



300615
UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA

INCORPORADA A LA U.N.A.M.

METODOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS
DE MADERA

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
MARTIN ROSAS HEREDIA

ASESOR: M. EN I. FRANCISCO JAVIER RIBE MARTINEZ DE VELASCO.

MEXICO, D. F.

250520
1998.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS.

A Dios por permitirme realizar este estudio, a la Virgen María por inspirarlo, y al espíritu universitario de San Juan Bautista de La Salle que de alguna forma se manifiesta en este trabajo.

A mis padres por su inmenso amor y apoyo en todo momento.

A mis hermanos, familiares y amigos por su confianza y estímulo.

A todos mis compañeros universitarios, muy especialmente a; M. en I. Mario Cervantes, Ing. Armando Mendoza, M. en I. Fernando Cruz, Ing. Guillermo Buendía, Ing. Daniel Santana, Ing. Hugo Rivera e Ing. Victor Hugo Ortuño.

A todos mis maestros, especialmente a; M. en I. Javier Ribé, Ing. Arturo Rojas de Bengardi, Ing. Gerardo Pastrana, Ing. Rodolfo Ambriz, Ing. Edmundo Barrera Monsiváis, Ing. Luis Miguel Arroyo, Ing. Fernando Vera e Ing. Fausto Reyes.

DEDICATORIAS.

A la memoria de mi Abuelita Elena Pacheco por la gran confianza que tuvo en este trabajo.

A la memoria de mi Amigo Juan Oscar Tiznado Fragoso por su valentía para defender sus ideales hasta las últimas consecuencias.

A la memoria de Olivia Serrano por su gran valor y coraje para luchar hasta el fin.

A mi querida Universidad La Salle por todo lo que aprendí en tus aulas.

A todos aquellos que carecen de una vivienda digna.



UNIVERSIDAD LA SALLE

A l Pasante Señor:

Martín Rosas Heredia

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a Usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso como Asesor de Tesis el M. en I. Francisco Javier Ribé Martínez de Velasco, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero Civil.

“METODOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE MADERA”

con el siguiente índice:

	INTRODUCCION
CAPITULO I	CARACTERISTICAS DE LA MADERA PARA USOS CONSTRUCTIVOS
CAPITULO II	FUNDAMENTACION TEORICA
CAPITULO III	REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION
CAPITULO IV	DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA DE PINO
CAPITULO V	ELEMENTOS DE UNION
CAPITULO VI	CASO ESPECIFICO
	CONCLUSIONES
	BIBLIOGRAFIA

Ruego a ustedes tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A T E N T A M E N T E
“INDIVISA MANENT”
ESCUELA DE INGENIERIA
México, D.F., a 13 de octubre de 1997.

**M. en I. FRANCISCO JAVIER RIBE
MARTINEZ DE VELASCO
ASESOR DE TESIS**

**ING. EDMUNDO BARRERA MONSTIVAÍS
DIRECTOR**

	Página
INDICE GENERAL.	
INTRODUCCION.	1
CAPITULO I CARACTERISTICAS DE LA MADERA PARA USOS CONSTRUCTIVOS.	4
I.I La Madera como material de construcción.	4
I.II Naturaleza de la Madera.	5
I.III Clasificación biológica de la Madera.	9
I.IV Tipos de Madera usados en la construcción.	12
I.V Normas Oficiales para la Clasificación de la Madera para construcción.	14
I.V.1 Norma Oficial Mexicana 224-1983. " Dimensiones de la Madera Aserrada para uso en la construcción ".	16
I.V.2 Madera de Pino.	19
I.V.2.1 Norma Oficial Mexicana C-239-1985. " Calificación y Clasificación visual para madera de pino de uso estructural".	21
I.V.2.1.1 Descripción de las Reglas de Calificación.	21
I.V.2.1.2 Descripción de las Reglas de Clasificación.	31
I.V.2.1.3 Procedimiento de Clasificación.	32
I.V.3 Madera de Latifoliadas.	36
I.V.3.1 Regla de Clasificación visual para Maderas Latifoliadas.	37
I.V.4 Madera Contrachapada.	37
CAPITULO II FUNDAMENTACION TEORICA.	38
II.I Comportamiento de la Madera.	38
II.II Teoría del comportamiento Lineal Elástico.	46
II.III Definición del Modelo Estructural.	49
II.III.1 Modelo Geométrico.	50
II.III.2 Modelo de las Condiciones de Continuidad en las Fronteras.	50
II.III.3 Modelo de Comportamiento del Material.	51
II.III.4 Modelo de las Acciones Impuestas.	54
II.IV Análisis Estructural.	54
II.IV.1 Tensión.	54
II.IV.2 Compresión.	55
II.IV.3 Cortante.	55
II.IV.4 Flexión.	56
II.IV.5 Flexocompresión.	58

	Página
CAPITULO III REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION.	60
III.I Objetivos del Diseño Estructural.	60
III.II Reglamentos de Construcción mediante Estados Limite.	61
III.II.1 Método de Esfuerzos Permisibles.	62
III.II.2 Método Plástico o de Resistencia Ultima.	63
III.III Reglamentos Internacionales.	64
III.IV Reglamentos Mexicanos.	64
III.IV.1 Normas Técnicas Complementarias.	66
III.IV.1.1 Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Madera 1977.	66
III.IV.1.2 Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Madera 1993.	67
 CAPITULO IV DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA DE PINO.	 68
IV.I Consideraciones Generales.	69
IV.II Valores Especificados de Resistencias y Rigideces.	72
IV.III Factores de Modificación de Resistencia.	74
IV.III.1 Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Madera 1977.	74
IV.III.1.1 Contenido de Humedad.	74
IV.III.1.2 Duración de Carga.	75
IV.III.1.3 Redistribución de Cargas en Pisos y Techos.	75
IV.III.1.4 Impregnación por Presión y/o Temperatura.	76
IV.III.1.5 Incrementos para una Densidad $d^0 \Rightarrow 0.40$	76
IV.III.2 Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Madera 1987.	77
IV.III.2.1 Factores de Reducción de Resistencia.	77
IV.III.2.2 Factores de Modificación.	77
IV.III.2.2.1 Factor por Contenido de Humedad.	77
IV.III.2.2.2 Factor por Duración de Carga.	80
IV.III.2.2.3 Factor por Compartición de Carga.	80
IV.III.2.2.4 Factor por Peralte.	80
IV.III.2.2.5 Factor por Clasificación.	82
IV.III.2.2.6 Factor por Condición de Apoyo o Compartición de Carga en Cortante.	82
IV.III.2.2.7 Factor por Recorte.	82
IV.III.2.2.8 Factor de Tamaño de la superficie de Apoyo.	87

	Página
IV.IV Diseño de Elementos Estructurales.	89
IV.IV.1 Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Madera 1977.	89
IV.IV.1.1 Miembros en Tensión.	89
IV.IV.1.2 Miembros en Flexocompresión paralela a las fibras.	89
IV.IV.1.3 Miembros bajo Flexotensión paralela a las fibras.	92
IV.IV.1.4 Miembros bajo Cortante paralelo a las fibras.	92
IV.IV.1.5 Miembros en Compresión Perpendicular a las fibras.	93
IV.IV.1.6 Miembros bajo Compresión en dirección inclinada con respecto a las fibras.	93
IV.IV.1.7 Deflexiones.	93
IV.IV.2 Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Madera 1993.	94
IV.IV.2.1 Miembros en Tensión.	94
IV.IV.2.2 Miembros bajo cargas Transversales.	96
IV.IV.2.2.1 Resistencia a Flexión.	96
IV.IV.2.2.2 Resistencia a Cortante.	100
IV.IV.2.3 Miembros bajo Momento y Carga Axial de Compresión.	101
IV.IV.2.3.1 Resistencia a Carga Axial.	101
IV.IV.2.3.2 Efectos de Esbeltez.	101
IV.IV.2.3.3 Fórmula de Interacción para Flexión Uniaxial.	104
IV.IV.2.3.4 Momentos en los Extremos.	105
IV.IV.2.3.5 Momentos debidos a Encorvadura.	106
IV.IV.2.3.6 Fórmula de Interacción para Flexión Biaxial.	106
IV.IV.2.4 Miembros sujetos a Combinaciones de Momento y Carga Axial de Tensión.	107
IV.IV.2.4.1 Momento Uniaxial y Tensión.	107
IV.IV.2.4.2 Momento Biaxial y Tensión.	107
IV.IV.2.4.3 Compresión ó aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0 grados.	108
IV.IV.2.5 Deflexiones.	109
 CAPITULO V ELEMENTOS DE UNION.	 110
V I Consideraciones Generales.	110
V II Uniones con clavos.	110
V.II.1 Características Generales.	110
V.II.2 Materiales para la elaboración de Clavos.	111
V.II.3 Acabados y Recubrimientos en Clavos.	115

	Página
V.II.4 Tipos de puntas.	115
V.II.5 Tipos de Cabezas.	116
V.II.6 Forma de la Caña.	119
V.II.7 Tipos de Clavos usuales en México.	121
V.II.8 Los Clavos como elementos de Unión.	121
V.III Uniones con Tornillos y Pijas.	129
V.III.1 Características Generales.	129
V.IV Uniones con Pernos.	132
V.IV.1 Características Generales.	132
CAPITULO VI CASO ESPECIFICO.	137
V.I Definición del Proyecto.	137
V.I.1 Modelo Geométrico.	137
V.I.2 Modelo de las Condiciones de Continuidad en las Fronteras.	137
V.I.3 Modelo de Comportamiento del Material.	137
V.I.4 Modelo de las Acciones Impuestas.	137
VI.II Análisis de Cargas.	144
VI.III Análisis del Sistema de Techo.	154
VI.IV Análisis de Marco.	161
VI.V Diseño de Miembros de Madera Maciza de Pino.	167
VI.V.1 Elemento sometido a Tensión Axial.	167
VI.V.2 Elemento sometido a Compresión Axial.	170
VI.V.3 Elemento sometido a Flexocompresión paralela a las Fibras.	174
VI.V.4 Elemento sometido a Flexotensión paralela a las Fibras.	193
VI.V.5 Elemento sometido a Fuerza Cortante.	203
VI.V.6 Elemento sometido a Flexión Biaxial.	206
CONCLUSIONES	213
BIBLIOGRAFIA	218

INTRODUCCION.

La madera como material de construcción, tanto en obras terminadas como en obras falsas, tiene múltiples aplicaciones, dadas sus magníficas propiedades mecánicas y constructivas. Las principales características de la madera son el ser resistente, fácilmente trabajable, ligera, disponible casi en todas partes y económica.

La posibilidad de poder diseñar elementos estructurales de madera es de gran utilidad no solo en la etapa de proyecto sino también durante la etapa constructiva. En la etapa de proyecto el proyectista encuentra en la madera un material que satisface requerimientos de tipo económico, de resistencia e incluso estéticos. En la etapa constructiva además de los requerimientos anteriores el constructor puede obtener mayores ventajas, como es la posibilidad de prefabricar piezas en serie él mismo, ya que para el corte, unión y montaje de muchos elementos estructurales de madera no se requieren equipos de precios excesivos ni mano de obra muy calificada.

El objetivo fundamental de esta tesis es el estudio comparativo entre el Método de Esfuerzos Permisibles y el Método Plástico ó de Resistencia Última para el diseño de estructuras de madera maciza de pino. Dicho estudio está orientado a comparar las dimensiones mínimas de las secciones de cada elemento (columnas, trabes, largueros, etc.), según cada uno de los métodos de diseño. Para el Método de Esfuerzos Permisibles se consideran los alcances descritos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Madera de 1977 y en el caso del Método de Resistencia Última se consideran los alcances descritos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Madera de 1993, con las siguientes limitaciones en cada caso :

Método de Esfuerzos Permisibles .- se consideran únicamente los esfuerzos máximos permisibles, es decir los correspondientes a la mejor calidad de madera según las Normas Oficiales Mexicanas con que se contaba en el año 1977, con objeto de poder comparar la información que se tenía en aquel entonces y la actual.

Método de Resistencia Última .- se considera la mejor calidad de madera, según las normas de clasificación vigentes. Para ambos métodos se consideró un análisis de cargas según el Reglamento de Construcciones de 1993, para tener las mismas intensidades de cargas para uno u otro método.

En ningún caso se consideran secciones compuestas (formadas por varias secciones macizas). Siempre se considerarán secciones con dimensiones que cumplan con las Normas Oficiales vigentes.

Este estudio está enfocado al diseño de estructuras de madera maciza de pino, ya que este tipo de madera es el de mayor consumo en México y a que figura entre los principales productos forestales del país. No se incluye ningún otro tipo de madera.

Se mencionan en el primer capítulo, las características de la madera de pino como material de construcción, y la normatividad a que debe someterse para tal fin; se mencionan otros tipos de maderas que también se usan estructuralmente con fines únicamente informativos, más no se detallan posteriormente.

En el segundo capítulo se describe la fundamentación teórica del comportamiento lineal elástico de la madera, se muestran gráficas de esfuerzo deformación unitaria y se describe el comportamiento de la madera ante acciones comunes a todo elemento estructural como son : tensión, compresión y flexión. Se comentan los principales tipos de modelos que deben analizarse al definir un proyecto estructural. Queda manifestado que para el análisis de estructuras de madera se cumplen únicamente las teorías y fórmulas correspondientes a materiales con comportamiento lineal y elástico.

En el tercer capítulo se comentan aspectos generales de los reglamentos de construcción que han influido en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Madera. Se describen los métodos de diseño de estructuras de madera de pino, que pueden ser : Por límite elástico y por resistencia última.

En el cuarto capítulo se exponen los alcances de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Madera de 1977 y las de 1993.

El Capítulo V describe los tipos de unión más comunes, sin embargo no se analizan a detalle ya que no forman parte y/o pudieran afectar, en un caso dado, el objetivo fundamental de este estudio.

Con objeto de tener una guía práctica para poder dimensionar piezas estructurales, en el Capítulo VI se presenta como ejemplo el proyecto de una vivienda de interés social mediante el empleo de elementos estructurales de madera. Se pretende establecer parámetros que permitan al diseñador elegir entre uno y otro método, al más ventajoso, ante ciertas acciones específicas.

CAPITULO I .- CARACTERISTICAS DE LA MADERA PARA USOS CONSTRUCTIVOS.

I.I LA MADERA COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION.

La madera es un recurso natural renovable y ha sido desde los tiempos más antiguos un material muy útil para el hombre, tanto para la fabricación de utensilios y herramientas como para la construcción de la vivienda que habita.

El hombre de la prehistoria, deja de habitar las cavernas para construir su vivienda con madera. Apartir de este cambio el hombre empieza a conocer las características de la madera para fines constructivos y descubre las ventajas de ésta sobre otros materiales.

Las principales características de la madera como material de construcción son :

- Gran resistencia a los esfuerzos normales paralelos a las fibras; pero débil ante estas acciones en el sentido perpendicular a ellas (Fig. I.1).
- La madera es muy ligera y puede desarrollar una gran fuerza de tensión (y también de compresión) por unidad de peso; por ello tiene un comportamiento adecuado cuando es sometida a flexión que le permite competir favorablemente con el concreto y el acero.
- La energía necesaria para convertir de producto natural a producto terminado 1 Kg. de madera es aproximadamente seis veces menor que la necesaria para obtener 1 Kg. de acero estructural.
- La ligereza de la madera reduce los costos de transporte y montaje, lo que permite emplearla tanto en construcción en sitio obra como en taller, minimizando así los tiempos perdidos en obra.
- La conductividad térmica de la madera es considerablemente menor que la de la mayoría de los demás materiales de construcción; (la conductividad termica del acero es, en promedio 400 veces mayor y la del concreto 10 veces mayor).

La principal desventaja de la madera es su degradación, provocada generalmente por la humedad y el ataque de insectos tales como las termitas. Sin embargo gracias al gran desarrollo que tienen actualmente las resinas epóxicas y los poliuretanos, se puede garantizar una gran duración de la madera (más de 50 años).

I.II NATURALEZA DE LA MADERA.

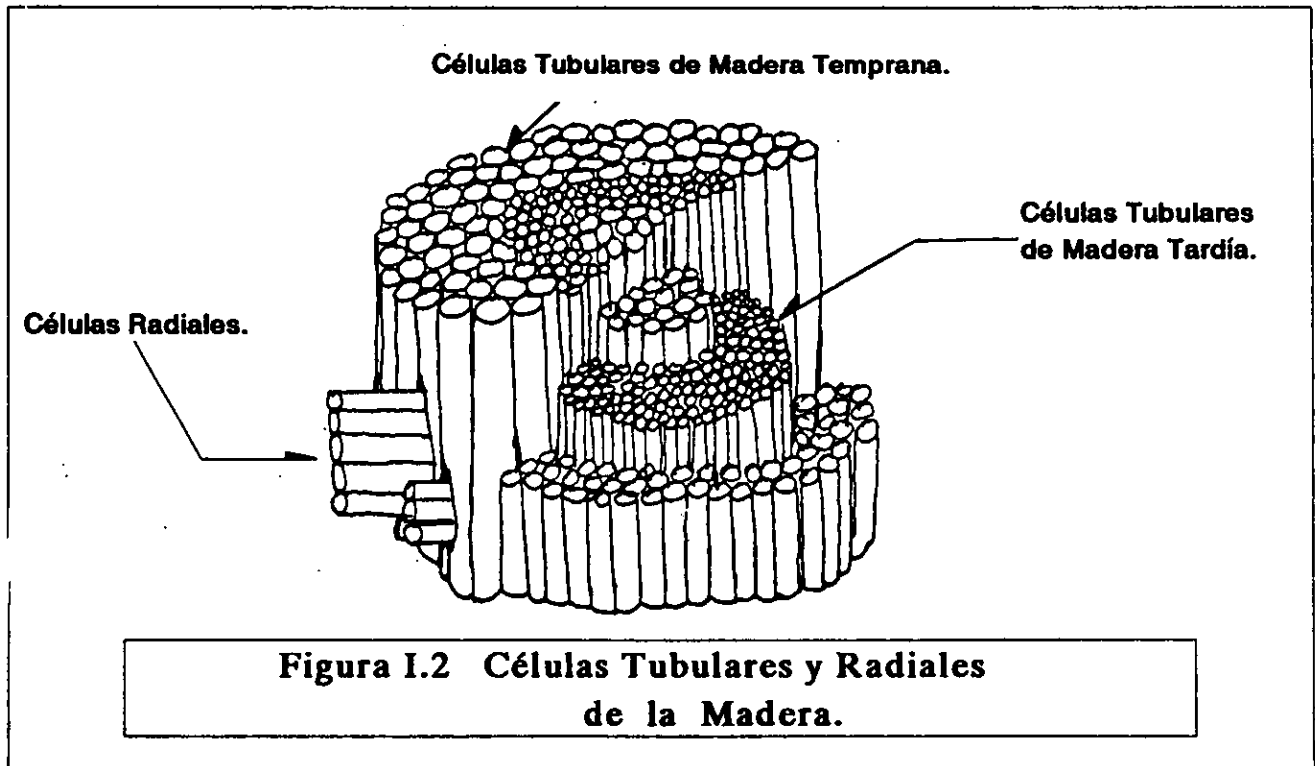
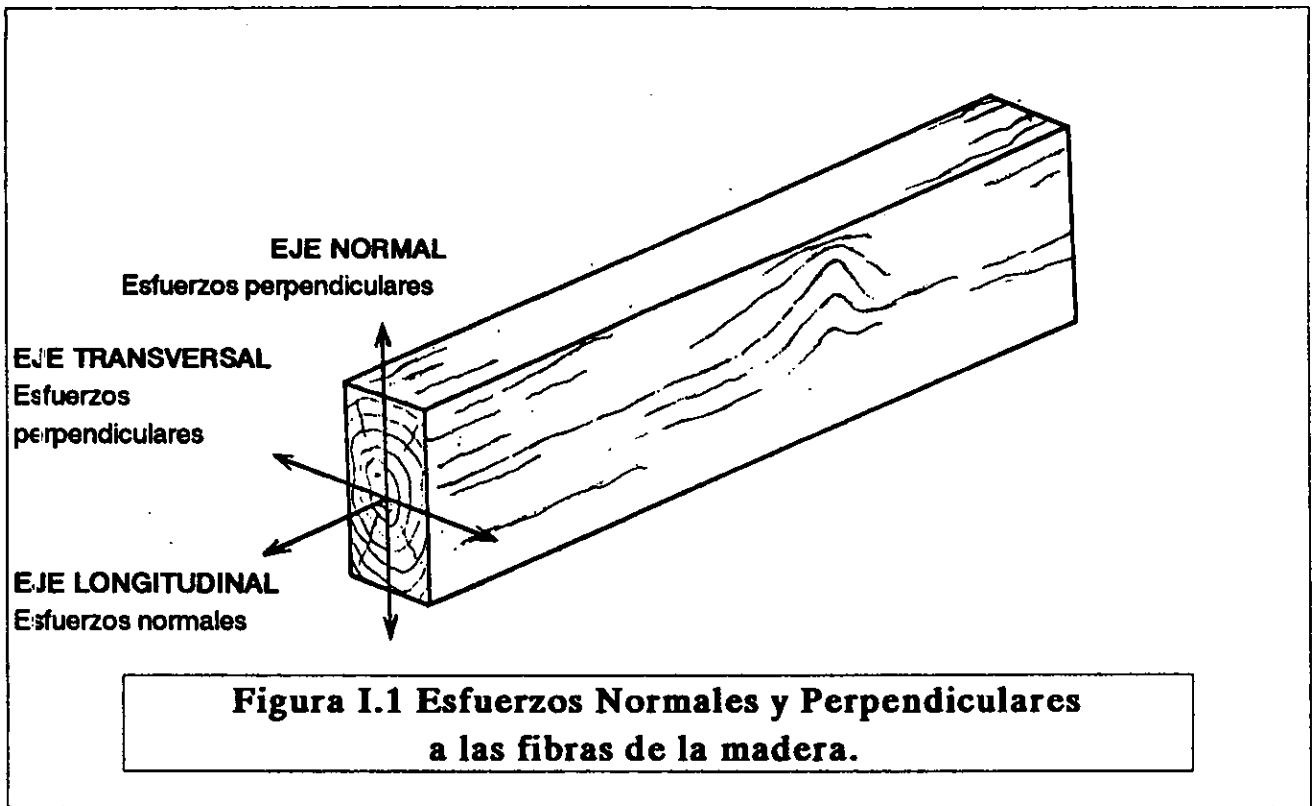
La madera es un recurso natural, cuyas características biológicas repercuten en sus características mecánicas, por lo que es importante conocer la naturaleza de los árboles maderables para poder entender la estructura del material en estudio, y así poder evaluar el comportamiento que éste tendrá para fines constructivos.

Los árboles maderables, son plantas compuestas principalmente de dos tipos de células : las tubulares y las radiales. (Fig. I.2)

Células tubulares .- tienen forma aproximadamente rectangular. Las paredes de estas células están formadas de varias capas de celulosa y lignina. La celulosa es un polímero lineal cuyas moléculas forman una cadena que constituye la estructura de las paredes de la célula. La lignina actúa como elemento cementante que liga los elementos de la estructura de la celulosa y rigidiza el conjunto. La celulosa representa del 60 al 70 % de la madera, en tanto que la lignina representa del 15 a 35 %. Estos dos componentes determinan las características mecánicas de la madera. Todas las demás sustancias imparten características de olor, color y sabor e influyen en su permeabilidad. En términos generales un análisis químico típico de la madera indicaría la siguiente composición : carbono: 50 %, hidrógeno: 6 %, oxígeno 43 %, otros elementos 1 %. Las células tubulares están interconectadas para facilitar el flujo de la savia.

Células radiales. - también llamadas rayos por la forma en que están orientadas. Su función consiste en la unión de las diferentes partes del tronco para el movimiento transversal de las sustancias alimenticias.

En la Figura I.3 se describe la estructura general del árbol, y se muestra un corte transversal y un corte longitudinal.



En el follaje el agua y las sustancias químicas de la savia ascendente son convertidos en productos alimenticios que bajan por el liber como savia descendente.

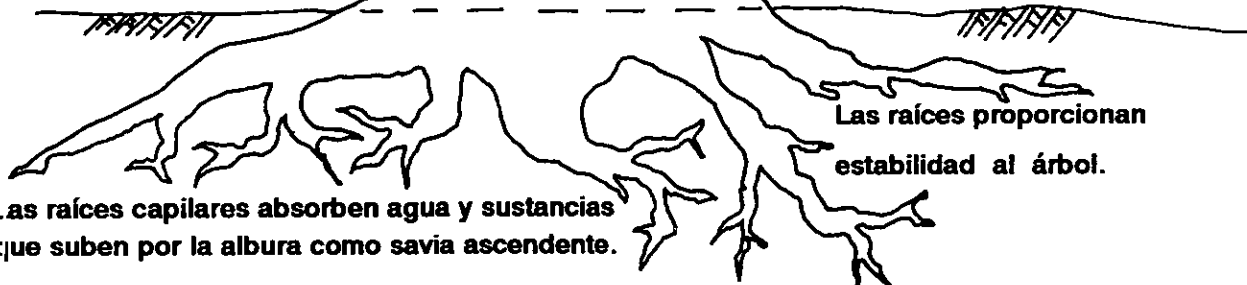


C O R O N A
(Ramas y hojas del follaje)

El duramen proporciona resistencia estructural y rigidez.

Con el alimento que baja como savia descendente por el liber, se forman en el cambium nuevos tejidos de madera

Flujo de la savia ascendente por la albura.

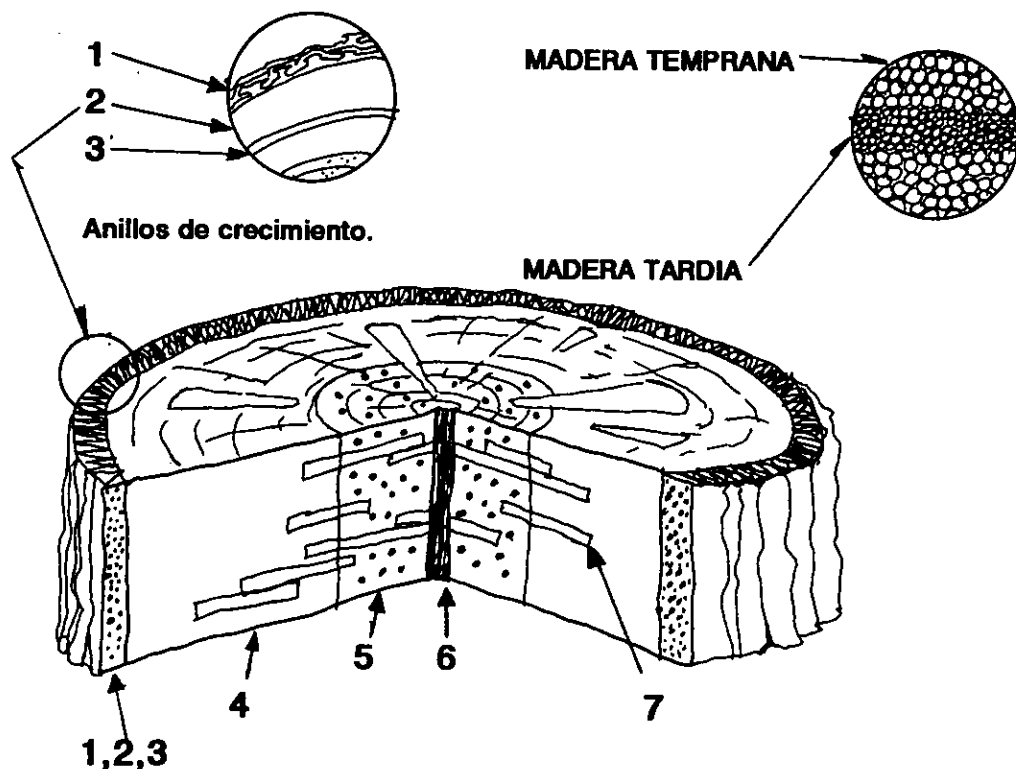


Las raíces proporcionan estabilidad al árbol.

Las raíces capilares absorben agua y sustancias que suben por la albura como savia ascendente.

Figura I.3. — Estructura General del Arbol.

CORTE TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DEL ARBOL.



SIMBOLOGIA

- 1.- Corteza Exterior.- Formada por tejidos muertos, sirve como capa protectora.
- 2.- Liber o corteza inferior.- En esta capa circula la savia descendente que es la sustancia que genera el proceso de crecimiento y tiene su origen en el cambium
- 3.- Cambium.- Capa microscópica inmediatamente interior al liber, en esta capa se forman las células nuevas de madera y corteza.
- 4.- Albura.- Parte activa del tronco en donde circula la savia ascendente desde la raíz hasta las hojas.
- 5.- Duramen.- Parte inactiva del tronco que proporciona soporte estructural al árbol, generalmente de color más oscuro que la albura.
- 6.- Médula.- La parte más antigua del tronco donde se originan las ramas.
- 7.- Rayos.- Células radiales que unen las diversas partes del árbol para el movimiento de las sustancias alimenticias.

**Figura I.3.- Estructura General del Arbol.
Corte Transversal y Longitudinal.**

La estructura general del árbol es una referencia que nos ayuda a entender cómo crece un árbol, un corte transversal nos permite observar las células tubulares y uno longitudinal las radiales. Posteriormente se verá cómo estas características influyen en la evaluación de la resistencia de la madera.

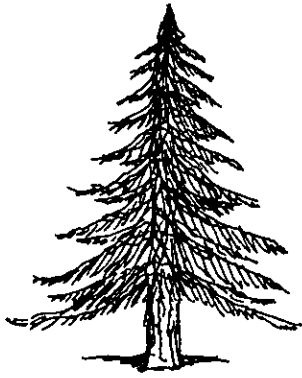
I.III CLASIFICACION BIOLOGICA DE LA MADERA.

La madera que se utiliza en la industria proviene de dos grandes grupos de árboles:

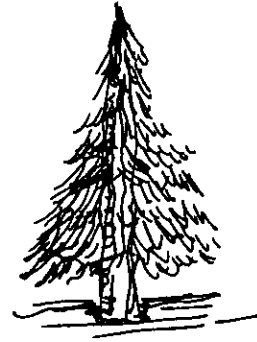
- 1.- Gimnospermas o Coníferas: Son árboles de hojas perennes en forma de aguja, como el pino, abeto, oyamel, sabino, cedro blanco, etc., típicos de regiones templadas. (Fig. I.4)
- 2.- Angiospermas, latifoliadas u hojosas: Son árboles de flores y hojas anchas que en la mayoría de los casos forman un follaje vistoso, como el roble o encino, caoba, cedro rojo, fresno, chicozapote, etc., y se encuentran en todo el mundo. (Fig. I.5)

Cada uno de estos grupos presenta ciertas características biológicas propias y cada una de las especies que los integran presenta propiedades mecánicas variables dentro de ciertos rangos, consecuencia del ecosistema (humedad, clima, suelo, etc.), en el que se desarrollan los árboles).

El grupo de las Gimnospermas o Coníferas es el de mayor importancia económica en México, especialmente las especies de pino de las que se tiene un mayor conocimiento científico.



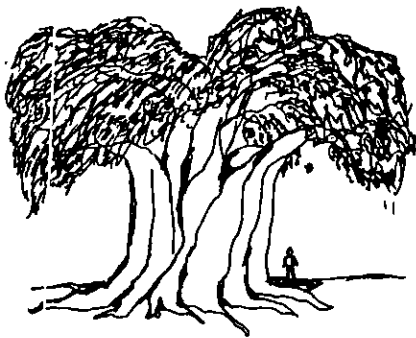
ABETO



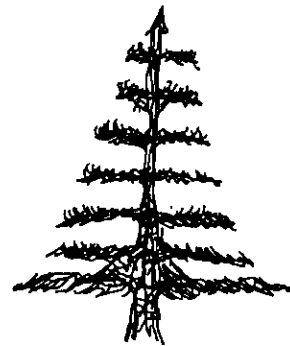
OYAMEL



PINO

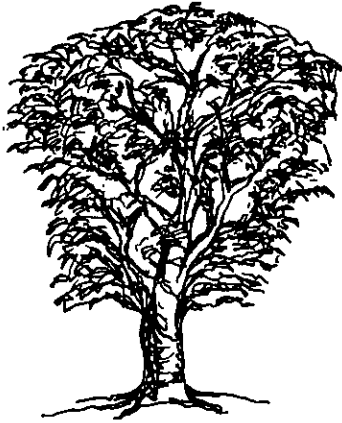


SABINO



CEDRO BLANCO

Figura I.4.— Gimnospermas o Coníferas.



ROBLE



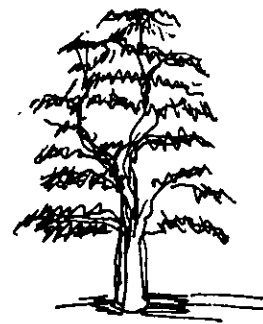
CAOBA



CHICOZAPOTE



FRESNO



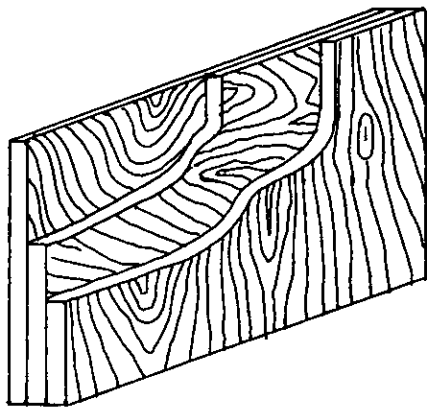
CEDRO ROJO

Figura I.5.— Angiospermas o Latifoliadas.

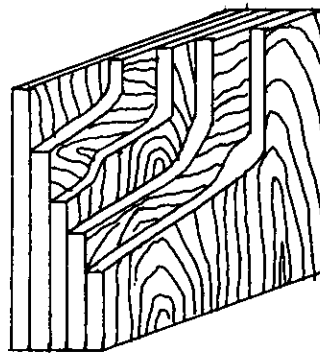
I.IV TIPOS DE MADERA USADOS EN LA CONSTRUCCION

Los árboles inician su proceso industrial en el talado, a partir de éste se pueden obtener diversos tipos de madera para la construcción, como son :

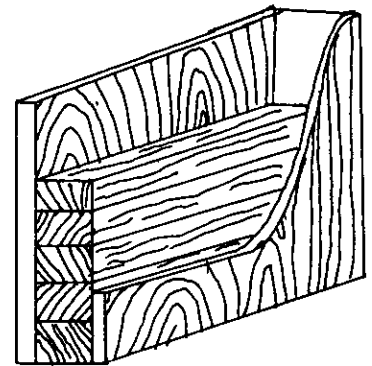
- Madera Rolliza.- La madera rolliza o en rollo, es el tronco del árbol al que se utiliza sin mayor elaboración. Se le emplea principalmente en elementos sometidos a compresión como en apuntalamientos en minas, columnas para puentes provisionales, y hasta hace algunos años en la construcción de pilotes.
- Madera Labrada.- Es la que se obtiene dando la forma requerida con hacha o azuela, su uso es común en la construcción rústica, en la que se le utiliza en elementos tales como vigas, de claros cortos, postes, pilotes o cabezales de caballetes en puentes provisionales o de claros cortos.
- Madera aserrada.- La madera aserrada es la que se obtiene cortando trozas longitudinalmente con sierra manual o mecánica. La madera aserrada ocupa el lugar más importante entre los productos forestales para la construcción en México, ya que se le utiliza en cimbras, sistemas de piso y techo, armaduras, etc.
- Tableros.- Un tablero o panel es un elemento de madera obtenido a partir de un proceso industrial complejo. Los diferentes tipos de tableros son :
 - Tablero de madera contrachapada o triplay.- Este tipo de tablero se compone de tres o más hojas de chapa o láminas unidas por alguna sustancia adhesiva. Las chapas se disponen de tal forma que las fibras de cada lámina queden perpendiculares respecto a las de las láminas contiguas. Para evitar alabeos por falta de simetría el número de láminas, generalmente tres o cinco, es siempre impar, colocándose pares de hojas a los lados de una hoja central, de tal manera que para cada lámina exista una opuesta, similar y paralela. (Fig. I.6).



Triplay de tres chapas.



Triplay de cinco chapas.



Triplay de tres chapas con centro de tiras de madera maciza.

Figura I.6 Madera Contrachapada o Triplay.

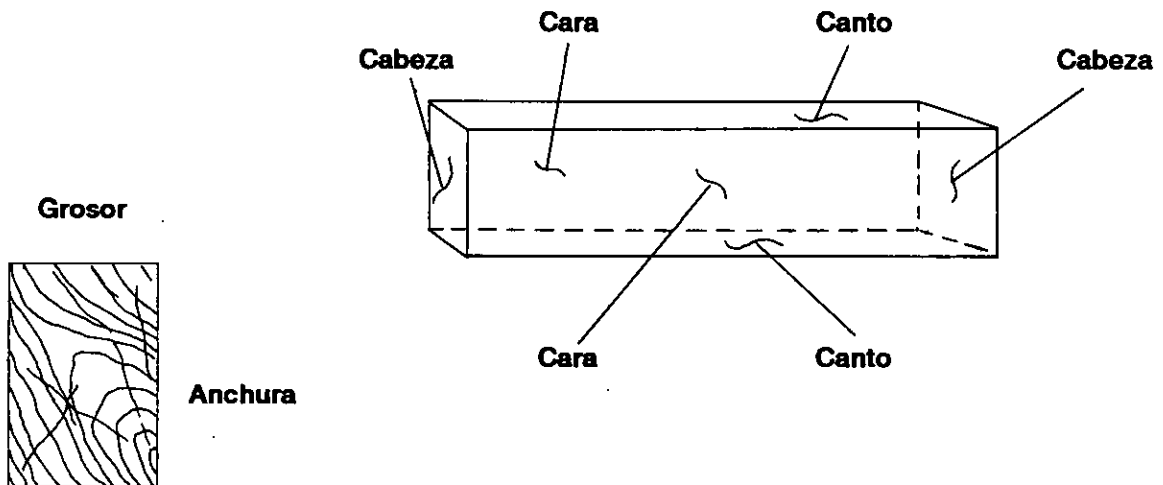


Figura I.7 Partes de una Pieza de Madera Aserrada para usos constructivos (NOM-224-1983)

- Tableros de fibra .- Son los tableros que se fabrican de fibras obtenidas de la pulpa o pasta de la madera natural y que mediante algún procedimiento y sometidas a presión, bajo determinadas condiciones de temperatura, llegan a formar láminas.
- Tableros de partícula .- Estos tableros también llamados aglomerados, se fabrican con fragmentos pequeños de madera natural como virutas, astillas, etc., de cualquier especie, unidas por medio de un adhesivo bajo condiciones específicas de temperatura y presión. La principal diferencia entre estos tableros y los de fibra son el estado en que se encuentra la madera a utilizar y el hecho de que los tableros de partícula requieren el empleo de adhesivos.

Cada uno de los tipos de madera descritos presenta características específicas para una función determinada en la construcción, sin embargo la madera aserrada de pino es la más utilizada en nuestro país, debido a su abundancia y a sus características de resistencia, durabilidad y versatilidad en las obras.

I.V NORMAS OFICIALES PARA LA CLASIFICACION DE LA MADERA PARA CONSTRUCCION.

Para poder definir las propiedades mecánicas de una especie de árbol maderable es necesario contar con una gran experiencia, no solo de pruebas y análisis de la madera antes de usarse, sino también del comportamiento de ésta através del tiempo y bajo ciertas condiciones de carga.

En nuestro país se han realizado investigaciones para poder conocer las propiedades mecánicas de la madera aserrada de pino.

En 1979 el laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera (LACITEMA), del Instituto Nacional de Investigaciones sobre Recursos Bióticos (INIREB), inicia con el Departamento de Materiales de la Universidad Autónoma Metropolitana (Unidad Azcapotzalco), un programa de investigación cuyo objetivo es desarrollar un sistema de calificación y clasificación visual para madera de pinos mexicanos, por ser este tipo de madera la de mayor producción en el país. Varios organismos y empresas apoyan el proyecto ya que contempla numerosas pruebas y análisis en aserraderos de todo el país.

Los resultados del proyecto se manifiestan en la NOM-C-239-1985 (Dirección General de Normas, 1985), "Calificación y Clasificación visual para madera de pino en usos estructurales".

Existe otra Norma Oficial Mexicana la NOM-224-1983 "Dimensiones de la Madera Aserrada para Uso en la Construcción", en la que se establecen las dimensiones óptimas de la madera para usos constructivos basadas en una amplia experiencia en pruebas y análisis.

Estas dos normas permiten conocer las propiedades mecánicas de la madera de pino, así como las dimensiones comerciales disponibles.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1977, (NTC-EM-1977), clasificaba la madera utilizando la Norma C-18-1946, norma obsoleta debido a la mayor información científica con que cuenta la norma más reciente : NOM-C-239-1985.

La NOM-C-239-1985 esta incluida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y construcción de Estructuras de Madera del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1993 (NTC-EM-1993), debido a que es una norma actualizada.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Madera del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1993, clasifica la madera para usos constructivos en los siguientes tipos :

TIPO DE MADERA	QUE DEBE CUMPLIR CON :
- Madera de Pino.	NOM-C-224-1983
	NOM-C-239-1985
- Madera Contrachapada (Triplay).	NOM-C-326-1978
- Madera de Latifoliadas.	Regla de Clasificación visual para maderas Latifoliadas.

Para poder usar otro tipo de madera en la construcción, ésta debe ser autorizada por el Departamento del Distrito Federal.

I.V.1 Norma Oficial Mexicana 224-1983.
"Dimensiones de la Madera Aserrada para uso en la Construcción."

Para aplicar correctamente esta norma es necesario definir los siguientes conceptos :

- Madera Cepillada.- pieza nivelada y alisada por medio de un cepillo ó canteadora en sus dos caras y dos cantos.
- Contenido de Humedad.- cantidad de agua que contiene una pieza y se expresa como porcentaje de la masa de la pieza anhidra.
- Madera Seca.- pieza con un contenido de humedad uniforme igual al 18 %.
- Escuadría.- expresión dimensional de la sección transversal rectangular de la madera en el proceso de aserrio.
- Cabeza.- sección transversal de cada extremo de una pieza. (Figura I.7)

- Cantos.- superficies planas menores y normales a las caras, paralelas entre sí y al eje longitudinal de una pieza. (Figura I.7)
- Caras.- superficies planas mayores, paralelas entre sí y al eje longitudinal de una pieza. (Figura I.7)
- Grosor.- es la dimensión menor de la escuadría. (Figura I.7)
- Anchura.- dimensión mayor de la escuadría, o dimensión de la cara. (Figura I.7)
- Longitud.- distancia entre las cabezas de una pieza.

