflexión instantánea. Por ende, la deflexión total será igual a la deflexión instantánea por carga permanente multiplicada por 1.8, más las deflexiones provocadas por otro tipo de carga.

4.4. Análisis de cargas en columnas:

Para el análisis de cargas verticales en columnas será necesario conocer, en primera instancia, la longitud efectiva del elemento de acuerdo a las restricciones en sus apoyos. De acuerdo a su longitud efectiva, se estimará la esbeltez del elemento, de esa manera se podrá determinar el tipo de columna que corresponde y las formulas asociadas a ella para estimar los efectos de flexo tracción o flexo compresión.

- Longitud efectiva
En la tabla 7.2.3 de la Norma Peruana E.010 se muestra las longitudes efectivas de acuerdo a la condición de apoyo en la que se encuentra la columna. Las columnas del presente proyecto están dentro de la tercera condición de apoyo, la cual es la siguiente:

3. Empotrado en un extremo y el otro parcialmente impedido de rotar pero libre de desplazarse	1.5	1.5 L	
---	-----	-------	---

Por ende, la longitud efectiva será la longitud real del elemento afectada por el factor $k = 1.5$

- Esbeltez

La esbeltez de un elemento es la relación entre la longitud efectiva de la columna y la dimensión de la sección transversal en la dirección analizada:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{d}$$

- Clasificación de columnas:

De acuerdo a la Norma Peruana E.010, las columnas se clasifican en cortas, intermedias y largas, de acuerdo a su esbeltez y a la *Relación de Esbeltez* C_K .

En la tabla 4.4 se muestra dichos valores:

GRUPO	C_k
A	17.98
B	18.34
C	18.42

Asimismo, la tabla 4.5 muestra la clasificación de columnas:

Columnas cortas	$\lambda \leq 10$
Columnas intermedias	$10 < \lambda < C_k$
Columnas largas	$C_k < \lambda < 50$

- Cargas admisibles en columnas sometidas a compresión paralela a las fibras:

La carga admisible depende directamente de la esbeltez y del esfuerzo máximo admisible a compresión paralela $f_{c//}$. De acuerdo a ello, se tiene:

- Columnas cortas (falla por aplastamiento)

$$N_{adm} = f_{c//} A, \quad \text{Donde } A \text{ es el área transversal de la columna.}$$

- Columnas intermedias (falla por aplastamiento y pandeo)

$$N_{adm} = f_{c//} A \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right]$$

- Columnas largas (falla por pandeo e inestabilidad)

$$N_{adm} = 0.329 \frac{EA}{\lambda^2}$$

- Flexo compresión en elementos:

Los elementos sometidos a esfuerzos de compresión paralela y flexión deberán satisfacer la siguiente expresión

$$\frac{N_{apl}}{N_{adm}} + \frac{k_m |M|}{Z f_m} < 1$$

Donde el factor de amplificación k_m se obtiene de la siguiente manera:

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N_{apl}}{N_{cr}}}$$

“ N_{cr} ” es la carga crítica de Euler, que se evalúa de la siguiente manera

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_{ef}^2}$$

- Flexo tracción en elementos:

Al igual que los elementos sometidos a flexo compresión, los elementos sometidos a estas solicitudes deben satisfacer la siguiente expresión

$$\frac{N_{apl}}{A f_t} + \frac{|M|}{Z f_m} < 1, \quad \text{Donde } f_t \text{ es el esfuerzo admisible a tracción.}$$

Los elementos sometidos a estas dos últimas solicitudes serán, en su mayoría, los elementos componentes de los tijerales que formarán el techo de la estructura.

4.5. Análisis sísmico

4.5.1 Fuerza para el diseño de acuerdo a la Norma E.010

En este análisis se estimarán las fuerzas producidas por solicitaciones sísmicas en la estructura de madera, las cuales son recurrentes en nuestro territorio.

La Norma Peruana E.010 propone un método simplificado para hallar la fuerza cortante horizontal debida a sismos, en una vivienda de dos niveles con cobertura de teja. La fuerza es igual al producto del área en el nivel de análisis, por los siguientes factores:

- Segundo nivel: 29.8 kg/m²
- Primer nivel: 22.0 kg/m²

El área techada del primer y segundo nivel de la vivienda que se proyecta son de 61.5 m² en cada uno. De esta manera, las fuerzas cortantes en cada nivel serán:

FUERZA SÍSMICA SEGUNDO NIVEL = 1,824 kg

FUERZA SÍSMICA PRIMER NIVEL = 1,346 kg

4.5.2 Fuerza sísmica de acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente

A continuación, se calculará la fuerza de sismo de acuerdo a la Norma E.030, para compararla con la fuerza calculada en el punto 4.5.1 (la que se utilizará en el diseño). Los parámetros a considerar son los siguientes:

ZONA	1
Z	0.25
Perfil	S3
S	1.4
U	1
R	7
C	2.5

Por otro lado, de acuerdo a la estructuración y considerando el peso propio de cada elemento de la vivienda, calculamos el peso total de la vivienda adicionando, de acuerdo a la Norma E.030, el 25% de carga viva correspondiente a cada entrepiso. Esto se muestra en la tabla 4.7:

Elemento	Número	Peso (kg)
Vigas	44	3,326
Columnas	30	3,045
Viguetas (paño)	16	3,888
Entablado	16	2,243
Tijeral	13	874
Cubierta	1	4,550
Sobrecarga (25%)	2	3,600
TOTAL "P"		21,525

Luego, procedemos a encontrar el cortante basal y las fuerzas horizontales en cada nivel:

$$\begin{aligned} ZUCS/R &= 0.125 \\ P &= 21,525 \text{ kg} \\ V_{\text{total}} &= 2,691 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{1er Nivel}} &= 1,345 \text{ kg} \\ V_{\text{2do Nivel}} &= 1,345 \text{ kg} \end{aligned}$$

Finalmente, se muestra el comparativo entre las fuerzas encontradas, utilizando la Norma E.030 y el método simplificado mostrado en la Norma E.010

	Norma E.010	Norma E.030
Primer Nivel	1,346	1,345
Segundo Nivel	1,824	1,345
TOTAL	3,170	2,690

Como se muestra en la tabla 4.8, las fuerzas calculadas de acuerdo a la Norma E.010 son mayores a las calculadas de acuerdo a la Norma E.030. En la presente tesis utilizaremos las fuerzas de acuerdo a la Norma E.010.

4.6. Análisis para cargas de viento

La Norma E.010 propone como método simplificado para estimar las fuerzas cortantes producidas por viento, calculando el área proyectada de cada nivel. Cabe resaltar que la Norma hace referencia a viviendas de hasta dos niveles.

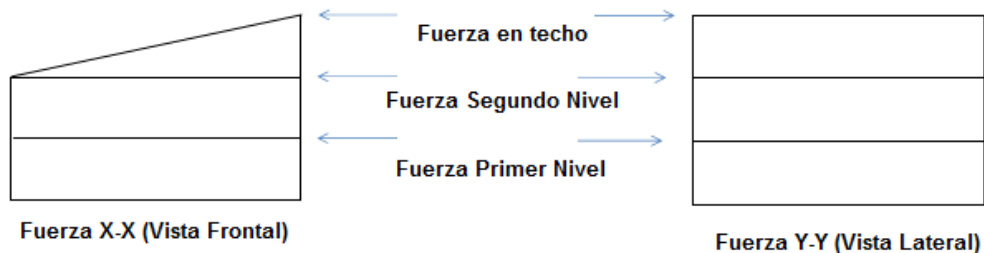


Figura 4.1 Dirección y sentido de las fuerzas de viento

El factor a multiplicar por cada área proyectada es 21 kg/m² (primer y segundo nivel). Para la parte del techo, también se usará dicho factor. El área proyectada en cada nivel y su respectiva fuerza se muestra en la tabla 4.6:

Tabla 4.9 Fuerzas horizontales debido a viento

NIVEL	AREA m ² X-X	FUERZA X-X (kg)	AREA m ² Y-Y	FUERZA Y-Y (kg)
Primero	14.16	297	24.48	514
Segundo	14.16	297	24.48	514
Techo	14.16	310	25.50	536

4.7. Combinaciones de carga - Diseño por esfuerzos admisibles

Se muestra a continuación la distribución y combinaciones de cargas que serán aplicadas sobre la estructura.

Cargas Verticales: La distribución de las cargas verticales hacia las columnas se hará efectiva de acuerdo a las áreas tributarias y zonas de influencia en cada nivel. Se considerará las cargas muertas y sobrecargas que sean pertinentes en cada piso.

Cargas Horizontales: Las cargas horizontales serán aplicadas a los pórticos constituyentes de la vivienda. Como se supondrá que las vigas estarán apoyadas en las columnas, éstas tendrán que ser capaces de soportar los esfuerzos cortantes, momentos y deflexiones que dichas fuerzas generarán.

Las combinaciones de carga que se tomarán en cuenta son las siguientes:

- D
- D+L
- D+W (ó E)
- D+(W ó 0.70E)
- $\alpha[D+L+(W \text{ ó } 0.70E)]$

Dónde:

D: Carga Muerta

L: Carga Viva

W: Carga de viento

E: Carga de Sismo

α : Factor de reducción igual a 0.75

Los elementos horizontales como vigas, viguetas y entablados serán diseñados para soportar cargas verticales: muerta y viva, y se consideraran como simplemente

apoyados en todos los casos (figura 4.1). Las columnas serán diseñadas para soportar tanto cargas verticales como las cargas laterales provenientes de sismo (figura 4.2).

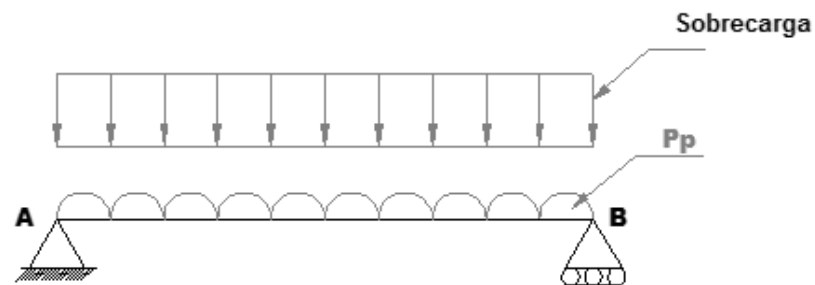


Figura 4.2. Elemento horizontales sometidos a cargas distribuidas y condiciones de apoyo simple.

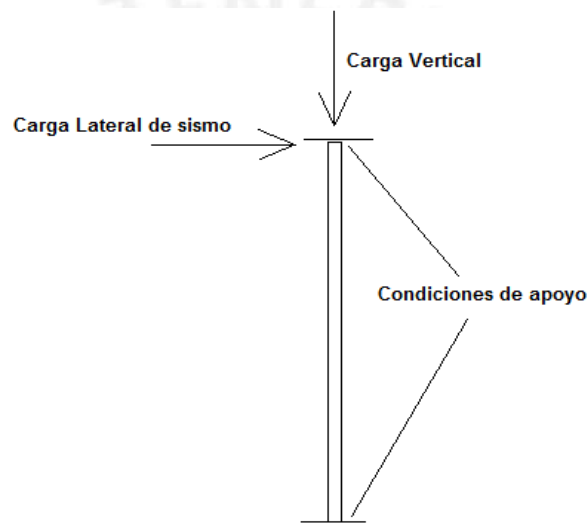


Figura 4.3. Elemento vertical sometido a cargas verticales y laterales.

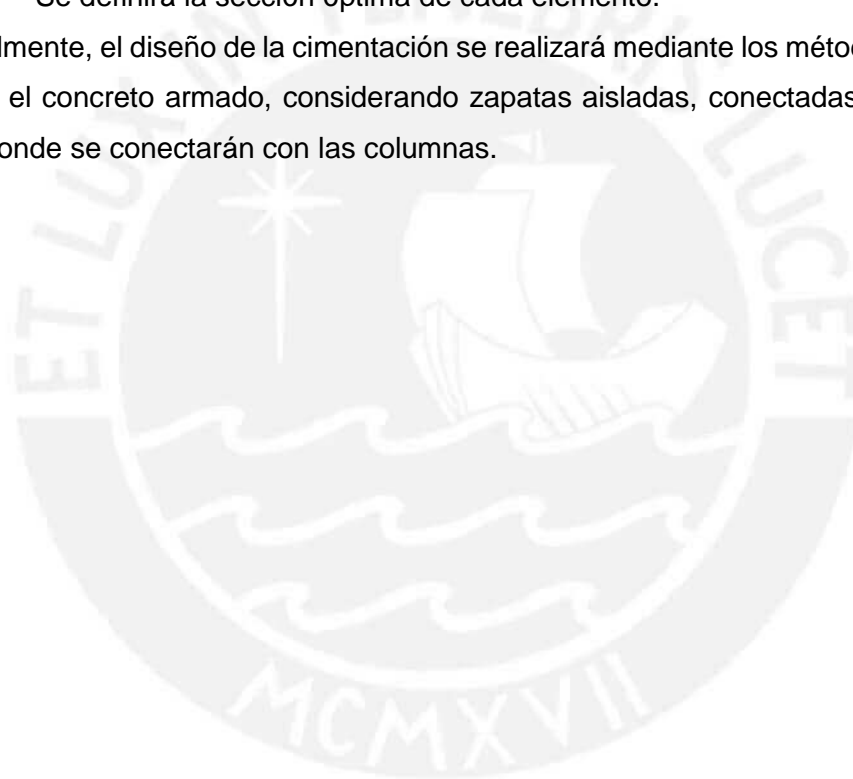
4.8 Procedimientos de diseño

El procedimiento de diseño de todos los elementos tendrá como base lo presentado en el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, en el cual se propone un proceso iterativo, en el cual se inicia con una sección estándar. Luego de ello, se verifica la resistencia y se evalúa las deformaciones instantáneas y diferidas que tendrá el elemento. Si se cumple con las tolerancias definidas, la sección será adecuada. Asimismo, si una sección cumple con los requisitos de resistencia y deflexión, se verifica si ésta es la óptima o existe una sección de menores dimensiones que cumple con lo anterior estipulado. De esta manera se busca un elemento eficiente para la estructura: resistente, con deformación controlada y económicamente viable.

Para los elementos que comprenden el tijeral para el techo de la vivienda, el diseño se desarrolla de la siguiente manera:

- Medrado de cargas exteriores.
- Cálculo de las combinaciones de carga mencionadas en la norma E.020 para estos tipos de estructura y para las cargas que resistirá.
- Cálculo de las reacciones en los apoyos exteriores de la armadura.
- Cálculo de las fuerzas internas de diseño de cada elemento, de acuerdo a las combinaciones presentadas en la norma (se considera los efectos más desfavorables).
- Los elementos del tijeral se considerarán como columnas bajo solicitaciones de compresión, tracción, flexo compresión o flexo tracción.
- Se definirá la sección óptima de cada elemento.

Finalmente, el diseño de la cimentación se realizará mediante los métodos de cálculo para el concreto armado, considerando zapatas aisladas, conectadas y pedestales en donde se conectarán con las columnas.



CAPÍTULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS DE MADERA

El diseño se basa en un proceso iterativo. Se inicia con una sección inicial y se verifica su resistencia y la deflexión generada, luego se procede a cambiar o confirmar la sección. Los procedimientos muestran la verificación con la sección final.

5.1. Diseño del entablado

Se tomará en cuenta las cargas verticales y los parámetros mencionados en el capítulo anterior. Partiremos de las dimensiones iniciales presentadas en el capítulo 3.