Esta norma solo se puede aplicar a un tipo de madera, la seca y cepillada.

La madera que cumpla con esta norma debe cubrir los siguientes requisitos:

- Las dimensiones de la sección transversal de las piezas deben ser las que se indican en la Tabla I.1.
- La longitud de las piezas se indica en la Tabla I.2.
- El contenido de humedad en la madera terminada debe ser uniforme e igual a 18 %, con una tolerancia de ± 2 %.
- Las tolerancias admisibles para las piezas de madera clasificadas se muestran en la Tabla I.3. Las dimensiones en milímetros que se indican en la tabla, se deben aplicar a la tolerancia indicada en la columna izquierda.

Cuando se requiera el muestreo del producto, éste podrá ser establecido de común acuerdo entre fabricante y comprador. Es recomendable que se tomen las siguientes dimensiones en todos los casos:

GROSOR (mm.)	ANCHURA (mm.)
19	87
24	140
38	190
64	240
87	290
140	

TABLA I.1 DIMENSIONES PERMISIBLES DE LA SECCION TRANSVERSAL DE PIEZAS DE MADERA ASERRADA PARA USOS CONSTRUCTIVOS. NOM-224-1983

LONGITUD (mm.)
2440
3050
3660
4270
4870
5480
6100

TABLA I.2 LONGITUD PERMISIBLE DE PIEZAS DE MADERA ASERRADA PARA USOS CONSTRUCTIVOS. NOM-224-1983

DIMENSIONES - TOLERANCIAS	
(mm.)	(mm.)
18 a 38	0.8
39 a 290	1.0
291 a 6100	6.0

TABLA I.3 TOLERANCIAS PARA LAS DIMENSIONES DE PIEZAS DE MADERA ASERRADA PARA USOS CONSTRUCTIVOS. NOM-224-1983

- a) La longitud se mide entre dos puntos situados en las cabezas de las tablas a la mitad de la anchura, con una aproximación de 1 mm. utilizando un flexómetro.

- b) La anchura y el grosor se deben medir a la mitad de la longitud de la tabla y en dos puntos simétricos con respecto a la mitad de la longitud, situados a una distancia de las cabezas igual a un octavo de la longitud, con una aproximación de 0.1 mm. usando un calibre o Vernier. Se calcula la media de las tres mediciones y ésta se toma como la dimensión en anchura y grosor de la pieza. (Figura I.8)

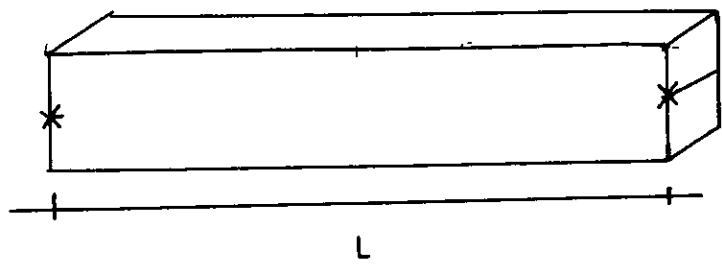
- c) El contenido de humedad se mide al centro de la anchura de la pieza a la mitad de la longitud, con una aproximación de 2 % usando un medidor eléctrico de contenido de humedad de la madera.

Un lote de piezas de madera de una misma longitud y esquadria, se acepta si cumple con las especificaciones de esta norma y el 95% de las piezas cumple con las tolerancias de la Tabla I.3.

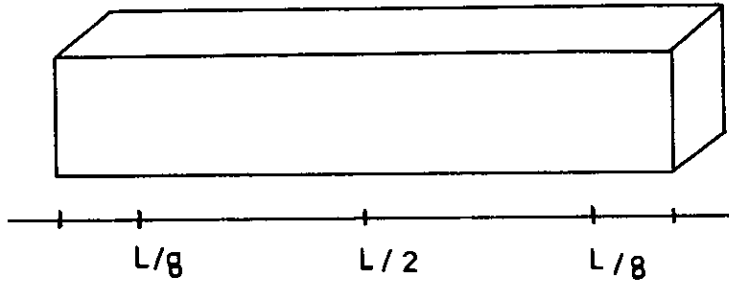
I.V.2. MADERA DE PINO.

La madera de pino es la más empleada en la construcción en México. Se utiliza como material estructural o como elemento de soporte en cimbras y apuntalamientos.

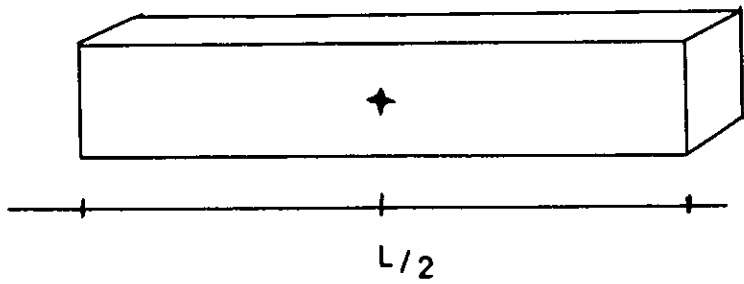
En México se tiene información suficiente sobre madera de pino y se ha llegado a elaborar una Norma Oficial Mexicana, aplicable en toda la República Mexicana.



a



b



c

Figura I.8.— Procedimiento para la medición de la anchura y el grosor.

I.V.2.1 Norma Oficial Mexicana NOM C-239-1985.
"Calificación y Clasificación visual
para madera de pino de uso estructural ".

I.V.2.1.1 Descripción de las reglas de Calificación.

La resistencia de las piezas de madera de uso estructural, (que cumplen con la NOM-224-1983), se determina por los defectos y características de crecimiento existentes en la madera.

La NOM C-239-1985 (DGN 1985) "Calificación y Clasificación visual para madera de pino de uso estructural", considera reglas de calificación y clasificación muy útiles para controlar mediante registros el número y magnitud de los defectos presentes en las piezas de madera a utilizar. Es en sí misma una norma de control de calidad.

Esta norma es aplicable a todas las maderas de pino en el país, excepto a la especie Pinus Ayacahuite.

Esta norma evalúa defectos en la madera, para después asignar valores de resistencia, sin embargo es importante atender también el efecto inversamente proporcional entre resistencia y tamaño de las piezas. Experimentalmente se observa que la resistencia es menor al aumentar el tamaño de las secciones. El proyectista debe considerar este aspecto al seleccionar las piezas a utilizar.

Con las reglas de calificación se obtienen rendimientos en función de la magnitud de los defectos permitidos; es decir si la madera tiene muchos defectos su calificación es baja (aunque con costos reducidos), si tiene pocos defectos su calificación es alta (aunque con costos mayores).

Para aplicar esta norma es importante entonces definir alcances para poder exigir del material la clase (calidad), que cubra los requerimientos (resistencia permanente, resistencia provisional, deformación mínima, etc.) que una obra específica solicite. Por ejemplo, si se va aplicar a un lote de madera a adquirir reglas que permitan nudos o defectos grandes la calificación de la madera será baja, su precio será reducido, y cuando se evalúe su resistencia, ésta será pequeña, y si la obra nos exige gran resistencia, se requerirá un mayor consumo de madera, lo que puede conducir a gastos elevados e innecesarios, aún cuando se aplicó la norma correctamente. Es muy importante comprender que esta norma solo clasifica la madera y define su clase (calidad), pero solo quién la aplica puede establecer eficientemente los alcances entre calidad del material y requerimientos de una estructura.

Las reglas de esta norma permiten seleccionar o clasificar el material en tres clases :

Clase A.-	Alta resistencia
Clase B.-	Mediana resistencia
Clase G.-	Baja resistencia

En esta clasificación se presentan tres tipos de reglas:

- a) Reglas Generales.- aplicables a cualquier sección transversal que se incluya en la NOM-224-1983. Estas reglas son las más conservadoras y los valores de esfuerzos correspondientes presentan la cota inferior de resistencia, que deberá asignarse a las piezas que cumplan con esta clasificación.
- b) Reglas Especiales.- para secciones particulares que tienen mayor información experimental, esto permite obtener mayores esfuerzos resistentes. Estas secciones son:

Polines y Vigas : 87 x 87 mm. y 87 x 190 mm.

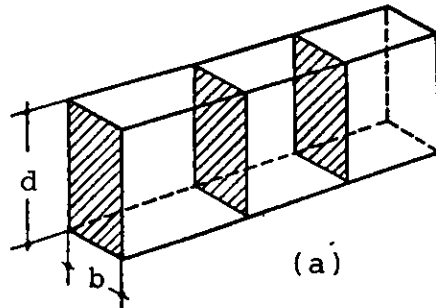
Tablones : 38 mm. de espesor y hasta 140 mm. de ancho.

Tablones : 38 mm. de espesor y ancho mayor a 140 mm.

- c) Reglas Industriales: Son solamente aplicables a madera de 38 mm. de espesor (1.5 pulg.) y cualquier ancho hasta 240 mm. (10 pulg.). La característica principal de estas reglas es clasificar madera con valores de resistencia mayores que los aplicables con las reglas generales y las reglas especiales, mediante la reducción del tamaño máximo permisible de los defectos.

Los siguientes conceptos son importantes para la correcta aplicación de las reglas anteriores.

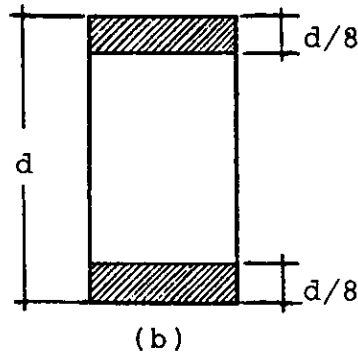
- Sección Transversal y Area total (A_t).- es el área que resulta de un corte real o imaginario perpendicular al eje longitudinal de una pieza de madera. El área total es la superficie de una sección transversal. (Figura I.9)
- Zonas adyacentes a los cantos.- son las zonas adyacentes a la dimensión menor, con una dimensión de un octavo de la dimensión mayor. (Fig. I.9)
- Area del nudo.- el área del nudo (A_n), es el área total del nudo o nudos que esten en un tramo de 15 cms., y se considera la proyección de todas las áreas defectuosas en el tramo en una misma sección transversal. (Fig. I.9)
- Area del nudo en la zona adyacente al canto (A_{nc}).- es la porción del nudo que se localiza en la zona del canto (Figura I.9).
- Pendiente del grano.- es la desviación de las fibras de la madera con respecto al eje longitudinal de la pieza de madera. Se mide como la relación entre la desviación de una unidad de longitud, AB , y la distancia longitudinal donde se da la separación, AC . (Fig. I.10)
- Gema (arista faltante).- es la madera que falta en una arista de la pieza aserrada. Se mide como la proporción que abarca sobre la(s) dimension(es) de la pieza (Fig. I.11).



Las áreas sombreadas son algunas secciones transversales de una pieza.

Area total de una sección transversal (A_t) :

$$A_t = b \times d$$



Zonas adyacentes a los cantos.

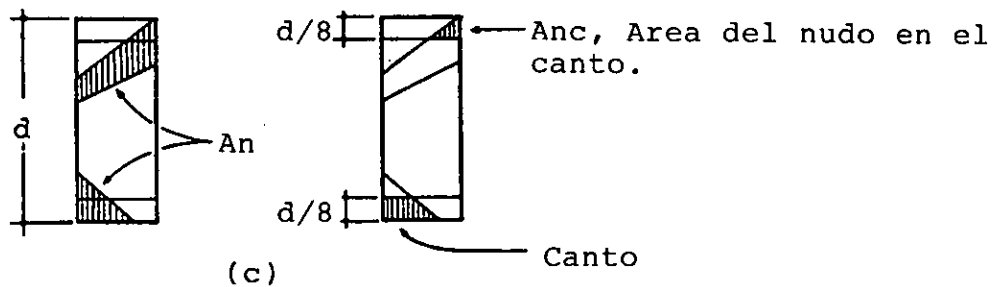


Figura I.9. – Definición de sección transversal, área total (A_t) y zonas adyacentes a los cantos, área de nudos (A_n) y área de nudos en el canto (A_{nc}), aplicables a la regla de clasificación

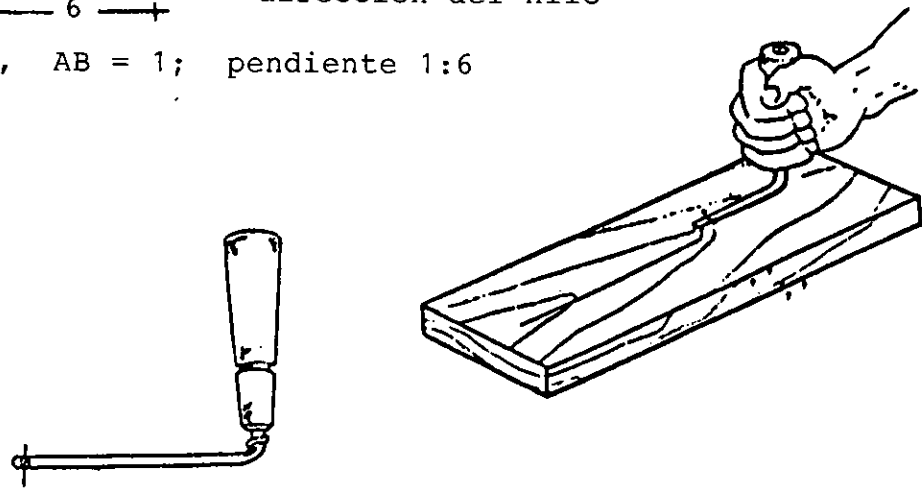
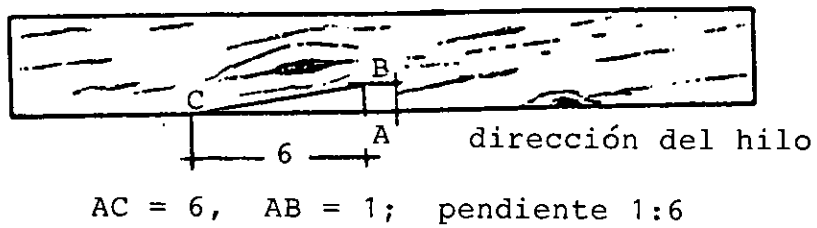
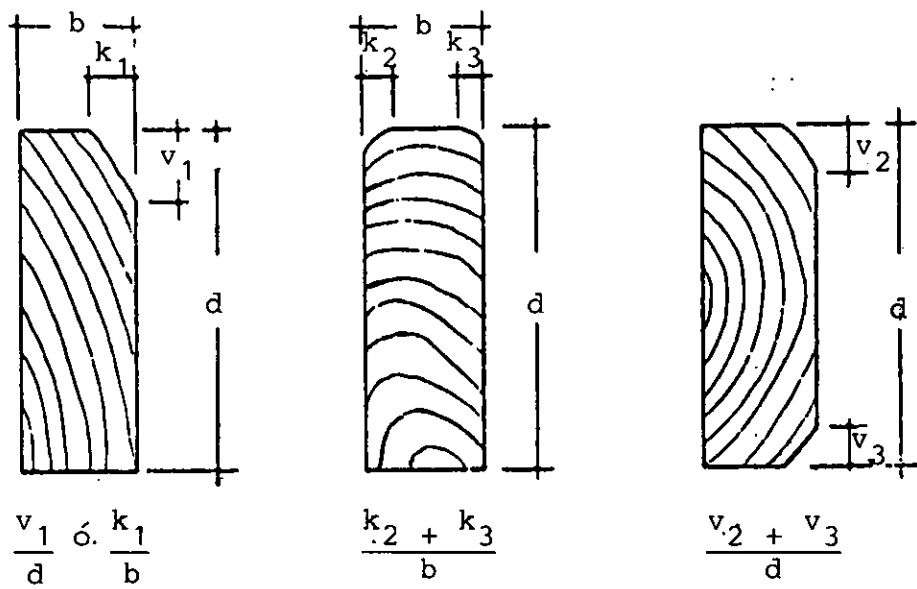


Figura I.10 Medición de la pendiente del hilo



(el que sea mayor)

Figura I.11 Forma de medir la arista faltante ó gema.

- Ataque de insectos y agujeros de larva.- el primer concepto se refiere a perforaciones que hace algún insecto y que generalmente no rebasan 1 mm. de diámetro; a veces tienen una mancha azul alrededor de la perforación. Los agujeros de larva son perforaciones más grandes, y a veces se presentan como galerías en las que se encuentran restos de aserrín. (Fig. I.12).
- Bolsas de resina.- son depósitos de resina entre los anillos de crecimiento, y se tomarán como nudos para fines de clasificación. Cuando las bolsas de resina son pequeñas el efecto que provocan en la resistencia de la madera es insignificante. Sin embargo, si la resina ocupa todo el grueso se tomarán como rajaduras para fines de clasificación (Fig. I.13).
- Distorsión localizada del hilo.- es la desviación de las fibras por causa de un nudo que estuvo en una tabla cortada en una sección adyacente a la tabla clasificada (Fig. I.14).
- Rajadura .- separación entre las fibras de la madera por efecto del secado. Afecta totalmente el grosor de una pieza. (Fig. I.15).
- Madera de compresión.- es la madera de reacción que se forma en el lado inferior de árboles inclinados. Generalmente más dura, más quebradiza y más oscura que la madera normal.
- Mancha .- cambios en el color de la madera que no afectan la estructura leñosa y se producen por acción de los hongos.
- Pudrición .- descomposición gradual de la estructura leñosa, por la acción de hongos xilófagos.
- Alabeo .- curvatura de una pieza de madera por la deformación de sus planos longitudinal y transversal, o de ambos. Es ocasionada por un mal secado, distinguiéndose cuatro deformaciones (Fig. I.16) :
- Acanalamiento (abarquillado).- alabeo en la dirección transversal.
- Arqueamiento.- alabeo en dirección longitudinal.

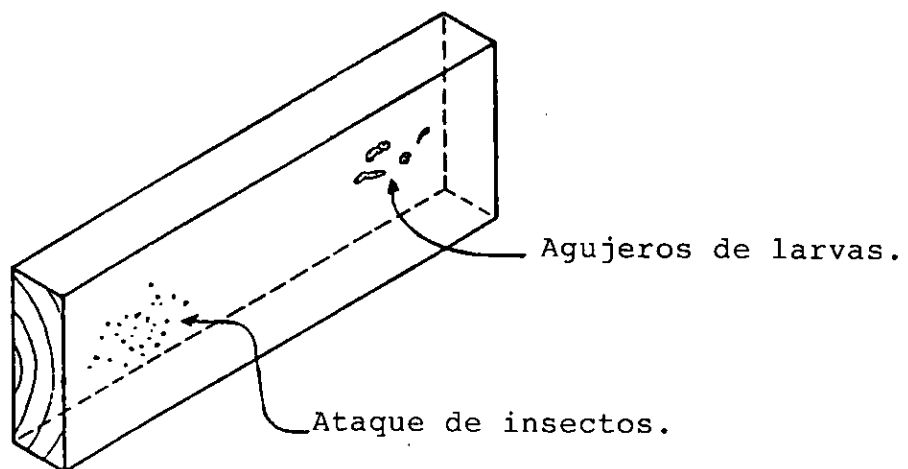


Figura I.12 Ejemplos de ataque de insectos y agujeros de larvas.

Resina entre los
anillos de creci-
miento en todo
el grueso

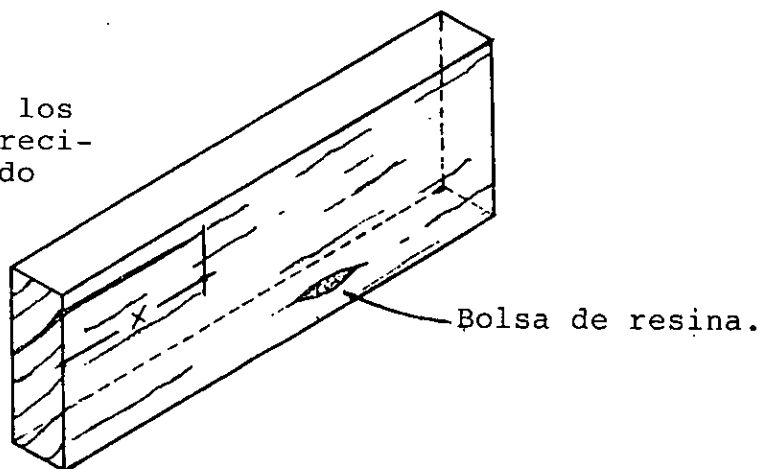


Figura I.13 Ejemplos de aparición de bolsas de resina en la madera de pino.

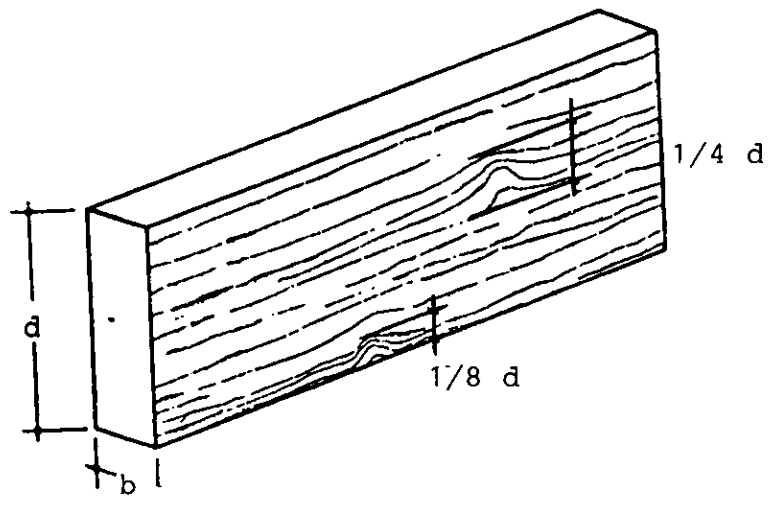
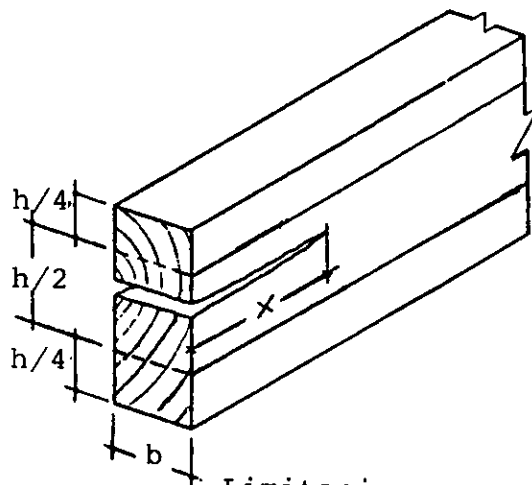


Figura I.14 Criterio de medición de la distorsión localizada del hilo de la madera.



Limitaciones en grietas y rajaduras para todas las clases

- Regla general : $X < \text{anchura } (h)$
- Regla polines y vigas : $X < \text{anchura } (h)$
- Regla 38 cms. : $X < \text{anchura } (h)$
- Regla industrial : $X < 1/2 \text{ anchura } (h)$

Las grietas y rajaduras se miden como la penetración promedio de una rajadura desde el extremo de la pieza en forma paralela a los cantos de la misma.

Solamente se consideran las grietas y rajaduras dentro de la porción central ($h/2$)

Figura I.15 Medida de grietas y rajaduras en los extremos de las piezas.

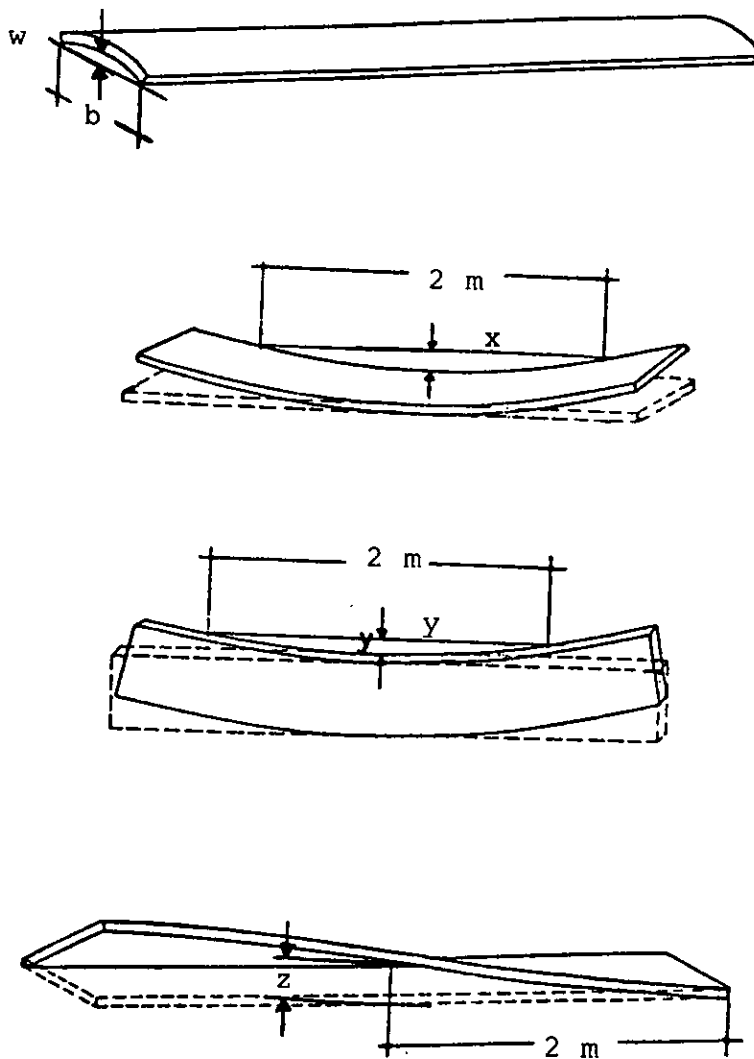


Figura I.16 Medición de Alabeos: Acanalamiento, Arqueamiento, Encorvadura y Torcedura.

- Encorvadura .- alabeo de los cantos en sentido longitudinal.
- Torcedura (espiralada).- alabeo simultáneo en las direcciones longitudinal y transversal.
- Madera muy liviana.- es aquella que tiene un peso específico aparente no mayor a 0.40 g/cm. al 12 % de humedad (aplicable a madera de coníferas exclusivamente).
- Acebolladura .- es la desunión o separación de dos anillos de crecimiento contiguos.

I.V.2.1.2 Descripción de las Reglas de Clasificación.

Para poder clasificar estructuralmente la madera, se deben tomar en cuenta todas las propiedades y características que afectan negativamente su resistencia. Como se menciona anteriormente, las reglas clasifican la madera en tres calidades estructurales denominadas : Clase A, Clase B y Clase G, identificando las piezas de la siguiente manera de acuerdo a la regla utilizada:

Reglas Generales	:	Clase A. Clase B. Clase G.
Reglas Especiales	:	Clase PA. o VA. Para polines y vigas. Clase PB. o VB. (87 x 87 mm.) y (87 x 190 mm.) Clase G. Clase SA. Para secciones de 38 mm. de Clase SB. espesor. Clase G.
Reglas Industriales:		Clase AA. Para secciones de 38 mm. de Clase BB. espesor. Clase G.

La diferencia principal entre los tipos de reglas son las dimensiones máximas permisibles de los nudos que se indican en los Cuadros I.1, I.2 y I.3 para las reglas generales, especiales e industriales respectivamente. Además de inspeccionar los nudos en las piezas a clasificar, deben emplearse posteriormente, las consideraciones generales únicas (Cuadro I.4), las cuales se aplican independientemente del tipo de regla que se use.

I.V.2.1.3 Procedimiento de Clasificación.

Se recomienda seguir los siguientes pasos para realizar la clasificación:

- a) Se revisa la pieza de madera en toda su longitud y se identifica el defecto mayor que presente, en la mayoría de las piezas corresponde a los nudos.
- b) Una vez identificado el nudo más grande o nudos que se encuentren en una longitud menor de 15 cms. y que sumados representen un área mayor que el nudo más grande, se aplica la regla correspondiente al tamaño de la madera.
- c) Se revisa si la pieza se clasifica como "G"; si no es así, se revisa si es de clase "A", y si no es de esta clase, corresponde a la clase "B".
- d) Una vez que se revisa la pieza por los nudos se deben aplicar las consideraciones generales; al final se marca la pieza con la clase que resulte.

CUADRO I.1 TAMAÑO MAXIMO PERMISIBLE DE LOS NUDOS PARA CLASIFICAR LA MADERA DE PINO MEDIANTE LA REGLA GENERAL.

CLASE (2)	Tamaño máximo del Area total del nudo (An)	Tamaño máximo de nudos en el canto (Anc)
A	1/4 de At	1/8 de At
B	1/4 de At	Sin restricción.

(1) La regla general es aplicable a cualquier sección transversal especificada en la NOM-C-224-1983

(2) Las piezas clasificadas con esta regla deberán marcarse con la letra indicada en esta columna.

CUADRO I.2 TAMAÑO MAXIMO PERMISIBLE DE LOS NUDOS PARA CLASIFICAR LA MADERA DE PINO MEDIANTE LA REGLA ESPECIAL.

Para Polines y Vigas. Secciones de 87 x 87 y 87 x 190 mm.		
Clase (1)	Tamaño máximo del Area total del nudo (An)	Tamaño máximo de nudos en el canto (Anc)
PA VA PB VB	1/3 de At 1/3 de At	645 mm ² (1 pulg ²) 1/5 de At

(1) Las piezas clasificadas con esta regla deberán marcarse con la letra indicada en esta columna.

Para secciones de 38 mm. de espesor.		
Clase (1)	Tamaño máximo del Area total del nudo (An)	Tamaño máximo de nudos en el canto (2) (Anc)
SA SB	1/2 de At 1/2 de At	0 1/8 de At

(1) Las piezas clasificadas con esta regla deberán marcarse con la letra indicada en esta columna.

(2) En secciones mayores de 140 mm. de ancho se permiten nudos hasta de 645 mm² en los cantos para la clase SA.

CUADRO I.3 TAMAÑO MÁXIMO PERMISIBLE DE LOS NUDOS PARA CLASIFICAR LA MADERA DE PINO MEDIANTE LA REGLA INDUSTRIAL

Para secciones de 38 mm. y ancho de 87 mm. a 240 mm.		
Clase (1)	Tamaño máximo del Area total del nudo (An)	Tamaño máximo de nudos en el canto (Anc)
AA	1/4 de At	0
BB	1/4 de At	1/8 de At

(1) Las piezas clasificadas con esta regla deberán marcarse con la letra indicada en esta columna.

CUADRO I.4 CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA CLASIFICACION VISUAL DE MADERA DE PINO PARA USO ESTRUCTURAL.

C O N C E P T O	CLASE A	CLASE B
Pendiente Máxima del grano.	1:10	1:8
Gema máxima permisible	1/4 del grueso ó del ancho	1/3 del grueso ó del ancho.
Ataque de insectos.	Máximo : 10 agujeros en un cuadro de 6.0 x 6.0 cms. No debe haber infestación activa.	
Bolsas de resina.	Se consideran como si fueran nudos. Cuando la resina ocupa todo el grueso, x se limita como las grietas y rajaduras (Fig. I.15)	
Grietas, rajaduras y abolladuras.	Longitud x es menor al ancho d de la pieza. Para la regla industrial la longitud debe ser menor a la mitad del ancho.(Fig. I.15)	
Distorsión localizada del grano.	En la zona adyacente al canto 1/8 de el ancho (d) como máximo. En la zona central 1/4 del ancho (d) como máximo.	
Pudrición	No se admite en ninguna forma.	
Combinación de defectos.	Cuando más de la mitad de la pieza tenga mancha azul, tenga ataque de insectos y sea sensiblemente más ligera, se clasifica como "G"	
Agujeros de larvas	Se admite un tamaño máximo de 12 mm. y no más de 2 en un cuadro de 6.0 x 6.0 cms.	

Defectos por secado : Máximos permisibles (ver Fig. I.16)	
Acanalamiento (w)	Menos de 1 mm. por cada 50 mm. de ancho de la pieza.
Arqueamiento (x) en una longitud de 2 m.	Menor de 20 mm. para madera de 38 mm. de grueso. Menor de 10 mm. para madera de 88 mm. de grueso.
Encorvadura (y) en una longitud de 2 m.	Menor de 10 mm. para anchos de 88 mm. Menor de 5 mm. para anchos de 290 mm.
Torcedura (z) en una longitud de 2 mts.	Menos de 1.5 mm. por cada 12 mm. de ancho de la pieza.

I.V.3. MADERA DE LATIFOLIADAS.

Las especies latifoliadas de árboles presentan características estructurales diferentes a las especies coníferas.

La información de madera de latifoliadas ha empezado a desarrollarse en nuestro país, sin embargo todavía no se tienen los conocimientos necesarios para poder establecer normas.

Los árboles maderables más comunmente comercializados de especies latifoliadas en México se acostumbra dividir en los siguientes tres grupos:

Grupo 1.

Especie	Nombre Común.
Manilkara Zapota.	Chicozapote.
Sweetia panamensis.	Cencerro.
Bucida Buseras.	Pucté.
Brosimum alicastrum.	Ramón.
Quercus spp.	Encino blanco o encino roble.

Grupo 2.

Especie.	Nombre Común.
Lonchocarpus castilloi.	Machiche.
Pithecellobium arboreum.	Aguacatillo.
Terminalia amazonia.	Canshán.
Lysiloma bahamensis.	T'zalam.
Quercus spp.	Encino rojo.

Grupo 3.

Especie.	Nombre Común.
Calophyllum brasiliense.	Barí.
Nectandra sp.	Laurel.
Roseodendron donnell-smithii.	Primavera.
Simarouba glauca.	Pasa'k.
Pseudobombax ellipticum.	Amapola.
Alnus sp.	Aile.

I.V.3.1 Regla de Clasificación visual para Maderas Latifoliadas.

En México aún no se tiene la información, ni la experiencia suficiente para la autorización de normas de clasificación para maderas latifoliadas.

Las **NTC-EM-93** incluyen en su Apéndice I, una regla de clasificación para madera de latifoliadas. Dentro de los alcances de este estudio no se incluye la madera de latifoliadas debido a que aún no se tienen conocimientos normativos al respecto, pero se hace mención a estas reglas, en virtud de que son resultado de investigaciones que en el futuro servirán para emitir normas oficiales.

I.V.4. MADERA CONTRACHAPADA.

Como se ha dicho la madera contrachapada es un tipo de placa que se produce industrialmente y esta compuesta de un conjunto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en esta placa las chapas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicularmente entre sí.

La madera contrachapada cada día es más usada en la construcción no solo como madera de contacto en cimbras, sino también como cubierta de techos así como superficie de sistemas de piso. En México se cuenta con la NOM C-326-1978 "Madera contrachapada de pino".

En los siguientes capítulos se considera únicamente la madera aserrada de pino.

C A P I T U L O I I FUNDAMENTACION TEORICA.

II.I COMPORTAMIENTO DE LA MADERA.

Al estudiar la estructura general del árbol, aún en forma somera, se puede comprender la variación de las características físicas de la madera de un punto a otro de un árbol; incluso en un mismo punto, pero analizando éste en diferentes direcciones. Este comportamiento se debe a la naturaleza heterogenea y anisótropa de la madera.

Heterogenea debido a que se tiene una composición diferente de un punto a otro y anisótropa debido a que las propiedades elásticas son diferentes según la dirección en que se analicen.

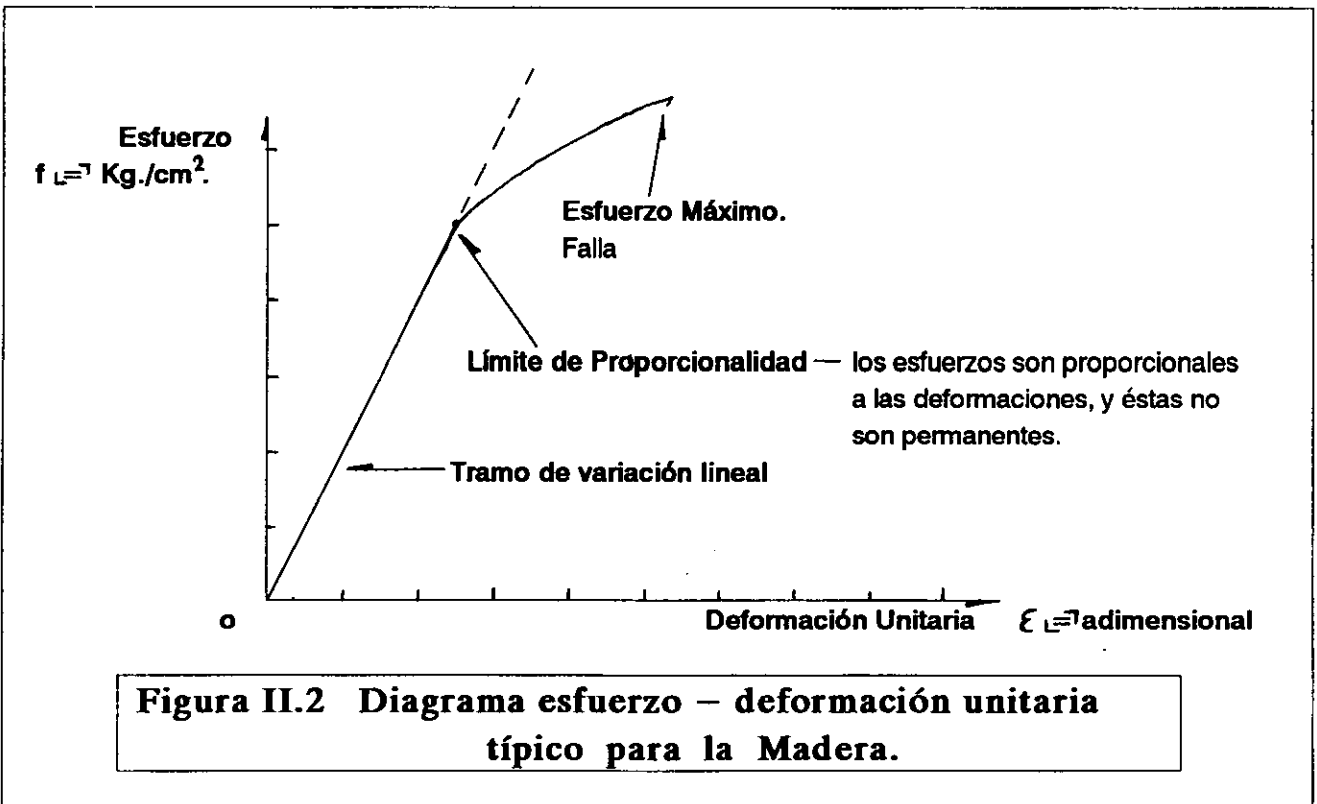
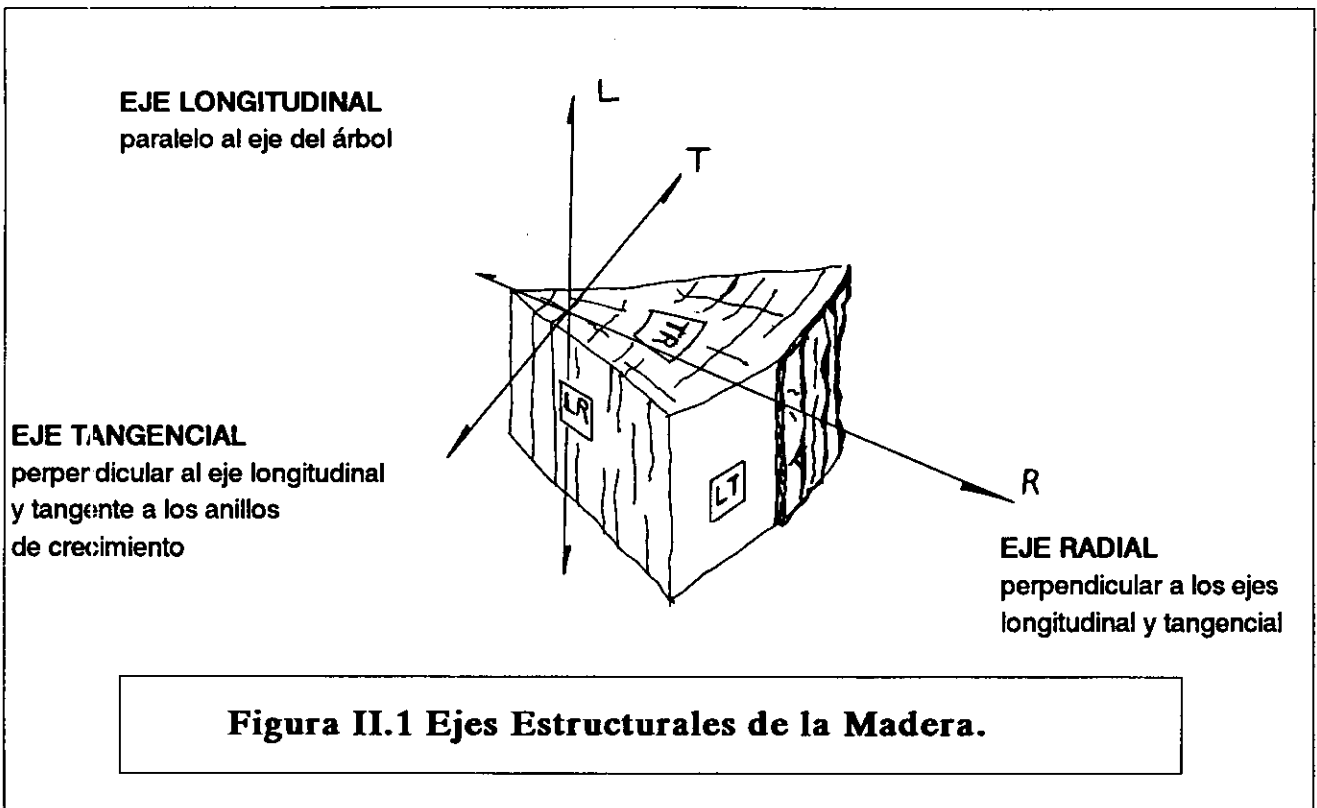
La madera cuando no cumple con un control de calidad basado en normas oficiales, tendrá el comportamiento de un material ortotrópico, es decir, un material en el que las propiedades mecánicas varían de acuerdo a tres direcciones perpendiculares entre sí y que corresponden a las direcciones longitudinal, radial y tangencial del árbol (Figura II.1).