DISEÑO DE ENTABLADOS - PRIMER ENTREPISO

DIMENSIONES PRELIMINARES

Entablado machihembrado (madera grupo B)

Espesor	3/4 pulg	0.019 m
Ancho	6.0 pulg	0.15 m
Largo	32.0 pulg	0.8 m
Long. Entre apoyos "L"	→	0.6 m

METRADO DE CARGAS

Peso propio	20 kg/m ²
Sobrecarga	200 kg/m ²
$W_m =$	3 kg/m (20 kg/m ² x 0.15 m)
$W_v =$	30 kg/m (200 kg/m ² x 0.15 m)
$W_t =$	33 kg/m

EFFECTOS MÁXIMOS

$$M_{m\acute{a}x} \left(\frac{W_T L^2}{8} \right) = 1.5 \text{ kg-m}$$

$$V_{m\acute{a}x} \left(\frac{W_T L}{2} \right) = 10 \text{ kg}$$

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE ESCUADRÍA (kg/cm²)

$$\begin{aligned} f_m &= 150 \text{ kg/cm}^2 \\ f_v &= 12 \text{ kg/cm}^2 \\ E_{prom} &= 100,000.00 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

VERIFICACION DE RESISTENCIA (flexión y corte)

Se verifica:
$$\sigma_m = \frac{6M_{m\acute{a}x}}{bh^2} < f_m$$

$$\sigma_m = 16.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_m = 150.0 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica $\tau_v = \frac{1.5V_{m\acute{a}x}}{bh} < f_v$

$$\tau_v = 0.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = 12.0 \text{ kg/cm}^2$$

Conforme

CONTROL DE DEFLEXIONES

Se verifica: $\Delta = \frac{5WL^4}{384EI} < \frac{L}{k}$

Deflexiones totales: $\Delta_T = 1.8\Delta_m + \Delta_v$ (Permanentes + diferidas)

Carga a considerar: $W_{eq} = 1.8W_m + W_v$ (Cargas totales)

$$W_{eq} = 35.4 \text{ kg/m}$$

Inercia Requerida para deflexiones admisibles

Para Cargas totales $\frac{5W_{eq}L^4}{384EI_1} < \frac{L}{450}$

$$I_1 = 4.48 \text{ cm}^4$$

Para Sobrecarga $\frac{5W_vL^4}{384EI_2} < \frac{L}{450}$

$$I_2 = 3.80 \text{ cm}^4$$

$$I_{req} = 4.48 \text{ cm}^4 \quad \text{mayor } (I_1, I_2)$$

$$I_{secc.} = 8.24 \text{ cm}^4$$

$$I_{req} < I_{secc.} \longrightarrow \text{Conforme}$$

El entablado será machihembrado con madera del grupo B (cada elemento de 19mm x 150mm x 800mm). El cuadro de áreas se muestra en la tabla 5.a:

Tabla 5.a – Cuadro de áreas para entablado

Piso Nivel 1	60.0 m ²
Piso Nivel 2	60.0 m ²
Piso ático	15.5 m ²

Para el diseño de los elementos sometidos a flexión y corte, se considerará la tabla 5.1

Tabla 5.1. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS - Madera Grupo B (kg/cm²)

Grupo Madera Estructural	E_{prom}	f_m flexión	$f_{c//}$ comp paral.	$f_{c\perp}$ comp. Perp.	f_v corte	f_t tracción
B	100000	150	110	28	12	105

5.2. Diseño de viguetas

Se muestra el diseño del paño más cargado del entrespacio 1 (Paño tipo P-1), ubicado entre los ejes B-C Y 1-2. Se muestra el diseño con una sección inicial obtenida en el capítulo de pre dimensionamiento.

DISEÑO DE VIGUETAS

DIMENSIONES PRELIMINARES

Base	b =	4	cm	2	pulg
Altura	h =	24	cm	10	pulg
Longitud	L =	4.8	m		
Espaciamiento	e =	0.4	m		

METRADO DE CARGAS VERTICALES

Carga Muerta "Wm"

Peso Propio =	9.6	kg/m	
Peso Entab. =	12	kg/m	(Peso Entablado x "e")
Total W_m =	21.6	Kg/m	

Carga Viva "Wv"

Sobrecarga =	80	kg/m	(S/C total x "e")
Total W_v =	80	Kg/m	

$$W_T = 101.6 \text{ kg/m}$$

EFFECTOS MÁXIMOS

$$M_{\max} \left(\frac{W_T L^2}{8} \right) = 293 \text{ kg-m}$$

$$V_{\max} \left(\frac{W_T L}{2} \right) = 244 \text{ kg}$$

CONTROL DE DEFLEXIONES

Se verifica que:
$$\Delta = \frac{5WL^4}{384EI} < \frac{L}{k}$$

Deflexiones totales: $\Delta_T = 1.8\Delta_m + \Delta_v$ (Permanentes + diferidas)

Carga a considerar: $W_{eq} = 1.8W_m + W_v$ (Cargas totales)

$$W_{eq} = 118.88 \text{ kg/m}$$

Inercia Requerida para deflexiones admisibles

$$\text{Para Cargas totales} \quad \frac{5W_{eq} L^4}{384EI_1} < \frac{L}{250}$$

$$I_1 = 4280 \text{ cm}^4$$

$$\text{Para Sobrecarga} \quad \frac{5W_v L^4}{384EI_2} < \frac{L}{350}$$

$$I_2 = 4032.0 \text{ cm}^4$$

$$I_{req} = 4280 \text{ cm}^4$$

mayor (I_1, I_2)

MODULO DE SECCIÓN NECESARIO -PARÁMETRO "Z"

Se verifica que: $Z > \frac{M}{f_m}$

$$M = 293 \text{ kg-m}$$

$$f_m = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_{req} = 195 \text{ cm}^3$$

VERIFICACION POR CORTANTE A "h" DEL APOYO

$$V_h = V_{m\acute{a}x} - (W_T \times h) \quad \text{Cortante a "h" del apoyo}$$

$$\tau_h = \frac{1.5V_h}{bh} \quad \text{Esfuerzo cortante asociado}$$

$$V_h = 219 \text{ kg}$$
$$\tau_h = 3.4 \text{ kg/cm}^2$$

Verificamos: $\tau_h < f_v$

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD LATERAL Y LONGITUD DE APOYO

Estabilidad Lateral $\frac{h}{b} \longrightarrow 5$ Restricción desplazamiento lateral
Borde en compresión conectado al entablado

$$\text{Longitud de apoyo} \quad a > \frac{R}{bf_c} = 0.5542 \text{ cm}$$

$$a = 0.6 \text{ cm}$$

Luego del proceso de diseño, se observa que la sección de 2 x 10 pulgadas cumple con los parámetros requeridos. Las características se muestran en la tabla 5.b:

Tabla 5.b – Características de vigueta

VIGUETA TIPO P-1	
Dimensión	2" x 10"
Espaciamiento (m)	0.4
Inercia requerida (cm ⁴)	4,279.7
Inercia de sección (cm⁴)	4,608.0 Conforme
Z requerido (cm ³)	195.1
Z sección (cm³)	240.8 Conforme
Esfuerzo cortante (kg/cm ²)	3.4
Resistencia al corte (kg/cm²)	12.0 Conforme
Nivel estabilidad lateral	5.0 Arriostre
Longitud de apoyo (cm)	0.6

Se observa que la inercia y el módulo de sección requeridos son altos, y la sección de 2"x10" cumple de manera ajustada con dichos valores, por lo que otras secciones menores no cumplirían con lo requerido. Entonces se usará una vigueta de 2"x10", espaciada 40 cm. La tabla 5.1 muestra las dimensiones de las viguetas del primer entrepiso y del ático superior, de acuerdo al proceso de diseño desarrollado:

Tabla 5.2 Cuadro General de Viguetas

ELEMENTO	UBICACIÓN	TIPO	ENTREPISO	DIRECCIÓN	SECCIÓN (pulgadas)	Longitud (m)	Espaciamiento (m)
Vigueta	B-C / 1-2	P - 1	1	X-X	2 X 10	4.80	0.40
Vigueta	C-D / 1-2	P - 2	1	X-X	2 X 7	2.75	0.60
Vigueta	D-E / 1-2	P - 2	1	X-X	2 X 7	2.60	0.60
Vigueta	B-C / 2-3	P - 1	1	X-X	2 X 10	4.80	0.40
Vigueta	C-D / 2-3	P - 2	1	X-X	2 X 7	2.75	0.60
Vigueta	D-E / 2-4	P - 2	1	X-X	2 X 7	2.60	0.60
Vigueta	B-C / 3-4	P - 1	1	X-X	2 X 10	4.80	0.40
Vigueta	C-D / 3-4	P - 2	1	X-X	2 X 7	2.60	0.60
Vigueta	D-E / 1-4	P - 2	2	X-X	2 X 7	2.60	0.60

5.3. Diseño del techo nivel 2 - Tijeral

5.3.1. Diseño de correas

El diseño de correas será similar al de viguetas. Se considera una cubierta de teja andina con cabios o listones. Se muestra el diseño de las correas CR-1, iniciando el proceso con una sección inicial definida en el pre dimensionamiento:

DIMENSIONES PRELIMINARES

Base	b =	4	cm	2 pulg
Altura	h =	14	cm	6 pulg
Longitud	L =	2.41	m	
Espaciamiento	e =	0.6	m	

METRADO DE CARGAS VERTICALES

Carga Muerta "W_m"

Peso Propio =	5.6	kg/m	
Peso Cubiert. =	42	kg/m	(Peso Cobertura x "e")
Total W_m =	47.6	Kg/m	

Carga Viva "W_v"

Sobrecarga =	30	kg/m	(S/C total x "e")
Total W_v =	30	Kg/m	

$$W_T = 77.6 \text{ kg/m}$$

EFFECTOS MÁXIMOS

$$M_{\text{máx}} \left(\frac{W_T L^2}{8} \right) = 56 \text{ kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} \left(\frac{W_T L}{2} \right) = 94 \text{ kg}$$

CONTROL DE DEFLEXIONES

Se verifica que:
$$\Delta = \frac{5WL^4}{384EI} < \frac{L}{k}$$

Deflexiones totales:
$$\Delta_T = 1.8\Delta_m + \Delta_v \quad (\text{Permanentes} + \text{diferidas})$$

Carga a considerar:
$$W_{eq} = 1.8W_m + W_v \quad (\text{Cargas totales})$$

$$W_{eq} = 116 \text{ kg/m}$$

Inercia Requerida para deflexiones admisibles

$$\text{Para Cargas totales} \quad \frac{5W_{eq} L^4}{384EI_1} < \frac{L}{250}$$

$$I_1 = 703 \text{ cm}^4$$

$$\text{Para Sobrecarga} \quad \frac{5W_v L^4}{384EI_2} < \frac{L}{350}$$

$$I_2 = 255 \text{ cm}^4$$

$$I_{req} = 703 \text{ cm}^4$$

MODULO DE SECCIÓN NECESARIO -PARÁMETRO "Z"

Se verifica que: $Z > \frac{M}{f_m}$

$$M = 56 \text{ kg-m}$$

$$f_m = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_{req} = 38 \text{ cm}^3$$

VERIFICACION POR CORTANTE A "h" DEL APOYO

$$V_h = V_{m\acute{a}x} - (W_T \times h) \quad \text{Cortante a "h" del apoyo}$$

$$\tau_h = \frac{1.5V_h}{bh} \quad \text{Esfuerzo cortante asociado}$$

$$V_h = 82.6 \text{ kg}$$

$$\tau_h = 2.2 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD LATERAL Y LONGITUD DE APOYO

Estabilidad Lateral $\frac{h}{b} \longrightarrow 3$ Restricción desplazamiento lateral
Borde en compresión conectado al entablado

Longitud de apoyo $a > \frac{R}{bf_c} = 0.21 \text{ cm}$

$$a = 0.2 \text{ cm}$$

A continuación se muestra las características de la sección desarrollada y el espaciamiento respectivo para las correas CR-1:

Tabla 5.c – Características de correa CR-1

CORREA CR-1	
Dimensión	2" x 6"
Espaciamiento (m)	0.60
Inercia requerida (cm ⁴)	703
Inercia de sección (cm⁴)	915 Conforme
Z requerido (cm ³)	38
Z sección (cm³)	131 Conforme
Esfuerzo cortante (kg/cm ²)	2
Resistencia al corte (kg/cm²)	12 Conforme
Nivel Estabilidad Lateral	3 Arriostre
Longitud de apoyo (cm)	0.20

Se observa que la sección cumple con las exigencias de resistencia requeridas.

Se usará una sección de 2" x 6" espaciadas a 60 cm

Tabla 5.3 Cuadro General de Correas de tijeral (espaciamiento a 0.60 cm)

CORREA	UBICACIÓN	DIRECCIÓN	DIMENSIÓN (pulgadas)	LONGITUD (m)	CANTIDAD
CR-1	EJE 1 / EJE 2	Y-Y	2 x 6	1.7	26
CR-2	EJE 2 / EJE 3	Y-Y	2 x 6	1.75	26
CR-3	EJE 3 / EJE 4	Y-Y	2 x 6	2.45	26

5.3.2. Diseño del tijeral

El tijeral será desarrollado de manera similar a un pórtico, tal y como lo plantea el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino (existirán cargas distribuidas en algunos elementos). Se tomará el procedimiento definido para el diseño de columnas, ya que los elementos estarán sometidos a esfuerzos de flexo – compresión, flexo – tracción, compresión o tracción pura. Los nudos se asumirán como articulaciones rígidas. El tijeral será analizado para condiciones de carga muerta, viva y de viento. Se realizarán las combinaciones de carga correspondientes de acuerdo a la Norma E.020 para encontrar las cargas de diseño. La tabla 5.1 muestra el esquema del tijeral a diseñar y la nomenclatura de sus elementos:

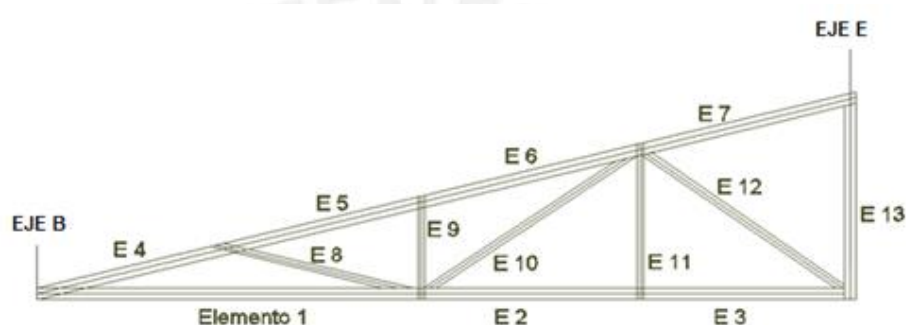


Figura 5.1 Tijeral T-1 Típico

El diseño inicia con el metrado de cargas y el esquema de la estructura sometido a dichas cargas. Luego, se muestra el diseño de uno de los elementos del tijeral (E-4).

DISEÑO TIJERAL T-2 (EJE 2)

DIMENSIONES PRELIMINARES

Tipo	Diente de Sierra (a una agua)		
Pendiente		14	grados
Altura tributario	H =	3	m
Luz	L =	10	m
Ancho	=	2	m

METRADO DE CARGAS

Carga Muerta " W_m "

Peso Propio =	10 kg/m	
Peso cubierta =	146 kg/m	(70 kg/m ² x ancho tributario)
Peso Correas =	50 kg/m	(Peso en kg/m ² x ancho tributario)
Total W_m =	206 Kg/m	

Carga Viva " W_v "
 Sobrecarga = 104 kg/m (S/C total x ancho tributario)
Total W_v = 104 Kg/m

Cargas de viento " W_E "

Ancho tributario = 2.08 m
 Factor por m^2 = 21 kg/m²
Total W_E = 43.68 kg/m

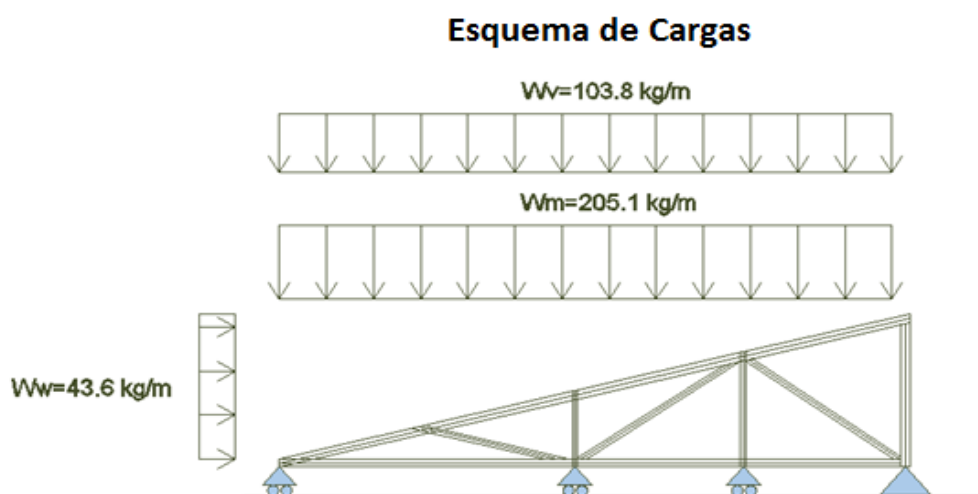


Figura 5.2 Distribución de cargas sobre tijeral



Figura 5.3 Reacciones en los apoyos

La figura 5.3 y la tabla 5.4 muestran los resultados del análisis de la figura 5.2.

Tabla 5.4 Fuerzas en cada elemento del tijeral de acuerdo al análisis de la figura 5.2

Elemento de armadura	Long. (m)	CARGAS DE DISEÑO ELEMENTOS TIJERAL T-2																		SOLIC.			
		REACCIONES POR CARGAS APLICADAS						COMBINACIONES DE CARGAS SEGÚN NORMA E.020						CARGAS DE DISEÑO									
		Carga Muerta (D)			Carga Viva (L)			Carga de viento (W)			D+L		0.75 (D+L+W)		D+W		CARGAS DE DISEÑO						
		P (kg)	M (kg.m)	V (kg)	P (kg)	M (kg.m)	V (kg)	P (kg)	M (kg.m)	V (kg)	P (kg)	M (kg.m)	V (kg)	P (kg)	M (kg.m)	V (kg)	P (kg)	M (kg.m)	V (kg)				
1	4.8	606.0	86.4	72.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	606.0	86.4	72.0	606.0	86.4	72.0	606.0	86.4	72.0	FC		
2	2.7	0.0	29.0	42.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	29.0	42.0	0.0	29.0	42.0	0.0	29.0	42.0	F		
3	2.6	0.0	26.0	40.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	26.0	40.0	0.0	26.0	40.0	0.0	26.0	40.0	F		
4	2.5	690.0	162.0	262.0	441.5	77.0	124.6	210.9	8.1	13.1	1131.5	239.0	386.6	1006.8	185.3	299.7	900.9	170.1	275.1	1131.5	239.0	386.6	FT
5	2.5	583.0	162.0	262.0	150.2	77.0	124.6	155.4	8.1	13.1	733.2	239.0	386.6	666.4	185.3	299.7	738.4	170.1	275.1	738.4	239.0	386.6	FC
6	2.8	592.0	211.0	300.0	154.3	100.4	142.2	75.6	10.5	14.8	746.3	311.4	442.2	616.4	241.4	342.8	667.6	221.5	314.8	746.3	311.4	442.2	FC
7	2.7	68.0	194.0	287.0	32.2	92.2	136.5	173.8	9.1	13.5	100.2	286.2	423.5	205.5	221.5	327.8	241.8	203.1	300.5	241.8	286.2	423.5	FC
8	2.5	1147.0	0.0	0.0	529.4	0.0	0.0	55.6	0.0	0.0	1676.4	0.0	0.0	1299.0	0.0	0.0	1202.6	0.0	0.0	1676.4	0.0	0.0	T
9	1.2	593.0	0.0	0.0	275.1	0.0	0.0	28.8	0.0	0.0	888.1	0.0	0.0	672.7	0.0	0.0	621.8	0.0	0.0	868.1	0.0	0.0	T
10	3.3	537.0	0.0	0.0	145.3	0.0	0.0	159.1	0.0	0.0	682.3	0.0	0.0	631.0	0.0	0.0	686.1	0.0	0.0	696.1	0.0	0.0	T
11	1.9	544.0	0.0	0.0	230.2	0.0	0.0	24.8	0.0	0.0	774.2	0.0	0.0	599.3	0.0	0.0	568.8	0.0	0.0	774.2	0.0	0.0	T
12	3.2	98.0	0.0	0.0	5.3	0.0	0.0	145.0	0.0	0.0	103.3	0.0	0.0	186.2	0.0	0.0	243.0	0.0	0.0	243.0	0.0	0.0	T
13	2.5	326.0	0.0	0.0	140.2	0.0	0.0	26.7	34.1	54.5	466.2	0.0	0.0	369.7	25.5	40.9	352.7	34.1	54.5	466.2	34.1	54.5	FT

T En tracción
F En Flexión pura
FT En flexo - tracción
FC En flexo - compresión

DISEÑO DE ELEMENTOS

Elemento 04

Sección inicial	b	h	
	4	14	cm
Inercia		914.6	cm ⁴
Modulo sección		130.7	cm ³
Longitud efectiva		2.47	m
Cargas de diseño			
P (N)=	1,131	kg	
M =	239	kg-m	
V =	387	kg	

Diseño por flexo-tracción

$$\frac{N}{f_t A} + \frac{k_m M}{Z f_m} < 1$$

$$N_{adm} = f_t A \quad N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_{ef}^2} \quad k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{cr}}}$$

$$N_{adm} = 5,880 \text{ kg}$$

$$N_{cr} = 11,097 \text{ kg}$$

$$k_m = 1.18056$$

De la ecuación para flexo compresión

$$0.20682 < 1 \quad \text{Conforme}$$

Verificación por cortante

$$\text{Esfuerzo cortante } \tau = \frac{1.5V}{bh}$$

$$\tau = 10.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Resistencia al corte } 12.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$12 > 10.35 \quad \text{Conforme}$$

SE USARÁ LA SECCIÓN DE 4 X 14 cm

Tabla 5.5 Elementos de cada tijeral

DETALLE ELEMENTOS DE TIJERAL				
MADERA ASERRADA TIPO B - HUAYRURO				
Elemento	Tipo Pieza	Longitud	Dimensión Real	Dimensión Real
		(m)	sección (cm)	sección (pulg)
E-1	PT-1	4.8	4 x 14	2 x 4
E-2	PT-3	2.8	4 x 14	2 x 4
E-3	PT-3	2.8	4 x 14	2 x 4
E-4	PT-4	2.5	4 x 14	2 x 6
E-5	PT-4	2.5	4 x 14	2 x 6
E-6	PT-3	2.8	4 x 14	2 x 6
E-7	PT-3	2.8	4 x 14	2 x 6
E-8	PT-4	2.5	4 x 14	2 x 6
E-9	PT-6	1.2	4 x 9	2 x 4
E-10	PT-2	3.3	4 x 9	2 x 4
E-11	PT-5	1.9	4 x 9	2 x 4
E-12	PT-2	3.3	4 x 9	2 x 4
E-13	PT-4	2.5	4 x 14	2 x 6

Finalmente, se muestra el metrado final (cantidad de piezas), para el total de los tijerales de la estructura (tabla 5.6)

Tabla 5.6 Tabla General Elementos para Tijeral

METRADO GENERAL - TIJERALES				
N° Pieza	Longitud	Dimensión Real	Dimensión Real	Cantidad
	(m)	sección (cm)	sección (pulg)	
PT-1	4.8	4 x 14	2 x 6	4
PT-2	3.3	4 x 9	2 x 4	8
PT-3	2.8	4 x 14	2 x 6	16
PT-4	2.5	4 x 14	2 x 6	16
PT-5	1.9	4 x 9	2 x 4	4
PT-6	1.2	4 x 9	2 x 4	4

- Cálculo de deformaciones en nudos superiores

Para el cálculo de deflexiones se tomará en cuenta los efectos generados por las cargas aplicadas (muerta, viva y de viento). Para ello se tomarán cuatro puntos de medición, los cuales serán los nudos de la cuerda superior del tijeral. Las deformaciones de cada uno de ellos serán estimadas mediante el programa SAP2000. Cabe mencionar que el desplazamiento generado por la carga muerta será amplificado por un factor de 1.8; esto permitirá incluir los efectos de las deformaciones diferidas por dicha carga. En la tabla 5.7 se muestran los resultados.

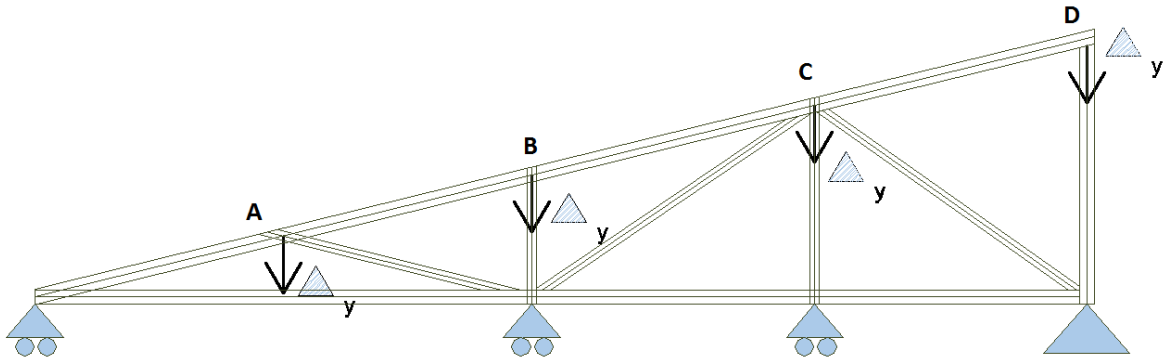


Figura 5.4 Deformaciones verticales en nudos superiores

Tabla 5.7 DEFORMACIONES MÁXIMAS						
Punto	DEFORMACIONES POR CARGAS (cm)			Deformaciones finales (cm)	Deformación admisible (L/300) cm	Conforme
	1.8 D	L	W (vert.)			
NUDO A	0.18	0.018	0.0019	0.20	0.8	OK
NUDO B	0.040	0.0016	0.00016	0.08	0.9	OK
NUDO C	0.0306	0.0015	0.00015	0.06	0.9	OK
NUDO D	0.0198	0.0013	0.00013	0.04	0.9	OK

La deformación admisible se considera como el promedio de las luces adyacentes al punto entre 300 (L/300).

5.4. Diseño de vigas

A continuación se muestra el proceso de diseño para una de las vigas más cargadas del primer entrepiso. Se muestra la última iteración con las dimensiones finales.

DISEÑO DE VIGA V-03 X-X (ENTRE EJES B-C / 2)

DIMENSIONES PRELIMINARES

Base	b =	9	cm	4 pulg
Altura	h =	29	cm	12 pulg
Longitud	L =	4.8	m	
Ancho tributario	=	0.40	m	

METRADO DE CARGAS VERTICALES

Carga Muerta "W_m"

Peso Propio =	26.1 kg/m	
Peso viguetas =	9.6 kg/m	(Peso en kg/m ² x ancho tributario)
Peso tabique =	70.0 kg/m	
Peso Entablado =	8.00 kg/m	(Peso en kg/m ² x ancho tributario)
Total W_m =	113.7 Kg/m	

Carga Viva "W_v"

Sobrecarga =	80 kg/m	(S/C total x ancho tributario)
Total W_v =	80 Kg/m	

$$W_T = 193.7 \text{ kg/m}$$

EFFECTOS MÁXIMOS

$$M_{\text{máx}} \left(\frac{W_T L^2}{8} \right) = 557.9 \text{ kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} \left(\frac{W_T L}{2} \right) = 464.9 \text{ kg}$$

CONTROL DE DEFLEXIONES

Se verifica que:
$$\Delta = \frac{5WL^4}{384EI} < \frac{L}{k}$$

Deflexiones totales: $\Delta_T = 1.8\Delta_m + \Delta_v$ (Permanentes + diferidas)

Carga a considerar: $W_{eq} = 1.8W_m + W_v$ (Cargas totales)

$$W_{eq} = 284.66 \text{ kg/m}$$

Inercia Requerida para deflexiones admisibles

$$\text{Para Cargas totales} \quad \frac{5W_{eq}L^4}{384EI_1} < \frac{L}{250}$$

$$I_1 = 13663.68 \text{ cm}^4$$

$$\text{Para Sobrecarga} \quad \frac{5W_vL^4}{384EI_2} < \frac{L}{350}$$

$$I_2 = 5376.0 \text{ cm}^4$$

$$I_{req} = 13663.7 \text{ cm}^4$$

MODULO DE SECCIÓN NECESARIO -PARÁMETRO "Z"

Se verifica que: $Z > \frac{M}{f_m}$

$$M = 557.86 \text{ kg-m}$$

$$f_m = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_{req} = 371.9 \text{ cm}^3$$

VERIFICACION POR CORTANTE A "h" DEL APOYO

$$V_h = V_{m\acute{a}x} - (W_T \times h) \quad \text{Cortante a "h" del apoyo}$$

$$\tau_h = \frac{1.5V_h}{bh} \quad \text{Esfuerzo cortante asociado}$$

$$V_h = 408.71 \text{ kg}$$
$$\tau_h = 2.3 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD LATERAL Y LONGITUD DE APOYO

Estabilidad Lateral $\frac{h}{b} \longrightarrow 3$ Restricción del desplazamiento lateral

Longitud de apoyo $a > \frac{R}{bf_c} = 0.47 \text{ cm}$

$$a = 0.5 \text{ cm}$$

De acuerdo al diseño, la sección óptima será de 4" de base y 12". Los detalles de la sección se muestran a continuación:

Tabla 5.d – Características de viga V-03

VIGA TIPO V-03 (DIRECCIÓN XX - EJES B-C / 2)	
Dimensión	4" x 12"
Inercia requerida (cm ⁴)	13,663.7
Inercia de sección (cm⁴)	18,291.8 Conforme
Z requerido (cm ³)	371.9
Z sección (cm³)	1,261.0 Conforme
Esfuerzo cortante (kg/cm ²)	2.4
Resistencia al corte (kg/cm²)	12.0 Conforme
Nivel estabilidad lateral	3.0 Arriostre
Longitud de apoyo (cm)	0.5

De la misma manera, se muestra el procedimiento para el diseño de las vigas del segundo entrepiso. Se muestra el diseño de la viga V-5 en el eje-E del segundo nivel, la cual soporta las viguetas y el entablado del paño 09 denominado ático superior y, además, una carga puntual generada por el primer apoyo del tijeral del eje 2. En primera instancia, se realizó el análisis para una viga con sección de 4x12 pulg., sin embargo esta sección no cumple con la resistencia adecuada para resistir los esfuerzos por flexión y corte. Se muestra el análisis para una sección compuesta de 4 x 16 pulg., la cual cumple con la resistencia requerida:

REDISEÑO VIGA V-05 (DIRECCIÓN X-X EJE E)

DIMENSIONES PRELIMINARES

Base	b =	9	cm	4 pulg
Altura	h =	38	cm	16 pulg
Longitud	L =	3.4	m	
Ancho tributario	=	1.30	m	

METRADO DE CARGAS VERTICALES

Carga Muerta "W_m"

Peso Propio =	42.1 kg/m	
Peso viguetas =	25 kg/m	(Peso en kg/m ² x ancho tributario)
Peso Entablado =	26 kg/m	(Peso en kg/m ² x ancho tributario)
Total W_m =	93 Kg/m	
Total P_m =	3000 kg	(Carga puntual de tijeral a L/2)

Carga Viva "Wv"

Sobrecarga = 260 kg/m (S/C total x ancho tributario)

Total $W_v = 260 \text{ Kg/m}$

$$W_T = 353 \text{ kg/m}$$

$$P_T = 3000 \text{ kg}$$

EFFECTOS MÁXIMOS

$$M_{\text{máx}} \left(\frac{W_T L^2}{8} + \frac{P L}{4} \right) = 3049 \text{ kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} \left(\frac{W_T L}{2} + \frac{P}{2} \right) = 2098 \text{ kg}$$

CONTROL DE DEFLEXIONES

Se verifica que: $\Delta = \frac{5WL^4}{384EI} + \frac{PL^3}{48EI} < \frac{L}{k}$

Deflexiones totales: $\Delta_T = 1.8\Delta_m + \Delta_v$ (Permanentes + diferidas)

Carga a considerar: $W_{eq} = 1.8W_m + W_v$ \wedge $P_{eq} = 1.8P_m$ (Cargas totales)

$$W_{eq} = 427 \text{ kg/m}$$

$$P_{eq} = 5400 \text{ kg}$$

Inercia Requerida para deflexiones admisibles

$$\text{Para Cargas totales} \quad \frac{5W_{eq}L^4}{384EI_1} + \frac{P_{eq}L^3}{48EI_1} < \frac{L}{250}$$

$$I_1 = 7221 \text{ cm}^4$$

$$\text{Para Sobrecarga} \quad \frac{5W_vL^4}{384EI_2} < \frac{L}{350}$$

$$I_2 = 6154.9 \text{ cm}^4$$

$$I_{req} = 7221 \text{ cm}^4$$

(Mayor I1, I2)

MODULO DE SECCIÓN NECESARIO -PARÁMETRO "Z"

Se verifica que: $Z > \frac{M}{f_m}$

$$M = 3049.3 \text{ kg-m}$$

$$f_m = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_{req} = 2033 \text{ cm}^3$$

VERIFICACION POR CORTANTE A "h" DEL APOYO

$$V_h = V_{m\acute{a}x} - (W_T \times h) \quad \text{Cortante a "h" del apoyo}$$

$$\tau_h = \frac{1.5V_h}{bh} \quad \text{Esfuerzo cortante asociado}$$

$V_h =$	1963.9 kg
$\tau_h =$	8.6 kg/cm ²

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD LATERAL Y LONGITUD DE APOYO

Estabilidad Lateral $\frac{h}{b} \longrightarrow 4$ Restricción del desplazamiento lateral
Elemento sostenido en posición por
correas o viguetas.