Sin embargo, cuando se controla la calidad de la madera (mediante la aplicación de normas oficiales), las propiedades mecánicas en los sentidos tangencial y radial no difieren significativamente por lo que para efectos de diseño de estructuras de madera normalizada, por lo general, basta distinguir entre las propiedades paralelas a las fibras y las propiedades perpendiculares a éstas.

Por lo general cualquiera que sea el tipo de esfuerzo, la forma de la gráfica esfuerzo-deformación es semejante a la de un material elástico ideal (Figura II.2)

Comportamiento bajo tensión.

La máxima resistencia a tensión de la madera se presenta en la dirección paralela a las fibras, es decir en la dirección en que están orientadas las cadenas de moléculas de celulosa.



La resistencia a la tensión suele ser superior a las demás acciones mecánicas.

La Figura II.3 muestra una grafica esfuerzo - deformación típica en pruebas de tensión paralela, flexión Mor, compresión paralela, cortante, tensión perpendicular y compresión perpendicular.

Comportamiento bajo compresión.

Por lo general la resistencia de la madera a la compresión es aproximadamente igual a la mitad ó la tercera parte de la resistencia de la madera a la tensión. En la Figura II.3 puede observarse que el comportamiento de la madera a la compresión es fundamentalmente elástico (como en el caso de la tensión) y que el módulo de elasticidad es casi idéntico para los dos tipos de esfuerzo.

Comportamiento bajo flexión.

La Figura II.4 presenta una gráfica carga-deformación de una muestra de madera de pino sometida a una carga transversal que produce flexión.

Si a un espécimen cuya sección transversal es simétrica se aplica una carga transversal que sea inferior a la carga correspondiente al límite de proporcionalidad, la distribución de esfuerzos es lineal y el eje neutro se encuentra a la mitad del peralte, (comportamiento elástico).

Para cargas mayores al límite de proporcionalidad se pierde la linealidad y la profundidad del eje neutro aumenta (Figura II.4.1).

Este comportamiento se debe a las diferencias en las relaciones esfuerzo-deformación de la madera sometida a compresión o a tensión. Por lo general las fallas por flexión se inician con el aplastamiento de las fibras extremas sometidas a compresión y posteriormente la rotura de las fibras a la tensión.

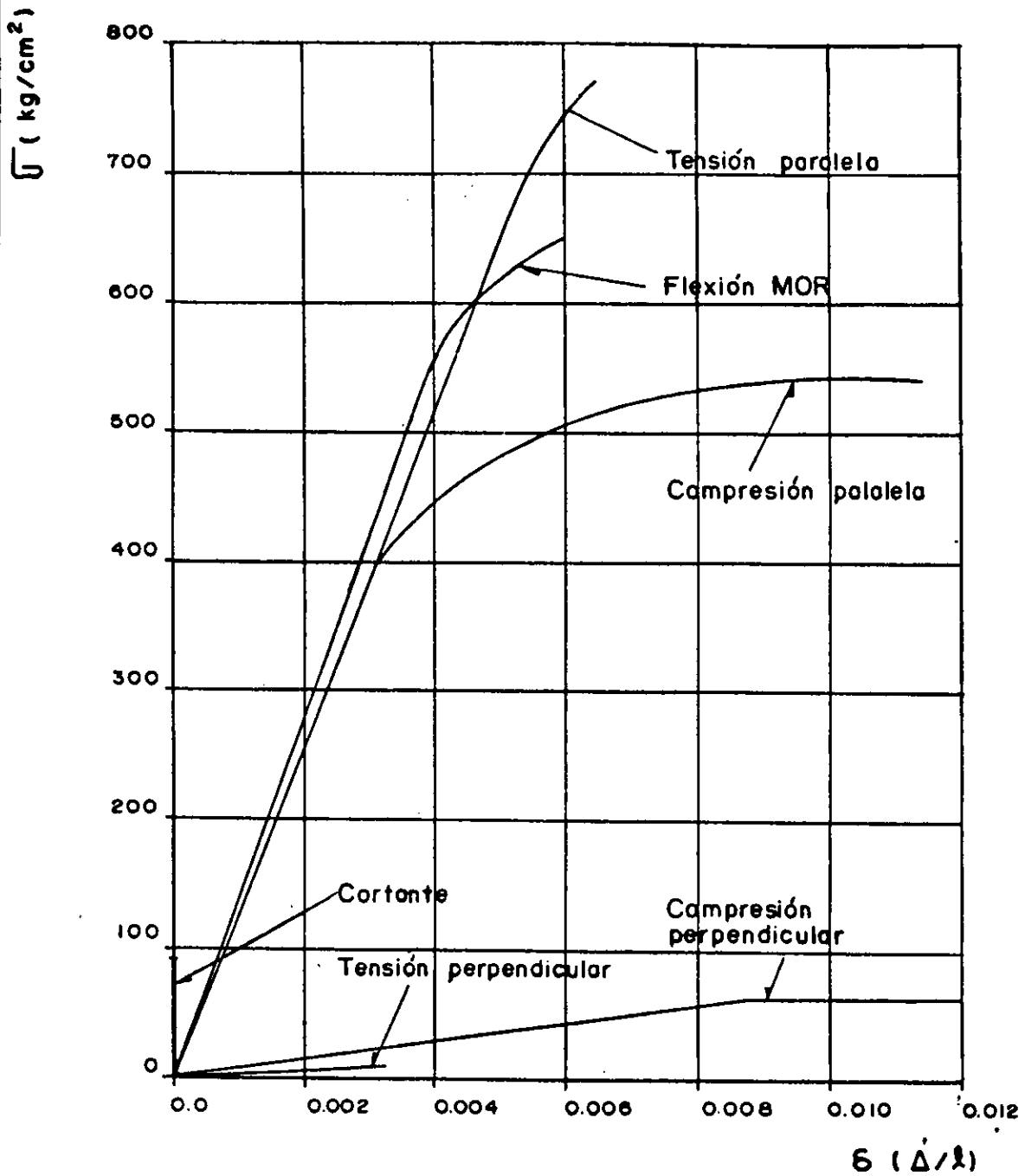


Figura II.3. – Graficas de Esuerzo Deformación Unitaria para diferentes solicitaciones mecánicas en probetas de madera de pino sin defectos

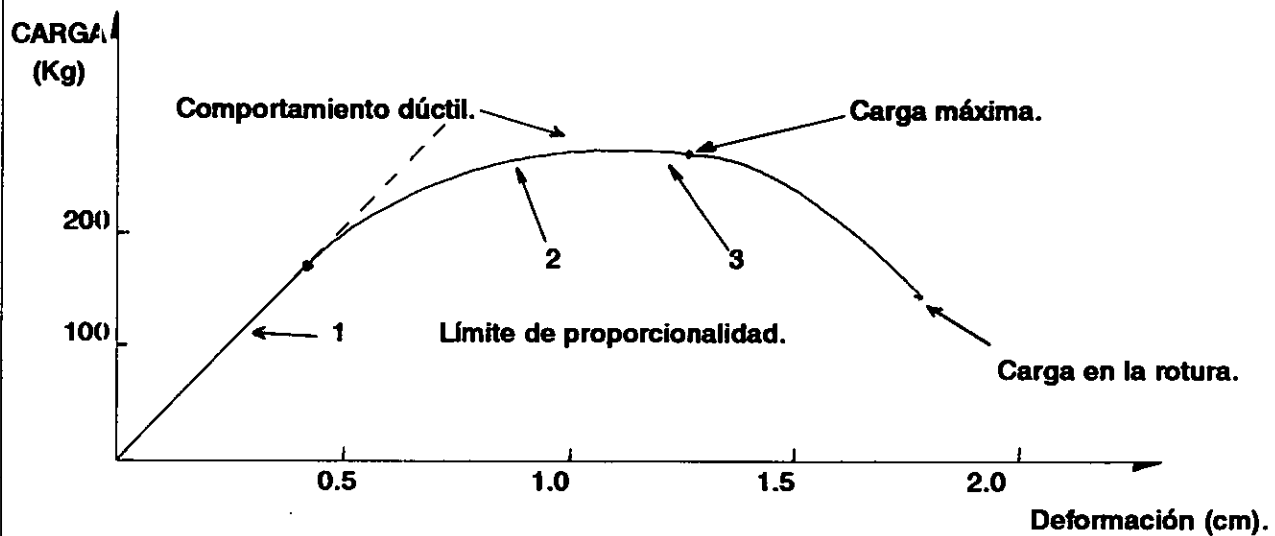
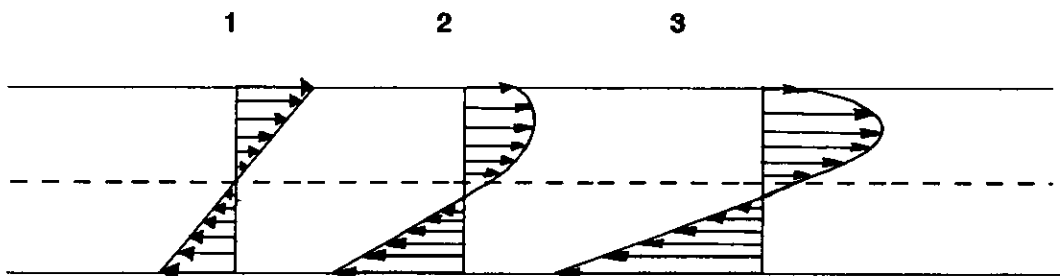


DIAGRAMA DE CARGA – DEFORMACION EN UN MIEMBRO BAJO FLEXION.



DISTRIBUCIONES DE ESFUERZOS EN MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION CRECIENTE

Figura II.4. – Comportamiento de la Madera bajo flexión

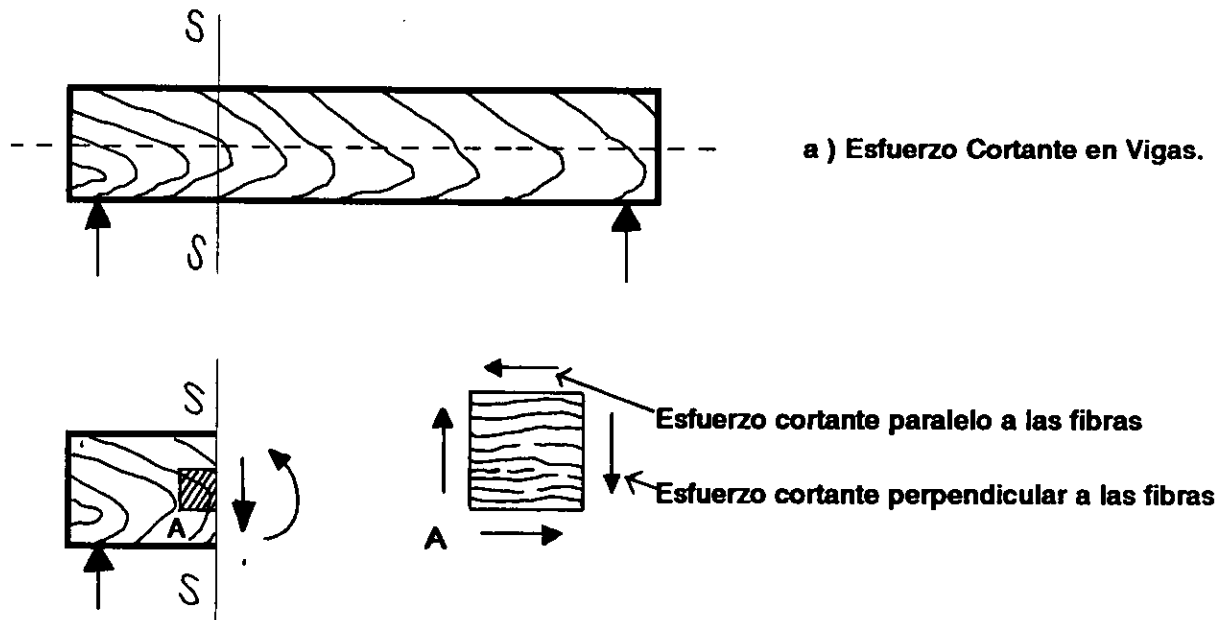
El trabajo hasta el límite de proporcionalidad indica la energía que la madera puede absorber bajo flexión sin sufrir deformaciones permanentes. También son de importancia el trabajo requerido para alcanzar el esfuerzo máximo y el trabajo necesario para producir la falla. Estos valores son una medida de la tenacidad de la madera, que es la capacidad para absorber energía. La tenacidad es una propiedad de gran importancia para el diseño de elementos estructurales sometidos a cargas que presentan gran incertidumbre, como en el caso de las columnas y vigas de madera que se utilizan en las minas. Para este tipo de casos se requiere que los elementos estructurales de madera tengan un alto grado de tenacidad, es decir se requiere que existan grandes deformaciones antes de la falla (Falla dúctil). En general las coníferas tienen mayor tenacidad que las latifoliadas aunque su resistencia suele ser menor.

Comportamiento Bajo Fuerza Cortante.

Pueden existir diferentes tipos de esfuerzo cortante en la madera, sin embargo el más importante para el dimensionamiento de elementos estructurales es el esfuerzo cortante paralelo a las fibras. Como un parámetro general puede estimarse que la resistencia de la madera al esfuerzo cortante paralelo a las fibras tiene un valor entre 10 y 15 % de la resistencia a tensión paralela a las fibras.

En los laboratorios de pruebas se ha podido comprobar que la resistencia al esfuerzo cortante perpendicular a las fibras es mucho mayor que su resistencia al esfuerzo cortante paralelo.

La rotura en planos transversales no llega a presentarse porque antes de que esto ocurra el elemento sujeto a la acción cortante falla, sea por esfuerzo cortante paralelo a las fibras o sea por aplastamiento en compresión de las fibras. En la Figura II.5 se muestra como las cargas transversales producen esfuerzos cortantes en planos horizontales y verticales, ocurriendo siempre la falla en planos horizontales, paralelos a la orientación de las fibras en la región próxima al eje neutro, donde se producen los esfuerzos cortantes máximos.



b) Elemento que falla por compresión perpendicular a las fibras y no por cortante según los planos a-a y b-b.

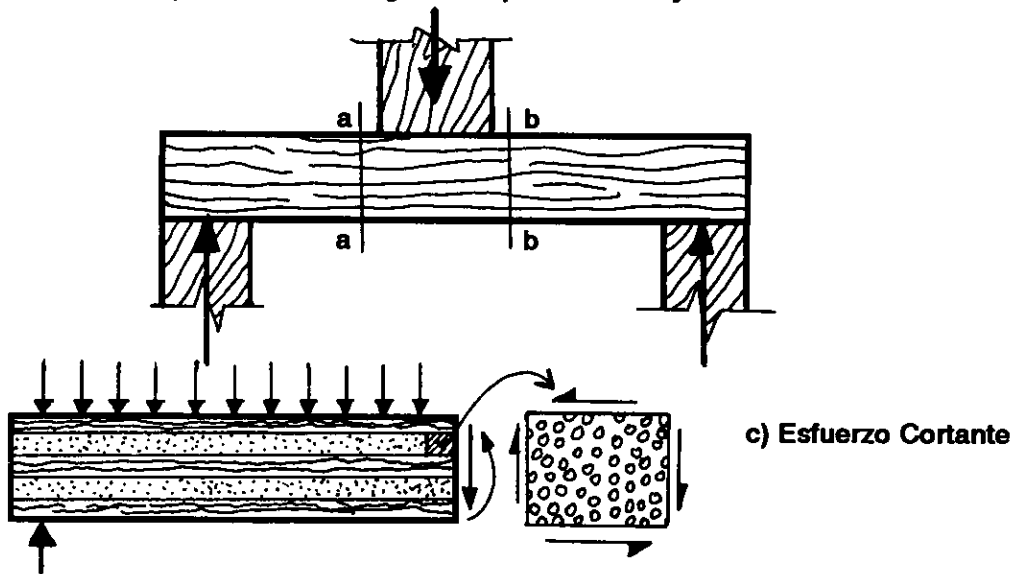


Figura II.5. – Comportamiento de la madera bajo cortante.

En la Figura II.5.b también se observa una falla por aplastamiento por compresión perpendicular de las fibras en las zonas bajo la carga o de los apoyos, no, como quizá podría esperarse que ocurriera en los planos a-a y b-b sometidos a fuerza cortante perpendicular a las fibras.

Comportamiento bajo torsión.

La resistencia de la madera a esfuerzos torsionantes es del mismo orden que su resistencia a esfuerzo cortante paralelo a las fibras. El esfuerzo cortante por torsión en el límite de proporcionalidad es aproximadamente igual al 70 % del esfuerzo cortante correspondiente a la falla.

Dureza

La dureza en la madera se mide generalmente por medio de la prueba Janka, que consiste en determinar la fuerza en Kilogramos que se necesita para hacer penetrar en la madera una esfera de acero de 0.444 pulg. de diámetro hasta una profundidad de 0.111 pulgadas. Las durezas radial o tangencial de la superficie, son prácticamente iguales, pero menores que la dureza en superficies transversales.

La dureza es un buen índice de la resistencia de la madera a la abrasión o al desgaste.

Resistencia a la hendidura.

Es la resistencia de la madera a ser rajada en sentido longitudinal, como cuando se hace leña con una hacha, o bien cuando al clavar sobre madera se presenta el efecto de cuña lo que tiende a propagar una grieta. (Figura II.6).

Existen métodos de prueba para evaluar la resistencia a la hendidura. Una resistencia alta a la hendidura mejora la resistencia a la extracción de clavos y tornillos, mientras que una resistencia baja es conveniente en las maderas utilizadas en la fabricación de tejamanil.

Resistencias y Módulos de Elasticidad.

La Tabla II.1 indica los valores especificados de resistencia y módulo de elasticidad para maderas de especies coníferas. Los valores mostrados se basan en numerosos ensayos de piezas tamaño estructural llevados a cabo en el LACITEMA del INIREB (ver referencias).

La Tabla II.2 indica los valores de resistencia y módulos de elasticidad para madera contrachapada de especies coníferas, que puede ser muy útil para el diseño de cubiertas de piso y techo.

Ambas tablas, por contener información actualizada se incluye en las **NTC-EM-1993**.

II.II TEORIA DEL COMPORTAMIENTO LINEAL ELASTICO

Como se ha visto en los diagramas esfuerzo - deformación, la gráfica tiene una región inicial en la que su comportamiento es elástico y lineal. Esta región la define el límite de proporcionalidad (Figura II.2), para un valor de esfuerzo menor (o igual) al límite de proporcionalidad la deformación correspondiente no es permanente; es decir al aplicar una carga sobre un espécimen de madera éste se deforma, pero al retirarla el espécimen recupera su forma original.

TABLA II.1 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS MACIZAS DE ESPECIES CONIFERAS EN CONDICION SECA (Kg./cm²) (NTCM, 1993)			
		CLASE	
		A	B
Flexión.	f_{fu}	170	100
Tensión paralela a la fibra.	f_{tu}	115	70
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}	120	95
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}	40	40
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}	15	15
Módulo de Elasticidad promedio	$E_{0.50}$	100,000	80,000
Módulo de Elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	65,000	50,000

TABLA II.2 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS, MODULOS DE ELASTICIDAD Y MODULOS DE RIGIDEZ DE MADERA CONTRACHAPADA DE ESPECIES CONIFERAS EN CONDICION SECA (Kg./cm²) (NTCM, 1993)

Flexión.	ffu	190
Tensión.	ftu	140
Tensión paralela a la fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas).	ftu	90
Compresión en el plano de las chapas	fcu	160
Compresión perpendicular al plano de las chapas.	fnu	25
Cortante a traves del grosor	fvgu	20
Cortante en el plano de las chapas	fvu	5
Módulos de Elasticidad promedio	E _{0.50}	105,000
Módulo de rigidez promedio	G _{0.50}	5,000

Por otra parte entre los esfuerzos y las deformaciones existe una relación lineal, son directamente proporcionales, esto significa que al aumentar el esfuerzo aumenta la deformación y al disminuir el esfuerzo disminuye la deformación, pero en tales variaciones existe una misma proporción.

La madera es entonces un material linealmente elástico, y como tal cumple con la Ley de Robert Hooke (1635-1703) :

$\sigma \approx \epsilon$ " Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones ".

De donde se obtiene la igualdad :

$$\sigma = \epsilon E$$

El módulo de elasticidad E es la pendiente del diagrama esfuerzo - deformación en la región linealmente elástica.

Apartir de esta igualdad se hacen validos todos los principios y teorías de la mecánica de materiales para materiales linealmente elásticos como la madera.

En el capítulo de diseño se mencionan los factores de reducción de resistencia que se requieren para evitar la presencia de deformaciones permanentes.

II.III DEFINICION DEL MODELO ESTRUCTURAL

Todo proyecto constructivo, ya sea provisional o definitivo, consta de una estructura que le proporciona no solo su caracter funcional sino también la resistencia necesaria para evitar la falla o un comportamiento inadecuado. El ingeniero que proyecta una obra con madera debe idealizar su proyecto basandose en un modelo. Este modelo estructural, con que se realizará el análisis conviene que este integrado por las siguientes partes :

- a) Modelo geométrico.
- b) Modelo de las condiciones de continuidad en las fronteras
- c) Modelo de comportamiento del material.
- d) Modelo de las acciones impuestas.

II.III.1 MODELO GEOMETRICO

El modelo geométrico es un esquema que representa las principales características geométricas de la estructura. Para determinarlo debe identificarse la parte de la construcción que desarrolla funciones estructurales y eliminar la parte que no influye significativamente en la respuesta de la estructura. Se requiere representar la estructura por medio de un arreglo de componentes estructurales básicos, cuyo comportamiento estructural puede conocerse (barras, vigas, columnas, placas, etc.) y definir las propiedades geométricas de estos componentes básicos.

Las construcciones suelen ser sistemas complejos en los que interactúan diversos componentes, por lo general no es fácil extraer de la construcción completa un esquema sencillo que reproduzca fielmente la forma en que la construcción responderá ante diferentes tipos de acciones o cargas.

Todas las construcciones requieren para su análisis, el planteamiento del modelo geométrico. En este modelo por lo general se descartan los elementos frágiles, quedando como elementos estructurales los más resistentes; debe tenerse cuidado de no ligar elementos frágiles con elementos estructurales ya que puede ocasionarse la falla de los elementos no estructurales. Es muy importante asegurar que los elementos que se consideren como no estructurales no afecten desfavorablemente el comportamiento de la estructura y tampoco se vean afectados por las deformaciones de ésta, de existir una posibilidad de interacción desfavorable, será conveniente proveer holguras y formas de conexión seguras (como las juntas de hule y elástomeros).

II.III.2 MODELO DE LAS CONDICIONES DE CONTINUIDAD EN LAS FRONTERAS

Este modelo establece cómo cada elemento está conectado a sus adyacentes (por medio de un nudo rígido o permitiendo algún tipo de deformación relativa) y cuáles son las condiciones de apoyo de la estructura (empotramiento, apoyo libre, etc.).

Este modelo debe especificar las condiciones de continuidad entre un elemento y otro y las de frontera entre la estructura y sus apoyos.

Las condiciones de continuidad entre los elementos de una estructura dependen esencialmente del detalle constructivo con que se resuelve la conexión. Se puede lograr un nudo rígido, en el que no existan deformaciones concentradas que permitan movimientos relativos entre los dos elementos que se conectan, o se puede detallar la conexión de manera que se libere alguna restricción sea de desplazamiento o de giro, logrando por ejemplo una articulación. (Figura II.7).

La suposición que se haga en el modelo debe ser congruente con el tipo de conexión que se especifique en los planos para los elementos en cuestión.

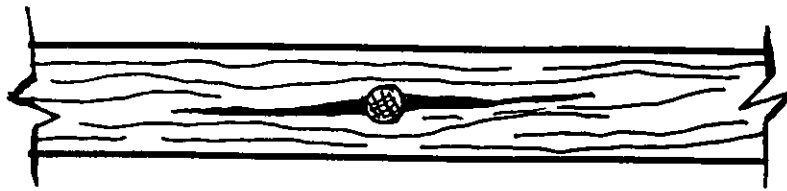
La continuidad entre los elementos de una estructura produce hiperestaticidad y, por tanto, vuelve más laborioso el análisis. Otra desventaja de la continuidad es que hace a la estructura sensible a los cambios volumétricos por temperatura y a los hundimientos diferenciales. Por otra parte la continuidad hace más rígida a la estructura y permite soluciones más económicas.

Las condiciones de apoyo de la estructura sobre el terreno dependen del tipo de cimentación que se proporcione y de las propiedades del subsuelo. Se acostumbra modelar el apoyo con una de las condiciones extremas; empotramiento o articulación. En la Figura II.8 se observa un ejemplo de apoyos en zapatas y en dos direcciones.

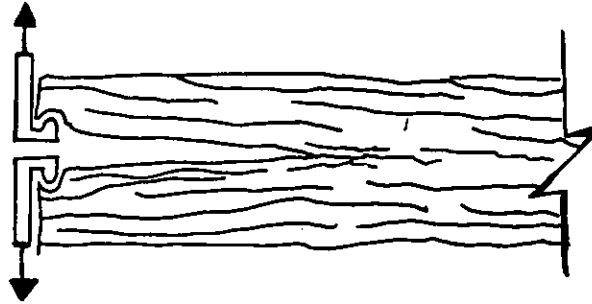
II.III.3 MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL.

Debe suponerse una relación acción-respuesta (o esfuerzo-deformación) del material que compone la estructura.

Como se ha visto la madera que cumple con normas oficiales de calidad va a tener un comportamiento lineal-elástico. Este comportamiento es supuesto en el análisis, pero debe garantizarse en el proceso constructivo.



a) Hendidura por penetración de un clavo.



b) Probeta para la determinación de la resistencia a la hendidura.

Figura II.6 .- Hendidura de la Madera.

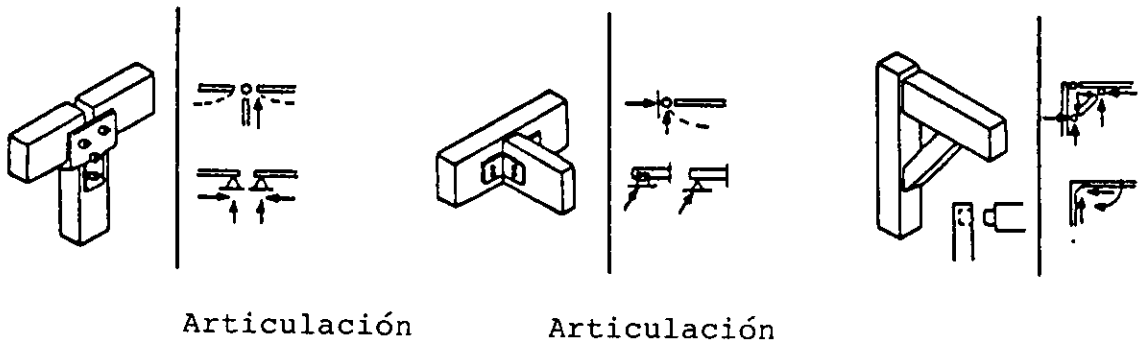
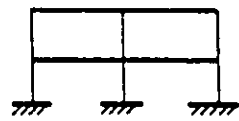
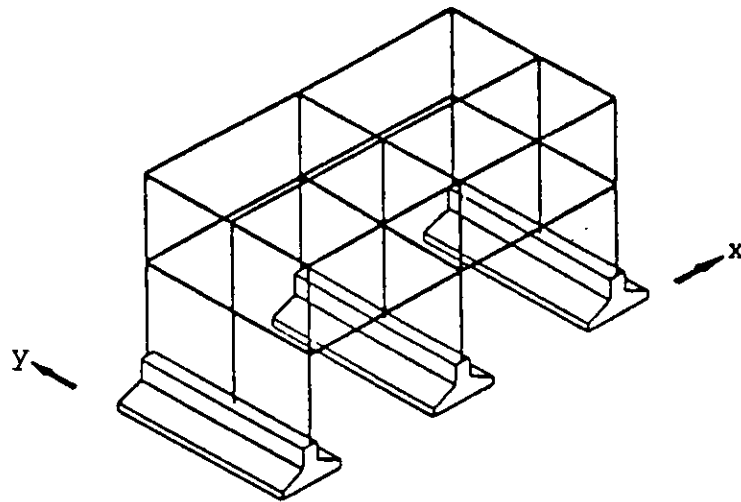
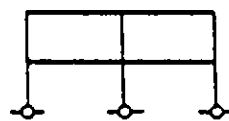


Figura II.7 Ejemplos de conexiones viga-columna y viga secundaria-viga principal de madera



Marcos en y



Marcos en x

Figura II.8. – Ejemplo de idealización de apoyos a base de zapatas.

II.III.4 MODELO DE LAS ACCIONES IMPUESTAS.

En este modelo deben establecerse las acciones que afectan la estructura para una condición dada de funcionamiento, se representan por conjuntos de cargas o de deformaciones impuestas.

II.IV ANALISIS ESTRUCTURAL.

En estructuras de madera se siguen los mismos principios para analizar una estructura cuyo material se comporta lineal y elásticamente.

Las fórmulas empleadas en la mecánica de materiales no varían y se describen a continuación.

II.IV.1 TENSION

Los elementos estructurales de madera en tensión se presentan en todo tipo de armaduras, en las que debe garantizarse que las barras a tensión estarán sometidas únicamente a cargas axiales. Otro tipo de elementos a tensión son algunos tipos de contraventeo mediante el empleo de elementos cortos.

El esfuerzo de tensión se puede calcular mediante la siguiente expresión :

$$\sigma_t = \frac{T}{A}$$

σ_t = esfuerzo de tensión.

T = fuerza de tensión normal al área.

A = área de la sección transversal.

II.IV.2 COMPRESION.

Los miembros de madera sometidos a compresión axial también se encuentran en las armaduras, elementos cortos de contraventeo y apoyos provisionales.

El esfuerzo de compresión se puede calcular mediante la siguiente expresión :

$$\sigma_c = \frac{C}{A}$$

σ_c = esfuerzo de compresión.

C = fuerza de compresión normal al área.

A = área de la sección transversal.

II.IV.3 CORTANTE

Para calcular los esfuerzos cortantes en elementos estructurales de madera también se supone un comportamiento elástico y lineal.

En el análisis de vigas sólidas, sin rajaduras en los extremos, se usa la conocida fórmula:

$$v = \frac{VQ}{Ib}$$

v = esfuerzo cortante a un nivel dado en la sección transversal, a una distancia "y" del eje neutro.

V = fuerza cortante en la sección transversal.

Q = primer momento de área o momento estático del área por encima del nivel dado, con respecto al eje neutro.

I = momento de inercia de la sección con respecto al eje neutro.

b = ancho de la sección al nivel dado.

II.IV.4 FLEXION.

La acción de las cargas perpendiculares al eje longitudinal de una viga, producen un par de fuerzas, que se distribuyen como un volúmen de esfuerzos de tensión y un volúmen de esfuerzos de compresión, que actúan en las fibras de una misma sección transversal.

El modelo de comportamiento de una viga de madera en flexión supone que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de ésta; es decir existe una distribución lineal de deformaciones unitarias a través del peralte de la viga. En términos generales puede partirse del supuesto de que esta hipótesis es válida cuando se cumple la siguiente relación:

$$\text{Claro} / \text{Peralte} > 16$$

Los esfuerzos por flexión (tanto de tensión como de compresión) pueden calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_f = \frac{M}{S} = \frac{My}{I}$$

σ_f = esfuerzo normal a la sección transversal.

M = momento flexionante.

S = módulo de sección = I / y

I = inercia de la sección transversal.

y = distancia del eje neutro a la fibra más alejada de la sección transversal.

Esta fórmula solo es válida para esfuerzos en flexión axial.

Para el caso de elementos bajo flexión biaxial, como son los sistemas de techo con pendiente, las cargas actuantes se dividen en dos componentes y cada una produce flexión en planos distintos. (Figura II.9).

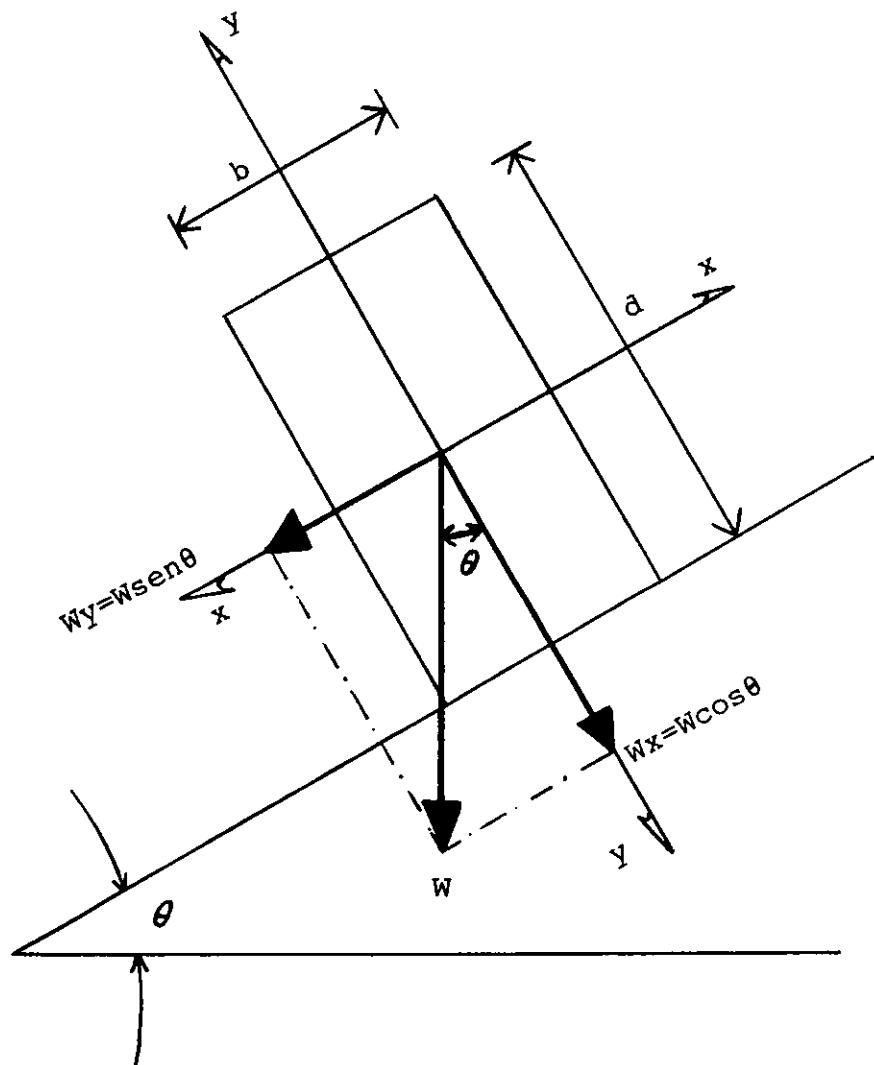


FIGURA II.9 FLEXION BIAxIAL

Para este caso los esfuerzos se calcularán.

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y}$$

M_x = Momento flexionante con respecto al eje x.

M_y = Momento flexionante con respecto al eje y.

S_x = Módulo de sección con respecto al eje x.

S_y = Módulo de sección con respecto al eje y.

II.IV.5 FLEXOCOMPRESION

Los miembros de madera sometidos a flexocompresión son muy frecuentes : columnas con cargas excéntricas o expuestas a cargas transversales, algunos miembros de armaduras que además de soportar una fuerza axial de compresión están sujetos a alguna carga transversal o al efecto de alguna excentricidad debida a los detalles de conexión. Su comportamiento se puede ilustrar por medio de diagramas de interacción como el representado con la curva (a) de la Figura II.10, basado en ensayos efectuados sobre modelos de columnas de madera. La curva del diagrama, que indica el comportamiento inelástico de la madera, es semejante a la de los diagramas de interacción para columnas de concreto reforzado; sin embargo, dado que el comportamiento inelástico de la madera es relativamente poco significativo, la interacción puede representarse por la recta (b) que une a $P/P_o=1$ con $M/M_o=1$ donde P_o es la capacidad para resistir carga axial, M_o es la capacidad para resistir momento y P y M son las acciones aplicadas a la columna. Esto equivale a suponer un comportamiento idealmente elástico, la ecuación de la recta es :

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M}{M_o} = 1$$

Analogamente en términos de los esfuerzos producidos por las acciones y los esfuerzos permisibles. La condición que deben cumplir los esfuerzos en una columna corta sometida a flexocompresión quedaría expresada por :

$$\frac{f_c}{f_{cp}} + \frac{f_b}{f_{bp}} \leq 1$$

Donde f_c y f_b son los esfuerzos producidos por la carga axial de compresión y el momento respectivamente y f_{cp} y f_{bp} son los esfuerzos permisibles correspondientes. Esta expresión no considera el efecto de esbeltez (que se verá en capítulos siguientes); sin embargo es útil para cálculos preliminares.

Las fórmulas que se han descrito están basadas en la mecánica de materiales, y a partir de ellas se establecen fórmulas para diseño que se analizarán posteriormente.

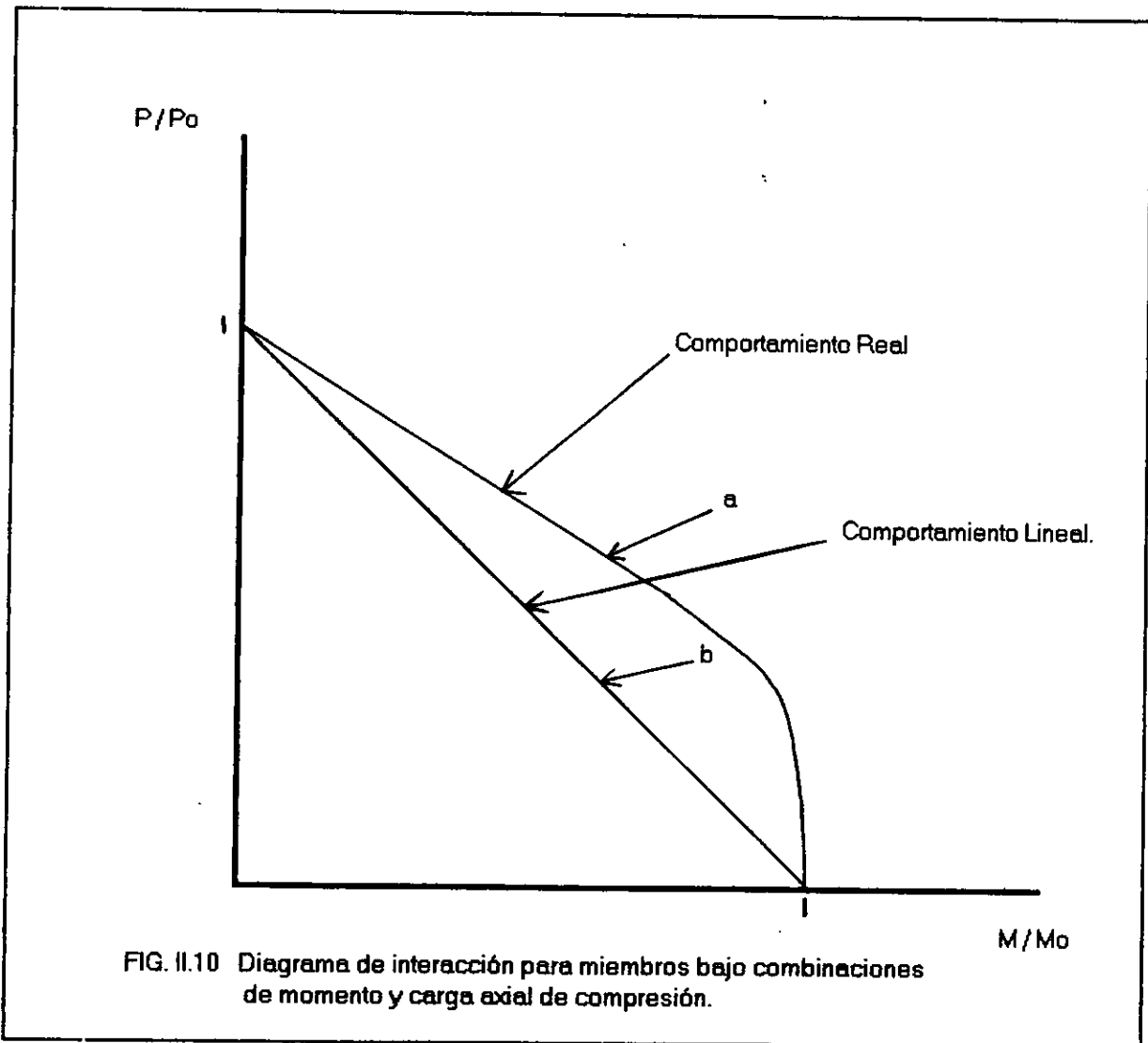


FIG. II.10 Diagrama de interacción para miembros bajo combinaciones de momento y carga axial de compresión.

C A P I T U L O I I I . - R E G L A M E N T O S D E C O N S T R U C C I O N .

III.I .- OBJETIVOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

En términos generales puede considerarse como estructura todo aquello que impide que una construcción u obra se derrumbe o falle.

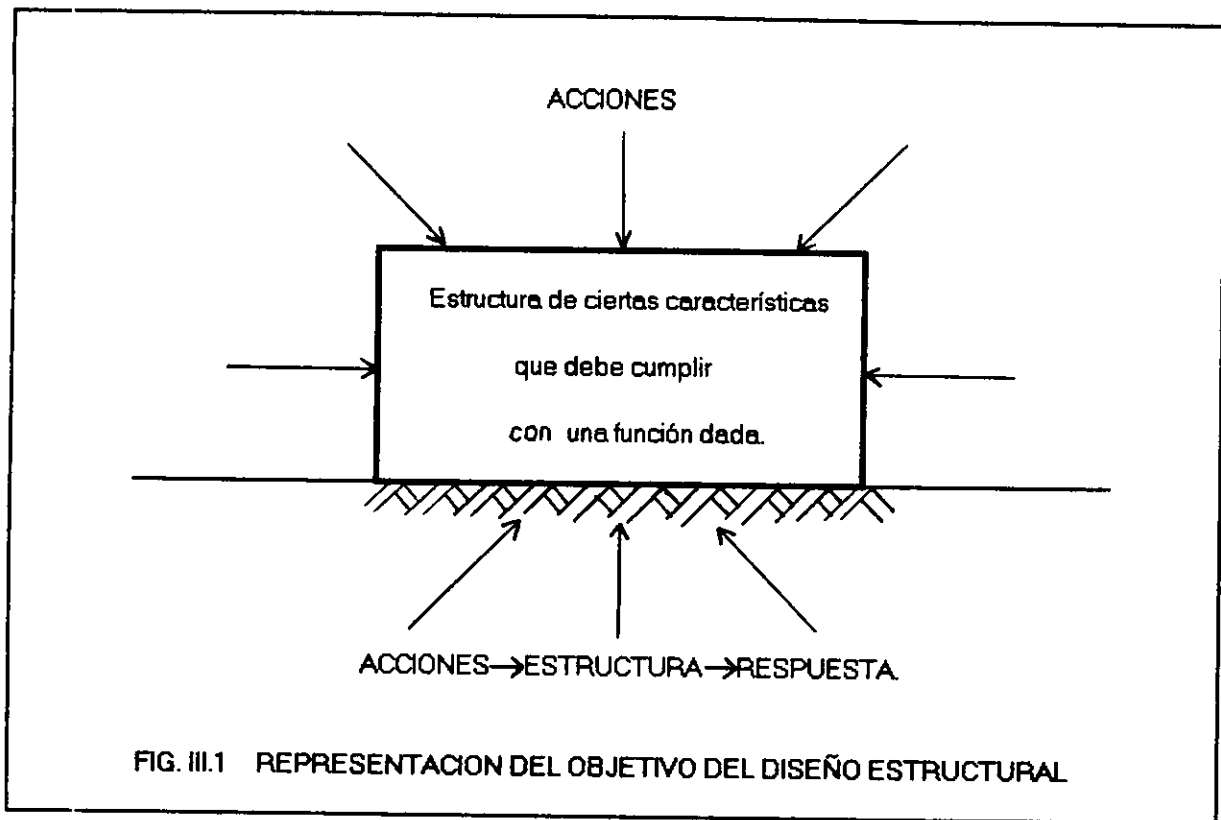
La estructura es en sí misma un sistema, es decir un conjunto de componentes o partes que se combinan para poder cumplir una función determinada. La función puede ser tan diversa como : salvar un claro, cubrir una superficie, soportar una carga, contener un empuje, etc.

La estructura debe cumplir la función a la que esta destinada con un grado de seguridad razonable, de tal manera que en las condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado, es decir que no se deforme excesivamente, que no vibre demasiado, que no se agriete etc. También deben tenerse en cuenta otros requisitos, como mantener el costo dentro de límites económicos, asegurar que la estructura sea realizable de acuerdo con los recursos disponibles, y satisfacer determinadas exigencias estéticas.

Según la función a que este destinada una estructura, estará sujeta a una serie de acciones (fuerzas y cargas), que debe ser capaz de soportar.

La finalidad del diseño estructural es proyectar estructuras que tengan un comportamiento adecuado bajo las acciones a las que pueden estar expuestas. Esto implica un conocimiento de la relación que existe entre las acciones que obran sobre la estructura, las características geométricas de ésta y las propiedades de los materiales de que esta construida. También es necesario conocer las respuestas de la estructura ante tales acciones, es decir es importante evaluar su comportamiento.

La Figura III.1 muestra un esquema general del objetivo del diseño estructural.



III.II REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION MEDIANTE ESTADOS LIMITE.

El problema del diseño estructural puede resolverse siguiendo diversos caminos. Un método o enfoque de diseño que se utiliza para diversos materiales por muchos reglamentos internacionales actuales, (tales como las recomendaciones del Comité Europeo de Concreto y la Federación Internacional del Presfuerzo, las normas soviéticas, las canadienses, las inglesas y el actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal), es el denominado de estados límite.

El enfoque de estados límite es en sí mismo un formato en el que se consideran todos los aspectos de diseño en forma ordenada y racional, permitiendo la incorporación de criterios probabilísticos en forma sencilla.

El enfoque de estados límite trata de lograr que las relaciones acción - respuesta de una estructura, estén dentro de límites aceptables, es decir la estructura deja de ser útil cuando alcanza un estado, llamado estado límite, a partir de este momento deja de realizar la función para la cual fué diseñada.

Existen dos tipos de estado límite :

- a.-) Los estados límite de servicio .- son los estados correspondientes a las condiciones normales de servicio. Para este tipo de estado la estructura deja de ser útil cuando se presenta : la deflexión, el agrietamiento y la vibración.
- b.-) Los estados últimos o de resistencia .- son los estados correspondientes a la resistencia última o capacidad de carga. Para este tipo de estado, la estructura deja de ser útil cuando se presenta : la falla por rotura de secciones críticas, la inestabilidad, el volteo y la fatiga.

El diseño por estados límite busca mantener la probabilidad de alcanzar dichos estados dentro de un margen razonable.

Una de las ventajas más importantes de los formatos de estados límite es la sencillez con que se prestan a la incorporación de los resultados de las investigaciones sobre cargas, materiales y comportamiento de elementos estructurales. Además ponen de relieve aspectos del diseño estructural relacionados con la seguridad, teniendo en cuenta la naturaleza aleatoria de las cargas y de las resistencias.

III.II.1 METODO DE ESFUERZOS PERMISIBLES

Como se ha mencionado, el objetivo fundamental del diseño estructural es garantizar una seguridad adecuada de la estructura. Existen dos métodos para lograrlo : el Método de Esfuerzos Permisibles o de esfuerzos de trabajo y el Método Plástico o de Resistencia Última.

Método de Esfuerzos Permisibles.

En este método las acciones internas (cargas axiales, fuerzas cortantes, momentos) inducidos en los distintos elementos estructurales por las acciones de servicio o trabajo que actúan sobre éstos se calculan por medio de un análisis elástico. Después se determinan los esfuerzos producidos en las distintas secciones por las acciones internas, por métodos también basados en hipótesis elásticas. Los esfuerzos así calculados deben mantenerse por debajo de ciertos esfuerzos permisibles que se consideran aceptables. Es razonable utilizar este método en estructuras de materiales con un comportamiento esencialmente elástico. Pero para las estructuras con materiales de naturaleza inelástica, como el concreto reforzado, el método tiene limitaciones obvias.

Este método, no obstante, tiene algunos inconvenientes como es el no poder diseñar con un criterio uniforme de seguridad debido a que el mantener determinada relación entre los esfuerzos de rotura y permisibles no es garantía de que existe la misma relación entre las resistencias y las acciones de servicio. A pesar de que los reglamentos de estado límite suelen tender a recomendar métodos de resistencia última (que se describen más adelante), para la madera conservan todavía alguna modalidad del dimensionamiento por esfuerzos permisibles, debido a la naturaleza esencialmente elástica de la madera.

III.II.2 METODO PLASTICO O DE RESISTENCIA ULTIMA.

En este método las acciones internas que las cargas producen en una estructura se determinan también por medio de un análisis elástico. Los elementos de la estructura se dimensionan de tal manera que su resistencia a las diversas acciones internas de trabajo a las que puedan estar sometidas, sea igual a dichas acciones multiplicadas por un factor de carga, de acuerdo con el grado de seguridad deseado o especificado. En su mayoría los reglamentos actuales de concreto reforzado se basan en el método de resistencia última.

III.III REGLAMENTOS INTERNACIONALES.

En la actualidad los reglamentos de construcción para el diseño de estructuras de acero y de concreto reforzado están basados en el enfoque de estados límite y en métodos de resistencia última. Los reglamentos de estructuras de madera tienden a seguir el enfoque de resistencia última, sin embargo los formatos convencionales de esfuerzos permisibles siguen vigentes dado el comportamiento esencialmente elástico de este material.

A continuación se mencionan los principales reglamentos internacionales que fueron adoptando el enfoque de estados límite :

- Reglamento para los países que integraban la desaparecida Unión Soviética .- figura entre los primeros reglamentos en adoptar el enfoque de estados límite.
- El Consejo Internacional de la Construcción (CIB) propuso un reglamento modelo " CIB Structural Design Code ", del Conseil International du Batiment de Rotterdam, en agosto de 1980 mediante estados límite.
- De Canada destaca el " Limits States Design Concepts for Timber Engineering " de la Forest Product Journal.
- El " National Design Specification for Wood Construction ", de la National Forest Products Association, de los Estados Unidos.
- El " Code for Structural Use of Timber ", del Journal of the Institute of Wood Science de Londres.

III.IV REGLAMENTOS MEXICANOS.

En nuestro país la construcción actual en madera ha recibido la influencia principalmente de dos reglamentos :

- a.-) Reglamento de Construcción para el Distrito Federal versión 1966 .- basado en el Método de Esfuerzos Permisibles, la madera era regulada según la Norma DGN C-18-1946
- b.-) Propuesta de Reglamento de Construcciones para la Secretaría de Obras Públicas.- Es muy parecido al reglamento de Construcción para el Distrito Federal versión 1977, basado también en el Método de Esfuerzos Permisibles.

Ambos reglamentos sirvieron de base para la construcción de estructuras de madera, de las que destacaron la construcción de puentes (principalmente ferroviarios), en una época en la que tales obras eran de uso frecuente. También destacan los sistemas de piso y techo mediante vigas de madera en casas y edificios de la época.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal versión 1993, es el documento oficial que actualmente regula todo tipo de obra, abarcando todos los aspectos de la construcción. Para el Diseño Estructural se establecen los requisitos generales de resistencia y comportamiento que toda estructura debe satisfacer independientemente del material de que este construida y se dan recomendaciones sobre las acciones o cargas que deben considerarse en el diseño.

El Reglamento se basa en el Enfoque de Estados Límite.

El enfoque de estados límite consiste en comprobar que para las distintas combinaciones de acciones que especifica el reglamento y ante la aparición de cualquier estado límite que pudiera presentarse, la resistencia de diseño sea igual o mayor que el efecto de las acciones nominales que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicadas por un factor de carga. Es decir debe lograrse que la fuerza interna de diseño sea igual o menor que la resistencia de diseño :

<p>Fuerzas Internas de Diseño</p> <p>Fc { Fuerza Interna debida a acciones nominales }</p>	<p>Resistencia de Diseño.</p> <p>{ Resistencia Nominal. }</p>
---	---

Las fuerzas internas son las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos producidos en los elementos estructurales por las acciones nominales, obtenidos apartir de un análisis elástico.

Las acciones nominales son las cargas diversas que actúan sobre la estructura y que se verán en el siguiente capítulo.

La forma de aplicar los lineamientos generales del diseño estructural para cada material se trata en Normas Tecnicas Complementarias que abarcan el diseño de estructuras de madera, acero, concreto, etc.

III.IV.1 NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS.

III.IV.1.1 NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA ESTRUCTURAS DE MADERA 1977.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal versión 1977, contaba con Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera. Estas Normas eran las únicas que conservaban el Método de Diseño por Esfuerzos Permisibles.

Para dimensionar elementos de madera por medio del Método de Esfuerzos Permisibles (ó Esfuerzos de Trabajo) es necesario establecer valores que garanticen un grado de seguridad adecuado. Los tipos de esfuerzo requeridos son :

- a.-) Compresión paralela a las fibras.- Util en el dimensionamiento de columnas, puntales y miembros de armaduras sometidos a compresión.
- b.-) Compresión perpendicular a las fibras.- Se aplica en la revisión de apoyos de vigas y algunos detalles de conexiones.
- c.-) Tensión paralela a las fibras.- Se emplea para dimensionar las barras de armaduras sometidas a tensión uniaxial.
- d.-) Flexión .- Se requiere en el dimensionamiento de vigas.
- e.-) Cortante paralelo a las fibras.- Dimensionamiento de vigas.

f.-) También se requiere determinar valores del Módulo de Elasticidad ya que éste interviene en cálculos de deflexión, pandeo y estabilidad.

Pueden seguirse diferentes procedimientos para establecer esfuerzos permisibles como por ejemplo el ensaye de probetas ó el análisis estadístico de pesos específicos, sin embargo ambos procedimientos presentan complicaciones poco prácticas.

Por otra parte las NTC-EM-1977 establecían dos grupos de valores de esfuerzos permisibles: uno para madera clasificada según la norma DGN C18-1946 de la Secretaría de Industria y Comercio (norma obsoleta), y otro para madera clasificada por un método visual especificado en las NTC-EM-1977. El método visual no es más que el antecesor de la actual norma de control de calidad descrita en el Capítulo I; cabe mencionar que en su momento las NTC-EM-1977 permitían la utilización de valores superiores de esfuerzos siempre y cuando se demostrara que se cumplía con los requisitos de seguridad.

Como se verá posteriormente los esfuerzos para madera se modificarán según los factores contemplados por las Normas Técnicas.

III.IV.1.2 NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA ESTRUCTURAS DE MADERA 1993.

El actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal versión 1993, cuenta con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera cuyo Método de Diseño es el de Resistencia Última.

Para establecer los diferentes esfuerzos se considerarán las Normas Oficiales Mexicanas descritas en el Capítulo I, y se analizarán más adelante los factores considerados por el Método de Resistencia Última.

CAPITULO IV .- DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA DE PINO.

Como se mencionó anteriormente, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, versión 1993, es el documento oficial que actualmente regula la construcción de todo tipo de obra; por esta razón se consideran como válidas las recomendaciones de acciones y cargas contenidas en éste; y se deberán considerar en el Diseño de Estructuras de Madera. Tales acciones pueden ser de tres tipos :

a) Acciones Permanentes .- Son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo como son : la carga muerta, el empuje estático de tierras y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura y que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

- Cargas Muertas .- Son los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo. Para evaluar las cargas muertas se deben emplear las dimensiones especificadas de los elementos constructivos que se van a utilizar, así como los pesos unitarios de los materiales; para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como es el caso del volteo, flotación, lastre y succión producida por el viento. Para otros casos se emplearán valores máximos probables.

b) Acciones Variables .- Son las acciones que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo, como son : la carga viva, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.

- Cargas Vivas .- Son las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter de permanente.

c) Acciones Accidentales .- Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves, como son : las acciones por sismo , los efectos del viento, (existen Normas Técnicas Complementarias al respecto), de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.

Las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Madera (NTC-EM), son la aplicación de los lineamientos generales del reglamento en el diseño de estructuras de madera.

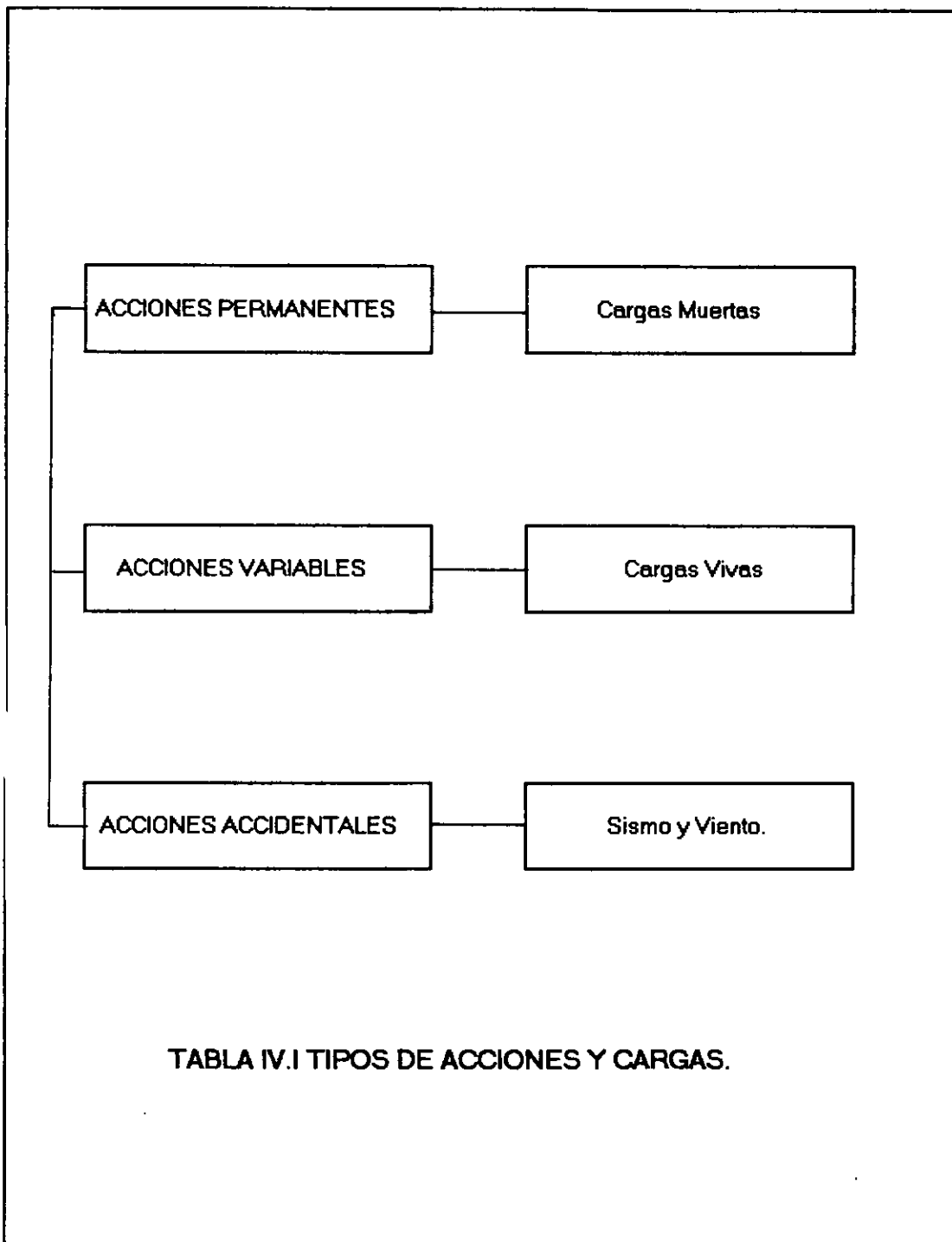
La mayoría de los reglamentos de construcción en la actualidad, consideran para el diseño de estructuras de madera el Método de Resistencia Última, (que es el que se utiliza en las actuales NTC-EM-1993), ya que se tiene un conocimiento más profundo de las propiedades estructurales de la madera.

A continuación se comparan las NTC-EM-1977 (Método de Esfuerzos Permisibles), con las NTC-EM-1993 en lo referente a madera de pino, considerando los valores de esfuerzos máximos que utilizaba cada una de las normas, lo que será de gran utilidad, para evaluar cómo ha influido en el dimensionamiento de elementos estructurales el contar con información más actual y precisa, que con la que se contaba en el pasado.

IV.I CONSIDERACIONES GENERALES.

A partir de este momento se considerará que se están comparando dos métodos de diseño de estructuras de madera maciza de pino :

a) Las NTC-EM-1977 .- Se considerará toda la información con que contaba esta norma en el año de 1977.



b) Las NTC-EM-1993 .- Se considerará la información actual.

De este análisis se podrá descubrir la influencia que un mayor conocimiento de la madera de pino y la aplicación del método de resistencia última, han tenido en el dimensionamiento de elementos estructurales.

Consideraciones Generales según las NTC-EM-1977.

Las Normas Técnicas Complementarias para estructuras de Madera 1977 contemplaban las siguientes consideraciones generales :

- El Diseño Estructural se basa en el Método de Esfuerzos Permisibles en condiciones de servicio.
- Estas normas son aplicables a elementos estructurales de madera maciza de cualquier especie (se considerará únicamente la de pino), siempre que cumpla con :

$$\gamma > 0.35 \quad \gamma = \text{densidad relativa.}$$

- Las normas técnicas clasificaban la madera según la norma oficial C 18-1946 ó mediante un método de clasificación visual, mismos que no se describen ya que son los antecesores de las actuales Normas Oficiales de Control de Calidad (descritas en el Capítulo I). Sin embargo, como se verá más adelante se considerarán los valores de esfuerzos permisibles con que se contaba en 1977, ya que los criterios del Diseño por Esfuerzos Permisibles, consideran valores de esfuerzos muy conservadores (pues no se contaba con conocimientos precisos).

Consideraciones Generales según las NTC-EM-1993.

Las Normas Técnicas Complementarias para estructuras de Madera 1993 contemplan las siguientes consideraciones generales :

- El Diseño Estructural se hará según los criterios de resistencia última.
- Estas normas son aplicables a elementos estructurales de madera maciza aserrada de cualquier especie, siempre que cumpla con :

$$\gamma \geq 0.35 \quad \gamma = \text{densidad relativa.}$$

- Las normas técnicas clasifican la madera en tres tipos : coníferas, latifoliadas y contrachapada o triplay, (se considerará únicamente la madera de pino o coníferas). Se exige que la madera de pino cumpla con la NOM-239-1985 "Calificación y Clasificación Visual para madera de pino en usos estructurales", la cual establece dos clases de madera estructural : A y B. Se recomienda utilizar las dimensiones de elementos de madera que establece la NOM-C224-1983 "Dimensiones de la Madera Aserrada para su uso en la Construcción."

IV.II VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y RIGIDECES.

N. T. C. para Estructuras de Madera 1977

Estas normas consideraban dos tablas de valores de esfuerzos permisibles :

- a) Esfuerzos permisibles para madera clasificada según la Norma DGN C 18-1946, indicados en la Tabla IV.2.1, en la que se considera a la madera en condición verde.
- b) Esfuerzos permisibles para madera clasificada estructuralmente en forma visual (Tabla IV.2.2).

N. T. C. para Estructuras de Madera 1993.

Los valores especificados de resistencias de especies coníferas (pino) que consideran estas normas se indican en la Tabla II.1 (del Capítulo II).

**TABLA IV.2.1 ESFUERZOS PERMISIBLES,
en Kg./cm²; condición verde.**

SOLICITACION	Selecta	Primera	Segunda	Tercera
Flexión y tensión	80	60	30	20
Compresión paralela a la fibra	70	50	25	17
Compresión perpendicular a la fibra	14	14	9	7
Cortante paralelo a la fibra	14	14	7	5
Módulos de Elasticidad				
(x 10 ³) medio	70	70	70	70
(x 10 ³) mínimo	40	40	40	40

**TABLA IV.2.2 ESFUERZOS PERMISIBLES,
en Kg./cm²; condición verde.**

SOLICITACION	V-75	V-65	V-50	V-40
Flexión y tensión	80	70	50	40
Compresión paralela a la fibra	60	50	40	30
Compresión perpendicular a la fibra	12	12	11	11
Cortante paralelo a la fibra	11	9	7	6
Módulos de Elasticidad				
(x 10 ³) medio	70	70	70	70
(x 10 ³) mínimo	40	40	40	40

IV.III FACTORES DE MODIFICACION DE RESISTENCIA

IV.III.1 N. T. C. PARA ESTRUCTURAS DE MADERA 1977.

Se consideraban las siguientes condiciones de servicio.

IV.III.1.1 CONTENIDO DE HUMEDAD.

Para elementos estructurales con CH < 18 %, los esfuerzos permisibles para madera en condición verde podrán incrementarse en los siguientes porcentajes :

Flexión y Tensión	10 %
Compresión Paralela a la fibra.	20 %
Compresión Normal a la fibra.	50 %
Módulo de Elasticidad.	10 %

Si el elemento estructural se instala en condición verde cambiando en servicio a un CH < 18 % ó viceversa, se diseñará basándose en esfuerzos y dimensiones finales de acuerdo con el contenido de humedad que tendrá en servicio y considerando el valor mínimo del módulo de elasticidad en condición verde.

Los elementos con dimensiones transversales mayores de 15 cm x 15 cm se diseñarán usando esfuerzos para la madera en condición verde.

En cuanto al valor del Módulo de Elasticidad que ha de usarse en el diseño (Tablas IV.2.1 y IV.2.2), se presentan las situaciones siguientes :

- a) Si la madera en servicio queda en condición verde, sea que se instale en esta condición o en condición seca, debe usarse el valor mínimo en condición verde.
- b) Si la madera se instala en condición seca y así permanece después, puede usarse el valor mínimo en condición verde incrementado 10 %.
- c) Si la madera se instala en condición verde y, ya en servicio, pierde humedad y pasa a condición seca, debe usarse el valor mínimo del módulo de elasticidad en condición verde. El incremento de 10 % no es aplicable en esta situación porque sus deformaciones son mayores que las que experimentaría si estuviera seca desde su instalación.

En cualquiera de las situaciones anteriores, si se trata de series de elementos resistentes que trabajan en conjunto, espaciados a no más de 60 cms., el valor mínimo en condición verde puede sustituirse por el valor medio en condición verde.

IV.III.1.2 DURACION DE CARGA.

La resistencia de la madera aumenta a medida que disminuye el tiempo en que permanece aplicada la carga. Esta es una propiedad que se ha comprobado experimentalmente y que es común a distintos materiales. Se debe, al menos en parte, a las deformaciones y daños internos que se van generando al paso del tiempo bajo la acción de la carga. En la madera también influyen en forma importante los frecuentes cambios de humedad que suelen ocurrir durante su vida útil, los cuales producen esfuerzos internos adicionales.

En la Tabla IV.3 se muestran los factores de modificación por duración de carga.

No se incrementarán los módulos de elasticidad por esta condición de servicio.

IV.III.1.3 REDISTRIBUCION DE CARGAS EN PISOS Y TECHOS.

Estas Normas Técnicas indicaban que en sistemas constructivos en los cuales el espaciamiento de los elementos que soportan en conjunto las cargas verticales no exceda de 60 cm., se permitirá incrementar en 20 por ciento los esfuerzos permisibles especificados y emplear el valor medio del módulo de elasticidad. Los elementos resistentes a los que se aplica este incremento pueden ser vigas o columnas.

Los sistemas de piso y techo se consideran integrados por vigas y cubierta. Para el diseño de la cubierta no será necesario considerar una carga viva de diseño w_m , superior a la que corresponde a un área tributaria de 25 mts cuadrados.

Para las vigas, el área tributaria, A , por considerarse en la obtención de las cargas vivas nominales unitarias especificadas en el reglamento será :

- a) 10 veces el área tributaria del elemento cuando el valor de "a" sea menor o igual que 0.1
- b) 5 veces el área tributaria del elemento cuando el valor de "a" sea mayor que 0.1 y menor o igual que 1.0
- c) 2 veces el área tributaria del elemento cuando el valor de "a" sea mayor que 1.0

El valor de "a" se determinará como sigue :

$$a = \frac{s^3}{L^3} \times \frac{E_v I_v}{E_c I_c}$$

de donde :

a = relación de la rigidez de las vigas a la de la cubierta.

L = Longitud del claro.

s = separación entre elementos de soporte (centro a centro)

$E_v I_v$ = rigidez de cada unidad de soporte.

E_c = Módulo de elasticidad de la cubierta en sentido normal a la dirección de las vigas.

I_c = Momento de inercia de la cubierta = $\frac{bt^3}{12}$

b = dimensión de la cubierta en la dirección de los elementos de soporte.

t = espesor de la cubierta.

El área tributaria "A" no podrá ser mayor que el área total de la cubierta.

IV.III.1.4 IMPREGNACION POR PRESION Y/O TEMPERATURA.

Los esfuerzos permisibles, en condición verde, quedarán reducidos en un 10 % cuando la madera sea sometida a tratamiento por presión y/o temperatura.

IV.III.1.5 INCREMENTOS PARA UNA DENSIDAD $\gamma > 0.40$

Cuando $\gamma > 0.40$ se pueden incrementar los esfuerzos permisibles y el módulo de elasticidad en los porcentajes siguientes, por cada 0.01 en exceso de 0.40 :

Tipo de Esfuerzo	Incremento en %
Flexión, tensión, compresión paralela a las fibras cortantes.	3.00 %
Compresión perpendicular a las fibras.	6.00 %
Módulo de Elasticidad.	1.50 %

IV.III.2 N. T. C. PARA ESTRUCTURAS DE MADERA 1993.

IV.III.2.1 FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA

La Tabla IV.4 indica los factores de reducción de resistencia para madera maciza de pino. Los factores de reducción de resistencia correspondientes a las uniones en estructuras de madera se tomarán igual a 0.70 en todos los casos.

IV.III.2.2 FACTORES DE MODIFICACION

En los cálculos de resistencia y deformación deben utilizarse los valores modificados de las propiedades mecánicas correspondientes. Estos valores se obtienen multiplicando los valores especificados por los factores de modificación apropiados, que se describen a continuación.

IV.III.2.2.1 FACTOR POR CONTENIDO DE HUMEDAD

Cuando la madera tenga un contenido de humedad (CH) $> 18 + 2\%$ las propiedades mecánicas deberán multiplicarse por un factor de reducción K_h , como se indica en la Tabla IV.5

Puede observarse que las resistencias a la flexión y tensión no son afectadas por el CH, esto se debe a que experimentalmente se ha demostrado que el CH no influye significativamente en el comportamiento de tales resistencias; ocurriendo lo mismo para el Módulo de Elasticidad.

**TABLA IV.3 FACTORES DE MODIFICACION POR DURACION DE CARGA
(NTCM, 1977)**

Carga Muerta	1.00
Carga Muerta más Carga Viva	1.15
Carga Muerta más Carga Viva más Viento ó Sismo	1.50
Carga Muerta más Carga Viva más Impacto	2.00

Debe dimensionarse para la más desfavorable de las combinaciones anteriores que será aquella que conduzca a una escuadría mayor.

**TABLA IV.4 FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA PARA MADERA
MACIZA FR (NTCM, 1993)**

A C C I O N	Madera maciza
Flexión	0.8
Tensión paralela	0.7
Compresión paralela y en el plano de las chapas	0.7
Compresión perpendicular	0.9
Cortante paralelo, a través del grosor y en el plano de las chapas	0.7

TABLA IV.5 FACTORES DE MODIFICACION POR HUMEDAD (1) (Aplicables cuando $CH \geq (18 \pm 2)\%$), Kh (NTCM, 1993)	
CONCEPTO	Kh
Madera maciza de coníferas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Madera maciza de latifoliadas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Módulo de elasticidad	0.80
Madera contrachapada	
Flexión, tensión, compresión paralela y perpendicular a la cara, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.80
Módulos de elasticidad y rigidez	0.85

(1) Kh = 1., si no se indica lo contrario.

ESTA TESTS NO
SALIR DE LA BIBLIOTECA

TABLA IV.6 FACTORES DE MODIFICACION POR DURACION DE CARGA (Aplicables para madera maciza) (1) Kd (NTCM, 1993)	
Condición de Carga	Kd
Carga Continúa	0.90
Carga Normal : Carga Muerta más Carga Viva	1.00
Carga Muerta más Carga Viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5 %)	1.25
Carga Muerta más Carga Viva más Viento ó Sismo, y Carga Muerta más Carga Viva en techos (pendiente $\geq 5\%$)	1.33
Carga Muerta más Carga Viva más Impacto	1.60

(1) No son aplicables a los Módulos de Elasticidad.

IV.III.2.2.2 FACTOR POR DURACION DE CARGA.

La Tabla IV.6 muestra los factores de modificación por duración de carga según las NTC-EM-1993.

IV.III.2.2.3 FACTOR POR COMPARTICION DE CARGA.

En sistemas de piso o techo formados por viguetas o armaduras con espaciamentos pequeños, la cubierta distribuye la carga a varios elementos que la resisten conjuntamente. La probabilidad de que varios miembros adyacentes tengan resistencias bajas es pequeña por lo que parece razonable permitir un incremento en los valores especificados.

Estas Normas indican que para el diseño de cubiertas se considerarán como anchos b , de la sección que soporta las cargas vivas concentradas (que se indican en el Reglamento vigente) los valores de la Tabla IV.7, tanto para el cálculo de resistencia como para el cálculo de deflexión.

El factor de compartición de carga (K_c) tiene un valor de 1.15 para sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 61 cm. centro a centro o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente.

IV.III.2.2.4 FACTOR POR PERALTE

Este factor solo se aplica a secciones con peralte $d \leq 140$ mm.

El factor por peralte se determinó de los resultados de pruebas mecánicas con madera en tamaño estructural. Estos indican que la resistencia mecánica disminuye al aumentar el peralte de las piezas. Este fenómeno se ha intentado explicar por medio de la "Teoría del Eslabón más débil", según la cual, las probabilidades de encontrar defectos en una pieza aumentan con el tamaño de la misma, de la misma forma que en una cadena larga con muchos eslabones es más fácil encontrar eslabones defectuosos que en una cadena más pequeña con menor número de elementos.

TABLA IV.7 ANCHOS b, PARA SOPORTE DE CARGAS CONCENTRADAS EN CUBIERTAS	
Condición	b
Duelas a tope (1)	Ancho de una duela
Duelas machihembradas (2)	2 X ancho de una duela ± 15.0 cm. pero no más de 45.0 cm
Madera contrachapada (3)	61.0 cm
(1) grosor mínimo 19 mm	(2) grosor mínimo 12.7 mm
(3) grosor mínimo 9 mm	

TABLA IV.8 FACTORES DE MODIFICACION POR PERALTE (Aplicables a secciones que tengan un peralte, d, menor o igual a (140 mm), Kp (NTCM, 1993)	
CONCEPTO	Kp
Flexión	1.25
Tensión y compresión paralelas a la fibra	1.15
Módulo de Elasticidad	1.10
Todos los demás casos.	1.00

En la Tabla IV.8 se muestran los valores del Factor de Modificación por Peralte K_p .

IV.III.2.2.5 FACTOR POR CLASIFICACION.

Como se vió en el Capítulo I, la madera maciza de pino que se somete a Normas Oficiales Mexicanas de clasificación más exigentes, tendrá mejores propiedades mecánicas, y por consiguiente mejor comportamiento.

Con objeto de satisfacer las diferentes necesidades de los calculistas y basados en normas oficiales actuales, se consideran tres tipos de reglas : las "especiales" para usos ordinarios, las "industriales" para cubrir requerimientos de material de alta calidad y las "generales" para cubrir el caso de aquellas secciones de las cuales no se dispone de información experimental y por lo tanto son más conservadoras (descripción en el Capítulo I).

La Tabla IV.9 muestra los Factores de Modificación por Clasificación (K_{cl}) según el tipo de regla con que cumple la madera.

IV.III.2.2.6 FACTOR POR CONDICION DE APOYO O COMPARTICION DE CARGA EN CORTANTE .

El Factor por condición de apoyo o compartición de carga en cortante K_v podrá considerarse igual a 2 en los siguientes casos :

- a) En las secciones críticas de apoyos continuos.
- b) En todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de cargas.

Para todos los demás casos $K_v=1$.

IV.III.2.2.7 FACTOR POR RECORTE.

Las características de los recortes modifican la geometría de la sección transversal (principalmente áreas, momento de inercia, y posición del eje neutro), alterando así la resistencia de los elementos estructurales, por lo que debe tenerse cuidado al realizarlos.

TABLA IV.9 FACTORES DE MODIFICACION POR CLASIFICACION PARA MADERA MACIZA DE CONIFERAS (4), Kcl (NTCM, 1993)	
Regla de clasificación (según NOM-C-239-1985	Kcl
I Para valores especificados de resistencia	
Regla general (1)	0.80
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.25
II Para valores de módulo de elasticidad	
Regla general (1)	0.90
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.15
(1) Aplicable a cualquier sección transversal	
(2) Aplicables a secciones transversales particulares: todas las de 38 mm de grosor y las de 87 x 87 mm y 87 x 190 mm cuando se utilicen de canto.	
(3) Aplicable a secciones transversales de 38 mm de grosor cuando se utilicen de canto.	
(4) Usa siempre Kcl=1.0 para maderas latifoliadas	

TABLA IV.10 FACTORES DE MODIFICACION POR TAMAÑO DE LAS SUPERFICIES DE APOYO, Ka (NTCM, 1993)							
Longitud de apoyo o diámetro de rondana (cm)	1.5 ó menor	2.5	4.0	5.0	7.5	10.0	15.0 ó mayor
Ka	1.8	1.4	1.25	1.20	1.15	1.10	1.00
Nota : Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 8 cm del extremo del miembro.							

Recortes en Miembros bajo cargas Transversales.

Es recomendable evitar los recortes en vigas en particular el lado sometido a tensión. Esto es esencial en el caso de vigas aisladas de gran sección cuya falla puede afectar seriamente la seguridad de una estructura. El efecto de las concentraciones de esfuerzos puede reducirse si en lugar de recortes a 90 se hacen recortes de manera que el cambio de sección sea gradual, como se indica en la Figura IV.1

Los recorte en los extremos no afectan la resistencia a flexión significativamente. Sin embargo disminuyen considerablemente la resistencia a cortante.

Las Normas permiten recortes, rebajes o ranuras siempre que su profundidad no exceda de un cuarto del peralte del miembro en los apoyos ni de un sexto del peralte en las porciones alejadas de los apoyos y que queden fuera del tercio medio. La longitud de los recortes alejados de los apoyos se limita a un tercio del peralte. (Ver Figura IV.2)

El factor de recorte K_r , se calcula con las siguientes ecuaciones:

- a) Recorte en el apoyo en la cara de tensión.

$$K_r = \left(1 - \frac{dr}{d} \right)^2$$

- b) Recorte en el apoyo en la cara de compresión y $er \geq d$.

$$K_r = 1 - \frac{dr}{d}$$

- c) Recorte en el apoyo en la cara de compresión cuando $er < d$.

$$K_r = 1 - \frac{dr * er}{d (d - dr)}$$

donde :

d = peralte de la sección (cm.)

dr = profundidad del recorte.

er = longitud de recorte medido paralelamente a la viga desde el paño interior del apoyo más cercano hasta el extremo más alejado del recorte.

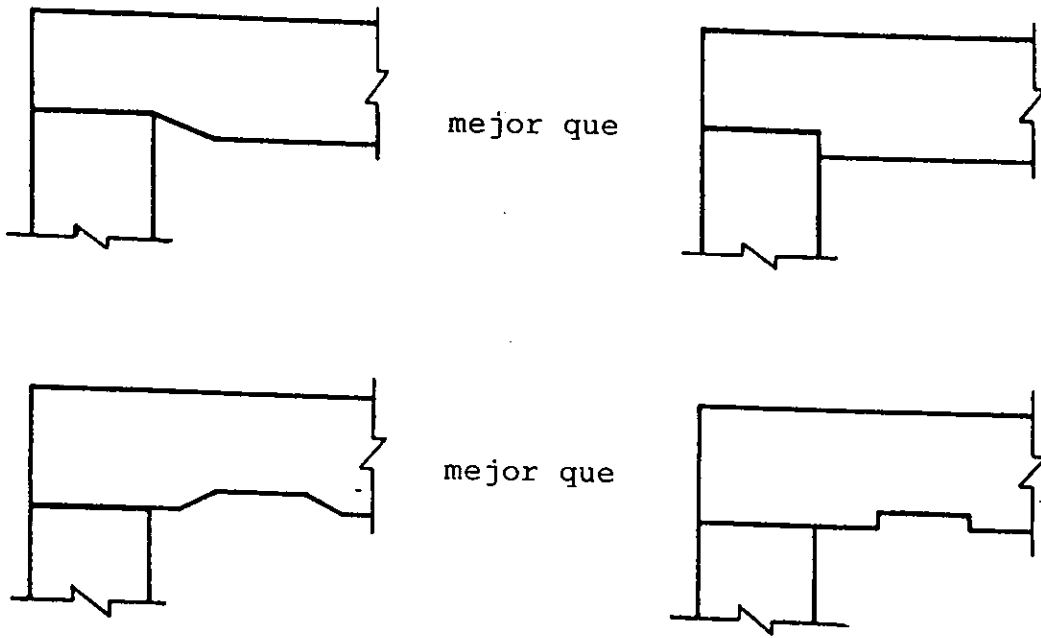


Figura IV.1 FORMAS PREFERIBLES DE HACER RECORTES.

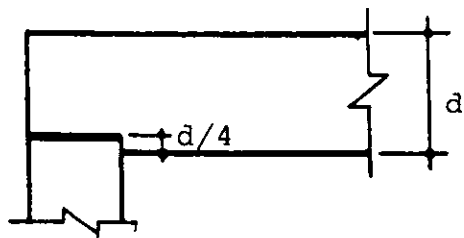
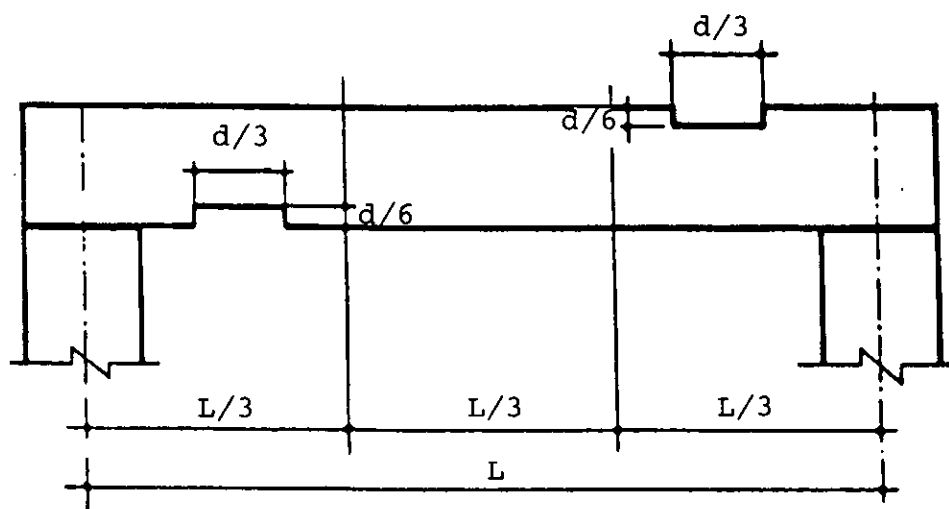


Figura IV.2 RECORTES ADMISIBLES.

Recortes en Miembros bajo cargas de cortante

Cuando el peralte de una viga se reduce mediante un recorte en el apoyo, la resistencia a cortante disminuye respecto a la calculada con base en la sección neta, debido a los efectos de las concentraciones de esfuerzos. Las fórmulas para determinar el factor de recorte (K_r) fueron deducidas para recortes en ángulo recto. Son conservadoras si el recorte se hace de manera que el cambio de peralte sea gradual. En vigas con recortes, dadas las incertidumbres en los efectos de las concentraciones de esfuerzos que éstos producen, es recomendable tomar siempre como valor crítico de la fuerza cortante el correspondiente al centro del apoyo en lugar del existente en la sección crítica, (la sección crítica para cortante de vigas es considerada en estas normas como la sección que esta ubicada a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga).