Longitud de apoyo $a > \frac{R}{bf_c} = 2.12 \text{ cm}$

$$a = 2.1 \text{ cm}$$

Se empleará una viga compuesta de dos elementos (4" x 12" + 4" x 4")

Tabla 5.e – Carcterísticas de viga V-05

VIGA TIPO V-05 (DIRECCIÓN XX - EJES E/ 2-3)	
Dimensión (compuesta)	4" x 16" (4"x12" + 4"x4")
Inercia requerida (cm ⁴)	7,221
Inercia de sección (cm⁴)	41,154 Conforme
Z requerido (cm ³)	2,033
Z sección (cm³)	2,166 Conforme
Esfuerzo cortante (kg/cm ²)	9
Resistencia al corte (kg/cm²)	12 Conforme
Nivel estabilidad lateral	3 Arriostre
Longitud de apoyo (cm)	2

La tabla 5.8 muestra las dimensiones finales de todas las vigas de la estructura.

Tabla 5.8 TIPOS DE VIGA		
Nomenclatura	Dimensiones (pulg)	Observaciones
V-01	4" X 8"	Nivel 1y 2
V-02	4" X 10"	Nivel 1 y 2
V-03	4" x 12"	Nivel 1 y 2
V-04	4" x 6"	Sólo nivel 2
V-05	4" x 16"	Compuesta

5.5. Diseño de columnas:

A continuación se procederá a diseñar la columna más cargada del segundo y primer entrepiso.

Como se mencionó en el capítulo de pre-dimensionamiento, las columnas con sección de 14 x 14 cm pueden soportar las solicitaciones verticales, producto de las cargas de gravedad (carga muerta y viva). Sin embargo, las cargas horizontales provenientes de sismo y viento producirán momentos que no podrán ser soportados por éste. Por otro lado, generarán desplazamientos horizontales mayores a los admisibles indicados por la norma. Debido a ello, se plantea trabajar con una sección de 14 x 29 cm. Las cargas de sismo se calcularon en 4.5 y se resumen en la tabla 5.9:

Tabla 5.9 FUERZA DE SISMO - AMBAS DIRECCIONES			
NIVEL	Área techada (m ²)	Factor propuesto Norma E.010 (kg/m ²)	Carga lateral SISMO (kg)
PRIMER NIVEL	61.2	22	1346
SEGUNDO NIVEL	61.2	29.8	1824

Por otro lado, las cargas debido al viento se calcularon en 4.6 y se muestran en la tabla 5.10:

Tabla 5.10 FUERZAS LATERALES DE VIENTO					
NIVEL	Área Lateral proyectada		Factor propuesto Norma E.010 (kg/m ²)	Carga lateral Dirección X (kg)	Carga lateral Dirección Y (kg)
	Dirección X (m ²)	Dirección Y (m ²)			
PRIMER NIVEL	14.2	24.5	21	297	514
SEGUNDO NIVEL	14.2	24.3	21	297	510
TERCER NIVEL	14.8	25.5	21	310	536

Se procederá a calcular la columna más cargada, ubicada entre los ejes C/2 (Columna C-6).

El metrado de cargas verticales para la columna C-21 (segundo nivel) y la columna C-06 (primer nivel) es:

Cargas Verticales

Área Tributaria 8 m²

	C-21 (kg)	C-06 (kg)
Peso tijeral	6886.0	0.0
Peso vigas (*)	153.7	153.7
Peso entablado (20 kg/m ² x 8 m ²)	0.0	160.0
Peso viguetas (16.5 kg/m ² x 8 m ²)	0.0	132.0
Peso propio (**)	97.4	97.4
Carga Muerta transmitida de columna C-21	0.0	7137.6
Sobrecarga (Techo 1 = 200 kg/m ²) (***)	0.0	1600.0

(*) Se considera vigas de 9x29 cm dentro del área tributaria

(**) Se considera columnas de 14x29 cm

(***) La columna C-21 se apoya directamente sobre la C-6

Cargas debido a fuerzas de sismo

- Fuerza de sismo en X-X (Las fuerza total se divide entre el total de columnas).

Realizamos el análisis en SAP2000

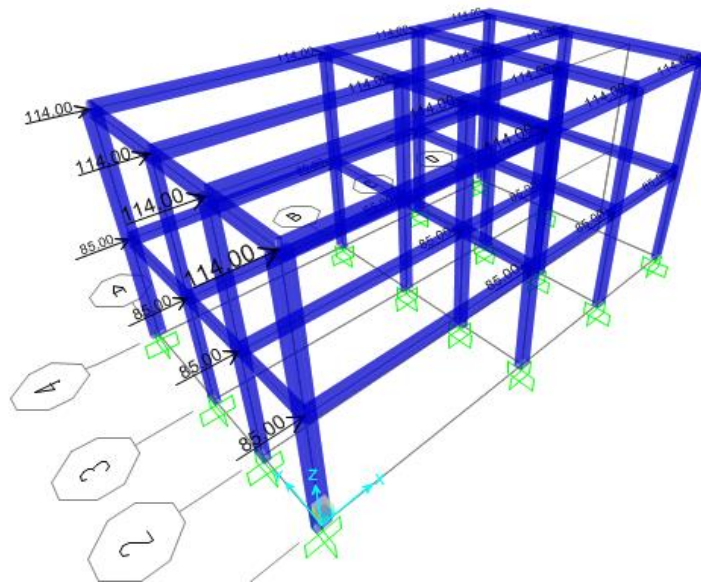


Figura 5.5 Fuerzas horizontales de sismo en la dirección X

El pórtico a analizar será el ubicado en el eje 2. Como se observa, la sección de las columnas C-21 y C-6 es de 14 x 29 cm, donde el lado mayor está orientado hacia el eje X, tal como se muestra en la figura 5.6:

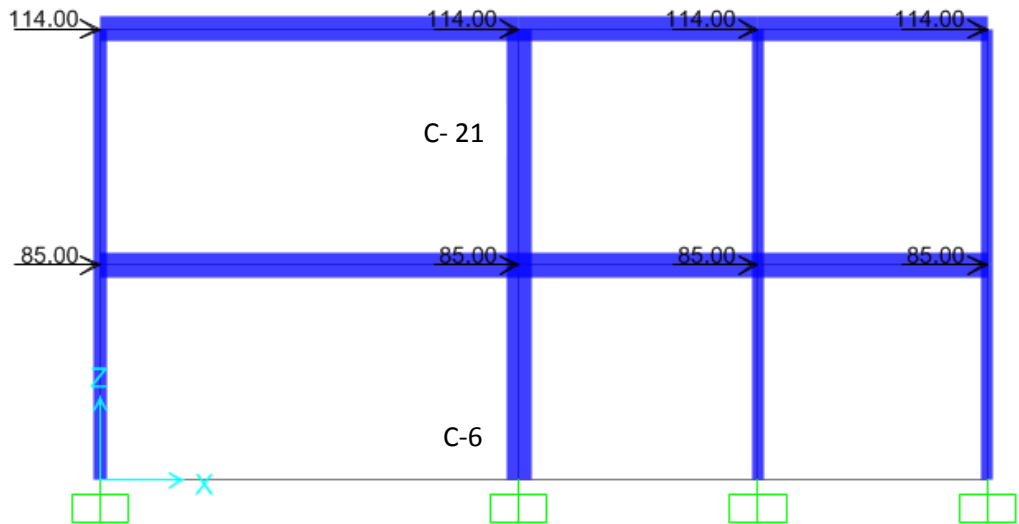


Figura 5.6 Pórtico eje 2 – Fuerzas Horizontales en X

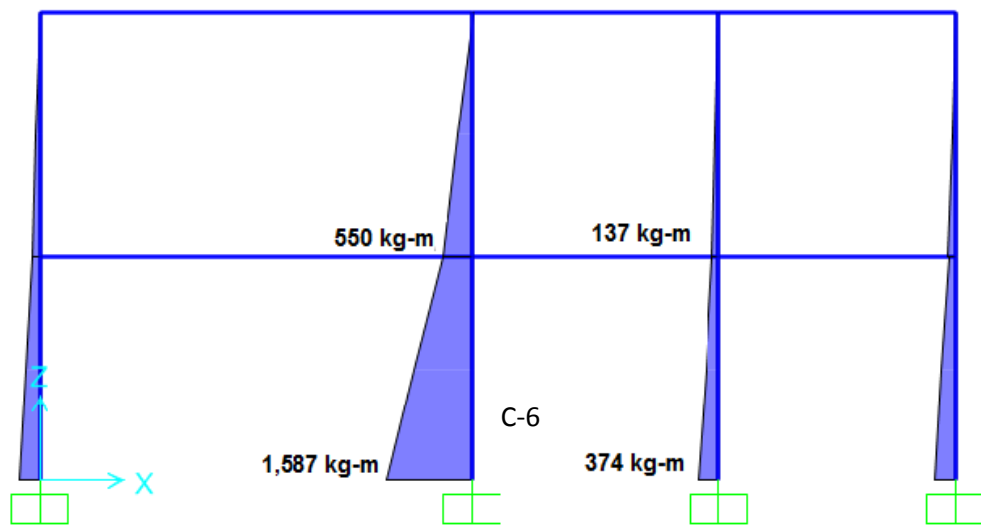


Figura 5.7 Momentos en columnas C-21 y C-6

- Fuerzas de sismo en Y-Y
Realizamos el mismo análisis para la dirección Y-Y:

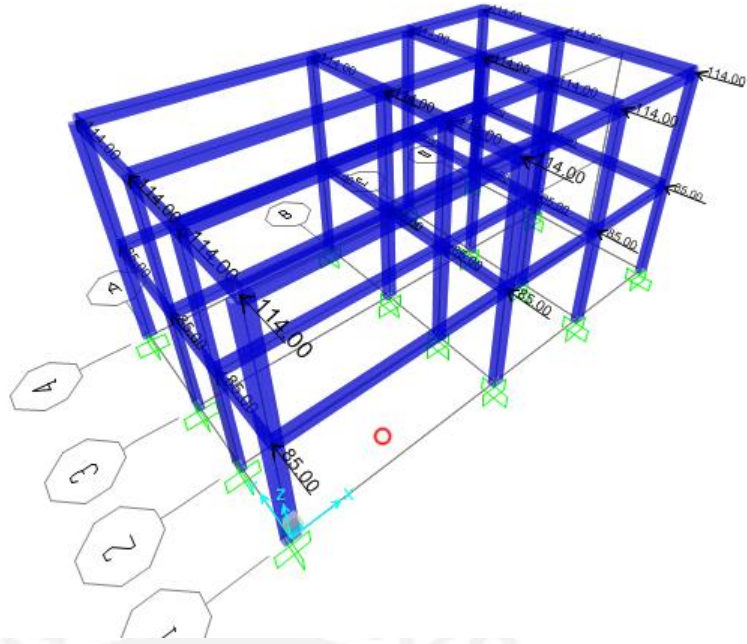


Figura 5.8 Fuerzas horizontales de sismo en la dirección Y

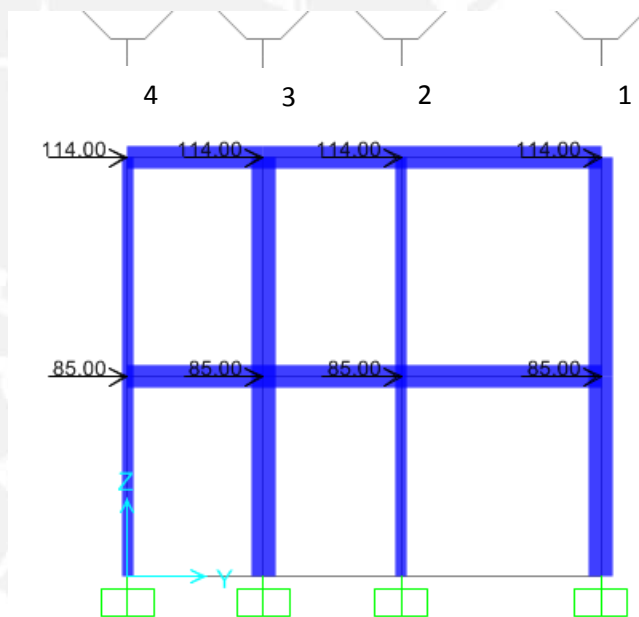


Figura 5.9 Pórtico eje B – Fuerzas Horizontales en Y (ejes SAP2000)

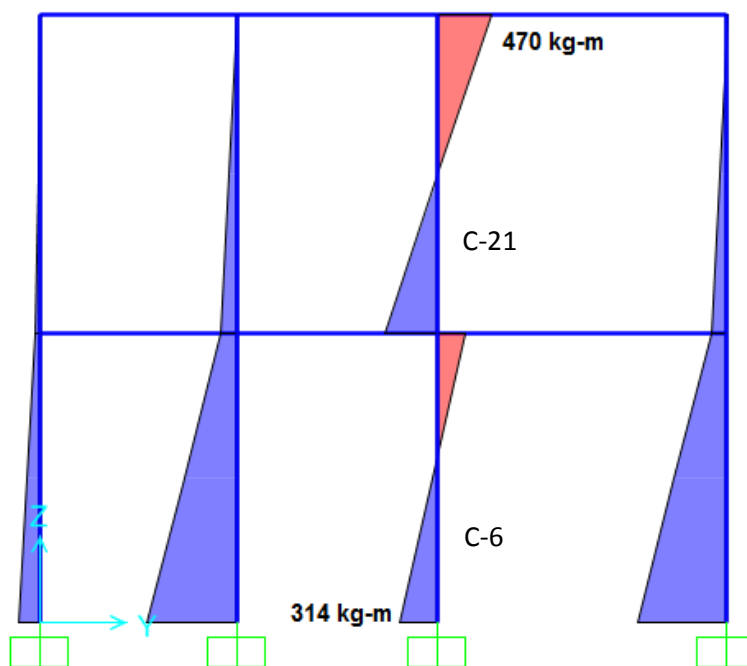


Figura 5.10 Momentos en columnas C-21 y C-6

De igual manera, se realiza el análisis para las cargas laterales de viento. En resumen se tiene:

Tabla 5.11 Efectos en columnas por sismo

Efectos por Sismo			C-21	C-06
Aplicando Fuerza en X	Momento	kg.m	550.0	1587.0
	Cortante	kg	229.2	661.3
Aplicando Fuerza en Y	Momento	kg.m	470.0	314.0
	Cortante	kg	195.8	130.8