La Figura IV.3 muestra la Notación para la revisión por Cortante en vigas con recortes y la sección donde conviene considerar el cortante crítico.

IV.III.2.2.8 FACTOR DE TAMAÑO DE LA SUPERFICIE DE APOYO.

Cuando la longitud de una superficie de apoyo o el diámetro de una rondana sea menor que 15 cm. y ninguna porción de dicha superficie se encuentre a menos de 8 cm. del extremo del miembro, la resistencia al aplastamiento podrá modificarse con el factor K_a de la Tabla IV.10. El incremento permitido en esta tabla se justifica porque debido al aplastamiento de las fibras inmediatas a la zona afectada, aumenta el área sobre la cual se distribuye la carga. La Figura IV.4 muestra las situaciones en que es aplicable el coeficiente de modificación K_a .

Sección donde se considera la fuerza cortante crítica.

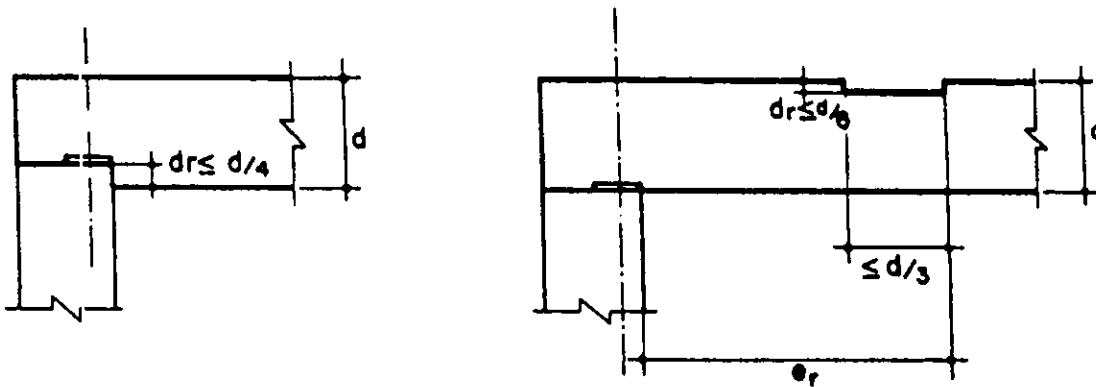


Fig. IV.3 NOTACION PARA REVISIÓN DE CORTANTE EN VIGAS CON RECORTES

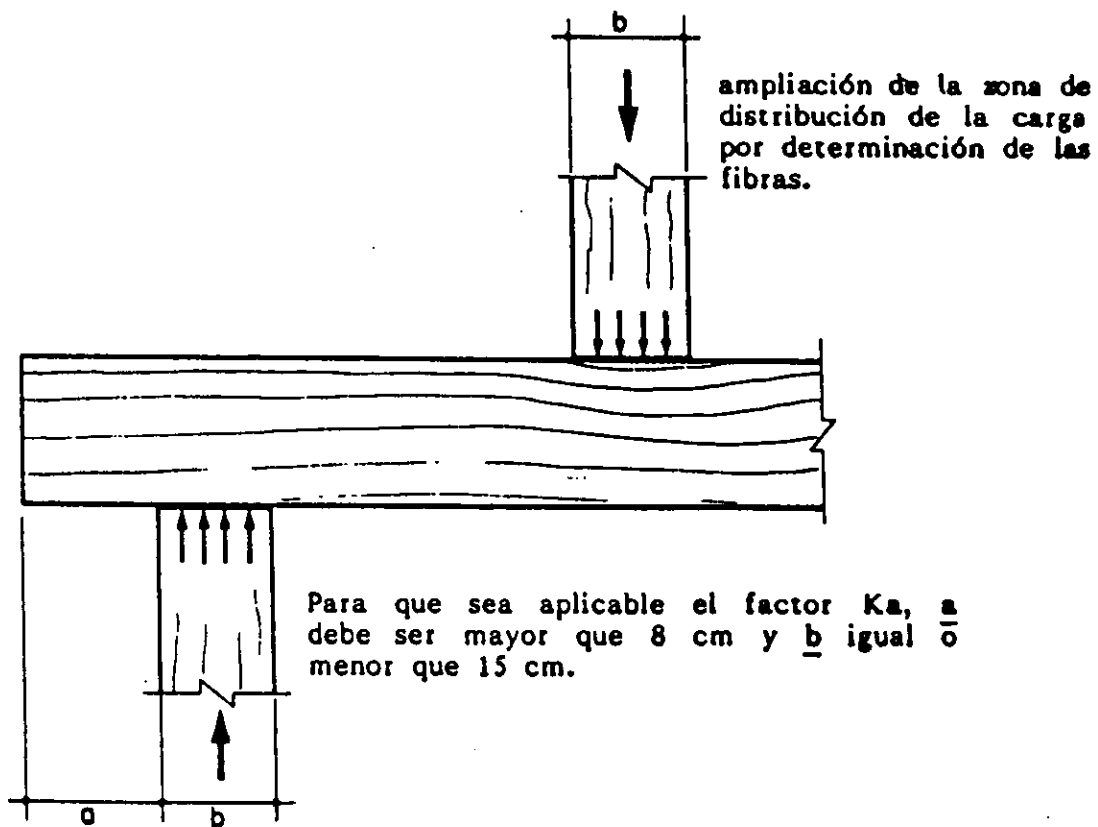


Fig. IV.4 SITUACIONES EN QUE ES APLICABLE EL COEFICIENTE DE MODIFICACION, K_a

IV.IV DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

IV.IV.1 N. T. C. PARA ESTRUCTURAS DE MADERA 1977.

IV.IV.1.1 MIEMBROS EN TENSION.

La fuerza de tensión que puede soportar un miembro de madera se calcula por medio de la expresión :

$$T = A_n * f_{tp}$$

donde :

T = fuerza de tensión

A_n = Area neta.

f_{tp} = Esfuerzo permisible en tensión.

Estas normas consideran en el diseño de elementos estructurales, elementos de madera prismáticos de sección transversal cuadrada o rectangular.

IV.IV.1.2 MIEMBROS EN FLEXOCOMPRESION PARALELA A LAS FIBRAS.

Se revisará que en la sección crítica de una pieza maciza se cumpla :

$$\frac{\frac{P}{A_n}}{f_{cd}} + \frac{\frac{M}{S} + \frac{P}{A_n} * \frac{6e\beta}{de}}{f_{bd} * C_f} \leq 1$$

donde :

$$f_{cd} = \frac{0.30 * E}{(KL/b)^2} \leq f_{cp}$$

KL/b = relación máxima de esbeltez.

$\beta=1$ cuando $KL/b \leq \sqrt{0.30 * E / f_{cp}}$ Cuando el miembro es corto.

$\beta=1.25$ cuando $KL/b > \sqrt{0.30 * E / f_{cp}}$ Cuando el miembro es esbelto.

K = valor que depende de las condiciones de apoyo en los extremos del elemento. (Tabla IV.11).

e = excentricidad de la carga P ; e mín. = 0.10 (b ó d)

d = dimensión de la sección transversal en dirección de la excentricidad e .

$$C_f = 0.81 \frac{d^2 + 922}{d^2 + 568}; \quad d \text{ en cm., } C_f=1 \text{ para } d \leq 30 \text{ cm.}$$

$$f_{bd} = f_{bp}, \text{ cuando } C_s \leq 10; \quad C_s = 1.4 \sqrt{\frac{d * L}{b^2}}$$

$$f_{bd} = f_{bp} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4 \right], \text{ cuando } 10 < C_s \leq C_k; \quad C_k = \sqrt{\frac{3}{5} * \frac{E}{f_{bp}}}$$

$$f_{bd} = \frac{0.40 * E}{C_s^2}, \text{ cuando } C_k < C_s \leq 50$$

En la fórmula de C_s , L es la longitud entre soportes que evitan el pandeo lateral.

Las piezas macizas sujetas solo a flexión o a compresión, se diseñarán de acuerdo con la fórmula general anterior, considerando los términos que corresponden en cada caso.

TABLA IV.11 VALORES DE K (NTCM 1977)

Condiciones de apoyo en los extremos del elemento	K
Los dos fijos, sin desplazamiento lateral	0.65
Uno fijo y un articulado, sin desplazamiento lateral	0.80
Los dos fijos, con desplazamiento lateral	1.20
Los dos articulados, sin desplazamiento lateral	1.00
Uno fijo y otro libre	2.00

IV.IV.1.3 MIEMBROS BAJO FLEXOTENSION PARALELA A LAS FIBRAS.

Se debe revisar que en la sección crítica de un elemento macizo, cumpla con las siguientes dos expresiones:

$$\frac{\frac{T}{A_n}}{f_{tp}} + \frac{\frac{M}{S}}{f_{bp} * C_f} \leq 1$$

y con

$$\frac{\frac{M}{S}}{f_{bd} * C_f} - \frac{\frac{T}{A_n}}{f_{tp}} \leq 1$$

IV.IV.1.4 MIEMBROS BAJO CORTANTE PARALELO A LAS FIBRAS.

Se debe revisar que en la sección a un peralte del apoyo, el elemento estructural bajo flexión cumpla con:

$$\frac{3}{2} * \frac{V}{A} \leq V_p$$

Si los elementos a flexión que tienen rebajes en su parte inferior y en contacto con el apoyo, el esfuerzo cortante horizontal determinado de la siguiente manera, no deberá ser mayor que el esfuerzo cortante permisible.

$$\frac{3v}{2bd_1} * \frac{d}{d_1} \leq V_p$$

d_1 = Peralte rebajado.

IV.IV.1.5 MIEMBROS EN COMPRESION PERPENDICULAR A LAS FIBRAS.

Cuando la madera este sometida a este tipo de esfuerzo, se ha de revisar que el esfuerzo actuante no sobrepase el esfuerzo permisible de la madera.

En caso de que se empleen apoyos de menos de 15 cm. de largo localizados a más de 8 cm. del extremo del elemento, se permite incrementar el esfuerzo permisible de acuerdo con la Tabla IV.12.

IV.IV.1.6 MIEMBROS BAJO COMPRESION EN DIRECCION INCLINADA CON RESPECTO A LAS FIBRAS.

El esfuerzo permisible en compresión a un ángulo θ con la dirección de las fibras, está dado por:

$$f_{\theta p} = \frac{f_{cp}}{1 + \left(\frac{f_{cp}}{f_{np}} - 1 \right) * \text{sen}^2 \theta}$$

IV.IV.1.7 DEFLEXIONES.

La obtención de la flecha se hace empleando las fórmulas usuales de resistencia de materiales.

Estas normas indicaban que los límites para las flechas verticales que indicaba el Reglamento de Construcciones en 1977, no se aplicaban a claros pequeños como los que suelen tener las cubiertas en pisos o techos de madera. La flecha admisible sería excesiva. Para estos casos se recomendaba tomar la deflexión máxima como :

$$\text{max.} = 0.004 * L$$

Si la deformación puede afectar a los elementos no estructurales que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables puede considerarse tres milésimas del claro. Estos valores son aplicables a claros hasta de 3.50 mts.

Para tomar en cuenta las deformaciones diferidas se sugiere incrementar en 50 % la flecha calculada debida a cargas permanentes.

Para claros mayores a 3.5 mts. la deflexión máxima será :

$$\text{max.} = 0.5 \text{ cm.} + \frac{L}{240}$$

IV.IV.2 N. T. C. PARA ESTRUCTURAS DE MADERA 1993.

IV.IV.2.1 MIEMBROS EN TENSION.

La resistencia de diseño, TR, de miembros sujetos a tensión paralela a la fibra se obtiene mediante la expresión :

$$TR = FR \times ftu \times An$$

donde :

FR = Factor de reducción de resistencia = 0.7 (Tabla IV.4).

ftu = f'tu * Kh * Kd * Kc * Kp * Kcl

An = Area neta.

El área neta se define como la que resulta de deducir de la sección bruta el área proyectada del material eliminado para taladros o para otros fines. En miembros con taladros en tres bolillo para pernos o pijas se considerará en la sección crítica analizando los taladros adyacentes cuya separación sea, igual o menor que ocho diámetros. (Figura IV.5)

Longitud de Apoyo (cms.)	Porcentaje de Incremento
1.50	75.00
2.50	38.00
4.00	25.00
5.00	19.00
8.00	13.00
10.00	10.00
15.00	0.00

Tabla IV.12 .- Incrementos para es fuerzas permisibles para apoyos de menos de 15 cm. de largo.

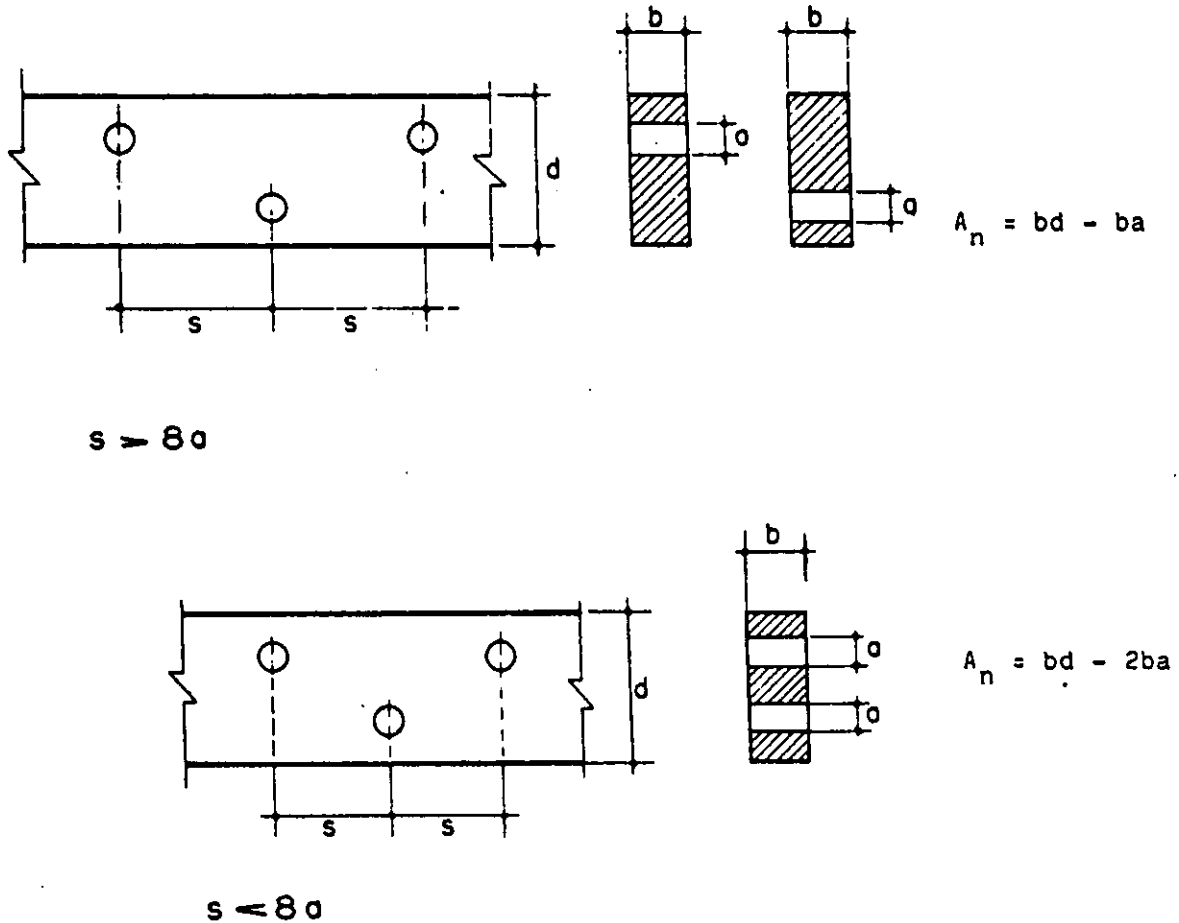


Fig. IV.5 SECCION NETA

- Kh .- Factor por contenido de humedad. (Tabla IV.5).
- Kd .- Factor por duración de carga. (Tabla IV.6).
- Kc .- Factor por compartición de carga igual a 1.15, aplicable en sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 61 cm. centro a centro, o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente.
- Kp .- Factor por peralte (Tabla IV.8).
- Kcl .- Factor por clasificación (madera maciza de coníferas únicamente) (Tabla IV.9).
- Kv .- Factor por condición de apoyo o compartición de carga por cortante.
- Kr .- Factor por recorte.
- Ka .- Factor por tamaño de la superficie de apoyo (Tabla IV.10)

IV.IV.2.2 MIEMBROS BAJO CARGAS TRANSVERSALES.

En el caso de miembros bajo cargas transversales deben considerarse el claro de cálculo :

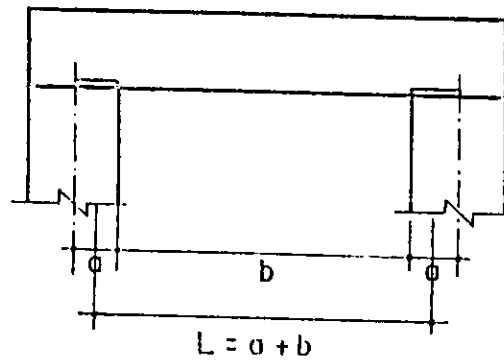
Para vigas simplemente apoyadas el claro de cálculo se debe tomar como la distancia entre los paños de los apoyos más la mitad de la longitud requerida en cada apoyo para que no se exceda la resistencia al aplastamiento (ésta se describe más adelante). En vigas continuas, el claro de cálculo se medirá desde los centros de los apoyos continuos. (Figura IV.6)

IV.IV.2.2.1 RESISTENCIA A FLEXION.

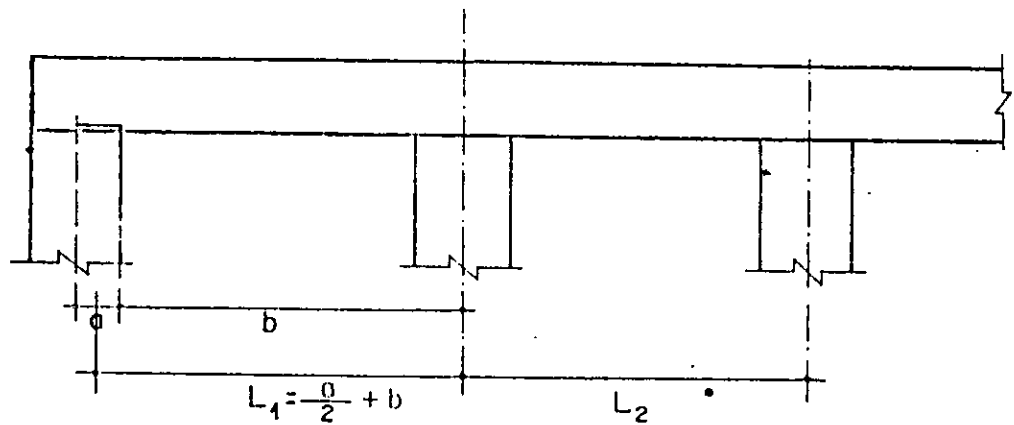
Los miembros bajo cargas transversales trabajan a flexión, y para estimar esta resistencia se utiliza la fórmula :

$$MR = FR * f_{fu} * S * \phi$$

Viga simplemente apoyada



Viga continua



a = longitud requerida para que no se exceda la resistencia al aplastamiento

Fig IV.6 CLARO DE CALCULO

FR = Factor de reducción de resistencia = 0.8 (Tabla IV.4).

ϕ = Factor de estabilidad lateral.

$f_{fu} = f'_{fu} * K_h * K_d * K_c * K_p * K_l$

S = Módulo de sección.

Estabilidad Lateral.

La estabilidad lateral de miembros bajo cargas transversales debe ser revisada, haciendo uso correcto del factor de estabilidad lateral, que abarca los siguientes requisitos.

Para vigas sin soportes laterales en sus apoyos que impidan la traslación y la rotación de sus extremos, puede considerarse $\phi = 1$ siempre y cuando la relación entre el peralte y el grosor de la viga no excede de 1. Cuando esta relación es mayor que 1 se debe proporcionar soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y rotación de los extremos de la viga; el valor de ϕ se determinará según el Cálculo del factor de estabilidad lateral ϕ , excepto en los casos en que se cumplan las condiciones dadas en la Tabla IV.13 cuando puede tomarse $\phi = 1$. Las siguientes reglas son aplicables tanto a miembros sujetos a flexión simple como a flexocompresión.

Cálculo del factor de estabilidad lateral ϕ .

Longitud sin soporte lateral.

Cuando no existan soportes laterales intermedios, la longitud sin soportes laterales L_u , se tomará como la distancia entre apoyos, en voladizos se tomará como su longitud.

Cuando existan viguetas perpendiculares a la viga, conectadas a ésta de manera que impidan el desplazamiento lateral de la cara de compresión, L_u , se tomará como el espaciamiento máximo entre viguetas.

Cuando la cara de compresión de la viga este soportada en toda su longitud, de manera que los desplazamientos laterales queden impedidos, L_u , podrá tomarse igual a cero. Para poder considerar que la cubierta proporciona suficiente restricción lateral, deberá estar firmemente unida a la viga y a los miembros periféricos de manera que se forme un diafragma rígido.

TABLA IV.13 RELACIONES d/b MAXIMAS ADMISIBLES PARA LAS CUALES PUEDE TOMARSE $\phi = 1$

(En todos los casos deberá existir soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de la viga)

CONDICION DE SOPORTE LATERAL.	Relación Máxima d/b
a) Cuando no existan soportes laterales intermedios.	4.0
b) Cuando el miembro se mantenga soportado lateralmente por la presencia de viguetas ó tirantes.	5.0
c) Cuando la cara de compresión del miembro se mantenga soportada lateralmente por medio de una cubierta de madera contrachapada o duela, o por medio de viguetas con espaciamentos ≤ 61 cms.	6.5
d) Cuando se cumplan las condiciones de c) y además exista bloqueo o arriostamiento lateral a distancias no superiores a $8d$	7.5
e) Cuando tanto la cara de compresión como la de tensión se mantengan eficazmente soportadas lateralmente.	9.0

Factor de Esbeltez.

El factor de esbeltez, C_s , se calcula :

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u * d}{b^2}}$$

Una vez calculadas L_u y C_s , es posible calcular el factor de estabilidad lateral de acuerdo a los siguientes casos :

a) Si $C_s \leq 6$, $\phi = 1$.

b) Si $6 < C_s \leq C_k$, ϕ se calcula como sigue:

$$\phi = 1 - 0.3 \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4$$

donde:

$$C_k = \sqrt{\frac{E_{0.05}}{f_{fu}}}$$

c) Si $C_s > C_k$, ϕ se calcula:

$$\phi = 0.7 * \left(\frac{C_k}{C_s} \right)^2$$

No deben admitirse vigas cuyo factor de esbeltez C_s sea superior a 30.

IV.IV.2.2.2 RESISTENCIA A CORTANTE.

La sección crítica para cortante de vigas se tomará a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga, y la resistencia a cortante de diseño, V_R , en las secciones críticas de vigas se obtiene con la fórmula :

$$VR = \frac{FR * fvu * b * d}{1.5}$$

FR = Factor de reducción de resistencia = 0.7 (Tabla IV.4).

$fvu = f'vu * Kh * Kd * Kc * Kr * Kv$

IV.IV.2.3 MIEMBROS BAJO MOMENTO Y CARGA AXIAL DE COMPRESION.

Toda columna debe dimensionarse como miembro sujeto a flexocompresión, independientemente de que el análisis no haya indicado la presencia de momento.

IV.IV.2.3.1 RESISTENCIA A CARGA AXIAL.

La resistencia a compresión de diseño PR, que se utilizará en las fórmulas de interacciones (tanto para interacción para flexión uniaxial y momento biaxial y tensión), se obtiene por medio de la expresión:

$$PR = FR * fcu * A$$

FR = Factor de reducción de resistencia = 0.7 (Tabla IV.4).

$fcu = f'cu * Kh * Kd * Kc * Kp * Kcl$

A = Area de la sección.

IV.IV.2.3.2 EFFECTOS DE ESBELTEZ.

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta a través de la amplificación de momentos (que se describe más adelante).

Longitud sin soporte lateral.

La longitud sin soporte lateral, L_u , de miembros bajo compresión se debe tomar como la distancia centro a centro entre soportes laterales capaces de proporcionar una fuerza de restricción lateral por lo menos igual al 4 % de la carga axial sobre el miembro. Esta fuerza también debe ser suficiente para resistir los efectos de los momentos en los extremos y las cargas laterales que pudieran existir.

Los miembros en compresión se dimensionan considerando una longitud efectiva $L_e = K L_u$. Si los miembros están arriostrados contra desplazamientos laterales $K = 1$, salvo que se justifique un valor menor. Si los miembros no tienen arriostramiento contra desplazamientos laterales, se determinará por medio de un análisis. Tabla IV.14

A continuación se muestran las limitaciones entre arriostramiento y esbeltez:

- a) Para miembros no arriostrados, los efectos de esbeltez se pueden despreciar si:

$$k * L_u / r \leq 40$$

siendo r el radio de giro mínimo de la sección.

- b) Para miembros arriostrados los efectos de esbeltez pueden despreciarse si:

$$k * L_u / r \leq 60 - 20 \frac{M_1}{M_2}$$

M_1, M_2 = Momentos actuantes en los extremos multiplicados por el factor de carga apropiado.

M_1 es el momento menor y se considera negativo cuando M_1 y M_2 producen curvatura doble.

M_2 es el momento mayor y siempre se considera positivo.

TABLA IV.14 VALORES MINIMOS DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA, k , PARA DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A COMPRESIÓN

CONDICION DE RESTRICCION	k	REPRESENTACION ESQUEMATICA
Restricción contra la traslación y la rotación en ambos extremos	0.65	
Restricción contra la traslación en ambos extremos, restricción contra la rotación en un extremo	0.80	
Restricción contra la traslación en ambos extremos, sin restricción contra la rotación en los extremos	1.00	
Restricción contra la traslación y la rotación en un extremo, restricción contra la rotación pero no contra la traslación en el otro extremo	1.25	
Restricción contra la traslación y la rotación en un extremo, restricción parcial contra la rotación pero sin restricción contra la traslación en el otro extremo	1.50	
Restricción contra la traslación pero sin restricción contra la rotación en un extremo, restricción contra la rotación pero sin restricción contra la traslación en el otro extremo	2.00	
Restricción contra la traslación y la rotación en un extremo, sin restricción contra la traslación ni contra la rotación en el otro extremo	> 2.00	

c) No se admiten valores de $K L_u / r$ superiores a 120.

IV.IV.2.3.3 FORMULA DE INTERACCION PARA FLEXION UNIAXIAL.

Todo miembro sujeto a compresión y flexión uniaxial debe satisfacer la siguiente condición.

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_e}{M_R} \leq 1$$

M_e = Momento amplificado que se aplicará para diseño con la carga axial P_u .

P_u = Carga axial última de diseño que actúa sobre el elemento y es igual a la carga de servicio multiplicada por el factor de carga apropiado.

Determinación del momento amplificado.

$M_e = \delta * M_o$, pero no menor que M_1 . (M_1 se describe en la pag.)

M_o = Máximo momento sin amplificar que actúa sobre el miembro a compresión y es igual al momento de servicio multiplicado por el factor de carga apropiado.

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{cr}}$$

P_{cr} = Carga crítica de pandeo.

$$P_{cr} = FR \frac{\pi^2 * E_{0.05} * I}{(k * L_u)^2} * K_d * K_c * K_h$$

FR = Factor de reducción de resistencia = 0.7 (Tabla IV.4).

En miembros restringidos contra el desplazamiento y sin cargas transversales entre apoyos, el valor C_m se calcula:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

Para otros casos $C_m = 1$.

donde : M_1, M_2 = Momentos actuantes en los extremos multiplicados por el factor de carga apropiado.

M_1 es el momento menor y se considera negativo cuando M_1 y M_2 producen curvatura doble.

M_2 es el momento mayor y siempre se considera positivo.

IV.IV.2.3.4 MOMENTOS EN LOS EXTREMOS.

Todos los miembros bajo compresión deben dimensionarse para excentricidades en cada extremo iguales o mayores que :

- a) Las correspondientes al máximo momento asociado a la carga axial.
- b) 0.05 de la dimensión del miembro paralela al plano de flexión considerado. Se supone que esta excentricidad ocasiona flexión uniaxial y curvatura simple únicamente.

IV.IV.2.3.5 MOMENTOS DEBIDOS A ENCORVADURA.

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para una excentricidad:

$$eb = \frac{Lu}{300}$$

Se considera que dicha excentricidad se presenta a la mitad de la distancia entre los soportes laterales. Debe considerarse que los momentos por encorvadura actúan en el mismo plano y en el mismo sentido que los momentos en los extremos.

IV.IV.2.3.6 FORMULA DE INTERACCION PARA FLEXION BIAxIAL.

Cuando un miembro bajo compresión se encuentre sujeto a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento de diseño respecto a cada eje se amplificará multiplicando por γ , calculada de acuerdo con las condiciones de restricción y rigidez a la flexión respecto al eje en cuestión.

Los miembros bajo compresión sujetos a flexión biaxial deben satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{Pu}{PR} + \frac{Mxua}{MxR} + \frac{Myua}{MyR} \leq 1$$

$Mxua$ = Momento amplificado respecto al eje X.

$Myua$ = Momento amplificado respecto al eje Y.

MxR = Resistencia de diseño a momento respecto al eje X.

MyR = Resistencia de diseño a momento respecto al eje Y.

IV.IV.2.4 MIEMBROS SUJETOS A COMBINACIONES DE MOMENTO Y CARGA AXIAL DE TENSION.

IV.IV.2.4.1 MOMENTO UNIAXIAL Y TENSION.

Los miembros sujetos a momento uniaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición.

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_y}{M_R} \leq 1$$

En esta fórmula los numeradores son acciones de diseño y los denominadores son resistencias de diseño.

IV.IV.2.4.2 MOMENTO BIAxIAL Y TENSION.

Los miembros sujetos a momento biaxial y tensión deben satisfacer la siguiente condición.

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} \leq 1$$

M_{xua} = Momento respecto al eje X.

M_{yua} = Momento respecto al eje Y.

M_{xR} = Resistencia de diseño a momento respecto al eje X.

M_{yR} = Resistencia de diseño a momento respecto al eje Y.

IV.IV.2.4.3 COMPRESION O APLASTAMIENTO ACTUANDO CON UN ANGULO θ RESPECTO A LA FIBRA DE LA MADERA DIFERENTE DE 0 GRADOS.

Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ($\theta = 90^\circ$).

La resistencia de diseño NR, de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra se calcula:

$$NR = FR * f_{nu} * A_n$$

FR = Factor de reducción de resistencia = 0.9 (Tabla IV.4)

$f_{nu} = f'_{nu} * K_h * K_d * K_c * K_a$

A_n = Area de la superficie de apoyo.

Efecto del tamaño de la superficie de apoyo.

Cuando la longitud de una superficie de apoyo o el diámetro de una rondana sea menor de 15 cm. y ninguna porción de dicha superficie se encuentre a menos de 8 cm. del extremo del miembro, la resistencia al aplastamiento puede modificarse con el factor K_a de la Tabla IV.10.

Cargas aplicadas a un ángulo θ con respecto a la dirección de la fibra.

La resistencia a compresión de diseño, NR, sobre un plano con un ángulo θ respecto a la fibra se obtiene mediante:

$$NR = FR \frac{f_{cu} * f_{nu}}{f_{cu} * \sin^2 \theta + f_{nu} * \cos^2 \theta}$$

FR = factor de reducción de resistencia = 0.9

IV.IV.2.5 DEFLEXIONES.

Las deflexiones calculadas tomando en cuenta los efectos a largo plazo no deben exceder los siguientes límites:

- a) Para claros menores a 3.5 m una flecha vertical igual al claro entre 240 o el claro entre 480 cuando se afecten elementos no estructurales.
- b) Para claros mayores a 3.5 m una flecha vertical igual al claro entre $240 + 0.5$ cm o el claro entre $480 + 0.3$ cm cuando se afecten elementos no estructurales.

Las deflexiones de elementos tanto de madera maciza como de macera contrachapada deben calcularse bajo las cargas de diseño considerando un factor de carga igual a la unidad. Como módulo de elasticidad se toma el valor promedio, $E_{0.50}$. Los efectos diferidos se deben tomar en cuenta multiplicando la deflexión inmediata debida a la parte de la carga que actúe en forma continúa por 1.5, si la madera se instala en condición seca ($CH \leq 18\% \pm 2\%$), y por 2, si se instala en condición húmeda ($CH > 18\% \pm 2\%$).

Madera maciza.

Las deflexiones inmediatas de vigas se deben calcular utilizando las fórmulas usuales de mecánica de sólidos basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico.

CAPITULO V .- ELEMENTOS DE UNION.

V.I CONSIDERACIONES GENERALES.

El dimensionamiento de las uniones es uno de los aspectos más difíciles del diseño de estructuras de madera y aunque el objetivo fundamental de esta tesis, es analizar las dimensiones de elementos estructurales de madera, en este capítulo, se describen los aspectos fundamentales de los sistemas tradicionales para la unión de elementos de madera.

El comportamiento de las uniones o conexiones de madera depende no solo de las características de la madera sino también de la orientación de la carga con respecto al elemento de unión y de este con respecto a las fibras de la madera.

El dimensionamiento de las uniones suele basarse en tablas de capacidades de resistencia y fórmulas que han sido establecidas en forma empírica,

Los elementos de unión más comunes son : clavos, tornillos, pernos y pijas. Sin embargo, cabe mencionar, que existen otros elementos de unión como son los anillos abiertos, placas de cortante, de rejilla, etc.

V.II UNIONES CON CLAVOS.

V.II.1 CARACTERISTICAS GENERALES.

El clavo es sin duda el elemento de unión más comúnmente utilizado en la construcción de estructuras de maderas ligeras en las que las piezas por unir suelen tener grosores inferiores a unos 5 cms.

Existe una gran variedad de clavos que se distinguen por el tipo de cabeza y de punta, la relación entre la longitud y el diámetro, el material utilizado en su fabricación y la naturaleza del acabado superficial.

En la Figura V.1 pueden observarse todas las partes de un clavo

Generalmente se toma como diámetro de la caña (d), el diámetro del alambre utilizado en la fabricación del clavo. En clavos con algún tipo de deformación superficial conviene conocer también el diámetro de la cresta, dcr, que puede diferir bastante del de la caña. La relación entre ambos diámetros influye en la resistencia a la extracción del clavo. Suele especificarse también el diámetro de la raíz dr.

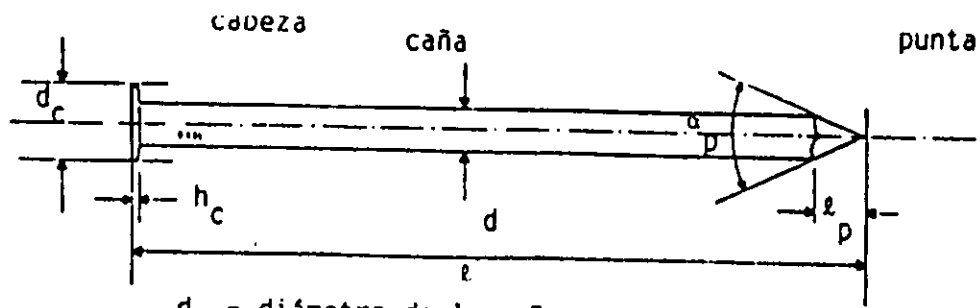
Según la Norma ASTM-F547-77 la longitud, se mide desde el diámetro máximo de la superficie de apoyo de la cabeza del clavo hasta el extremo de la punta. Para fines prácticos es común tomar como valor de la distancia desde la punta hasta la parte superficial de la cabeza, (Figura V.1).

En general la caña de los clavos es de sección circular. Sin embargo, se utilizan también clavos de sección cuadrada e incluso de sección triangular como los mostrados en la Figura V.2 a. Para clavado con pistola neumática se fabrican clavos aplanados con cabeza en forma de T. Los clavos se unen con algún material plástico para formar peines, lo que facilita su carga en las pistolas (Figura V.2 b).

Muy semejantes a los clavos en cuanto a su uso como elementos de unión son las grapas. Las dos patas de una grapa son equivalentes a las cañas de dos clavos y se prestan para su hincado con la pistola. En la Figura V.3 se aprecian las características típicas de grapas para uso con pistola. Como en el caso de los clavos para hincado automático, la sección aplanada facilita su arreglo en los peines que se utilizan en las pistolas.

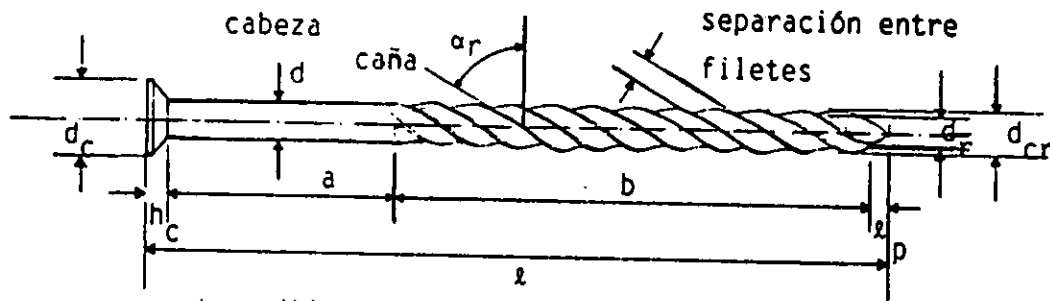
V.II.2 MATERIALES PARA LA ELABORACION DE CLAVOS.

Los aceros usados en la fabricación del alambre para clavos suelen tener un contenido de carbono bajo ($C \leq 0.23 \%$). Menos comunes son los alambres de aceros con porcentajes medios de carbono ($0.23\% < C \leq 0.40$), que se prestan a tratamientos térmicos que proporcionen a los clavos características de resistencia, rigidez y dureza superiores a las de los clavos comunes. Se producen también clavos de acero inoxidable, aleaciones de aluminio, cobre, bronce o latón que se utiliza cuando se requiere una gran resistencia a la corrosión.



- d = diámetro de la caña
- d_c = diámetro de la cabeza
- l = longitud del clavo
- l_p = longitud de la punta
- h_c = peralte de la cabeza
- α_p = ángulo de la punta

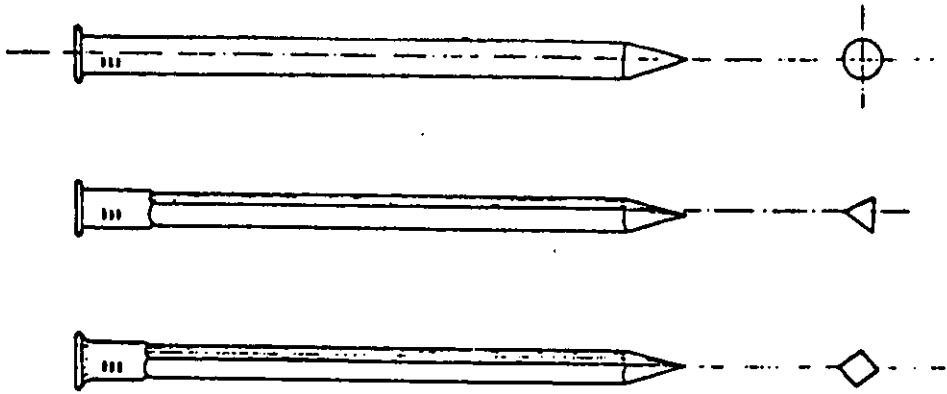
(a) Clavo liso



- d = diámetro de la caña
- d_c = diámetro de la cabeza
- d_{cr} = diámetro de la cresta
- d_r = diámetro de la raíz
- l = longitud del clavo
- l_p = longitud de la punta
- a = tramo liso de la caña
- b = tramo roscado de la caña
- α_r = ángulo de la rosca

(b) Clavo con rosca helicoidal

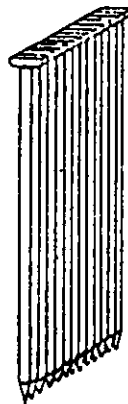
FIG. V. 1 PARTES PRINCIPALES DE LOS CLAVOS



a) Secciones típicas



Clavo de
sección
aplanada

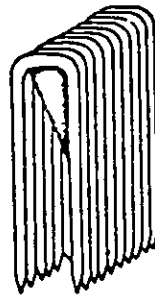
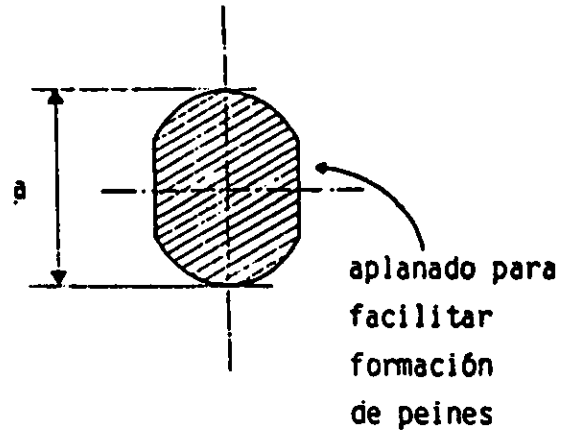
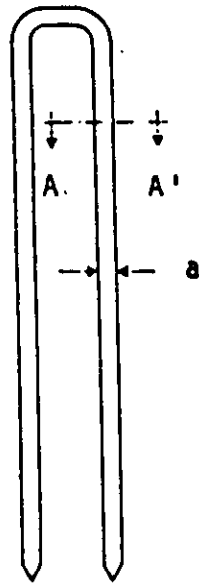


Peine para
herramienta
de hincado
automático

b) Clavos de sección aplanada para formar
peines para hincado automático

FIG.V.2 TIPOS DE SECCIONES TRANSVERSALES

SECCION A - A



peine para herramienta
de hincado automático

FIG. V.3 GRAPAS PARA HINCADO AUTOMATICO

V.II.3 ACABADOS Y RECUBRIMIENTOS EN CLAVOS.

Los clavos de uso común tienen una superficie lisa, brillante. En estas condiciones su resistencia a la corrosión es baja, por lo que su empleo no es recomendable cuando van a estar expuestos a la intemperie. Para mejorar ésta y otras propiedades se puede recurrir a diversos acabados o recubrimientos superficiales, por ejemplo, los clavos pueden galvanizarse sumergiéndolos en un baño de zinc fundido. Este tratamiento proporciona una superficie rugosa con gran resistencia a la corrosión. Puede también lograrse una protección moderada contra la corrosión depositando capas de aluminio, latón, cobre, níquel, estaño o zinc, mediante electropastía.

La resistencia a la extracción puede mejorarse por medio de un tratamiento a base de calor que forma en la superficie una delgada capa de óxido de color azul. Por medio de un proceso de fosfatizado, consistente en un tratamiento químico que forma un recubrimiento gris de fosfato férrico, se mejora la resistencia a la extracción aunque no la resistencia a la corrosión. Se emplean también diversos recubrimientos a base de resinas o polímeros que proporcionan cierta resistencia a la corrosión además de facilitar el hincado y aumentar la capacidad de sujeción.

Los recubrimientos de protección contra la corrosión pueden afectar la rugosidad de los clavos y por consiguiente influir en el comportamiento de las uniones.

V.II.4 TIPOS DE PUNTAS.

La finalidad de la punta de los clavos es facilitar el hincado. Existe una gran variedad de puntas, como se indica en la Figura V.4

Las puntas de diamante están constituidas por cuatro planos inclinados simétricos formando una pirámide. Se distinguen tres

tipos según el ángulo que forman los planos. El más común es el de 35° con una longitud aproximadamente igual a 1.5 veces el diámetro de la caña (Figura V.4a). Los clavos con este tipo de punta se hincan con relativa facilidad y cuentan con buena capacidad de sujeción. Los clavos diamante con punta con ángulo del orden de 45° son convenientes para maderas duras ya que reducen el riesgo de rajadura sin embargo su capacidad de sujeción es inferior a la de clavos con punta de 35° (Figura V.4. b). Si el ángulo de la punta se reduce a unos 25° se facilita notablemente el hincado, pero se aumenta el riesgo de rajadura en el caso de maderas duras (Figura V.4 c).

Menos comunes que las puntas de diamante son las puntas con forma de cincel (Figura V.4. d). Estas están constituidas por dos planos inclinados principales y una pareja de planos menores a cada lado de manera que resultan puntas de sección hexagonal.

Para clavado en concreto son recomendables las puntas cónicas, que penetran en el concreto más fácilmente que las de diamante (Figura V.4 e).

Cuando es importante reducir el riesgo de rajadura, como en el caso de uniones clavadas de madera dura, conviene prescindir por completo de la punta, achatándola antes del hincado. Sin embargo al recurrir a esta práctica debe tenerse en cuenta que durante el hincado se destruyen fibras de la madera, lo que ocasiona una disminución de la capacidad de sujeción.

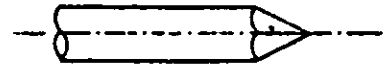
V.II.5 TIPOS DE CABEZAS.

Las cabezas de los clavos realizan dos funciones básicas: proporcionan una superficie para recibir los golpes de martillo o de los dispositivos de las herramientas para hincado de clavos y brindan la superficie de soporte requerida para la transmisión de carga. Se usan diferentes tipos de cabeza dependiendo de la finalidad del clavo. En la Figura V.5 se ilustran algunas cabezas típicas. Las más usuales son las planas (Figura V.5 a). Estas se hacen con diámetro relativamente grande cuando se emplean para fijar materiales como el fieltro asfáltico utilizado para impermeabilizar u otros semejantes (Figura V.5 b).

a) Punta de diamante de 35°



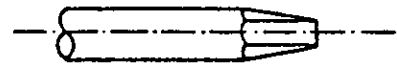
b) Punta de diamante de 45°



c) Punta de diamante de 25°



d) Punta de cincel

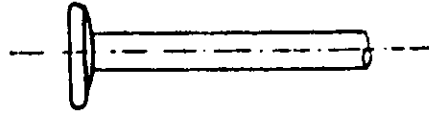


e) Punta cónica

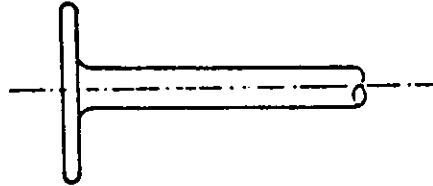


FIG. 4. TIPOS DE PUNTAS

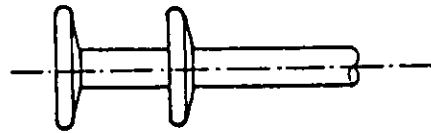
(a) Cabeza plana para uso ordinario



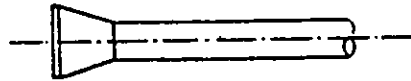
(b) Cabeza plana grande



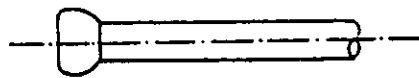
(c) Cabeza doble para obras provisionales



(d) Cabeza cónica



(e) Clavo "sin cabeza" para ebanistería



(f) Cabeza ovalada

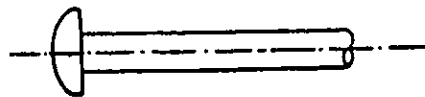


FIG.V5. TIPOS DE CABEZAS

En obras provisionales resultan útiles los clavos de cabeza doble como el mostrado en la Figura V.5 c. Las cabezas cónicas (Figura V.5 d.) se emplean cuando es necesario evitar que la cabeza sobresalga, como en los pisos. Para ebanistería se utilizan clavos prácticamente sin cabeza, para que queden ocultos (Figura V.5 e). Los clavos de cabeza ovalada (Figura V.5 f) se emplean para lograr ciertos efectos decorativos.

En general convienen las cabezas grandes cuando éstas pueden estar expuestas a fuerzas importantes como sucede con clavos que tienen gran resistencia a la extracción, como los estriados.

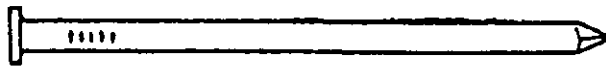
V.II.6 FORMA DE LA CAÑA.

La superficie de la caña de los clavos es generalmente lisa (Figuras V.1 a y V.6 a). Los clavos con cañas de esta clase son apropiados para aplicaciones ordinarias de construcción. Pueden extraerse fácilmente, sin que se dañe la madera, por lo que su uso es obligado en construcciones provisionales como las cimbras y obras falsas, cuyo desarmado debe ser sencillo.

La capacidad de sujeción puede mejorarse considerablemente respecto a la de los clavos comunes deformando la caña. Los tipos de deformación más usuales son: estriás helicoidales semejantes a la rosca de los tornillos, (Figuras V.1 b y V.6 b); ranuras anulares (Figura V.6 c) o ranuras longitudinales, como las de la Figura V.6 d. Las deformaciones no solo mejoran la resistencia a la extracción sino que disminuyen la influencia de los cambios de humedad en el comportamiento de los clavos. En general es recomendable usar clavos deformados en toda estructura permanente.

La resistencia a la extracción de clavos con rosca helicoidal es de 50 y 200 % superior a la de los clavos lisos comunes. Los diseños de rosca utilizados son muy variables tanto en la forma de su deformación como en su ángulo. Los clavos con rosca helicoidal tienen una gran resistencia a las cargas de impacto y provocan menos agrietamiento que las comunes.

(a) Caña lisa



(b). Caña con rosca helicoidal



(c) Caña con ranuras circulares



(d) Caña con ranuras longitudinales

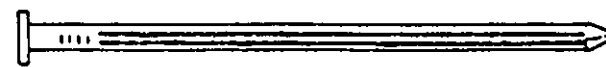


FIG. V.6. TIPOS DE FORMA DE LA CAÑA

Los clavos con ranuras anulares tienen resistencia a la extracción aún mayores que las de los clavos con ranura helicoidal. Sin embargo no son convenientes cuando pueden estar expuestos a cargas de impacto.

V.II.7 TIPOS DE CLAVOS USUALES EN MEXICO.

La gama de clavos para fines estructurales disponibles comercialmente en México es relativamente reducida. Los utilizados comúnmente para aplicaciones en la construcción son los de alambre estilo delgado, denominados "estándar", y los de alambre estilo grueso o de tipo "americano", ambos con cabeza. El material empleado es alambre liso de acero de bajo carbono. Las dimensiones en que se fabrican se indican en las Tablas V.1 y V.2. El significado de las dimensiones dadas en las tablas se aprecia en la Figura V.1 a. De uso menos común es el clavo "estándar" sin cabeza (Tabla V.3) útil en situaciones en que estorbe la cabeza.

Las características de los clavos de alambre de acero están reglamentadas en México en la NOM-H64-1960.

Se han producido también los llamados clavos "puente de longitudes considerablemente mayores que las de los clavos tipo "estándar" y "americano". Son de sección cuadrada y sus longitudes pueden variar de 76 mm. (3 pulg.) a 381 mm. (15 pulg.).

Las demás características geométricas son muy variables. En la Figura V.7 se muestra un clavo "puente" típico con una longitud de 254 mm. (10 pulg.). Estos clavos son poco usuales.

Las grapas se fabrican en México sólo en tamaños relativamente pequeños, siendo aún poco usadas en aplicaciones estructurales.

V.II.8 LOS CLAVOS COMO ELEMENTOS DE UNION.

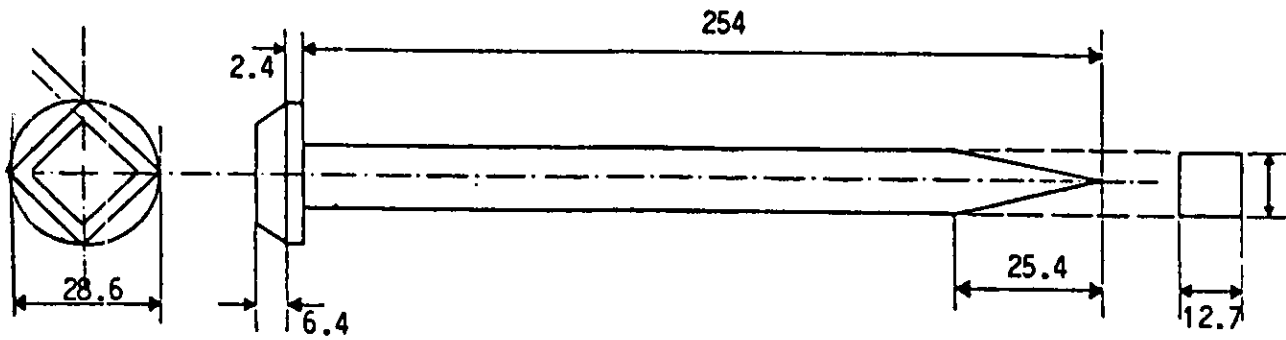
Las dos formas básicas en que los clavos pueden transmitir fuerzas en uniones entre piezas de madera son :

- a) Aprovechando su resistencia a fuerzas laterales (Figura V.8 a y Figura V.8 b).

TABLA V.1 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE CLAVOS "ESTANDAR" CON CABEZA (Figura V.1 a)						
Diámetro del Alambre		Longitud del Clavo		Dimensiones de la Cabeza		hc
d		l		dc		
mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm
1.8	0.072	25.00	1	4.50	0.177	0.9
1.8	0.072	32.00	1 - 1/4	4.50	0.177	0.9
2.0	0.080	38.00	1 - 1/2	5.00	0.197	1.0
2.3	0.091	44.50	1 - 3/4	5.80	0.228	1.2
2.7	0.105	51.00	2	6.75	0.266	1.3
3.1	0.120	63.50	2 - 1/2	7.50	0.295	1.5
3.4	0.135	76.00	3	8.50	0.335	1.7
3.8	0.162	89.00	3 - 1/2	10.30	0.406	2.1
4.5	0.177	102.00	4	11.30	0.445	2.3
4.5	0.177	114.00	4 - 1/2	11.30	0.445	2.3
4.9	0.192	127.00	5	12.30	0.484	2.4
4.9	0.192	140.00	5 - 1/2	12.30	0.484	2.4
5.2	0.207	152.00	6	13.00	0.512	2.6

TABLA V.2 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE CLAVOS TIPO "AMERICANO" CON CABEZA (Figura V.1 a)						
Diámetro del Alambre		Longitud del Clavo		Dimensiones de la Cabeza		hc
d		l		dc		
mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm
2.2	0.086	38.00	1 - 1/2	5.45	0.215	1.1
2.7	0.105	44.50	1 - 3/4	6.75	0.266	1.3
3.1	0.120	51.00	2	7.50	0.295	1.5
3.4	0.135	63.50	2 - 1/2	8.50	0.335	1.7
3.8	0.148	76.00	3	9.25	0.364	1.9
4.2	0.162	89.00	3 - 1/2	10.30	0.406	2.1
4.9	0.192	102.00	4	12.30	0.484	2.4
5.2	0.207	114.00	4 - 1/2	13.00	0.512	2.6
5.7	0.225	127.00	5	14.30	0.563	2.9
6.2	0.244	140.00	5 - 1/2	15.50	0.610	3.1
6.7	0.262	152.00	6	16.60	0.654	3.3
7.2	0.283	178.00	7	18.00	0.709	3.6
7.8	0.313	203.00	8	19.90	0.783	4.0

TABLA V.3 Características Geométricas de Clavos "Estandar" sin cabeza (Figura V.1 a).				
Diámetro del Alambre		Longitud del Clavo		
d		l		
mm	pulg.	mm	pulg.	
1.6	0.062	25.00	1	
1.6	0.062	32.00	1 - 1/4	
1.8	0.072	38.00	1 - 1/2	
2.2	0.086	44.50	1 - 3/4	
2.3	0.091	51.00	2	
2.7	0.105	63.50	2 - 1/2	
3.1	0.120	76.00	3	



medidas en mm

FIG. V.7 DIMENSIONES DE UN CLAVO "PUENTE" TIPICO
DE 254 mm (10 pulg) DE LONGITUD

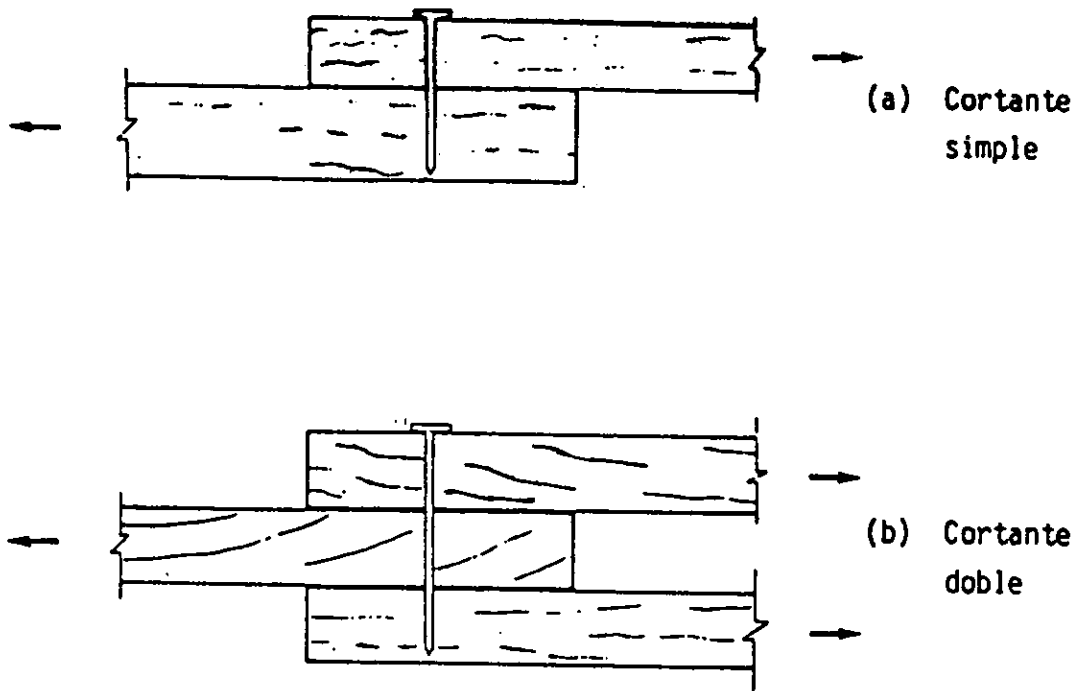


FIG.V,8. CLAVOS SOMETIDOS A EMPUJES LATERALES

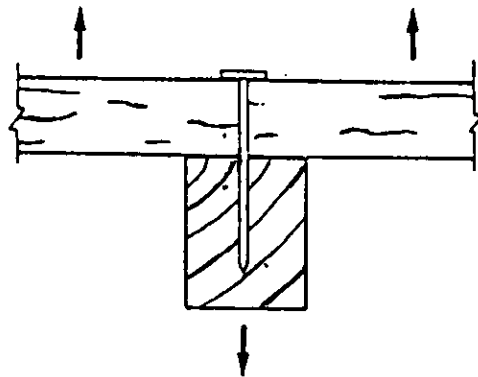


FIG.V,9. CLAVO EN EXTRACCION

b) Aprovechando su resistencia a la extracción (Figura V.9).

Cuando el clavo se somete a fuerzas laterales perpendiculares a su eje longitudinal su capacidad para transmitir fuerzas depende esencialmente de la resistencia al aplastamiento de la madera y de la resistencia al corte y a la flexión de la caña del clavo. Esta es la forma en que los clavos transmiten carga más eficientemente. La transmisión de fuerzas puede efectuarse en cortante simple, como en la Figura V.8 a, o en cortante doble, como en la Figura V.8 b incluso pueden presentarse casos en que existen más de dos planos de cortante.

Cuando el clavo se somete a fuerzas de extracción su capacidad depende de la fricción entre la madera y el clavo y de la resistencia a tensión del clavo.

Los clavos pueden utilizarse con diferentes orientaciones respecto a las fibras de la madera de las piezas que unen. Pueden clavarse de manera que la punta quede paralela a las fibras como la junta de la Figura V.10 Sin embargo, su capacidad para transmitir fuerza es considerablemente menor que la de los clavos utilizados con la caña perpendicular a las fibras como en la junta ilustrada en la Figura V.8 a. La capacidad de clavos paralelos a las fibras se reduce aún más si dependen de su resistencia a la extracción, por lo que las normas suelen prohibir el uso de uniones en estas condiciones.

A veces las uniones se diseñan de manera que la punta de los clavos sobresalga. Si ésta se remacha como en la Figura V.11, la capacidad de sujeción aumenta notablemente, siempre que la porción doblada tenga una longitud igual a por lo menos tres veces el diámetro. Es aconsejable que la porción doblada quede perpendicular a la dirección de las fibras, puesto que si queda en posición paralela puede propiciarse el agrietamiento.

En algunas situaciones es conveniente usar los clavos con inclinación como en las juntas ilustradas en la Figura V.12. En la Figura V.12 a, el clavo transmite una fuerza esencialmente por su capacidad lateral mientras que en la Figura V.12 b lo hace por medio de su resistencia a la extracción.

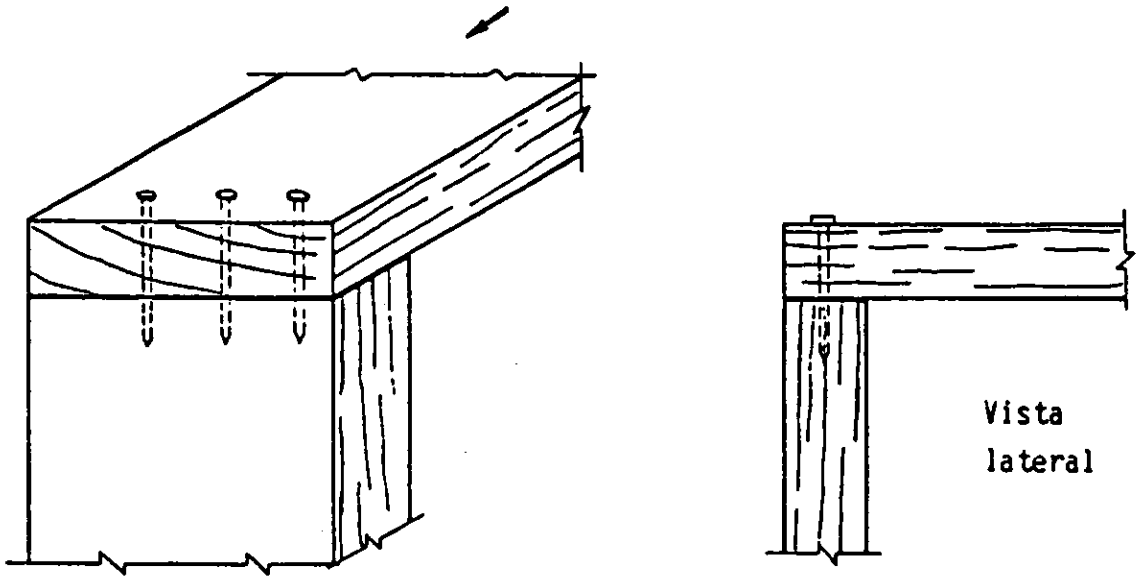


FIG. V.10 CLAVOS HINCADOS CON LA PUNTA
PARALELA A LAS FIBRAS

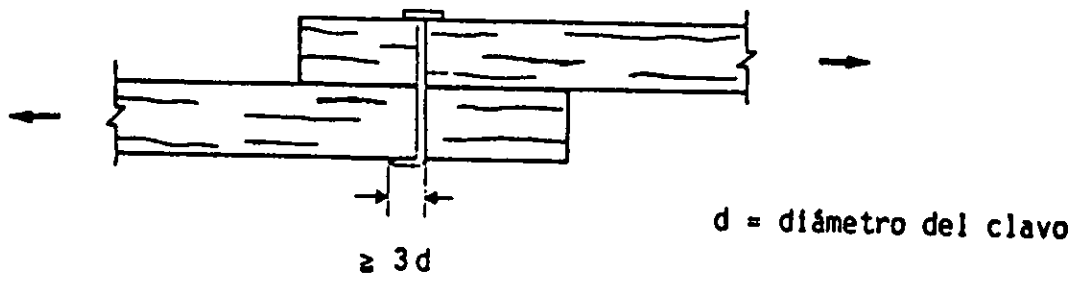
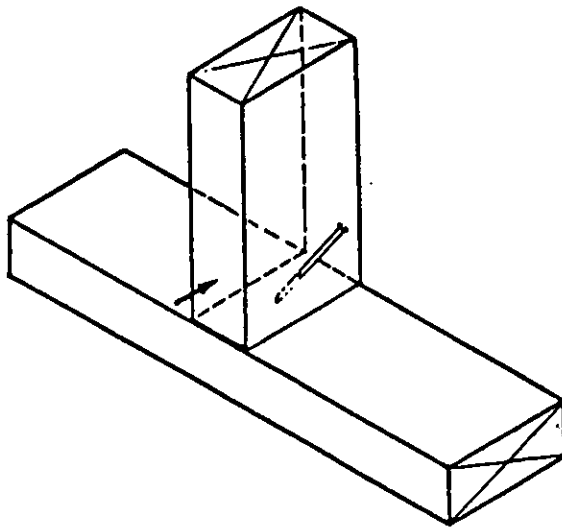
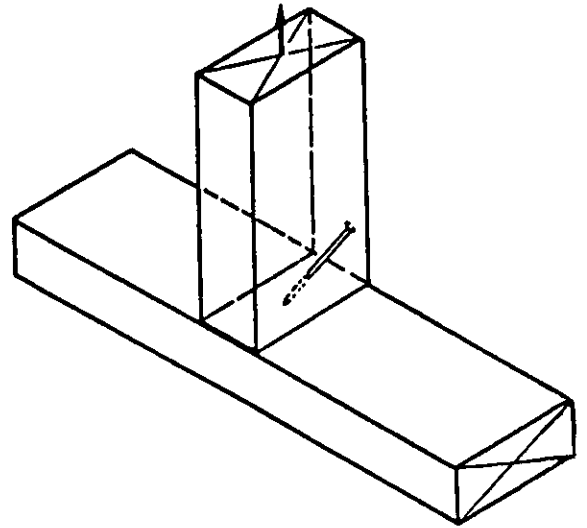


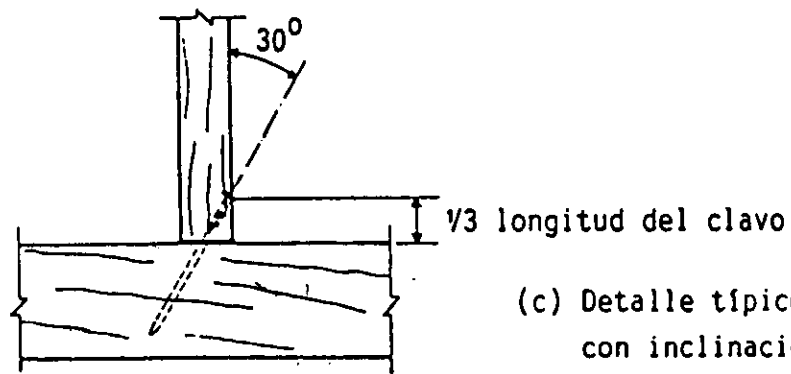
FIG.V.11. UNION CON CLAVO CON LA PUNTA DOBLADA



(a) Clavo inclinado transmitiendo fuerza lateralmente



(b) Clavo inclinado sujeto a extracción



(c) Detalle típico de clavo hincado con inclinación

FIG. 12. USO DE CLAVOS INCLINADOS

En una unión de piezas inclinadas entre sí, como la mostrada en la Figura V.13 a, el clavo debe quedar perpendicular a las fibras del miembro que recibe la punta y debe dimensionarse para que resista lateralmente la componente horizontal de la carga. En este caso el clavo debe dimensionarse para resistir tanto la carga de extracción como el empuje lateral debido a la componente horizontal.

V.III UNIONES CON TORNILLOS Y PIJAS.

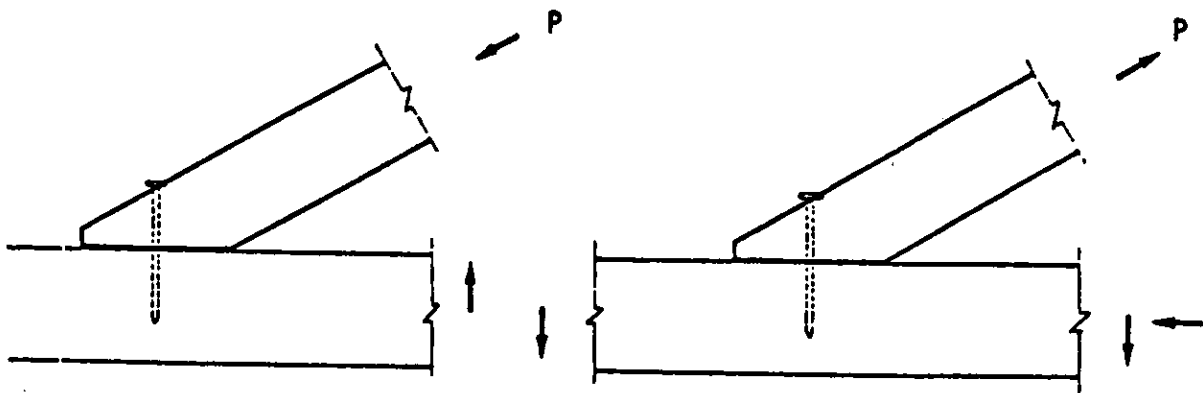
V.III.1 CARACTERISTICAS GENERALES.

Los tornillos para madera, por lo general varían de 5/6 de pulgada a 3 pulgadas y pueden tener diferentes diámetros. En la Figura V.14 pueden observarse la forma que pueden tener las cabezas, así como las características geométricas más importantes.

Los tornillos deben introducirse en la madera mediante la ayuda de un agujero guía taladrado con anterioridad. Con los tornillos se logran uniones más rígidas que con los clavos, pero son más caros que éstos y su colocación requiere más mano de obra. Las características de los tornillos para madera se definen en la NOM B45-1976. En la Tabla V.4 se indican las características geométricas de los tornillos comunes. El valor D' dado en esta tabla, es un valor nominal, ligeramente inferior al de la caña D.

Las pijas tienen rosca como los tornillos, pero su longitud puede llegar a ser de 12 pulgadas. Su diámetro varía de 1/2 pulgada a 1 pulgada. También requieren un agujero para su fijación, que se efectúa con llave de tuerca. En la Figura V.14 pueden apreciarse las características generales de las pijas.

Para maderas duras suele utilizarse tornillos y pijas de rosca fina; para maderas blandas son preferibles los de rosca gruesa.



El clavo debe dimensionarse para resistir lateralmente la componente horizontal de la carga P

(b) El clavo debe dimensionarse para resistir en extracción la componente vertical de la carga P

FIG.V. 13. UNIONES CLAVADAS EN ANGULO

TABLA V.4 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE TORNILLOS.

(Ver Figura V.14 para significado de las literales).

Medida Nominal No.	DIAMETRO NOMINAL D'		HILOS POR PULGADA		DIMENSIONES mm								LONGITUD L	
	mm.	pulg.	mín.	máx.	A		H		J		T		de	a
					mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.		
2	2.18	0.086	23	29	3.90	4.30	1.0	1.3	0.58	0.79	0.32	0.58	8	17
3	2.51	0.099	22	26	4.60	5.10	1.2	1.5	0.68	0.89	0.43	0.68	10	20
4	2.84	0.112	20	24	5.30	5.70	1.4	1.7	0.78	1.00	0.50	0.76	10	25
5	3.17	0.125	18	22	5.90	6.40	1.6	1.9	0.89	1.10	0.56	0.86	13	32
6	3.51	0.138	16	20	6.50	7.10	1.8	2.1	1.00	1.20	0.61	0.97	13	40
7	3.84	0.151	14	18	7.20	7.70	1.9	2.3	1.00	1.20	0.69	1.00	13	50
8	4.17	0.164	14	17	7.80	8.40	2.1	2.5	1.10	1.40	0.74	1.10	17	50
9	4.50	0.177	13	16	8.50	9.10	2.3	2.7	1.10	1.40	0.81	1.20	20	65
10	4.83	0.190	12	15	9.10	9.80	2.5	2.9	1.30	1.50	0.86	1.30	20	75
11	5.16	0.203	11	13	9.80	10.40	2.7	3.1	1.30	1.50	0.93	1.40	25	75
12	5.49	0.216	10	12	10.40	11.10	2.8	3.3	1.40	1.70	1.00	1.50	25	75
13	5.82	0.229	9	11	11.10	11.80	3.0	3.5	1.40	1.70	1.10	1.60	40	75
14	6.15	0.242	9	11	11.70	12.50	3.2	3.7	1.60	1.90	1.20	1.70	40	75
15	6.48	0.255	8	10	12.40	13.10	3.4	3.9	1.60	1.90	1.30	1.80	50	75

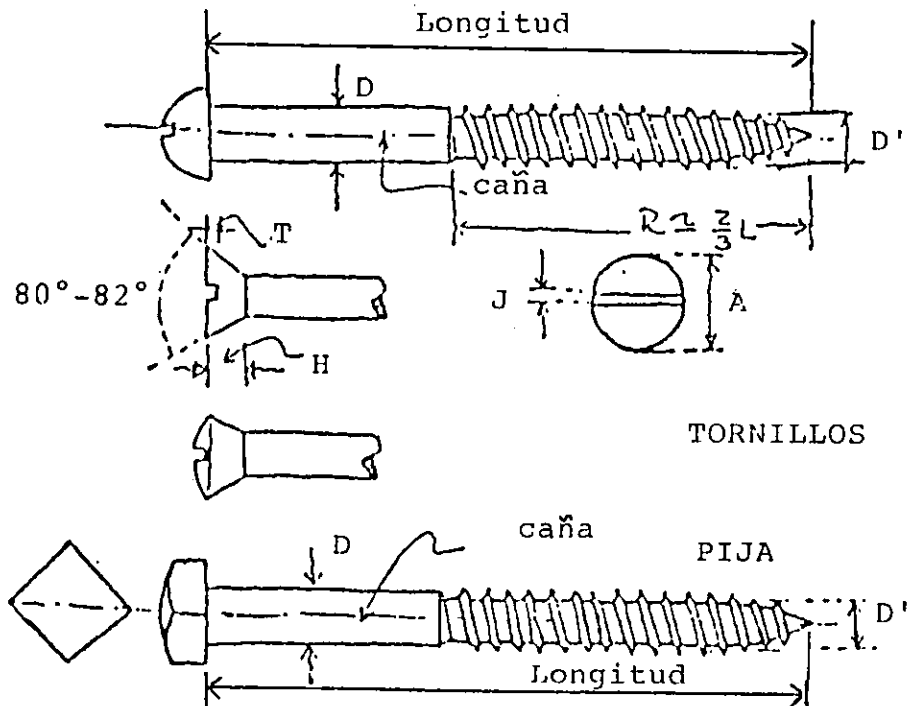


FIGURA V.14 TORNILLO Y PIJA.

Al igual que los clavos, los tornillos pueden utilizarse de dos maneras : aprovechando su resistencia a las cargas laterales o aprovechando su resistencia a la extracción.

V.IV UNIONES CON PERNOS.

V.IV.1 CARACTERISTICAS GENERALES.

El perno es uno de los elementos de unión más común porque permite realizar conexiones de considerable resistencia con relativa sencillez. Los pernos pueden tener cabeza en un extremo y rosca y tuerca en el otro o rosca y perno en ambos extremos. Su longitud y diámetro son muy variables. El diámetro varía entre 1/4 de pulgada y 3 pulgadas. Generalmente se emplean en combinación con rondanas, que reducen los esfuerzos de aplastamiento. Pueden improvisarse con las barras utilizadas para concreto reforzado, formando la rosca con ayuda de una tarraja. En la Figura V.15 se muestran las características de los pernos típicos.

Las principales variables que influyen en la capacidad de una conexión hecha con pernos son la especie, el contenido de humedad de la madera, la geometría de la unión y la distancia de los pernos a los bordes y extremos de las piezas unidas.

Cuando dos piezas de madera son unidas a una tercera pieza central, más gruesa, como se ilustra en la Figura V.16, y se aplica una carga colineal al eje longitudinal, como el agujero en que se coloca el perno es un poco mayor que el diámetro de éste, se presenta un deslizamiento inicial en el momento en que se aplica la carga. Una vez que el perno se ha apoyado firmemente contra la madera la relación carga-deslizamiento es lineal hasta una carga que es bastante menor que la resistencia última de la conexión. A partir de este momento la carga produce aplastamiento en las zonas de contacto entre la madera y los pernos. La curva se va tendiendo a medida que progresa el aplastamiento de las fibras y se va deformando el perno. Las cargas permisibles suelen establecerse de manera que sean del orden de la mitad de la correspondiente al límite de proporcionalidad. En la Figura V.16 b, se muestra cualitativamente una gráfica carga-deslizamiento típica.

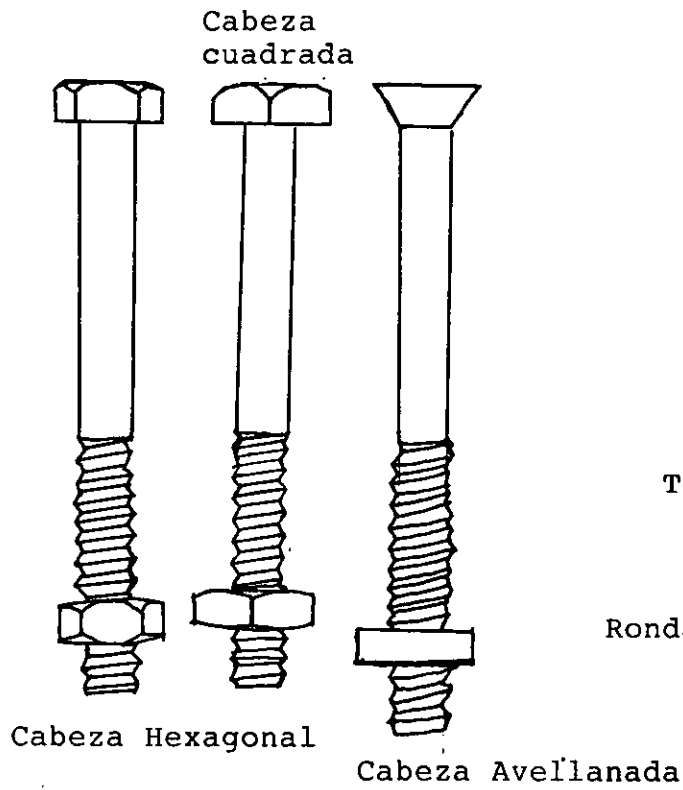


FIGURA V.15

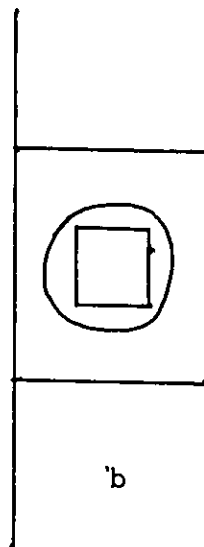
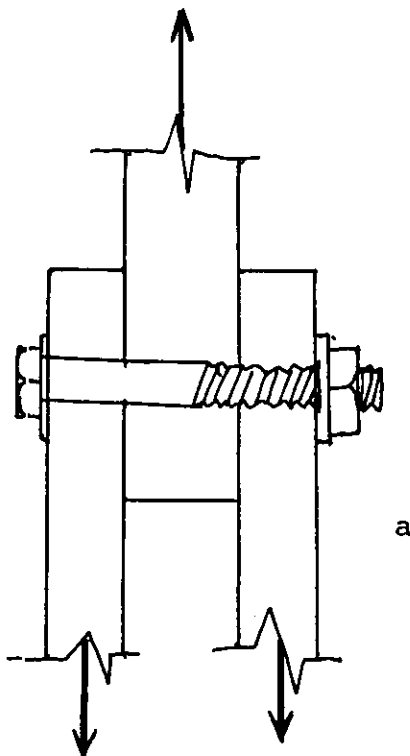
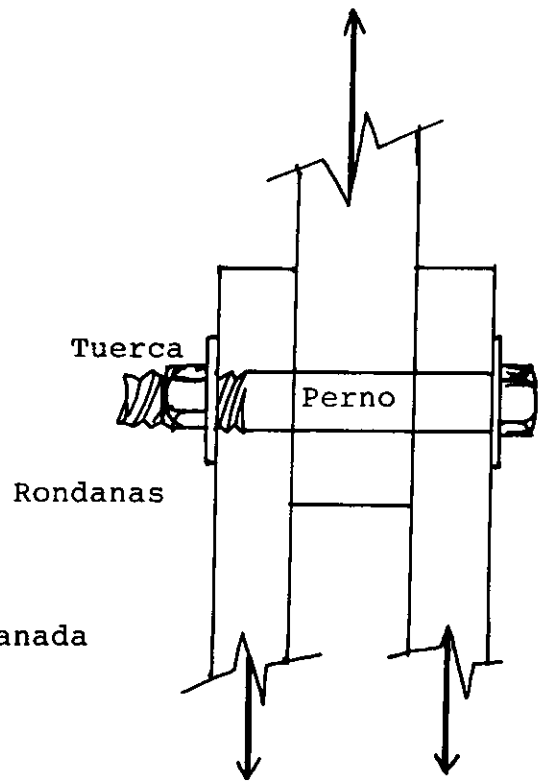
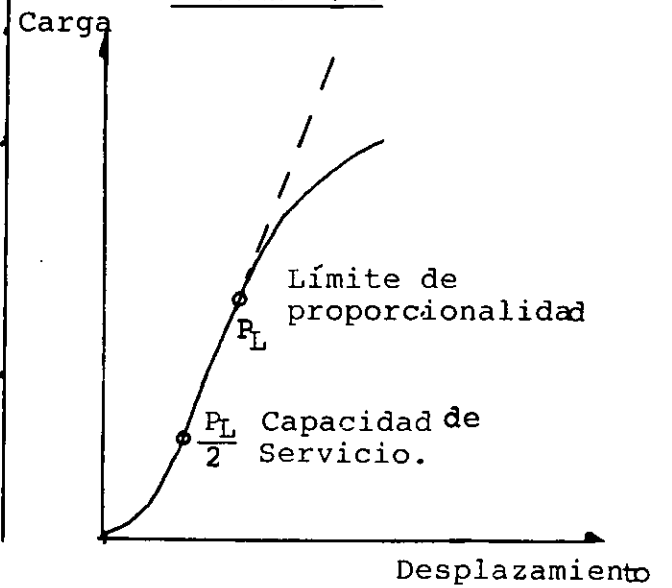


FIGURA V.16



Pueden hacerse las siguientes consideraciones sobre uniones con pernos. Cuanto más densa y resistente sea la madera y mayor el diámetro del perno, mayor será la resistencia de la unión. La resistencia del perno no afecta el límite de proporcionalidad de la conexión a no ser que el perno sea tan débil que empiece a doblarse antes de que se inicie el aplastamiento de las fibras de madera; cuanto más tiempo permanezca recto el perno, más uniforme será la distribución de esfuerzos de aplastamiento en la madera.

Una conexión con los miembros laterales o el central muy delgados fallará a una carga baja; existe una condición balanceada entre los espesores de los miembros unidos, tal que los tres miembros alcancen un estado crítico simultáneamente. Si el perno está demasiado cerca del extremo de los miembros el comportamiento es muy distinto, la falla sobreviene por rajaduras longitudinales de la madera.

Si los miembros se unen como en la Figura V.17, de manera que en los miembros laterales las fuerzas actúan en sentido perpendicular a las fibras, la resistencia que puede desarrollarse es mucho menor que en el caso anterior.

Es frecuente tener que unir miembros con sus ejes inclinados entre sí (Figura V.18) como sucede en las armaduras. En tal caso debe recurrirse a la fórmula de Hankinson.

También es común unir dos miembros por medio de un perno como se ilustra en la Figura V.19. Es evidente que el comportamiento de este tipo de conexión será menos favorable que el que los descritos anteriormente porque se cuenta con un solo plano de resistencia a cortante, las fuerzas actúan excéntricamente, el perno queda sujeto a una flexión fuerte y el aplastamiento de la madera se inicia a una carga baja.

En la Figura V.20, se muestran dos ejemplos de conexiones con cuatro pernos. En la conexión de la Figura V.20 a las fuerzas están aplicadas en dirección paralela a las fibras de los miembros unidos. En la conexión de la figura V.20 b, los miembros laterales son perpendiculares al miembro central y las fuerzas están aplicadas de manera que en el miembro central actúan en dirección

perpendicular a las fibras. Experimentalmente se ha comprobado que la resistencia del conjunto de cuatro pernos es solo ligeramente inferior a la suma de las resistencias de los pernos considerados individualmente. Como es lógico suponer, la resistencia de uniones en que las fuerzas actúan en dirección perpendicular a las fibras es considerablemente menor que la del caso en que todas las fuerzas son paralelas a las fibras.