Tabla 5.12 Efectos en columnas por el viento

Efectos por Viento			C-21	C-06
Aplicando Fuerza en X	Momento	kg.m	81.8	241.2
	Cortante	kg	34.1	66.4
Aplicando Fuerza en Y	Momento	kg.m	47.6	142.4
	Cortante	kg	19.9	39.5

Las tablas 5.13 y 5.14 resumen los efectos de las cargas verticales y horizontales aplicadas a las columnas C-21 y C-6:

Tabla 5.13 Cargas aplicadas a columnas C-21 y C-6 (Fuerzas Horizontales en X)

TABLA RESUMEN		Área Tributaria	Carga Muerta	Carga Viva	Sismo "E"		Viento (W)	
					Momento	Cortante	Momento	Cortante
COLUMNA	NIVEL	m ²	P (kg)	P (kg)	kg-m	kg	kg-m	kg
C-06	1	8.0	7680.7	1600.0	1587.0	661.3	241.2	66.4
C-21	2	8.0	7137.6	0.0	550.0	229.2	81.8	34.1

Tabla 5.14 Cargas aplicadas a columnas C-21 y C-6 (Fuerzas Horizontales en Y)

TABLA RESUMEN		Área Tributaria	Carga Muerta	Carga Viva	Sismo "E"		Viento (W)	
					Momento	Cortante	Momento	Cortante
COLUMNA	NIVEL	m ²	P (kg)	P (kg)	kg-m	kg	kg-m	kg
C-06	1	8.0	7680.7	1600.0	314.0	130.8	142.4	39.5
C-21	2	8.0	7137.6	0.0	470.0	195.8	47.6	19.9

A continuación se muestra el diseño de la columna C-06 del primer nivel, siguiendo los parámetros de la Norma E.010 y el Manual de Diseño de Madera del Grupo Andino. Las cargas de diseño, considerando los efectos de las cargas horizontales en la dirección X son:

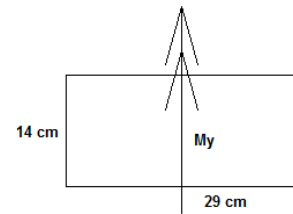
Tabla 5.15 Combinaciones de carga para columnas C-06 – Dirección X

COMBINACIÓN DE CARGA	COLUMNA C-06		
	P (kg)	M (kg.m)	V (kg)
D+L	9280.7	0.0	0.0
D+(W o E)	7680.7	1587.0	661.3
0.75*(D+L+W)	6960.6	180.9	49.8
0.75*(D+L+0.70E)	6960.6	833.2	347.2
D+W	7680.7	241.2	66.4
D+0.70E	7680.7	1110.9	462.9
CARGA DISEÑO	7680.7	1587.0	661.3

COLUMNA C-06 Primer nivel

CARACTERÍSTICAS DE ESCUADRÍA

b =	14 cm	6 pulg
h =	29 cm	12 pulg
Longitud =	2 m	
Coefficiente =	1.5 (Caso 3)	
Long. Efectiva =	3 m	



CARGAS PARA EL DISEÑO

P =	7681.0	kg
M =	1587.0	kg-m
V =	661.3	kg

DISEÑO DEL ELEMENTO

Sección Inicial	b	h	
	14	29	cm
Inercia =	28453.8		cm ⁴
Módulo sección =	1962.3		cm ³

Diseño por flexo - compresión

Se verifica:
$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m M}{Z f_m} < 1$$

Esbeltez "λ" ($\frac{l_{ef}}{d}$) = 21.4 (d= 14 cm)

$C_k = 18.34$

$C_k < \lambda < 50 \longrightarrow$ Col. Larga

$N_{adm} = 0.329 \frac{EA}{\lambda^2}$

$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_{ef}^2}$

$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{cr}}}$

$$\begin{aligned}
 N_{adm} &= 21,817 && \text{kg} \\
 N_{cr} &= 162,351 && \text{kg} \\
 k_m &= 1.08
 \end{aligned}$$

De la ecuación de flexo - compresión

$$0.932 < 1 \quad \text{Conforme}$$

Verificación por cortante

$$\text{Esfuerzo cortante} \quad \tau = \frac{1.5V}{bh}$$

$$\tau = 2.4 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\text{Resistencia al corte} \quad 12.0 \quad \text{kg/cm}^2$$

Conforme

De igual manera, analizamos la columna para cargas de gravedad y fuerzas laterales en dirección Y.

Tabla 5.16 Combinaciones de carga para columnas C-06 – Dirección Y

CARGA	P (kg)	M (kg.m)	V (kg)
D+L	9280.7	0.0	0.0
D+(W o E)	7680.7	314.0	130.8
0.75*(D+L+W)	6960.6	106.8	29.6
0.75*(D+L+0.70E)	6960.6	164.9	68.7
D+W	7680.7	142.4	39.5
D+0.70E	7680.7	219.8	91.6
CARGA DISEÑO	7680.7	314.0	130.8

El análisis se muestra a continuación:

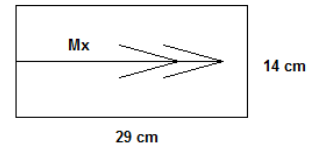
COLUMNA C-06 Primer nivel

CARACTERÍSTICAS DE ESCUADRÍA

$$\begin{aligned}
 b &= 14 \text{ cm} && 6 \text{ pulg} \\
 h &= 29 \text{ cm} && 12 \text{ pulg} \\
 \text{Longitud} &= 2 \text{ m} \\
 \text{Coeficiente} &= 1.5 \text{ (Caso 3)} \\
 \text{Long. Efectiva} &= 3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

CARGAS PARA EL DISEÑO

$$\begin{aligned}
 P &= 9280.7 \text{ kg} \\
 M &= 314.0 \text{ kg-m} \\
 V &= 130.8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



DISEÑO DEL ELEMENTO

Sección Inicial	b	h	
	14	29	cm
Inercia =	6631.3		cm ⁴
Módulo sección =	947.3		cm ³

Diseño por flexo - compresión

Se verifica:
$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m M}{Z f_m} < 1$$

Esbeltez " λ " ($\frac{l_{ef}}{d}$) = 21.4 (d= 14 cm)

$C_k = 18.34$

$C_k < \lambda < 50 \longrightarrow$ Col. Larga

$$N_{adm} = 0.329 \frac{EA}{\lambda^2}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_{ef}^2}$$

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{cr}}}$$

$$N_{adm} = 21,817 \text{ kg}$$

$$N_{cr} = 37,837 \text{ kg}$$

$$k_m = 1.582$$

De la ecuación de flexo - compresión

$$0.433 < 1 \text{ Conforme}$$

Verificación por cortante

Esfuerzo cortante $\tau = \frac{1.5V}{bh}$

$$\tau = 0.483 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia al corte 12.0 kg/cm²

Conforme

Como se muestra, la sección óptima será de 6"x12". Las características de la sección final se muestran a continuación:

Tabla 5.f - Características de columnas C-6 / C-21

COLUMNA C-21/C-6 (EJE 2/EJE C)	
Dimensión	6" x 12"
I sección x-x (cm ⁴)	28,454
I sección y-y (cm ⁴)	6,631
Z sección x-x (cm ³)	1,962
Z sección y-y (cm ³)	947
Esf. Cortante sometido (kg/cm ²)	3
Resistencia al corte (kg/cm ²)	12

Las columnas con la sección final se muestran en los planos anexos al presente proyecto.

5.5.3. Desplazamientos laterales de entrepiso de la estructura:

Para una estructura de madera, la Norma Técnica de Cargas E.020 establece que el desplazamiento lateral, como máximo, debe ser el 1% de la altura del nivel a evaluar, es decir, 0.01 de dicha altura (deriva máxima " $\Delta_{m\acute{a}x}$ ").

De acuerdo a la estructuración de la vivienda, las vigas estarán sólo apoyadas en las columnas; esto significa que éstas resistirán de manera total las fuerzas laterales producidas por el sismo o viento y, asimismo, serán las encargadas de deformarse lo menos posible para evitar desplazamientos de entrepiso mayores que los admisibles.

La estructura compuesta por secciones de 14x29 cm muestra desplazamientos menores que el admisible, pero sólo en la dirección con la Inercia mayor. Tomando en cuenta este aspecto, se decide por orientar las columnas alternadamente en ambos sentidos, tanto como en X como en Y. A continuación se muestran las tres configuraciones mencionadas anteriormente, mostrando la tercera distribución como la más adecuada para obtener desplazamientos menores al admisible:

Distribución 1 (Columnas 14x14 cm): $\Delta_{m\acute{a}x} = 0.026$

Distribución 2 (Columnas 14x29 cm - orientadas a una dirección): $\Delta_{m\acute{a}x} = 0.019$

Distribución 3 (Columnas 14x29 cm – figura 5.11): $\Delta_{m\acute{a}x} = 0.009$

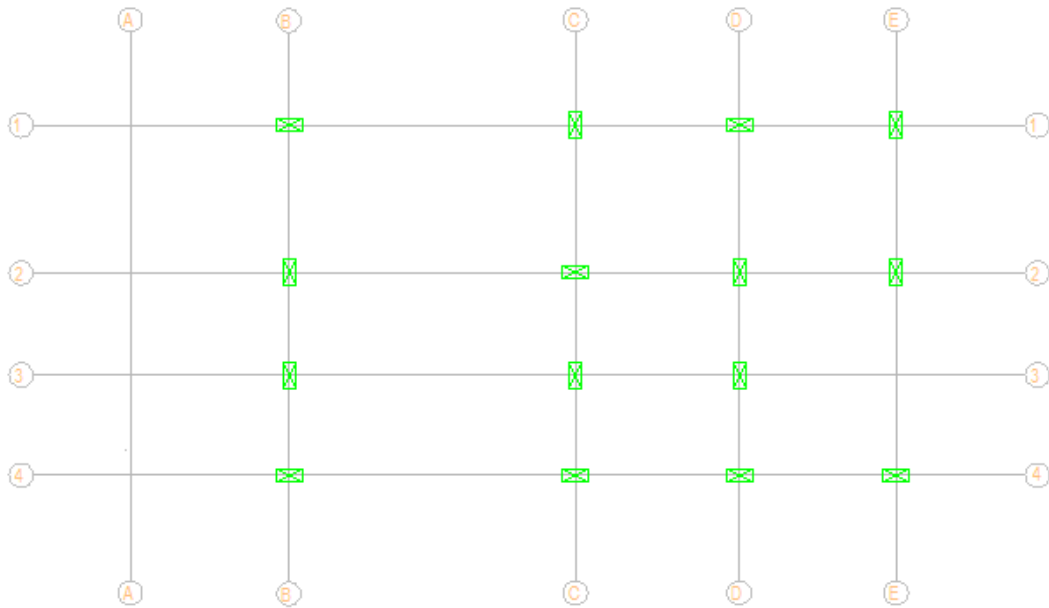


Figura 5.11 Distribución final de columnas (distribución 3)

A continuación se muestra el detalle de desplazamiento de esta última distribución:

Tabla 5.17 Desplazamiento de estructura - Columnas 14 x 29 cm						
Entrepiso	Altura (cm)	Máximo desplazamiento X (cm)	Máximo desplazamiento Y (cm)	Deriva máxima	Tolerancia	Conforme
1	240	1.33	1.36	0.006	0.010	Ok
2	240	2.27	2.24	0.009	0.010	Ok

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Como se mencionó al inicio del proyecto, la cimentación será de concreto armado, constituida por zapatas aisladas, combinadas y otras, por la ubicación de las columnas en el límite de propiedad, serán conectadas mediante un elemento de conexión (viga de cimentación).

La conexión entre zapata y columna será mediante un pedestal de concreto. La conexión entre pedestal y columna será mediante platinas de acero empernadas al elemento. El detalle de la unión se mostrará en el capítulo 8 “Uniones y Conexiones”.

6.1. Caso de zapata aislada

A continuación se muestra el diseño de la cimentación (zapata más pedestal) de la columna C-6 del primer nivel, ubicada entre los ejes 2 y C. Las cargas transmitidas son las consideradas en el capítulo anterior, durante el análisis e la columna C-6:

Tabla 6.1 Cargas de diseño

Cargas de Diseño	P (kg)	M (kg.m)	V (kg)
Sismo / Viento en X	9,281	314	131
Sismo / Viento en Y	9,281	1,587	661

Por lo tanto, consideramos los mayores efectos para el diseño de la cimentación de la columna C-6.

DISEÑO ZAPATA AISLADA- Z06

UBICACIÓN DE ZAPATA

EJE 2 / EJE C - Sin excentricidad

CARGAS DE COLUMNA C-06 (14 X 29 cm) - Máximas cargas aplicadas

CARGAS	P (kg)	Mx (kg-m)	My (kg-m)
Verticales	9281	0	0
F. Lateral X	0	1587	0
F. Lateral Y	0	0	661

CONSIDERACIONES DEL SUELO

Resistencia suelo	0.8 kg/cm ²
Amplificación de peso	20%
Profundidad cimentacion	1.20 m

DIMENSIONAMIENTO PARA CARGAS DE SERVICIO

P servicio+pp =	11137 kg		
M servicio =	0		
Capacidad del suelo =	8000 kg/m ²		
Area requerida =	1.4 m ²		
b col=	0.29 m		
h col=	0.14 m		
volado =	0.6 (variable)		
Lado zapata "B"=	1.5 m		
Lado zapata "L"=	1.4 m		
σ total=	5303.4 kg/m²	Cap. Suelo > σ total	ok

DIMENSIONAMIENTO POR SISMO

Factor de reduccion=	1.25		
Eje X-X			
Msis=	1270 kg-m	Psis=	0 kg
M excent =	0.00 kg-m	P servicio=	11137 kg
σ total=	7894 kg/m²	ok	
Eje Y-Y			
Msis=	529 kg-m	Psis=	0 kg
M excent =	0.00 kg-m	P servicio=	11137 kg
σ total=	6383	ok	

Para el cálculo del acero requerido, se muestra el cálculo del esfuerzo máximo considerando las combinaciones de carga establecidos por la norma E.020, considerando sólo los efectos de sismo como cargas laterales. Consideramos la dirección con los mayores efectos por sismo:

Cálculo de σ :

Dirección Y-Y			
Combinaciones	Pu (kg)	Mu (kg-m)	σ u (kg/cm ²)
1.4M	12993		0.0
0.9M+S	8353	1587	0.72
1.25(M+V)+S	11601	0	0

VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO

$$Vu = \sigma u * (\text{Area a "d"})$$

d=	0.3 m
Vu=	1 kg
Vc=	67281 kg
$\phi Vc=$	57188 kg

$$Vu < \phi Vc \quad \text{ok}$$

VERIFICACIÓN POR CORTE

$$Vu = \sigma u * (\text{Area})$$

d=	0.3 m
Vu(a "d")=	0.36 kg
Vc=	36518.27 kg
$\phi Vc=$	31040.53 kg

$$Vu < \phi Vc \quad \text{ok}$$

DIMENSIONES FINALES DE ZAPATAS

B=	1.5 m
L=	1.4 m
d=	0.5 m

DISEÑO POR FLEXIÓN

Mu=	0.07 kg -m
Ku=	0.00
As min=	5.00 cm ²
As req. =	5.00 cm ²
Elección =	Φ 1/2" @ 0.25 m (doble malla inferior).

6.2 Caso de zapata combinada:

Asimismo, algunas zapatas se encuentran conectadas mediante una viga de cimentación. Ese es el caso de las zapatas con excentricidad con respecto a las columnas, que se encuentran en el límite de propiedad de la vivienda. A continuación se muestra el diseño de la zapata ubicada entre los ejes C / 3-4.

DISEÑO ZAPATA COMBINADA (ZC-1)

DIMENSIONES DE COLUMNAS

	b (m)	h (m)
C 10	0.29	0.14
C 13	0.29	0.14

CARGAS ACTUANTES

CARGAS	ZAP. C-10	ZAP. C-13
P (kg)	10,000	6,000
Msis x (kg.m)	260	1,162
Msis y (kg.m)	1,162	260

Resistencia del suelo 8000 kg/m²

PREDIMENSIONAMIENTO

$$P_{est} = P + P_p, \quad P_p = 20\% P$$

ZAPATA DE COL. C-13

ZAPATA DE COL. C-10

$$P_{est} / (B \cdot L) \leq 8000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{est} / (B \cdot L) \leq 8000 \text{ kg/m}^2$$

$$B = 0.14 + a$$

$$L = 0.14 + 2a$$

$$B = 0.14 + 2a$$

$$L = 0.14 + 2a$$

$$a = 0.73$$

$$a = 0.52$$

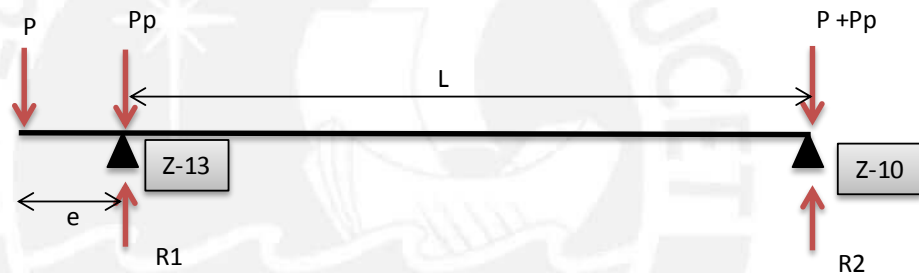
$$B = 1.2 \text{ m}$$

$$B = 1.40 \text{ m}$$

$$L = 1.2 \text{ m}$$

$$L = 1.20 \text{ m}$$

REACCIONES EN CIMENTACIONES (APOYOS)



$$e = 0.53 \text{ m}$$

$$L = 1.4 \text{ m}$$

$$R_1 = 10885 \text{ kg}$$

$$R_2 = 13115 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 7559 < 8000$$

$$\sigma_2 = 7807 < 8000$$

ok

ok

VERIFICANDO PARA CARGAS DE SISMO

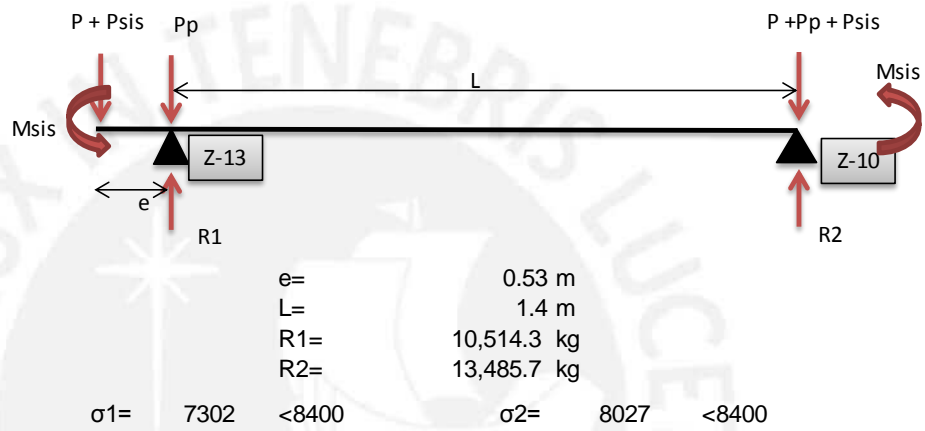
SISMO X-X (Momentos Y-Y)

Z 13		Z 10	
tanteo 1		tanteo 1	tanteo 2
B=	1.2	B=	1.2 1.30
L=	1.2	L=	1.1 1.40
Pest =	7,200 kg	Pest =	12,000 kg
Ptotal=	7,200 kg	Ptotal=	12,000 kg
(M sismo)/1.25 =	208 kg-m	(M sismo)/1.25 =	929.6 kg-m
σ act.=	5,722 kg/m ²	σ act.=	8,951 kg/m ²
σ resis.=	9,600 kg/m ²	σ resis.=	9,600 kg/m ²

ok

ok

SISMO Y-Y (Momentos X-X)



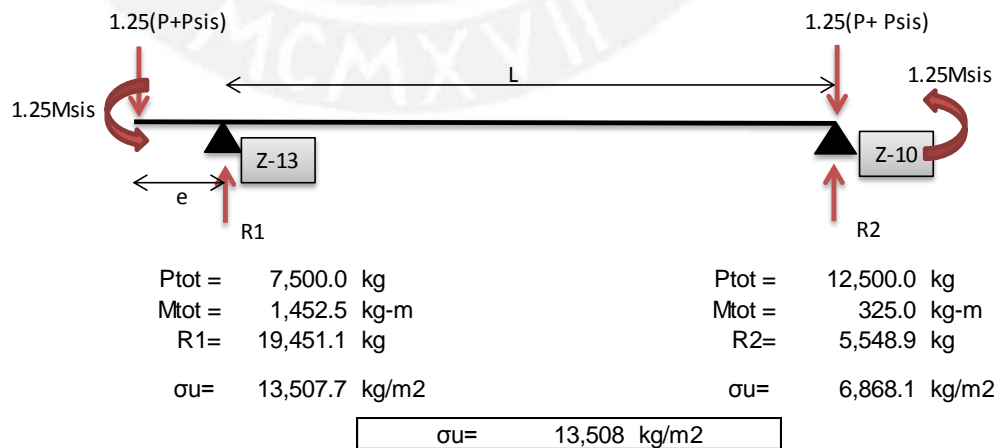
ok

ok

CALCULO σ_u

EN Y-Y	EN Z-13	EN Z-10
Ptot =	9,000.0 kg	Ptot = 15,000.0 kg
Mtot =	260.0 kg-m	Mtot = 1,162.0 kg-m
$\sigma_u=$	7,152.8 kg/m ²	$\sigma_u=$ 11,415.2 kg/m ²

EN X-X



	Z-13	Z-10
PUNZONAMIENTO		
d=	0.3 m	d= 0.3 m
bo =	1.76 m	bo= 1.76 m
Vu=	16,836.0 kg	Vu= 21,968.9 kg
Vc =	81,105.3 kg	Vc = 81,105.3 kg
$\emptyset Vc =$	68,939.5 kg	$\emptyset Vc =$ 68,939.5 kg
Vu< $\emptyset Vc$	ok	Vu< $\emptyset Vc$ ok

CORTANTE

Vu=	4,862.8 kg	Vu= 5,268.0 kg
$\emptyset Vc =$	23,502.1 kg	$\emptyset Vc =$ 25,460.6 kg
Vu< $\emptyset Vc$	ok	Vu< $\emptyset Vc$ ok

FLEXION EN ZAPATA - ACERO REQUERIDO

Mu=	5155 kg-m	Mu= 7990 kg-m
ku=	2.1	ku= 3.2
As min=	2.16 cm ²	Asmin= 2.16 cm ²
As req. =	4.50 cm ²	As req. = 5.00 cm ²
Elección=	Φ 1/2"@0.25 m inferior	Elección= Φ 1/2"@0.25 m inferior

DIMENSIONES FINAL DE ZAPATA COMBINADA ZC-01

B=	1.20 m	Debido a → Distancia entre columnas = 1.4 m
L=	2.40 m	
d=	0.5 m	
		Dimensión mín. zapatas aisladas = 1.40 x 1.20 m

REFUERZO EN ZAPATA COMBINADA

Mu sup=	1960 kg-m	La reacción del suelo se estima en:
ku sup=	0.784	
As req (mín)=	5.00 cm ²	8000 kg/m
Refuerzo sup. = Φ 1/2"@0.25 m		
Mu inf.=	7989.8 kg-m	
ku inf.=	3.2	
As req=	5.00 cm ²	
Refuerzo inf. = Φ 1/2"@0.25 m		

Finalmente, la unión entre cada columna de madera con las zapatas diseñadas será a través de pedestales típicos de 30 x 45 cm, los cuales tendrán un refuerzo de acero calculado como el acero mínimo para columnas de concreto (columna de poca esbeltez). El pedestal tendrá una unión monolítica con la cimentación. Asimismo, la conexión entre pedestal y la columna de madera será a través de platinas de acero adosadas a los elementos con pernos, lo que permitirá obtener una unión rígida entre ambos elementos. El detalle de conexiones entre el pedestal y la columna y el detalle de su refuerzo se muestra en el siguiente capítulo.

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE UNIONES Y CONEXIONES

Las uniones deberán ser capaces de transmitir cargas y evitar, en cierta medida, que la deformación total de la estructura exceda los valores admisibles.

7.1. Tipos de uniones

- Uniones encoladas o pegadas: Unión rígida donde las fallas se producen en elementos aledaños a la unión, lo que genera una falla frágil.
- Uniones mecánicas: Se caracteriza por ser flexible (admite deformaciones en los elementos aledaños). A comparación de las uniones encoladas, genera un gasto adicional al utilizar elementos externos como clavos, pernos, cartelas de acero, etc. Una de las ventajas es la facilidad de ensamblaje.
- Uniones Embarbilladas: Son uniones que pueden pensarse como cuñas que sólo pueden soportar esfuerzos de compresión.

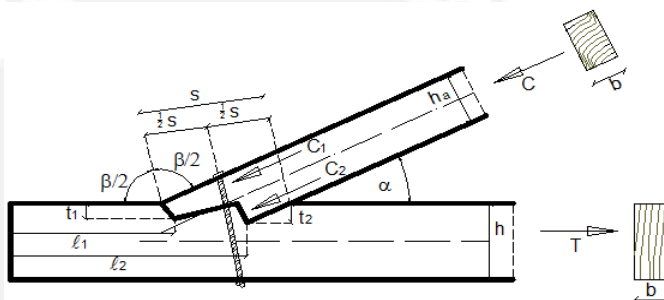


Figura 7.1 Unión embarbillada

Fuente: “Estructuras de Madera” – Facultad de Ciencias y Tecnología, Universidad San Simón, Bolivia.

Para el proyecto se utilizarán las **uniones mecánicas y encoladas**.

7.2. Esfuerzos en uniones mecánicas:

- Cizallamiento o corte, las cuales serán simples o dobles:

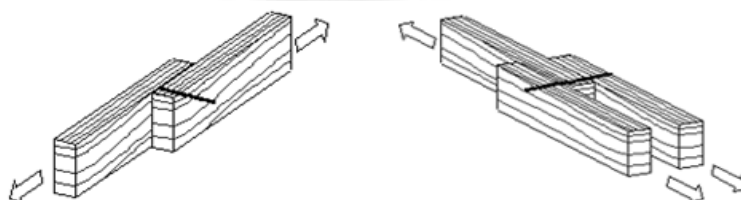


Figura 7.2 Uniones clavadas sometidas a simple y doble cizallamiento

(Fuente: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, JUNAC 1984)

- Extracción, cuando la fuerza está en la misma dirección del clavo o perno.

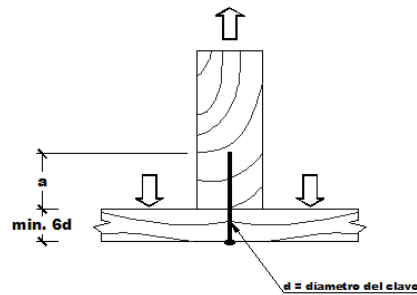


Figura 8.3 Uniones clavadas sometidas a extracción

Fuente: “Estructuras de Madera” – Facultad de Ciencias y Tecnología, Universidad San Simón, Bolivia.

7.3. Tablas para el diseño

7.3.1. Uniones clavadas en cizallamiento

Tabla 7.1. CARGA ADMISIBLE POR CLAVO- SIMPLE CIZALLAMIENTO

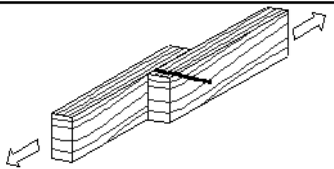
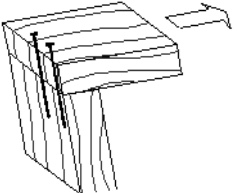
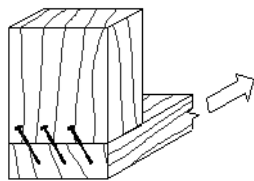
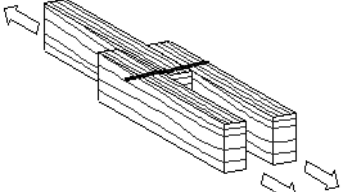
UNION CLAVADA A SIMPLE CIZALLAMIENTO

Longitud (L)		d mm	Carga Admisible, kg		
mm	pulg		Grupo A**	Grupo B	Grupo C
51	2	2.4	36	28	20
		2.6	40	31	22
		2.9	46	36	25
		3.3	53	42	30
63	2 1/2"	2.6	40	31	22
		2.9	46	36	25
		3.3	53	42	30
		3.7	61	48	35
76	3	3.3	53	42	30
		3.7	61	48	35
		4.1	70	54	39
89	3 1/2"	3.7	61	48	35
		4.1	70	54	39
		4.5	78	61	44
102	4	4.1	70	54	39
		4.5	78	61	44
		4.9	87	68	49

Fuente: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, JUNAC 1984

Las cargas admisibles para clavos en cizallamiento en general se determinarán multiplicando las cargas admisibles de la tabla 7.1 por los factores presentados a continuación:

Tabla 7.2 FACTORES MODIFICATORIOS DE LAS CARGAS ADMISIBLES PARA UNIONES CLAVADAS SOMETIDAS A CIZALLAMIENTO

Tipo de Unión	Esquema	Factor
a. Cizallamiento simple, clavo perpendicular al grano		1.0
b. Cizallamiento simple, clavo a tope (paralelo al grano de la madera que contiene la punta)		0.67
c. Cizallamiento simple, clavos lanceros		0.83
d. Doble cizallamiento, clavo perpendicular al grano		1.80

Fuente: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, JUNAC 1984

- Espesores mínimos y penetración de los clavos:

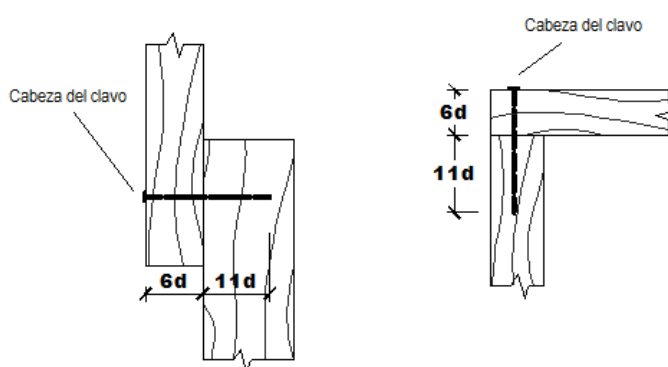


Figura 7.4 ESPESORES MÍNIMOS Y PENETRACIÓN DE CLAVOS SOMETIDOS A CIZALLAMIENTO SIMPLE

Fuente: "Estructuras de Madera" – Facultad de Ciencias y Tecnología, Universidad San Simón, Bolivia.

En penetraciones menores, las cargas admisibles deben reducirse. El factor de reducción debe ser la menor de las relaciones:

- Espesor del elemento más delgado dividido entre 6d.
- Penetración del elemento que contiene la punta dividido entre 11d.

En ningún caso deben aceptarse espesores o penetraciones menores de la mitad de los mostrados en la figura 8.5.

En el caso de clavos lanceros (inclinados), la situación cambia. Se muestra a continuación la penetración del clavo en dicha posición:

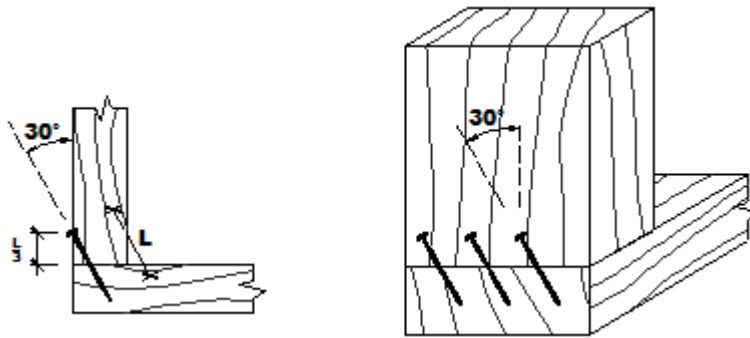


Figura 8.5 Penetración y posición en clavos lanceros

Fuente: “Estructuras de Madera” – Facultad de Ciencias y Tecnología,
Universidad San Simón, Bolivia.