Las características de resistencia de las uniones descritas se comenta en el siguiente capítulo en forma específica, siendo las recomendaciones indicadas en el reglamento de construcción el parámetro que establece valores límite.

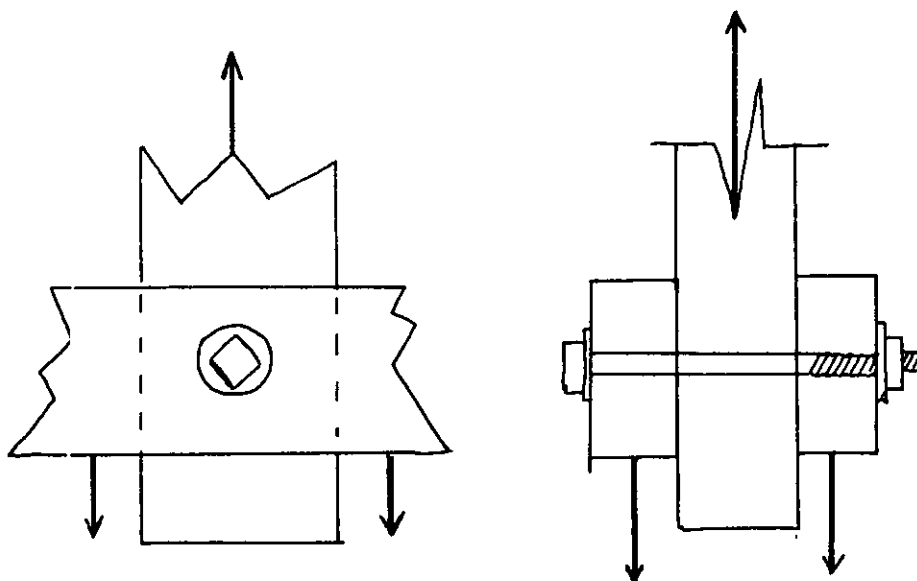


FIGURA V.17
Fuerzas
perpendiculares
a las fibras

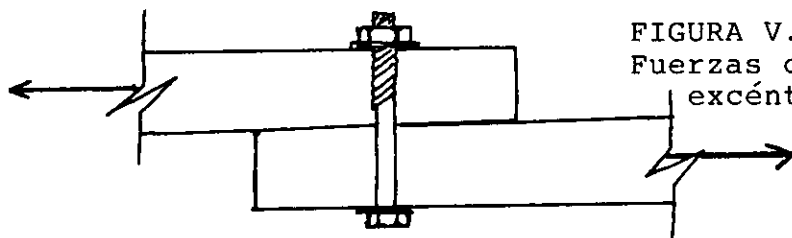


FIGURA V.19
Fuerzas contrarias y
excéntricas sobre un plano
de cortante.

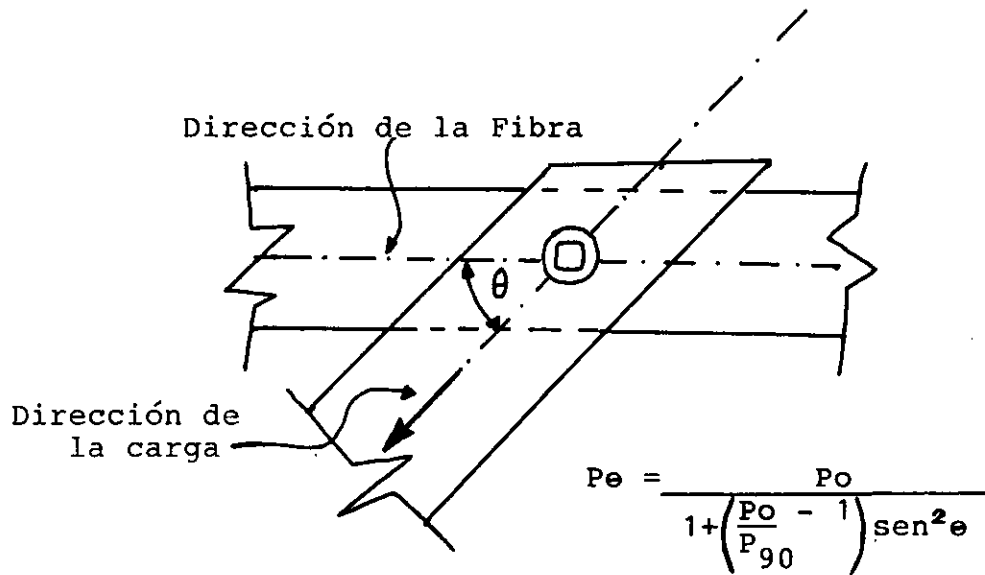


FIGURA V.18
Fórmula de Hankinson.

P_e =capacidad para ángulo θ
 P_o =capacidad para piezas con
 ejes colineales.
 P_{90} =capacidad para piezas con
 ejes perpendiculares.

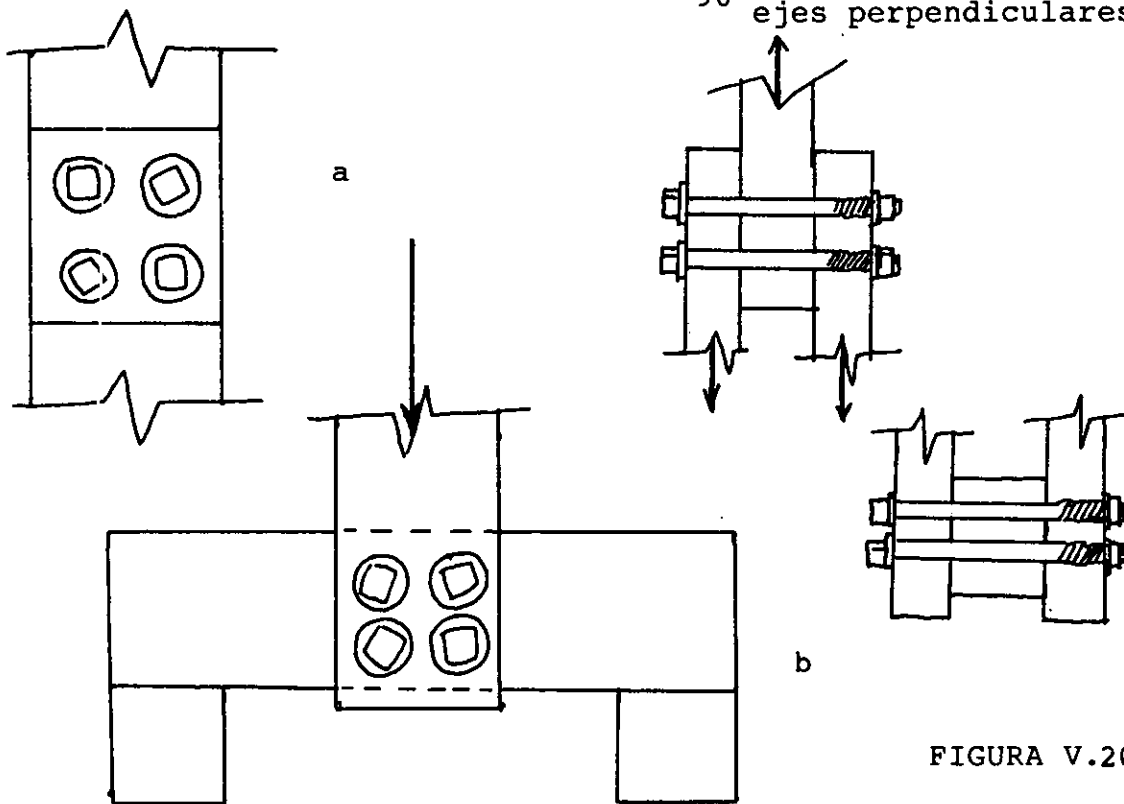


FIGURA V.20

CAPITULO VI CASO ESPECIFICO.

VI.I DEFINICION DEL PROYECTO

Se considerará como proyecto ilustrativo una vivienda, que como se mencionó en el Capítulo II, debe idealizarse según los siguientes modelos estructurales :

VI.I.1 MODELO GEMOMETRICO.

Este modelo se define según las características geométricas que se indican en el Plano VI.1.

VI.I.2 MODELO DE LAS CONDICIONES DE CONTINUIDAD EN LAS FRONTERAS..

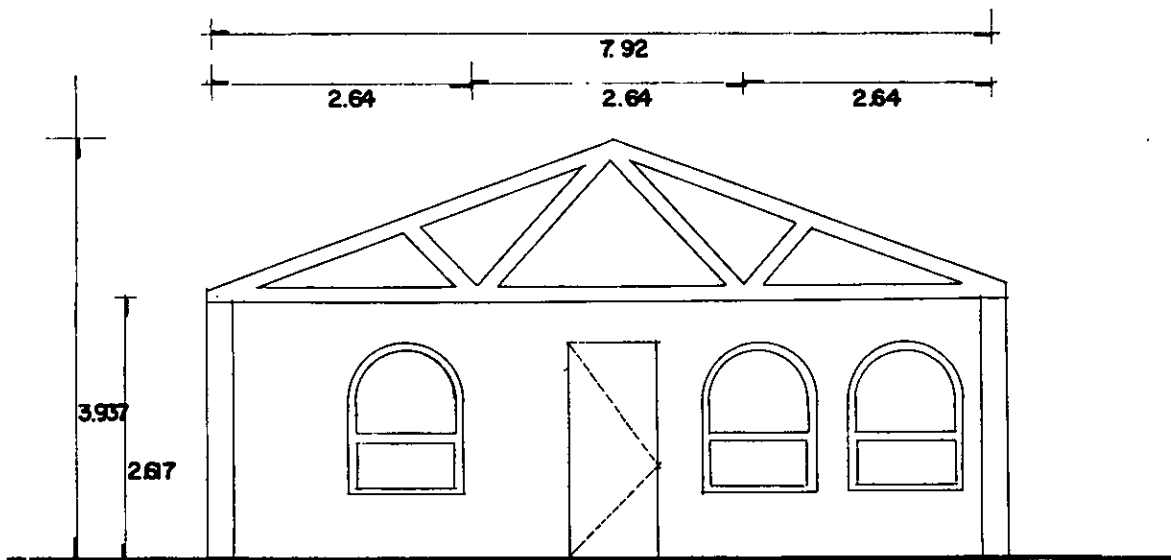
Este modelo se define en forma global en el Croquis VI.1, y VI.2, y se detallará conforme se vaya analizando cada parte que compone la estructura de la vivienda.

VI.I.3 MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL.

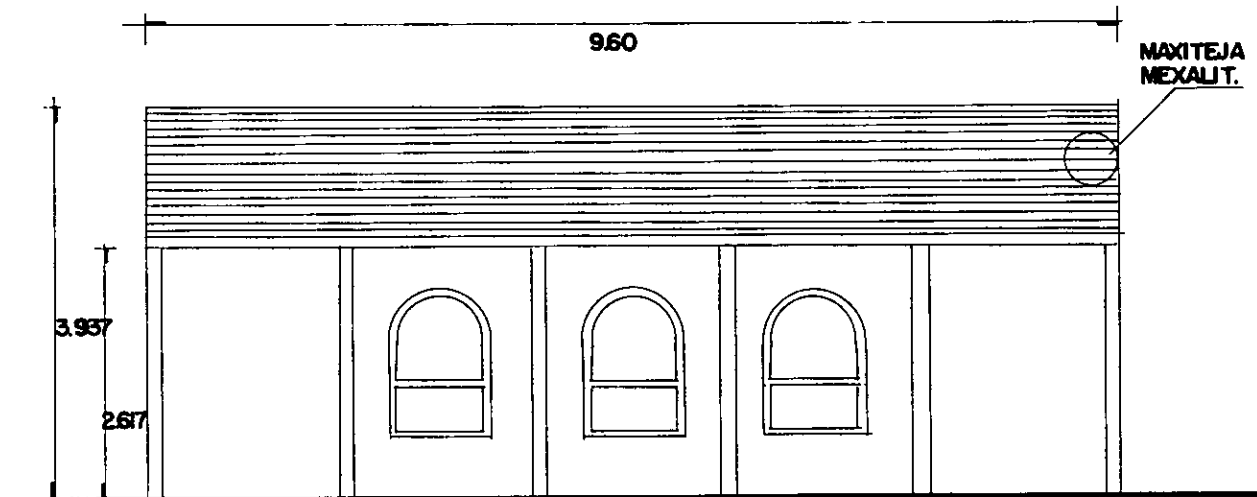
Esta parte se irá analizando durante la secuencia de cálculo.

VI.I.4 MODELO DE LAS ACCIONES IMPUESTAS.

Este aspecto lo cubre el análisis de cargas, que como se verá más adelante consistirá, en el análisis de carga viva + carga muerta, carga viva + muerta + viento o sismo.

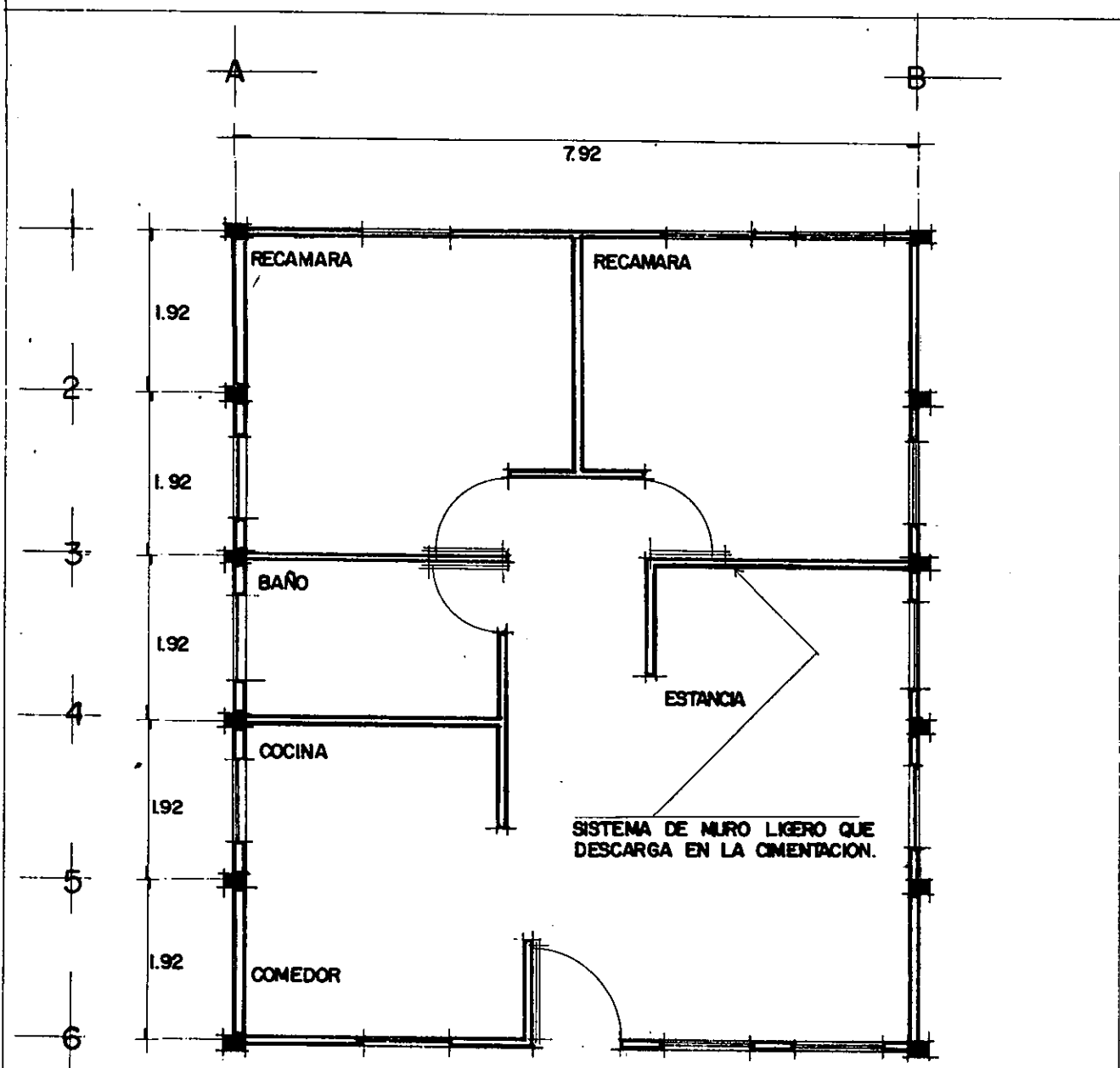


VISTA FRONTAL.



VISTA LATERAL

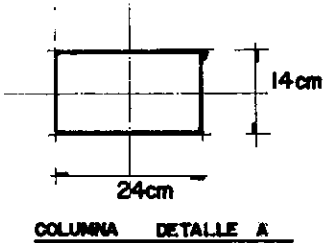
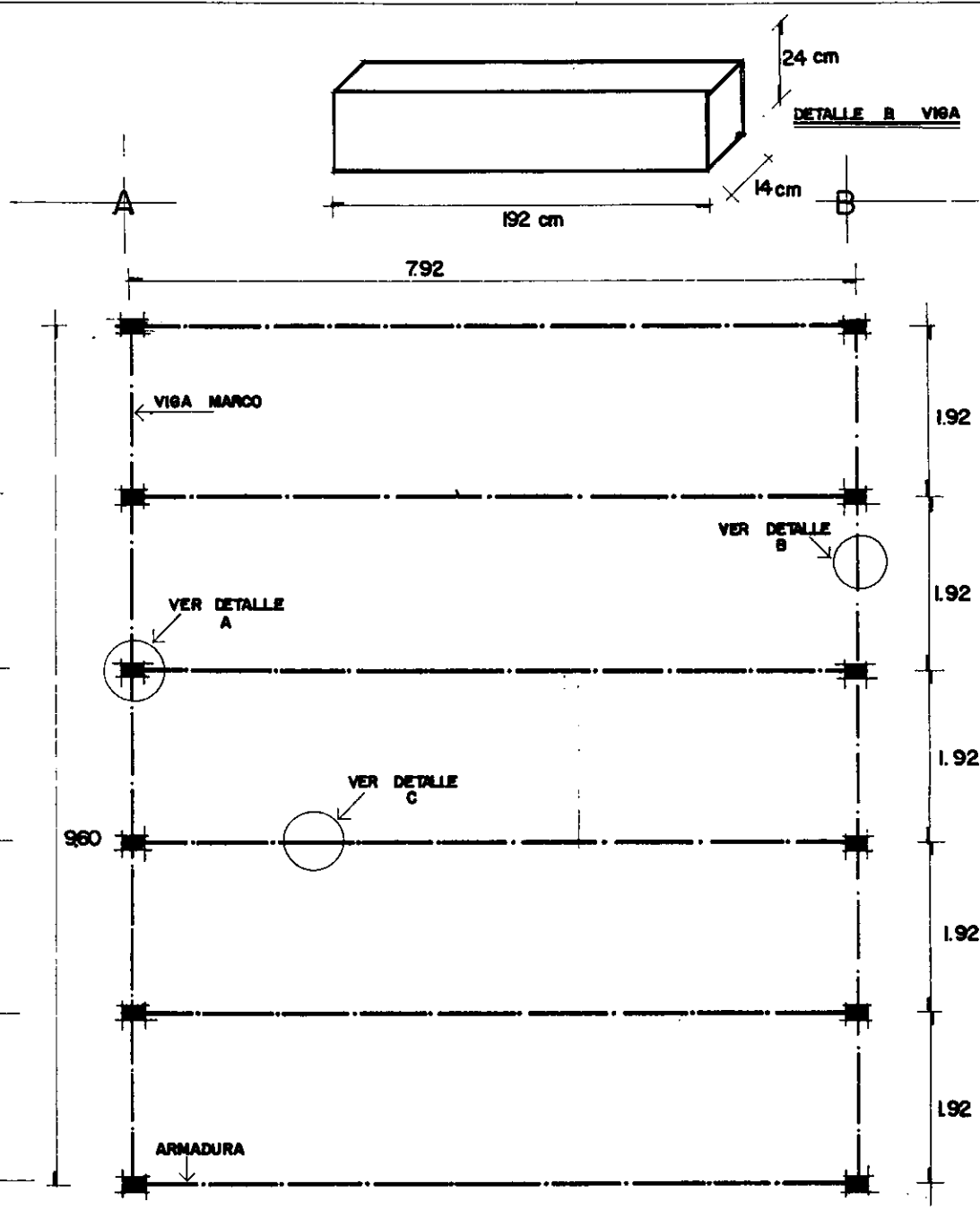
VIVIENDA DE MADERA	PLANO
ESTRUCTURAL	VI. I
PROYECTO MARTIN ROSAS HEREDIA	
UNIVERSIDAD LA SALLE A.C.	



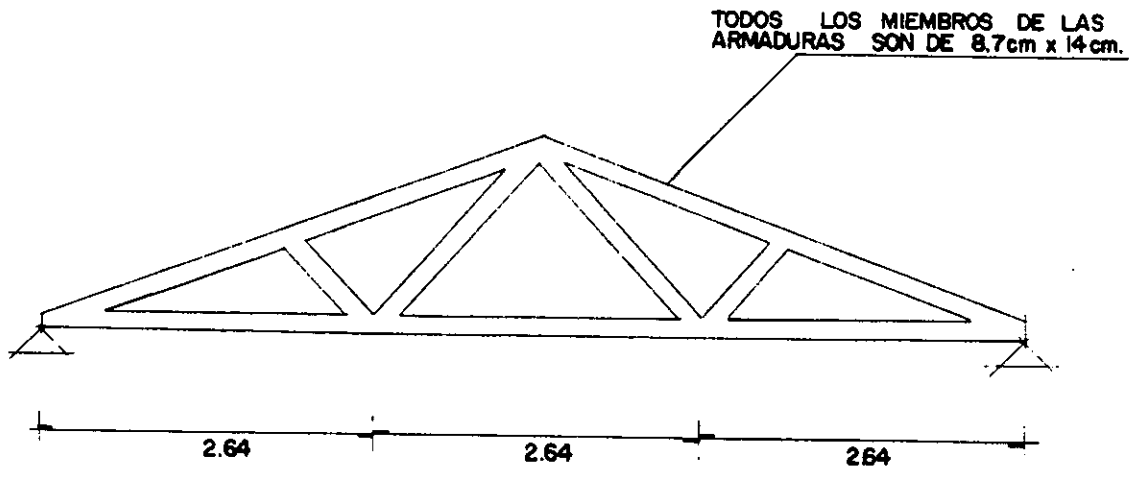
ACCESO

PLANTA ARQUITECTONICA

VIVIENDA DE MADERA	PLANO
ARQUITECTONICO	V.I.
PROYECTO MARTIN ROSAS HEREDIA	
UNIVERSIDAD LA SALLE A.C.	



VIVIENDA DE MADERA	PLANO VI.I.
ESTRUCTURAL	
PROYECTO MARTIN ROSAS HEREDIA	
UNIVERSIDAD LA SALLE A.C.	

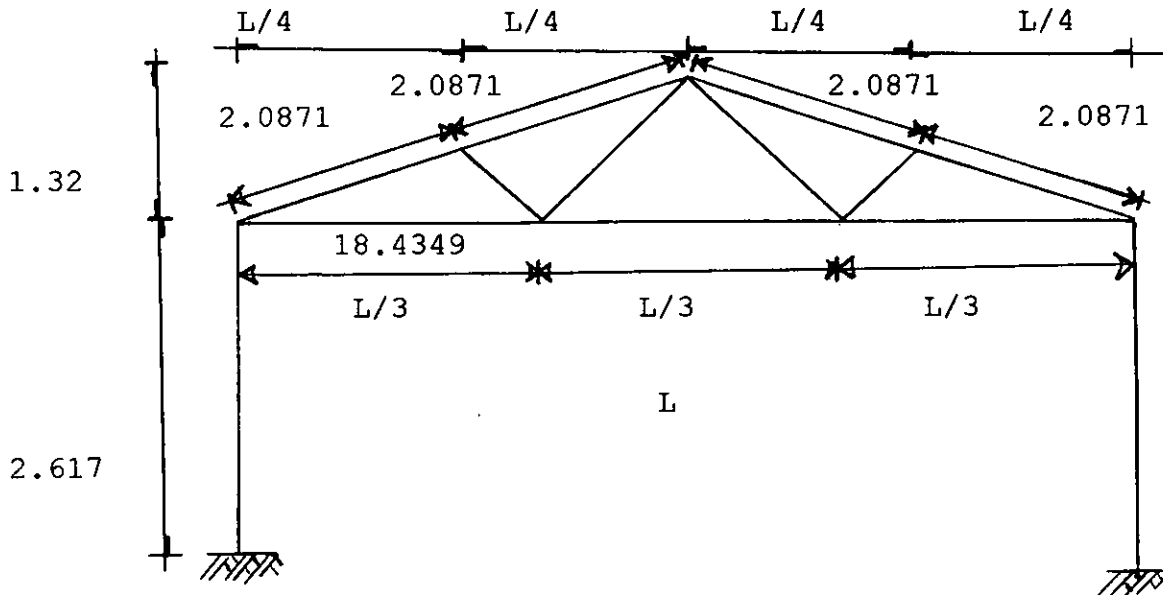


LAS ARMADURAS IRAN UNIDAS
 MEDIANTE VIGUETAS DE 8.7cm. x 14cm.

ARMADURA DETALLE C

VIVIENDA DE MADERA	PLANO
ESTRUCTURAL	VI. i.
PROYECTO MARTIN ROSAS HEREDIA	
UNIVERSIDAD LA SALLE A.C	

CROQUIS VI.1.



En esta dirección, se está considerando empotramiento en la base de las columnas, pero debe tenerse cuidado, ya que esta condición de apoyo solo se cumple en terrenos muy rígidos, que no sufren hundimientos diferenciales. En la conexión viga columna se presenta una articulación.

Se están proponiendo secciones de 8.7 x 14 cms. en todos y cada uno de los miembros de la armadura (cordón superior, cordón inferior, alma y viguetas entre armaduras).

En el caso de las columnas se están considerando secciones de 14 x 24 cms.

Para definir el peralte de la armadura se siguieron las recomendaciones más frecuentes de los fabricantes :

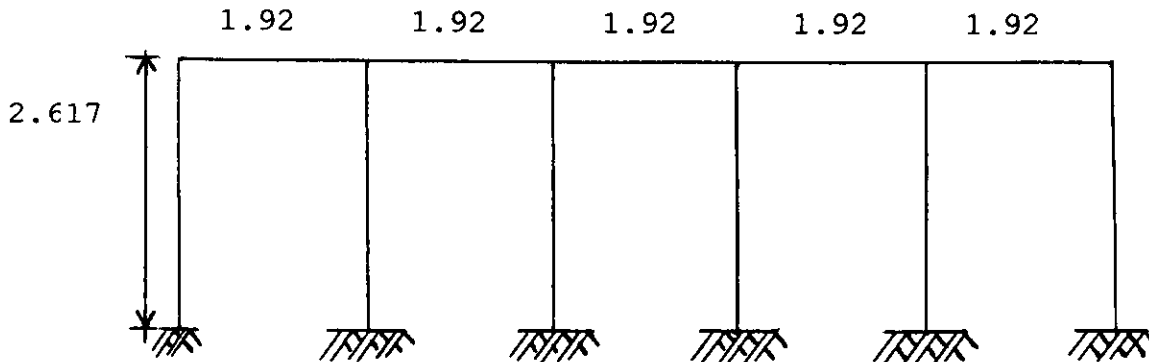
$$h/L = 1/6 \text{ como mínimo.}$$

$$h = L/6 = 7.92/6 = 1.32 \text{ mts.}$$

$$\text{pendiente} = 1.32 / (7.92/2) = 0.3333 = 33 \% > 5 \%$$

CROQUIS VI.2.

En el sentido perpendicular al marco anterior se encuentra un marco formado por 5 claros con una separación de 1.92 mts.



Se encuentra empotrado en la base de cada una de las columnas.

VI.III ANALISIS DE CARGAS.

1.- Peso de la cubierta.

Considerando un peso específico de la madera de 600 kg./m^3 y duela de tablas machiembradas (no llevan traslape), de 2.5 cm. de espesor se tiene un peso de :

$$w \text{ cubierta} = 600 \times .025 = 15 \text{ kg./m}^2.$$

2.- Peso de Maxiteja (Mexalit).

Se requieren 2.6 paneles de Maxiteja (incluidos traslapes) para cubrir un área de 1.00 m^2 . y si cada pieza pesa 6 kgs. se tiene un peso de $w \text{ maxiteja} = 15.60 \text{ kgs./m}^2$.

3.- Viguetas de madera (Entre armaduras).

Según las dimensiones propuestas y la separación entre nudos del cordón superior de la armadura se tiene :

$$w \text{ viguetas} = 600 \times 0.09 \times 0.14 = 7.56 = 8 \text{ kg/m} / 2.0871 \text{ m} = 3.84 \text{ kg./m}^2.$$

4.- Carga viva.

En el resumen de cargas se indica la carga viva que señala el Reglamento de Construcciones del D.F. para pendientes mayores al 5%

5.- Peso de Armaduras.

Considerando todos los elementos con sección $8.7 \times 14 \text{ cms.}$ ($9 \times 14 \text{ cms.}$ considerando holguras), se tiene:

$$w \text{ armaduras} = 21.8688 \text{ mts.} \times 0.14 \times 0.09 \times 600 = 165.33 \text{ kgs./armadura}$$

$$w \text{ armaduras} = 165.33 \text{ kgs.} \times 6 / (7.92 \times 9.60) \text{ mts.}^2 = 13.05 \text{ kgs./m}^2.$$

Especificaciones:

Materiales

Cemento portland, sílice y fibras de celulosa.

Colores

Rojo, y ocre integrados en el material, insolubles en agua, resistentes a la luz y al medio ambiente.

2.6 Tejas por metro cuadrado

Se recomienda un traslape longitudinal de una onda y un traslape transversal de 10 cm. Se necesitan solamente 2.6 piezas por metro cuadrado.

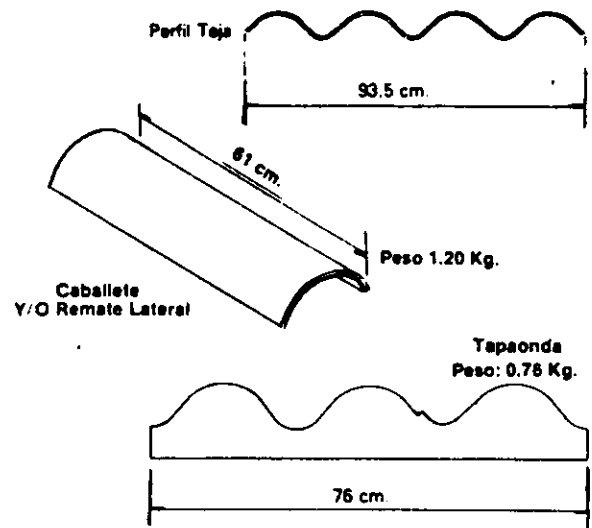
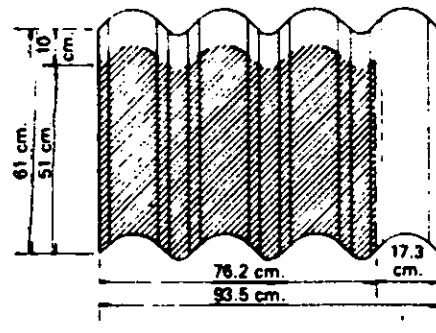
Instalación

Para la instalación de maxiteja, MEXALIT pone a su disposición su servicio de asistencia técnica-comercial.

Características

Las dimensiones de Maxiteja son de 93.5 Cms De ancho por 61 Cms. De largo. con un espesor de 6 M.M. Cada Maxiteja pesa 6 Kgs

Maxiteja y Accesorios



Una Nueva Era en Techado

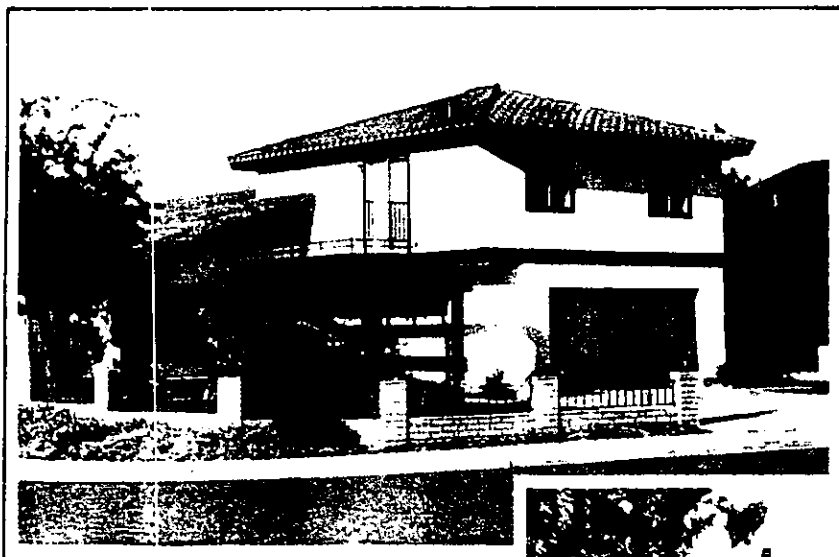
A través de los años, MEXALIT se ha caracterizado por su excelencia en techos inclinados y en respuesta a esa búsqueda permanente, ahora MEXALIT introduce una nueva teja...

moxitejo : excelencia en techos inclinados.

moxitejo representa un ahorro por metro cuadrado, por ser más rápida su instalación y por necesitarse menos piezas por superficie instalada. Además se requiere de menos estructura, incrementando su economía metro por metro instalado.

moxitejo es ligera... durable... y grande. Un verdadero aislante a los cambios de clima y de temperatura; agregando un excelente toque de belleza a su casa.

moxitejo ... creando una nueva era en techado!



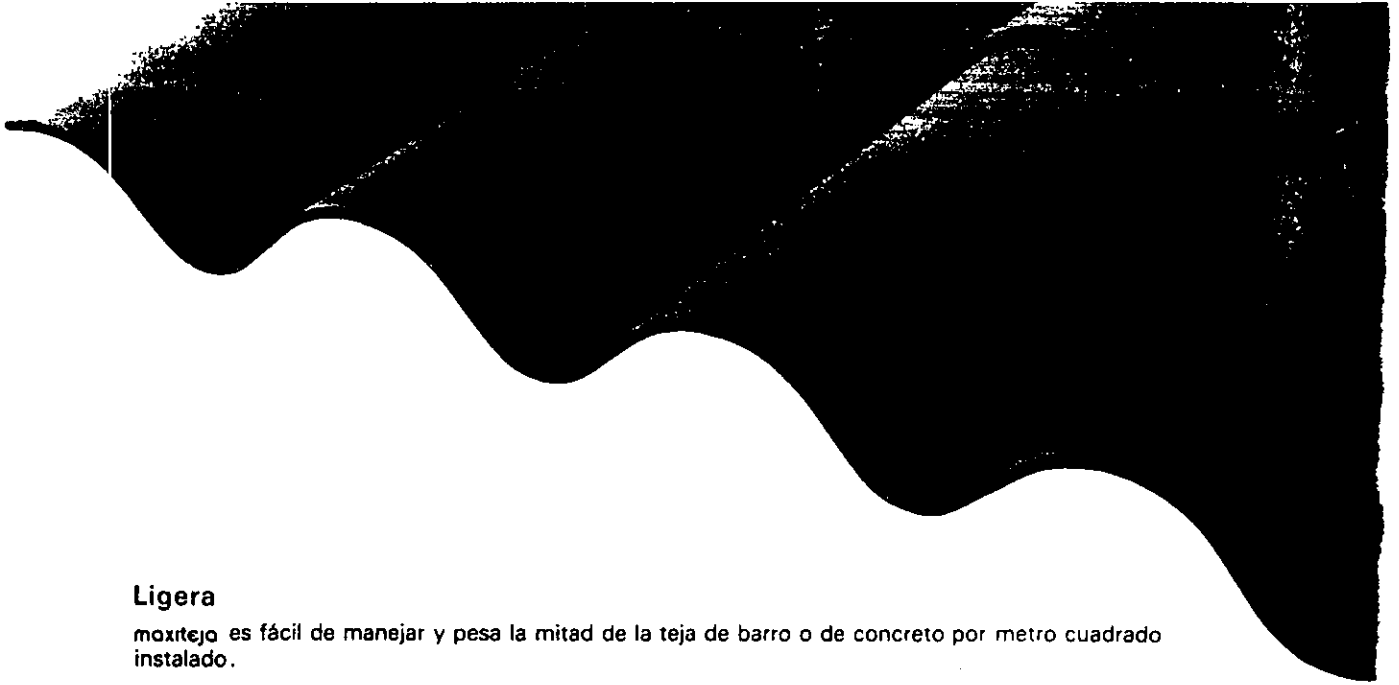
Una Nueva Construcción

La versatilidad de la **moxitejo** le permite usarse como elemento decorativo y de techado. Su colocación puede hacerse sobre losa de cemento o directamente sobre travesaños de metal o de madera. **moxitejo** ofrece larga protección y un valor estético a las construcciones residenciales, gubernamentales, educacionales y comerciales.



Comodidad y Seguridad

moxitejo es impermeable, aislante térmico y aislante sonoro, lo que, aunado a su capacidad de protección al fuego, le proporciona comodidad y seguridad. **moxitejo** es la alternativa perfecta de recubrimiento.



Ligera

moxtejo es fácil de manejar y pesa la mitad de la teja de barro o de concreto por metro cuadrado instalado.

Gran Tamaño

moxtejo es más grande que las tejas convencionales. Cada pieza mide 61.0 cm x 93.5 cm y solo se necesitan 2.6 piezas por metro cuadrado. **moxtejo** cubre más y más rápido.

Resistente

moxtejo está fabricada con avanzada tecnología y sus novedosos componentes la hacen más resistente que los productos comparables en el mercado.

Belleza y Calidad

moxtejo está diseñada para combinar estéticamente con la multitud de formas arquitectónicas. Además, su calidad se garantiza por el estricto cumplimiento de las normas internacionales. **moxtejo**. máxima calidad en tejas.

Versatilidad

La versatilidad de instalación de **moxtejo** la vuelve ideal para casas, haciendas, ranchos, restaurantes, comercios, edificios y mucho más. Ya sea en construcciones nuevas o en remodelaciones... **moxtejo**, ideal para todo tipo de construcción con techo inclinado.

Impermeable

Esta nueva y revolucionaria teja se mantiene firme contra el sofocante calor, el frío, las lluvias y los fuertes vientos. **moxtejo** ofrece protección contra cualquier condición climática, año tras año.

Resumen de Cargas actuando sobre la Cubierta.

C A R G A	GRAVITACIONAL (Kg./m ² .)	PARA EFECTOS SISMICOS (Kg./m ² .)
1 Peso de la cubierta	15.00	15.00
2 Peso de Maxiteja	15.60	15.60
3 Viguetas de madera.	3.84	3.84
Subtotal carga muerta en viguetas.	34.44	34.44
4 Carga Viva.	40.00	20.00
Total cargas muerta + viva en viguetas.	74.44	54.44
5 Peso de Armaduras.	13.05	13.05
Total cargas muerta + viva en armaduras.	87.49	67.49

Análisis de Fuerzas de Viento.

a) Efectos del viento en la cubierta.

Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento se tiene las siguientes condiciones :

La presión (empuje o succión) del viento se calcula con la fórmula:

$$p = C_p \times C_z \times K \times p$$

p = presión básica de diseño= 30 kg/m²

K = factor correctivo por condiciones de exposición,
en este caso = 1.60

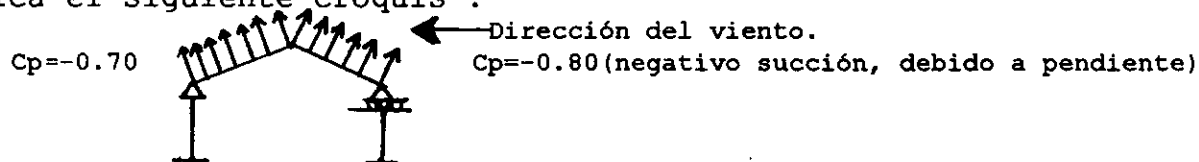
Cz = 1 para construcciones con h <= 10 m.

Cp = factor de presión, depende de la forma de la construcción y de la posición de la superficie expuesta. Los valores positivos de Cp corresponden a empuje y los negativos a succión.

El valor de Cp puede variar para la cubierta según los siguientes tres casos :

a.1) El viento llega en dirección perpendicular a la pendiente del techo.

La armadura (que soporta las acciones de viento) se idealiza como indica el siguiente croquis :



El valor de Cp se calcula dentro del rango :

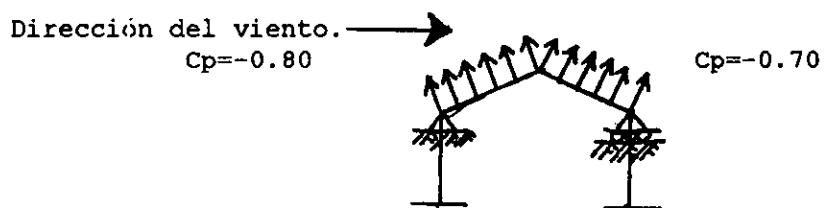
$$-0.80 < (0.04 \times \theta) - 1.6 < 1.8 \quad \theta = \text{ángulo de la pendiente en grados}$$

$$(0.04 \times 18.435) - 1.6 = -0.863$$

Se considerará el límite inferior $C_p = -0.80$ para techo inclinado lado de barlovento y $C_p = -0.70$ para el lado de sotavento, en este caso la cubierta recibe succión por ambas partes y de cada lado se debe calcular la presión del viento.

a.2) El viento llega del otro lado de la cubierta del techo.

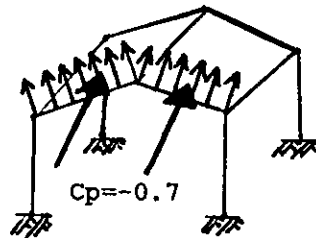
La armadura (que soporta las acciones de viento) se idealiza como indica el siguiente croquis :



Para el análisis equivale a cambiar las cargas de viento de un lado a otro del techo sin modificar las condiciones de apoyo.

a.3) Se supone la condición de techos inclinados con la acción del viento paralela a las generatrices.