Para clavos sometidos a doble cizallamiento se tiene lo siguiente:

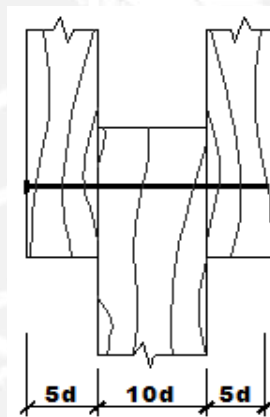


Figura 7.6 ESPESORES MÍNIMOS Y PENETRACIÓN DE CLAVOS SOMETIDOS A CIZALLAMIENTO DOBLE

Fuente: “Estructuras de Madera” – Facultad de Ciencias y Tecnología,
Universidad San Simón, Bolivia.

Si no se cumplen estos espesores, se debe reducir la carga multiplicándola por el menor factor procedente de:

- Espesor del elemento central dividido entre 10d
- Espesor del elemento adyacente a la cabeza dividido entre 5d
- Penetración del elemento que contiene la punta dividido entre 5d

En ningún se aceptan penetraciones menores que la mitad a los mostrados.

Si se clavan la mitad de los clavos desde cada lado, el espesor del elemento adyacente a la cabeza y la penetración del clavo en la madera que contiene la punta pueden promediarse para efectos de establecer la relación con la longitud 5d.

- Espaciamientos mínimos

Este criterio se emplea para evitar rajaduras o particiones al momento de clavar. A continuación se muestran los espaciamientos mínimos cuando se clava a un solo lado de la pieza.

Tabla 7.3 ESPACIAMIENTO MINIMO PARA SIMPLE CIZALLAMIENTO O DOBLE CIZALLAMIENTO CLAVADO DE UN SOLO LADO

Elementos cargados paralelamente al grano	A lo largo del grano	→	{ Espaciamento entre clavos → 16d Distancia al extremo → 20d
	Perpendicular a la dirección del grano	→	{ Espaciamento entre líneas de clavos → 8d Distancia a los bordes → 5d
Elementos cargados perpendicularmente al grano	A lo largo del grano	→	{ Espaciamento entre clavos → 16d
	Perpendicular a la dirección del grano	→	{ Espaciamento entre líneas de clavos → 8d Distancia al borde cargado → 10d Distancia al borde no cargado → 5d

Fuente: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, JUNAC 1984

Asimismo, cuando se clava alternadamente a cada lado de cada elemento, o cuando se usa un pre taladro para penetrar, se utilizará la siguiente tabla:

Tabla 7.4 ESPACIAMIENTO MINIMO PARA SIMPLE CIZALLAMIENTO CON PRETALADRADO O DOBLE CIZALLAMIENTO SIMÉTRICO

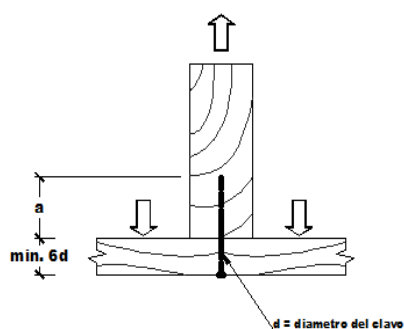
Elementos cargados paralelamente al grano	A lo largo del grano	→	{ Espaciamento entre clavos → 11d Distancia al extremo → 16d
	Perpendicular a la dirección del grano	→	{ Espaciamento entre líneas de clavos → 6d Distancia a los bordes → 5d
Elementos cargados perpendicularmente al grano	A lo largo del grano	→	{ Espaciamento entre clavos → 11d
	Perpendicular a la dirección del grano	→	{ Espaciamento entre líneas de clavos → 6d Distancia al borde cargado → 10d Distancia al borde no cargado → 5d

Fuente: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, JUNAC 1984

Para doble cizallamiento, si se clava en un solo lado del elemento, se utiliza la tabla 7.4. Si se clava de forma alternada se utiliza la tabla 8.5.

7.3.2 Uniones en extracción

A continuación se muestran las cargas admisibles para los clavos sometidos a extracción como se muestra:



Grupo	Clavo perpend. al grano
A	$8 a d$
B	$6 a d$
C	$4 a d$

Fuente: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, JUNAC 1984

Para otras situaciones de clavado sometidos a extracción, las cargas admisibles de deben multiplicar por los siguientes factores:

Tabla 7.5 Factores modificatorios para cargas admisibles – Clavos en Extracción

Tipo de Unión	Esquema	Factor
a. Clavo perpendicular al grano		1.0
b. Clavo lancero		0.67
c. Clavo a tope (paralelo al grano)		0

Fuente: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, JUNAC 1984

7.3.3 Uniones empernadas en cizallamiento

- Cargas Admisibles

Las cargas admisibles para doble cizallamiento se muestran a continuación:

Tabla 7.6 Cargas admisibles para pernos en doble cizallamiento

L cm.	d cm.	d pulg.	L/d	GRUPO A		GRUPO B		GRUPO C	
				P kg	Q kg	P kg	Q kg	P kg	Q kg
2.0	0.63	1/4	3.2	195	88	131	58	75	34
	0.95	3/8	2.1	297	101	196	67	113	39
	1.27	1/2	1.6	396	117	261	78	151	45
	1.59	5/8	1.3	495	132	326	88	188	51
3.0	0.63	1/4	4.8	229	124	179	88	113	51
	0.95	3/8	3.2	438	152	294	101	169	59
	1.27	1/2	2.4	594	176	392	117	226	68
	1.59	5/8	1.9	743	198	489	132	282	77
4.0	0.63	1/4	6.3	256	144	200	114	128	68
	0.95	3/8	4.2	491	201	386	134	226	78
	1.27	1/2	3.1	779	234	522	156	301	91
	1.59	5/8	2.5	990	264	653	175	375	102
	1.9	3/4	2.1	1188	299	783	199	452	116
5.0	0.95	3/8	5.3	536	226	420	168	268	98
	1.27	1/2	3.9	851	293	653	195	376	114
	1.59	5/8	3.1	1217	330	816	219	470	128
	1.9	3/4	2.6	1485	374	979	248	564	145
6.5	0.95	3/8	6.8	591	260	463	206	297	127
	1.27	1/2	5.1	943	345	739	253	471	148
	1.59	5/8	4.1	1350	428	1061	285	611	166
	1.9	3/4	3.4	1809	486	1273	323	734	188
8.0	0.95	3/8	8.4	645	289	501	235	318	156
	1.27	1/2	6.3	1024	385	799	303	511	182
	1.59	5/8	5.0	1465	481	1148	351	731	205
	1.9	3/4	4.2	1963	595	1544	397	903	232
9.0	0.95	3/8	9.5	676	308	523	253	329	169
	1.27	1/2	7.1	1072	409	835	326	535	205
	1.59	5/8	5.7	1535	512	1200	395	766	230
	1.9	3/4	4.7	2057	633	1614	447	1016	261
10.0	0.95	3/8	10.5	704	325	544	270	339	181
	1.27	1/2	7.9	1118	433	869	348	555	227
	1.59	5/8	6.3	1600	541	1248	426	799	256
	1.9	3/4	5.3	2144	669	1679	497	1070	290

Fuente: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, JUNAC 1984

Para clavos en cizallamiento simple las cargas admisibles se consideran la mitad de las cargas admisibles para doble cizallamiento (tabla 8.6).

- Espaciamientos Mínimos

Tabla 7.7 Espaciamientos mínimos para pernos

Elementos cargados paralelamente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre pernos	4d
		Distancia al extremo en tracción	5d
		Distancia al extremo en compresión	4d
Elementos cargados perpendicularmente al grano	Perpendicularmente a la dirección del grano	Espaciamiento entre líneas de pernos	2d*
		Distancia a los bordes	2d
Elementos cargados perpendicularmente al grano	A lo largo del grano	Espaciamiento entre líneas de pernos, s:	
		para $L/d \leq 2$	$s = 2.5d$
		para $L/d \geq 6$	$s = 5d$
	para $2 \leq L/d \leq 6$	$2.5d \leq s \leq 5d$	
Elementos cargados perpendicularmente al grano	Perpendicularmente a la dirección del grano	Espaciamiento entre pernos	4d
		Distancia al borde cargado	4d
		Distancia al borde no cargado	2d

d = diámetro del perno

(*) Si el espaciamiento entre líneas es mayor de 12.5 cm. es recomendable usar elementos laterales separados para cada fila.

Fuente: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, JUNAC 1984

7.4. Diseño de uniones de tijeral

Las uniones del tijeral serán clavadas, asimismo se usarán cartelas de madera para una mejor conexión entre los elementos.

Las cargas actuantes sobre el nudo serán las resultantes definidas por la acción de las fuerzas a lo largo del eje del elemento (compresión o tracción), y las perpendiculares a éste, como son las fuerzas cortantes consideradas en el diseño.

A continuación se muestra el diseño del nudo 1 del tijeral T-2:

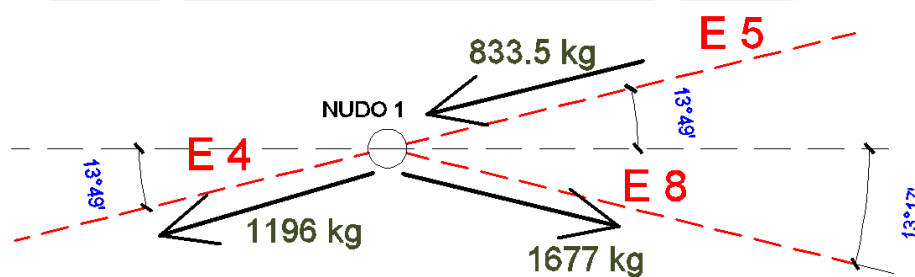


Figura 7.7 Cargas actuantes en nudo 1

DISEÑO DE UNIÓN NUDO 1

1.0 CARACTERÍSTICAS DE ELEMENTOS Y FUERZAS ACTUANTES

	Tipo Madera	b (cm)	h (cm)	Fuerza (kg)
Elemento 4	B	4	14	1196
Elemento 5	B	4	14	834
Elemento 8	B	4	14	1677

Se usará cartela de espesor 2 cm
Esfuerzo sometido Doble cizallamiento

2.0 SELECCIÓN DE CLAVOS

	mm	pulg
Longitud	102	4
Diámetro	4.1	

Carga Admisible por clavo (Ref. Tablas 8.1 y 8.2)

Para cizallamiento simple	54	kg
factor	1.8	
Cizallamiento doble	97.2	kg

3.0 VERIFICACION DE ESPESORES Y LONGITUDES DE PENETRACIÓN

Longitud de penetración				
Elementos externos	5d	20.5	mm	2 cm
Elemento interno	10d	41	mm	4 cm
Longitud de clavo mínima		82	mm	
Espaciamientos mínimos (Carga paralela al grano)				
Entre clavos a lo largo del grano	16d	65.6	mm	7 cm
A los extremos a lo largo del grano	20d	82	mm	8 cm
Entre líneas de clavos	8d	32.8	mm	3 cm
Distancia a los bordes	5d	20.5	mm	2 cm

4.0 NUMERO DE CLAVOS

	$\frac{\text{Carga Actuante}}{\text{Carga Admisible}}$	
Elemento 4	12	clavos
Elemento 5	9	clavos
Elemento 8	17	clavos

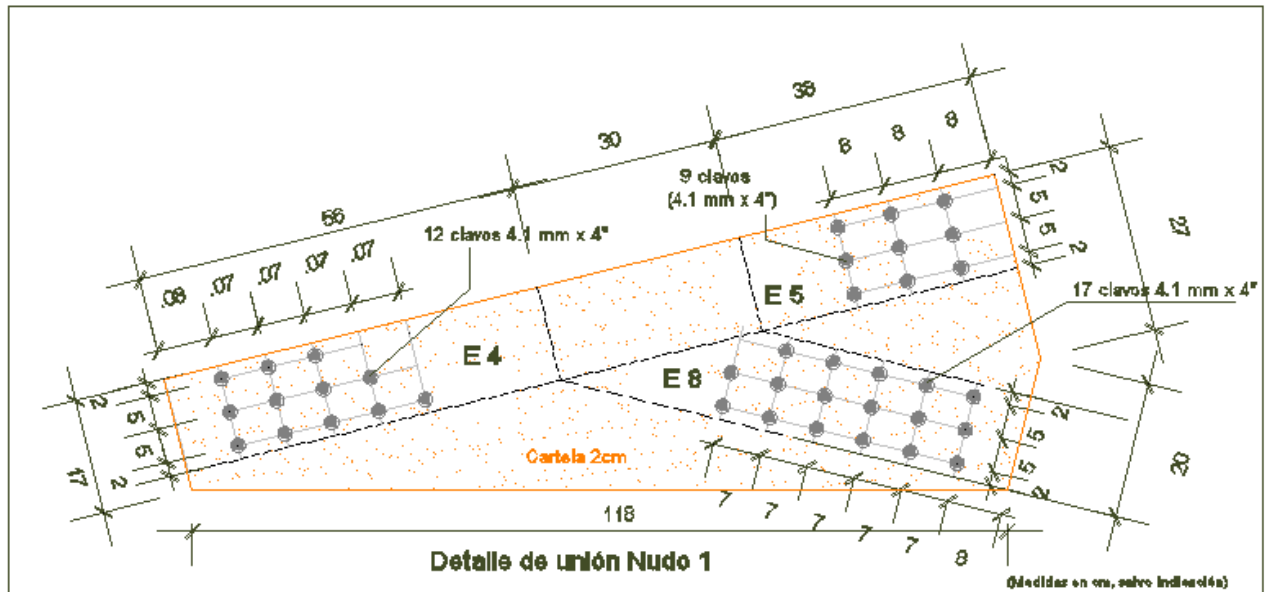


Figura 7.8 Esquema de unión nudo 1 tijeral T-2 (medidas en cm, salvo indicación)

7.5. Diseño de unión entablado – vigueta

La unión será del tipo clavada. Se considera el efecto de extracción de los clavos por las fuerzas de reacción en los apoyos del entablado sobre la vigueta:

DISEÑO DE UNIÓN ENTABLADO - VIGUETA

1.0 CARACTERÍSTICAS DE ELEMENTOS Y FUERZAS ACTUANTES

	Tipo Madera	b (cm)	h (cm)	Fuerza (kg)
Entablado 3/4"	B	15	1.9	10
Vigueta	B	4	24	10

Esfuerzo sometido

Extracción

2.0 SELECCIÓN DE CLAVOS

	mm	pulg
Longitud	51	2
Diámetro	2.6	

Carga Admisible por clavo (Ref. Tabla 8.5)

d =	2 cm
a =	3.1 cm

$$6 \text{ ad} = 37.2 \quad \text{kg}$$

$$\text{factor} = 1$$

$$\text{Carga Admisible} = 37.2 \quad \text{kg}$$

3.0 VERIFICACION DE ESPESORES Y LONGITUDES DE PENETRACIÓN

$$\text{Espesor mínimo del entablado } 6d = 15.6 \quad \text{mm}$$

$$= 1.6 \quad \text{cm}$$

4.0 ESPACIAMIENTOS ENTRE CLAVOS

Espaciamientos mínimos	(Carga perpendicular al grano)		
Entre clavos a lo largo del grano	16d	41.6 mm	4 cm
Espaciamento entre líneas de clavos	8d	20.8 mm	2 cm
Distancia al borde cargado	10d	26 mm	3 cm
Distancia al borde no cargado	5d	13 mm	1 cm

5.0 NUMERO DE CLAVOS

$$\frac{\text{Carga Actuante} = 0.27}{\text{Carga Admisible}} \longrightarrow 1 \text{ en } 15 \text{ cm}$$

1 clavo $\varnothing 2.6 \text{ mm} \times 2'' @ 0.15 \text{ m}$

A continuación se muestra la distribución y colocación del entablado sobre las viguetas.

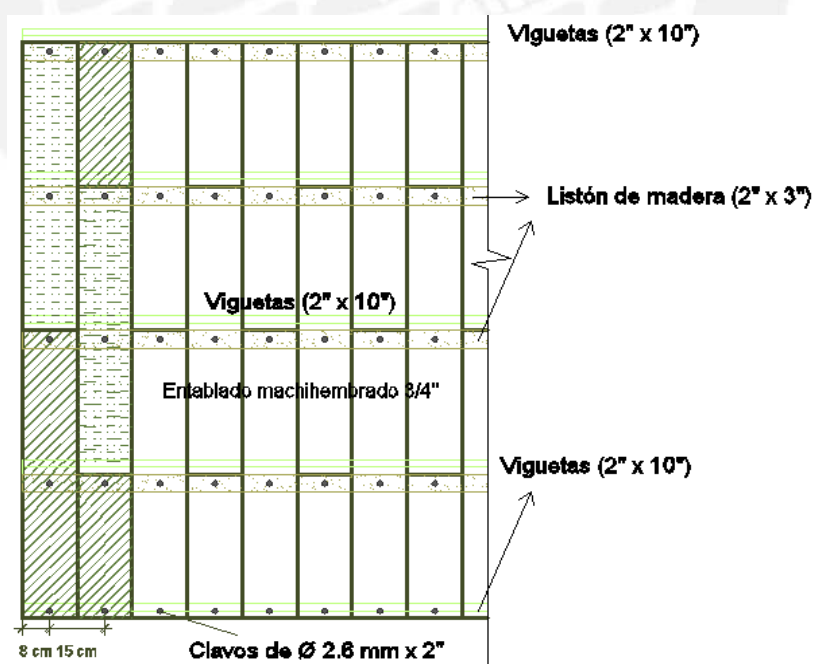


Figura 7.9 Esquema de unión Entablado – Viguetas (Paño 1 entre ejes B-C/1-2)

7.6 Diseño unión vigueta – viga

La unión será a través de listones clavados en las vigas, en donde se colocarán los extremos de las viguetas. Asimismo se colocarán tacos en los extremos de ésta para evitar inestabilidad. Todas las superficies de contacto de las viguetas serán encoladas.

DISEÑO DE UNIÓN VIGUETA - VIGA

1.0 CARACTERÍSTICAS DE ELEMENTOS Y FUERZAS ACTUANTES

	Tipo Madera	b (cm)	h (cm)	Fuerza (kg)
Viga V-3	B	9	29	-
Vigueta Paño 1	B	4	24	250
Listón	B	3	5	-
Esfuerzo sometido	Cizallamiento simple			

2.0 SELECCIÓN DE CLAVOS

Longitud	76 mm	3 pulg.
Díámetro	3.3 mm	
Carga admisible*	42 kg	

* Sin factor de modificación por cizallamiento simple

3.0 VERIFICACION DE ESPESORES Y LONGITUDES DE PENETRACIÓN

Elemento	Requerido	Disponibile		
Listón de 3x5cm	6d	19.8 mm	30 mm	Conforme
Viga 9x29 cm	11d	36.3 mm	46 mm	Conforme

5.0 NUMERO DE CLAVOS

Espaciamiento entre clavos

$$\text{Espaciamento} = \frac{F_{adm}}{V_{m\acute{a}x}} \times e_{vigueta} \longrightarrow 7 \text{ cm}$$

Distribución 1 clavo 3" @ 7 cm

6.0 ESPACIAMIENTOS ENTRE CLAVOS (Tabla 12.4)

A lo largo del grano

Dist. Entre clavos 16d → 52.8 mm 6 cm

Perpendicular al grano

Distancia al borde
No cargado 5d → 16.5 mm 1.7 cm

Distancia al borde
Cargado 10d → 33 mm 3.3 cm

Peralte mínimo de listón 5 cm

Ubicación de línea de clavos desde borde inferior 2 cm

Se usa listón de 3 x 5 cm con clavos de 3" x Ø3.3 mm @ 11 cm clavados a 2cm de borde inferior

Asimismo, se usarán tacos de madera a los lados de cada vigueta, de 3 cm x 5 cm (11/2" x 21/2") clavados a la viga según se muestra en el siguiente esquema.

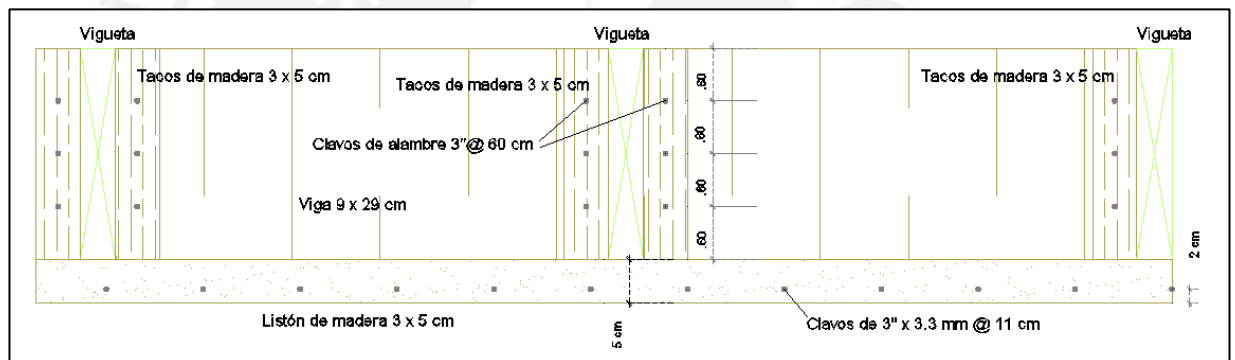


Figura 7.10 Esquema unión Vigueta - Viga

7.7. Diseño de unión viga – columna

La unión Viga – Columna será del tipo empernada, utilizando pletinas de acero de 6 mm de espesor. Las pletinas formarán un collarín con cartelas a la llegada de las vigas hacia la columna, de tal manera que las primeras queden empernadas al collarín y éste, a su vez, a la columna. Ya que se tiene una sección de columna de 14 cm x 29 cm, el collarín se empernará a la columna por el lado más corto (14 cm), dejando el lado de 29 cm sin empernar. Esta situación se verá reflejada en el diseño

de los pernos, los cuales deberán ser capaces de soportar el peso de todas las vigas y transmitirla, de manera eficiente, a la columna.

A continuación se muestra la unión del nudo ubicado entre los ejes C y 2 del primer nivel:

**UNIONES EMPERANADAS VIGA COLUMNA
(Nudo EJE C - EJE 2 - Entrepiso 1)**

1.0 CONDICIONES GENERALES

Tipo de Madera de elementos	B			
	Solicitación	Doble cizallamiento		
Fuerza de diseño	1860	kg	(4 vigas)	
Diámetro de perno "d"	1/2	pulg		
Espesor definido "ℓ" (ancho colum.)	14	cm		
Espesor de platinas	6	mm		

2.0 CARGA ADMISIBLE POR PERNO (TABLA 12.7)

$$P = 869 \text{ kg} \quad (\text{considerando } \ell=10\text{cm})$$

$$\text{Pletinas } P (+25\%) = 1086.3 \text{ kg}$$

3.0 NUMERO DE PERNOS Y SEPARACIONES MÍNIMAS

# PERNOS = C. Actuante/C. Adm.	→	2.0
Dist. Entre pernos	4d	5.0 cm
Dist. Al extremo en tracción	5d	7.0 cm
Dist. Al extremo en compresión	4d	5.0 cm
Espaciamiento entre lineas	2d	3.0 cm
Distancia bordes laterales	2d	3.0 cm

Se usará 2 pernos de ½ pulgada de diámetro y 18 cm de largo en la columna y 2 pernos de ½ pulgada en las conexiones del collarín con vigas. A continuación, se muestra un esquema de la unión empernada:

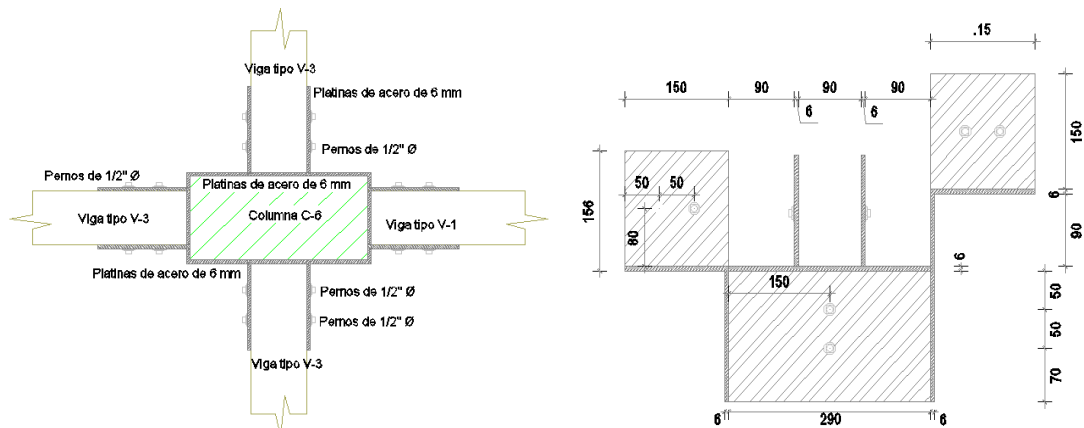


Figura 7.11 Esquema unión Viga – Columna (Nudo entre eje C y 2, primer entrepiso, medidas en mm)

Los detalles de muestran en los planos de uniones, adjuntos como anexo.

7.8. Sistema de conexión columna – cimentación

La conexión entre la columna de madera y la cimentación se realizará mediante pedestales de concreto, que tendrán platinas de acero de 6 mm de espesor embutidas en el concreto, en donde se empernarán platinas en forma de “L”.

A continuación se muestra el refuerzo del pedestal y la platina embutida.

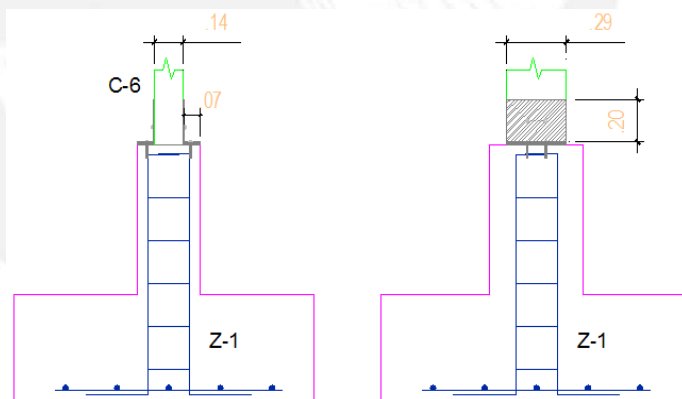


Figura 7.12 Detalle de unión: Cimentación - Columna

De la misma manera, la conexión entre la columna de madera y el pedestal de concreto se realizará mediante platinas de acero. Se muestra el diseño para el cálculo de pernos de la conexión entre la columna C-6 y la zapata del tipo 1, entre los ejes C y 2:

UNIONES EMPERANADAS COLUMNA - ZAPATA
(Unión Columna C-6 y Zapata Z-1 entre ejes C y 2)

1.0 CONDICIONES GENERALES

Tipo de Madera de elementos	B		
Solicitación	Simple cizallamiento		
Fuerza de diseño	160	kg	Cortante en la base
Diámetro de perno "d"	1/2	pulg	
Espesor definido "t" (ancho colum.)	14	cm	
Espesor de platinas	6	mm	

2.0 CARGA ADMISIBLE POR PERNO (TABLA 12.7)

P = 434.5 kg (considerando $t=10\text{cm}$)

Pletinas P (+25%) = 543.1 kg

3.0 NUMERO DE PERNOS Y SEPARACIONES MÍNIMAS

PERNOS = C. Actuante/C. Adm. → 2.0 En base de pedestal

Dist. Entre pernos	4d	5.0 cm
Dist. Al extremo en tracción	5d	7.0 cm
Dist. Al extremo en compresión	4d	5.0 cm
Espaciamiento entre líneas	2d	3.0 cm
Distancia bordes laterales	2d	3.0 cm

A continuación se muestra el esquema de detalle de la conexión columna – cimentación:

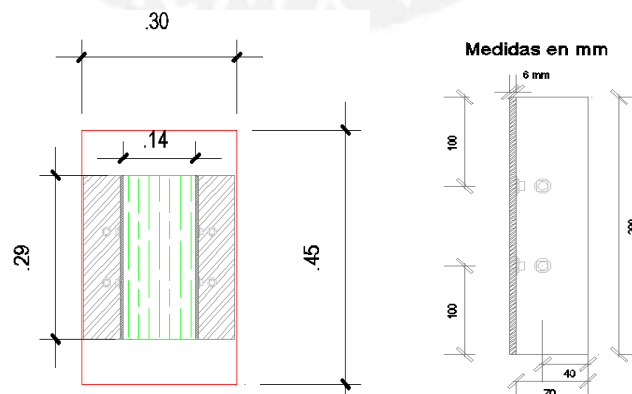


Figura 7.13 Conexión columna C-6 y Zapata Z-1

CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES

En la presente tesis se ha diseñado una estructura de madera de dos niveles, bajo el sistema de poste y viga. Las conclusiones luego del diseño son las siguientes:

1. La madera es un recurso natural muy versátil. Una de sus utilidades es la estructural, por lo que puede ser una alternativa técnicamente viable para la construcción de viviendas sin la utilización masiva de concreto y acero.
2. Ha sido posible diseñar una estructura íntegramente de madera resistente a solicitaciones sísmicas y de viento, bajo el sistema de columnas y vigas, sin utilizar muros de corte.
3. El desplazamiento lateral calculado por sismo para la vivienda de madera está dentro del rango permisible, utilizando columnas peraltadas en ambas direcciones. De acuerdo con ello, las columnas son los elementos más importantes para soportar las solicitaciones por sismo.
4. De acuerdo al sistema desarrollado, las uniones y conexiones son muy importantes dentro de la estructura, debido a que ellas asegurarán el correcto ensamblaje entre cada elemento prefabricado y, además, garantizarán la correcta transmisión de cargas de cada uno de ellos hacia el terreno.
5. A pesar de no haber sido desarrollado en su totalidad dentro de la tesis, cada elemento de madera deberá ser protegido contra factores externos que pueden afectarlo como la humedad, el fuego y los microorganismos. Las mejores opciones de protección se muestran en el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, de la JUNAC.
6. Considerando los puntos anteriores, la construcción de una vivienda de madera es una buena alternativa para aliviar la falta de viviendas técnicamente aceptables en sectores rurales, o zonas pertenecientes a un nivel socioeconómico relativamente bajo.

BIBLIOGRAFÍA

1. PADT – REFORT/JUNAC, 1984. “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”, Junta de Acuerdo de Cartagena. Lima, Perú.
2. SENCICO 2006 Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E.010 “MADERA”.
3. SENCICO 2006 Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E.020 “CARGAS”.
4. SENCICO 2006 Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE”.
5. SENCICO 2006 Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E.050 “SUELOS Y CIMENTACIONES”.
6. SENCICO 2009 Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E.060 “CONCRETO ARMADO”.
7. Corporación Chilena de la Madera, 2011. “Manual de la Construcción de Viviendas en Madera”, Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera. Santiago, Chile.
8. Nieto, Carlos (1993). “DISEÑO EN MADERA”, Tesis para obtener el Grado de Ingeniero Civil. PUCP - Lima, Perú.
9. MINAGRI 2014, “Perú Forestal en Números (2013)”, Dirección General Forestal y de Fauna Silvestre. Lima, Perú.
10. Universidad Mayor de San Simón - Facultad de Ciencias y Tecnología, 2012. “Manual de Diseño de Estructuras de Madera”, UMSS. Cochabamba, Bolivia.
11. Ferdinand P. Beer; E. Russell Johnston, Jr.; John T. DeWolf. David F. Mazurek (2004). “Mecánica de Materiales”, Mc Graw Hill 3ra Edición, Estados Unidos.