La armadura queda sometida a una misma presión del viento que se calcula con $C_p = -0.7$

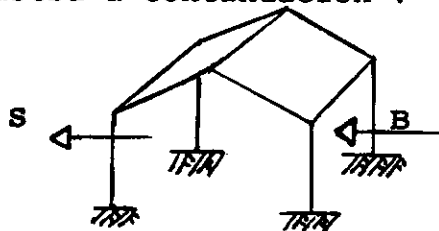


b) Efectos del viento en muros.

Los efectos del viento sobre el área de muros serán soportados por las columnas en el sentido transversal y por los marcos en el longitudinal.

b.1) Efectos del viento en columnas.

Considerando el caso más desfavorable en los muros, la acción del viento sobre las columnas (cuando el viento llega perpendicular al marco) se ilustra a continuación :



Para tales efectos se calcula una presión de :

- Area de Barlovento :

$$C_p = 0.80 \text{ según las Normas Técnicas Complementarias.}$$

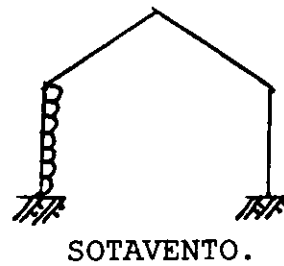
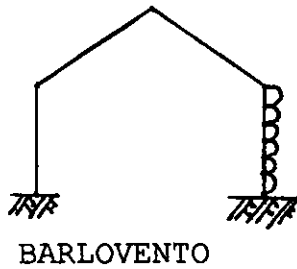
$$p = C_p \times C_z \times K \times p = 0.8 \times 1 \times 1.6 \times 30 = 38.40 \text{ kg./m}^2.$$

- Area de Sotavento :

$$C_p = -0.50 \text{ según las Normas Técnicas Complementarias.}$$

$$p = -0.5 \times 1 \times 1.6 \times 30 = -24.00 \text{ kg./m}^2.$$

Quedando el diagrama :



Como puede presentarse el caso de que entre el viento del otro lado se considerará un efecto promedio.

Acción del viento en cada columna es igual a :

$$\frac{\text{Presión Barlovento} \times A \text{ Barlovento} + \text{Presión Sotavento} \times A \text{ sotavento}}{12 \text{ columnas.}}$$

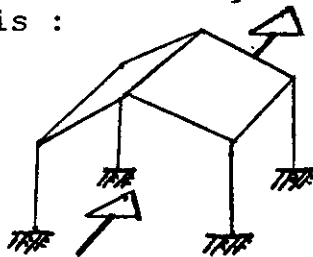
$$\text{Presión del viento en cada columna} = \frac{(38.40 \times 25.123 \text{ m}^2 + 24 \times 25.123 \text{ m}^2)}{12 \text{ columnas}}$$

$$\text{Presión del viento en cada columna} = 130.64 \text{ kg./columna.}$$

$$\text{Presión lineal en cada columna} = 130.64 / 2.617 \text{ m.} = 49.92 \text{ kg./m.}$$

b.2) Efectos del viento en el Marco.

Si el viento llega en el sentido que se indica en el siguiente croquis :



El marco toma los efectos de viento como sigue :

$$\text{Presión en las paredes laterales} = -0.70 \times 1 \times 1.60 \times 30 = -33.60 \text{ kg/m}^2$$

Presión por un marco = $-33.60 \times 25.9538 \text{ m} = -872.05 \text{ kgs.}$

Presión por columna = $-872.05/2 = 436.024 \text{ kg.}$

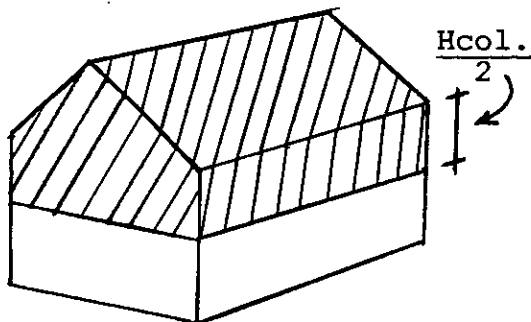
Presión lineal por columna = 166.61 kg./m.

Análisis de Fuerza Sísmica en columnas y marco.

Tomando en cuenta lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo se considerará que :

La vivienda esta situada en zona I, es decir factor $C=0.16$; por el tipo de construcción le corresponde un factor de comportamiento sísmico $Q=1.50$ (Para marcos y armaduras de madera).

El procedimiento del cálculo de las Fuerzas Sísmicas es :



Se calculará el peso W del área sombreada, cargas muerta + viva y se calculará la Fza. sísmica :

$$F \text{ sísmica} = \frac{W (C)}{Q} \quad \frac{0.16 W}{1.5}$$

Peso de la cubierta (se consideró carga viva y muerta).

$67.49 \text{ kg./m}^2 \times 7.92 \text{ m.} \times 9.60 \text{ m} = 5,131.39 \text{ kgs.}$

+ Peso de todas las columnas a la mitad de su altura :

$0.14 \text{ m} \times 0.24 \text{ m} \times (2.617/2) \text{ m} \times 600 \text{ kg/m}^3 \times 12 \text{ columnas} = 316.55 \text{ kgs}$

(No se considera el peso de los muros pues estos descargan sobre la cimentación).

$W \text{ total} = \text{peso de cubierta} + \text{peso de columnas a su altura media.}$

$W \text{ total} = 5,131.39 + 316.55 = 5,447.95 \text{ kgs.}$

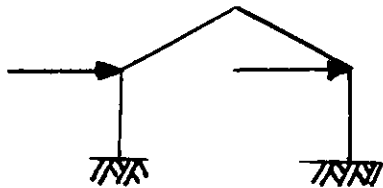
$\text{Fuerza Sismica} = (5,447.95 \text{ kgs.} \times 0.16) / 1.5 = 581.11 \text{ kgs.}$

Se considerará un 20 % para los efectos de torsión.

$\text{Fuerza Sismica} = 581.11 \times 1.20 = 697.34 \text{ Kgs.}$

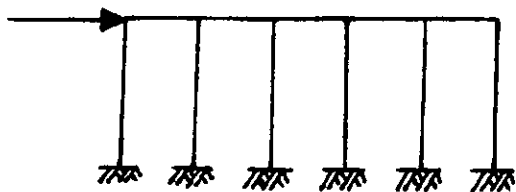
La fuerza sísmica puede llegar en dos direcciones.

Fuerza sísmica actuando en las columnas.



$\text{Fuerza sísmica por columna} = 697.34 / 12 = 58.11 \text{ Kgs./columna}$

Fuerza sísmica actuando en cada marco.



$\text{Fuerza sísmica por marco} = 697.34 / 2 = 348.67 \text{ Kgs./marco}$

VI.III ANALISIS DEL SISTEMA DE TECHO.

El sistema de techo lo conforman la cubierta (duela, maxiteja y viguetas) y la armadura sobre la que se apoya.

Las cargas muerta y viva, gravitan sobre la armadura, que también se ve afectada por las fuerzas del viento. Las cargas sísmicas no actúan sobre la armadura, sino sobre columnas y marcos.

Con ayuda de un programa de analisis por computadora, se analizó la armadura de las siguientes formas :

- Primera condición de viento.- Barlovento en lado derecho, sotavento en lado Izquierdo.
- Segunda condición de viento.- Sotavento en lado derecho, barlovento en lado Izquierdo.
- Tercera condición de viento.- Acción del viento paralela a las generatrices.
- Cargas verticales : viva y muerta.

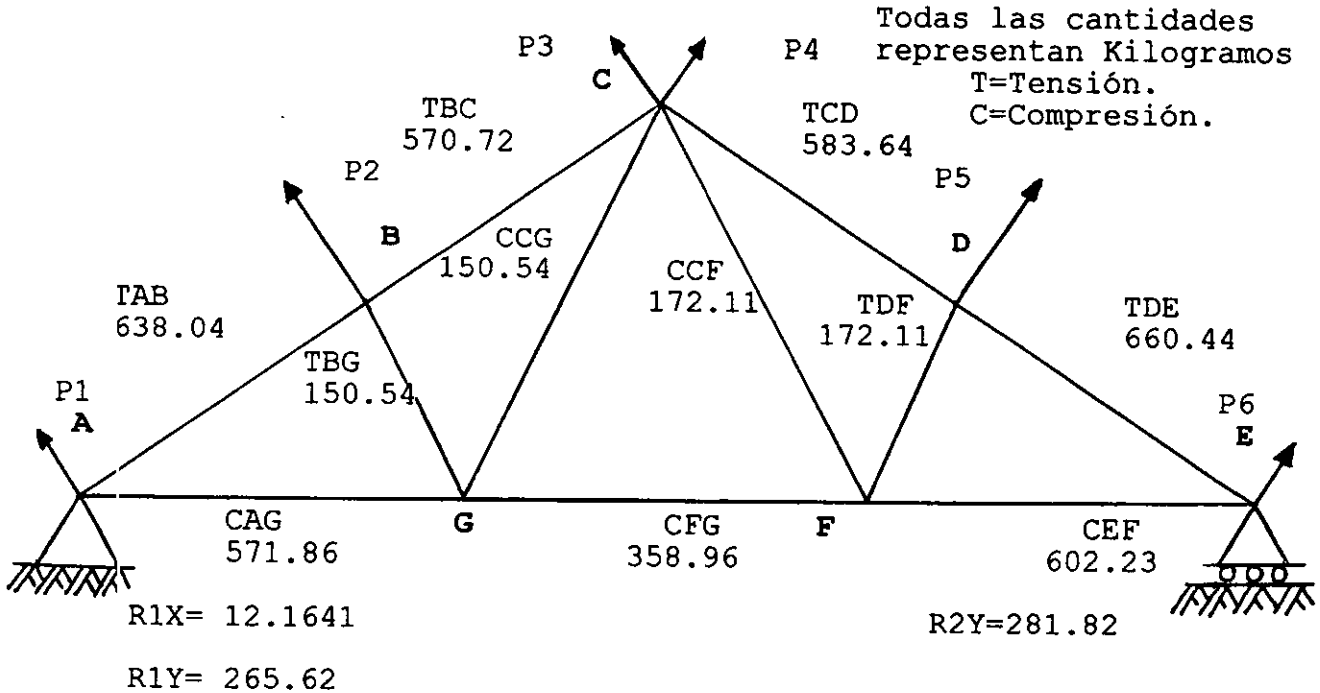
Después se sumaron para cada barra los efectos de carga vertical más cada una de las condiciones de viento (por separado), para obtener así tres condiciones diferentes de carga viva + muerta + viento.

Obteniendose los siguientes resultados :

Resumen

- Primera condición de viento.- Barlovento en lado derecho, sotavento en lado izquierdo.

Todas las cantidades representan Kilogramos
T=Tensión.
C=Compresión.



Presiones lado izquierdo (sotavento)

$p = C_p \times C_z \times K \times p = -0.7 \times 1 \times 1.6 \times 30 = -33.6 \text{ kgs./m}^2$.
 Longitud tributaria para cada armadura = 1.92 m.
 presión lineal = $-33.6 \text{ kg./m}^2 \times 1.92 \text{ m.} = -64.51 \text{ kgs./m.}$
 Presiones por nudo :
 $P1 = -64.51 \text{ kg./m.} \times 1.04355 \text{ mts.} = -67.3215 \text{ kgs.}$
 $P2 = -64.51 \text{ kg./m.} \times 2.0871 \text{ mts.} = -134.643 \text{ kgs.}$
 $P3 = -64.51 \text{ kg./m.} \times 1.04355 \text{ mts.} = -67.3215 \text{ kgs.}$

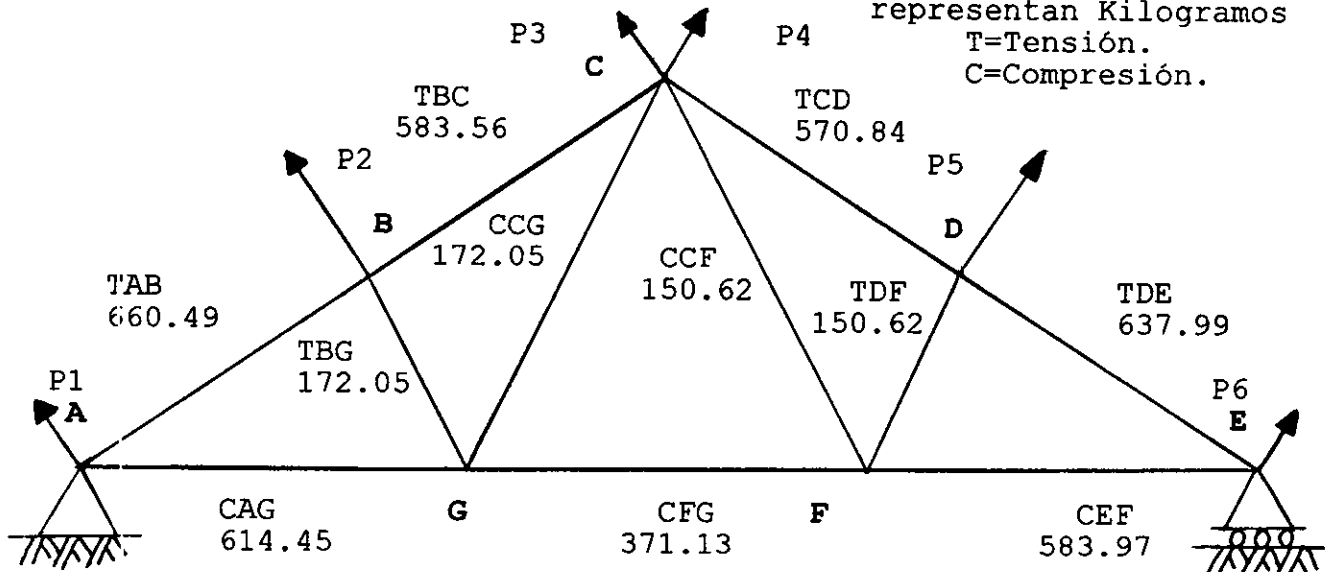
Presiones lado derecho (barlovento)

$p = C_p \times C_z \times K \times p = -0.8 \times 1 \times 1.6 \times 30 = -38.4 \text{ kgs./m}^2$.
 Longitud tributaria para cada armadura = 1.92 m.
 presión lineal = $-38.4 \text{ kg./m}^2 \times 1.92 \text{ m.} = -73.728 \text{ kgs./m.}$
 Presiones por nudo :
 $P4 = -73.728 \text{ kg./m.} \times 1.04355 \text{ mts.} = -76.9389 \text{ kgs.}$
 $P5 = -73.728 \text{ kg./m.} \times 2.0871 \text{ mts.} = -153.8777 \text{ kgs.}$
 $P6 = -73.728 \text{ kg./m.} \times 1.04355 \text{ mts.} = -76.9389 \text{ kgs.}$

En forma semejante se realizó el análisis para la segunda condición de viento de la que a continuación se muestra el resumen.

- Segunda condición de viento.- Sotavento en lado derecho, barlovento en lado izquierdo.

Todas las cantidades representan Kilogramos
T=Tensión.
C=Compresión.



R1X= 12.1641
R1Y= 281.84

R2Y=265.60

Las cantidades indican Kgs.
T = Tensión.
C = Compresión.

Presiones lado izquierdo (barlovento)

$$p = C_p \times C_z \times K \times p = -0.8 \times 1 \times 1.6 \times 30 = -38.4 \text{ kgs./m}^2.$$

Longitud tributaria para cada armadura = 1.92 m.

$$\text{presión lineal} = -38.4 \text{ kg./m}^2 \times 1.92 \text{ m.} = -73.728 \text{ kgs./m.}$$

Presiones por nudo :

$$P1 = -73.728 \text{ kg./m.} \times 1.04355 \text{ mts.} = -76.9389 \text{ kgs.}$$

$$P2 = -73.728 \text{ kg./m.} \times 2.0871 \text{ mts.} = -153.8777 \text{ kgs.}$$

$$P3 = -73.728 \text{ kg./m.} \times 1.04355 \text{ mts.} = -76.9389 \text{ kgs.}$$

Presiones lado derecho (sotavento)

$$p = C_p \times C_z \times K \times p = -0.7 \times 1 \times 1.6 \times 30 = -33.6 \text{ kgs./m}^2.$$

Longitud tributaria para cada armadura = 1.92 m.

$$\text{presión lineal} = -33.6 \text{ kg./m}^2 \times 1.92 \text{ m.} = -64.51 \text{ kgs./m.}$$

Presiones por nudo :

$$P4 = -64.51 \text{ kg./m.} \times 1.04355 \text{ mts.} = -67.3215 \text{ kgs.}$$

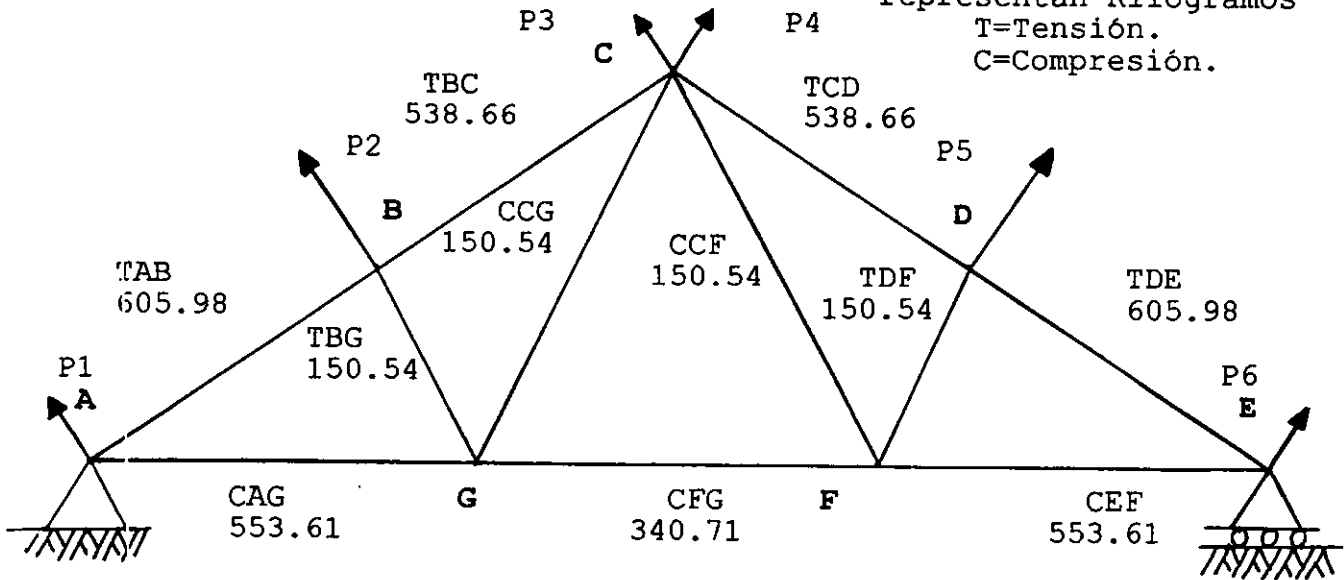
$$P5 = -64.51 \text{ kg./m.} \times 2.0871 \text{ mts.} = -134.643 \text{ kgs.}$$

$$P6 = -64.51 \text{ kg./m.} \times 1.04355 \text{ mts.} = -67.3215 \text{ kgs.}$$

En forma semejante se realizó el análisis para la tercera condición de viento de la que a continuación se muestra el resumen.

- Tercera condición de viento.- Acción del viento paralela a las generatrices.

Todas las cantidades representan Kilogramos
T=Tensión.
C=Compresión.



R1X= 0
R1Y= 255.47

R2Y=255.47

Las cantidades indican Kgs.
T = Tensión.
C = Compresión.

Presiones lado derecho (barlovento)

$$p = C_p \times C_z \times K \times p = -0.7 \times 1 \times 1.6 \times 30 = -33.6 \text{ kgs./m}^2.$$

Longitud tributaria para cada armadura = 1.92 m.

$$\text{presión lineal} = -33.6 \text{ kg./m}^2 \times 1.92 \text{ m.} = -64.51 \text{ kgs./m.}$$

Presiones por nudo :

$$P1 = -64.51 \text{ kg./m.} \times 1.04355 \text{ mts.} = -67.3215 \text{ kgs.}$$

$$P2 = -64.51 \text{ kg./m.} \times 2.0871 \text{ mts.} = -134.643 \text{ kgs.}$$

$$P3 = -64.51 \text{ kg./m.} \times 1.04355 \text{ mts.} = -67.3215 \text{ kgs.}$$

Presiones lado izquierdo (barlovento)

$$p = C_p \times C_z \times K \times p = -0.7 \times 1 \times 1.6 \times 30 = -33.6 \text{ kgs./m}^2.$$

Longitud tributaria para cada armadura = 1.92 m.

$$\text{presión lineal} = -33.6 \text{ kg./m}^2 \times 1.92 \text{ m.} = -64.51 \text{ kgs./m.}$$

Presiones por nudo :

$$P4 = -64.51 \text{ kg./m.} \times 1.04355 \text{ mts.} = -67.3215 \text{ kgs.}$$

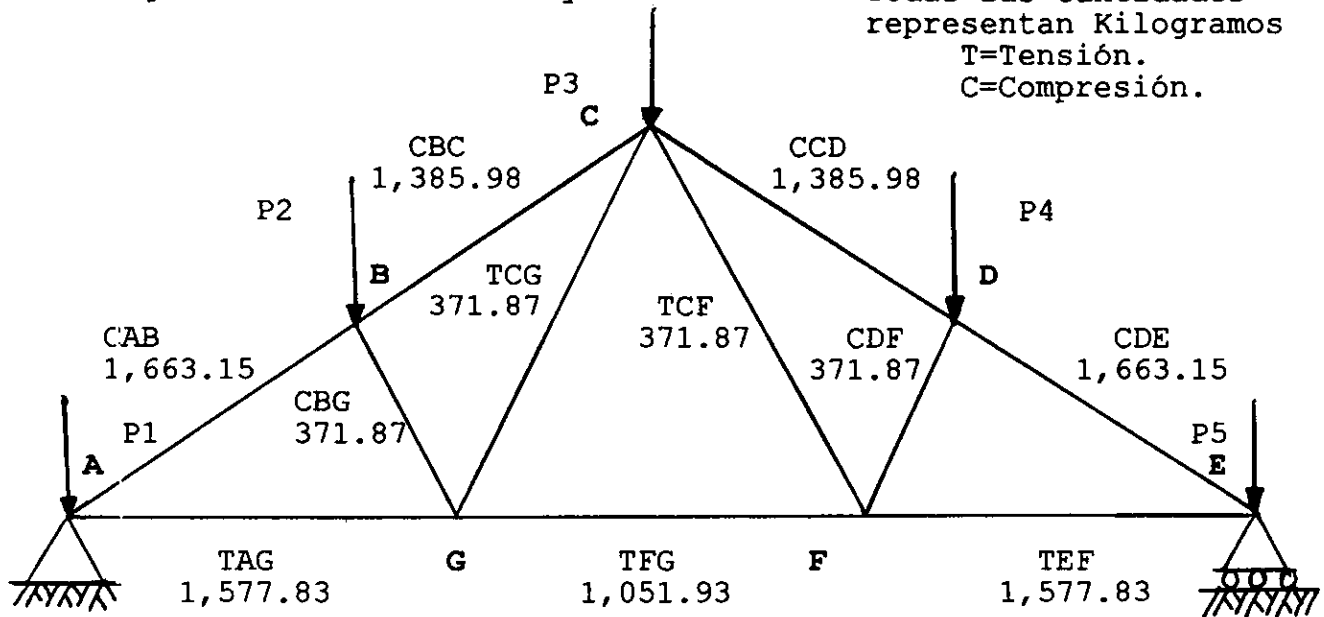
$$P5 = -64.51 \text{ kg./m.} \times 2.0871 \text{ mts.} = -134.643 \text{ kgs.}$$

$$P6 = -64.51 \text{ kg./m.} \times 1.04355 \text{ mts.} = -67.3215 \text{ kgs.}$$

De la misma manera se realizó el análisis para la condición de carga gravitacional (carga viva + muerta) de la que a continuación se muestra el resumen.

- Cargas verticales : viva y muerta.

Todas las cantidades representan Kilogramos
T=Tensión.
C=Compresión.



R1X= 0
R1Y= 701.19

R2Y=701.19

Las cantidades indican Kgs.
T = Tensión.
C = Compresión.

Cargas Verticales actuando en la cubierta.

Del resumen de cargas verticales se obtiene una carga viva + carga muerta = 87.49 kg./m.²

Longitud tributaria para cada armadura = 1.92 m.

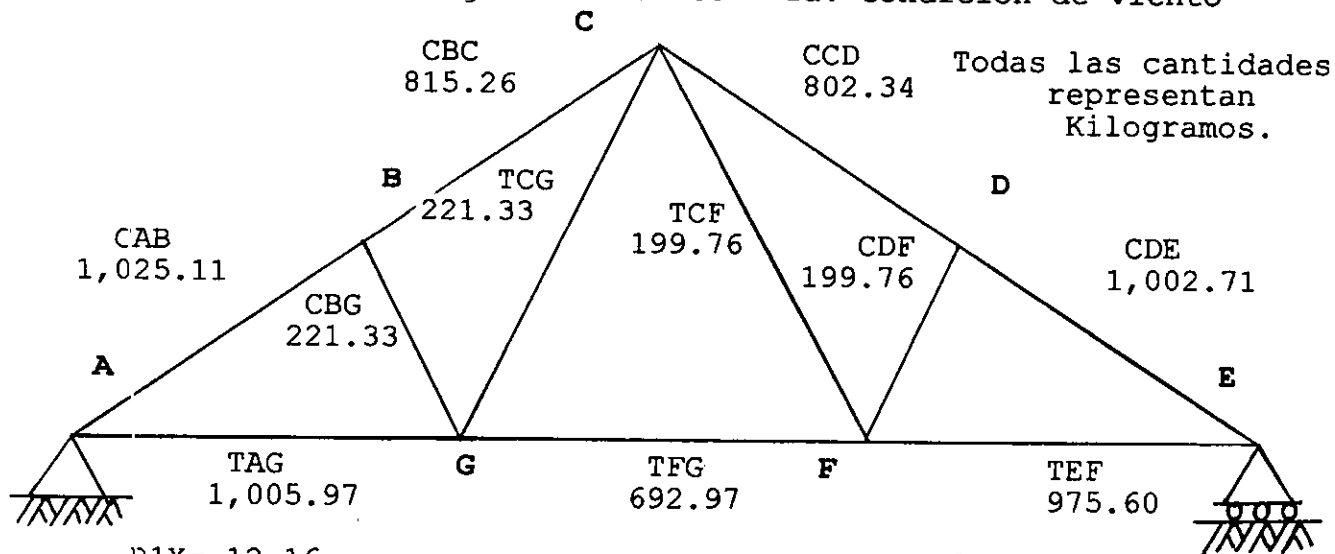
Carga lineal = 87.49 kg./m² x 1.92 m. = 167.9808 Kgs./m.

Presiones por nudo :

P1 = 167.98 kg./m. x 1.04355 mts. = 175.2964 kgs.
P2 = 167.98 kg./m. x 2.0871 mts. = 350.5927 kgs.
P3 = 167.98 kg./m. x 2.0871 mts. = 350.5927 kgs.
P4 = 167.98 kg./m. x 2.0871 mts. = 350.5927 kgs.
P5 = 167.98 kg./m. x 1.04355 mts. = 175.2964 kgs.

Las cargas verticales son permanentes y las de viento son accidentales, por superposición se sumaron los efectos de cargas verticales con los de cada una de las condiciones de viento para elegir la más desfavorable (y que se utilizará en la etapa de diseño).

Suma de efectos : Cargas Verticales + 1a. condición de viento



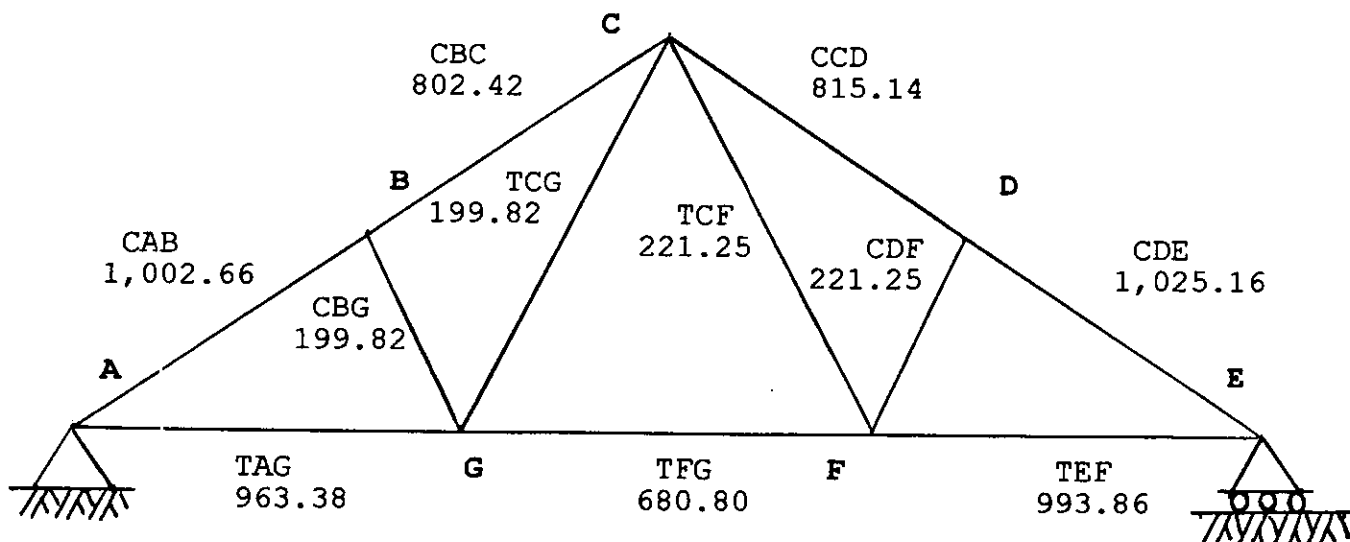
R1X= 12.16

R1Y= 435.57

R2Y=419.37

T=Tensión resultante o C=Compresión resultante

Suma de efectos : Cargas Verticales + 2a. condición de viento

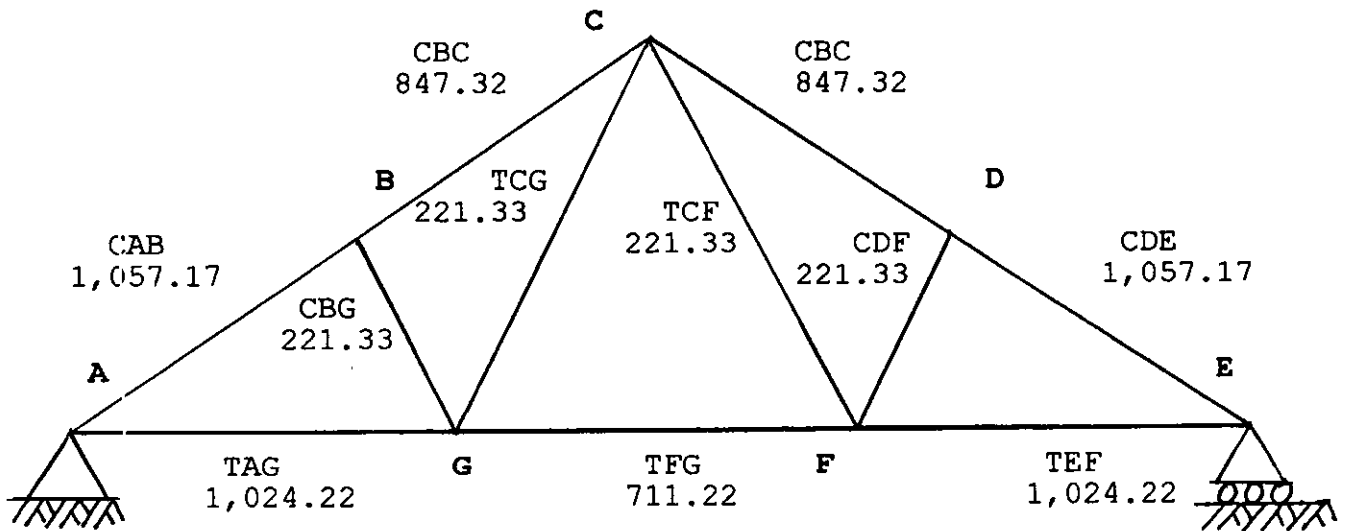


R1X= 12.16

R1Y= 419.35

R2Y= 435.59

Suma de efectos : Cargas Verticales + 3a. condición de viento
 Todas las cantidades representan Kilogramos.



R1X= 12.16
 R1Y= 445.72 · T=Tensión resultante o C=Compresión resultante
 R2Y=445.72

VI.IV ANALISIS DE MARCO.

Se analizó el Marco mediante análisis en computadora obteniéndose los siguientes resultados :

ELEMENTOS MECANICOS MAXIMOS EN COLUMNAS.

Tipo de Carga	Clave.
Vertical (Viva+Muerta)	01
Viento.	02
Sismo.	03

Clasificación por Fuerzas Axiales Máximas.

Fuerza Axial Máxima.	F.Axial Fx (Ton)	Cortante Vx (Ton)	Momento M (Txm)	Elementos
01	+0.743	0.000	0.000	7 y 10
02	+0.468	±0.232	±0.107	6 y 11
03	±0.060	0.055	0.076	6

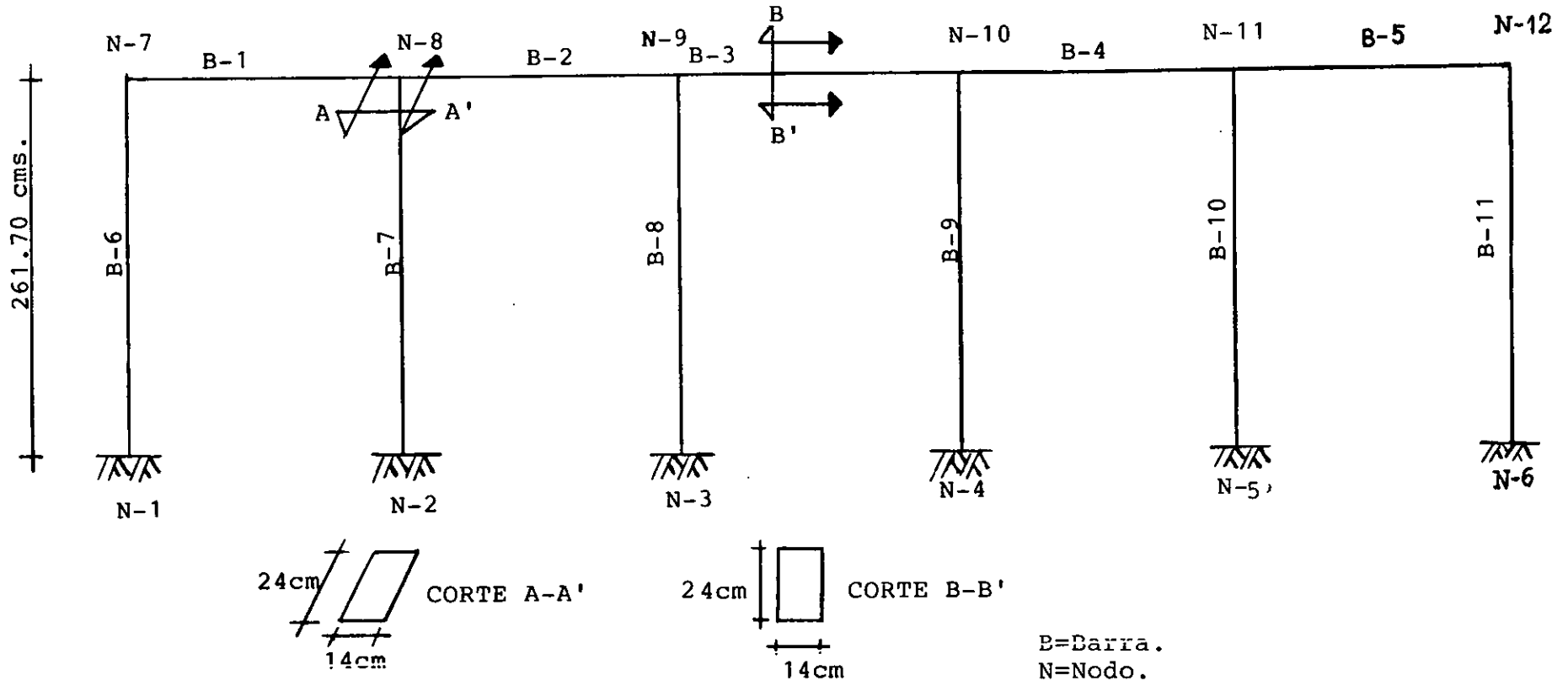
Carga Vertical 01 + Carga de Viento 02

01	+0.743	0.000	0.000
+ 02	+0.468	±0.232	±0.107
01+02	1.211	0.232	0.107

Carga Vertical 01 + Carga de Sismo 03

01	+0.743	0.000	0.000
+ 03	±0.060	0.055	0.076
01+03	0.803	0.055	0.076

MARCO LATERAL



Clasificación por Fuerzas Cortantes Máximas.

Fuerza Cortante Máxima.	F.Axial Fx (Ton)	Cortante Vx (Ton)	Momento M (Txm)	Elementos
01	+0.717	±0.001	±0.001	6 y 11
02	0.468	±0.232	±0.107	6 y 11
03	0.025	0.061	0.081	7 y 10

Carga Vertical 01 + Carga de Viento 02

01	+0.717	±0.001	±0.001	
+ 02	0.468	±0.232	±0.107	
01+02	1.185	0.233	0.108	

Carga Vertical 01 + Carga de Sismo 03

01	+0.717	±0.001	±0.001	
+ 03	0.025	0.061	0.081	
01+03	0.742	0.062	0.082	

Clasificación por Momentos Máximos.

Momento Máximo.	F.Axial Fx (Ton)	Cortante Vx (Ton)	Momento M (Txm)	Elementos
01	0.717	±0.001	±0.001	6 y 11
02	0.468	±0.232	±0.107	6 y 11
03	0.025	0.061	0.081	7 y 10

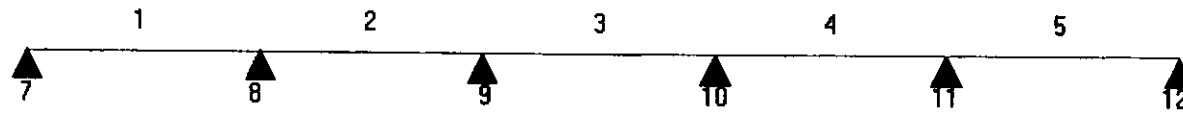
Carga Vertical 01 + Carga de Viento 02

01	0.717	0.001	0.001	
+ 02	0.468	0.232	0.107	
01+02	1.185	0.233	0.108	

Carga Vertical 01 + Carga de Sismo 03

01	0.717	0.001	0.001
+ 03	0.025	0.061	0.081
<hr/> 01+03	<hr/> 0.742	<hr/> 0.062	<hr/> 0.082

ELEMENTOS MECANICOS MAXIMOS EN TRABES.



CLASIFICACION POR FUERZA AXIAL MAXIMA.

Tipo de
Carga Axial
Máxima.

01	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
			ó 0.001		ó 0.001		ó 0.001		ó 0.001		
02	0.205	0.205	0.205	0.207	0.207	0.207	0.207	0.207	0.207	0.205	0.205
			ó 0.207		ó 0.207		ó 0.207		ó 0.205		
03	0.294	0.294	0.294	0.232	0.232	0.173	0.173	0.114	0.114	0.054	0.054
			ó 0.232		ó 0.173		ó 0.114		ó 0.054		
01 + 02	0.206	0.206	0.208	0.208	0.208	0.208	0.208	0.208	0.208	0.206	0.206
01 + 03	0.295	0.295	0.295	0.233	0.233	0.174	0.174	0.115	0.115	0.055	0.055

CLASIFICACION POR CORTANTE MAXIMO

Tipo de
Cortante
Máximo.

01	0.016	0.000	-0.022	0.000	-0.019	0.000	-0.019	0.000	-0.020	0.000	-0.016
			ó 0.020		ó 0.019		ó 0.019		ó 0.022		
02	0.048	0.048	0.048	-0.010	-0.010	0.000	0.000	0.010	0.010	-0.048	-0.048
			ó -0.010		ó -0.000		ó 0.010		ó -0.048		
03	-0.060	-0.060	-0.060	-0.036	-0.036	-0.041	-0.041	-0.035	-0.035	-0.059	-0.059
			ó -0.036		ó -0.041		ó -0.035		ó -0.059		
01 + 02	0.064	0.048	0.070	0.010	0.029	0.000	0.029	0.010	0.070	0.048	0.064
01 + 03	0.076	0.060	0.082	0.036	0.060	0.041	0.060	0.035	0.081	0.059	0.075

CLASIFICACION POR MOMENTO MAXIMO.

Tipo de
Momento
Máximo

01	0.001	-0.005	0.007	-0.003	0.006	-0.003	0.006	-0.003	0.007	-0.005	0.001
02	0.073	0.034	-0.020	-0.006	0.004	0.002	0.004	-0.006	-0.020	0.034	0.073
			ó -0.016		0.002		0.002		ó -0.016		
03	-0.069	-0.020	0.047	0.003	-0.040	0.000	0.040	-0.003	-0.046	0.020	0.067
			ó -0.032		ó 0.036		ó -0.036		ó 0.032		
01 + 02	0.074	0.039	0.027	0.009	0.010	0.005	0.010	0.009	0.027	0.039	0.074
01 + 03	0.070	0.025	0.054	0.006	0.046	0.003	0.046	0.006	0.053	0.025	0.068

VI.V DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA DE PINO.

A continuación se compara el diseño de elementos estructurales de madera según las **NTC-EM-1977** (Método de Esfuerzos Permisibles) y según las **NTC-EM-1993** (Método de Resistencia Última).

En todos los casos se considera madera aserrada de pino con $CH < 18\%$ y $\gamma = 0.45$.

Para el diseño según las **NTC-EM-1977** en todos los casos se considera madera de tipo Selecta con sus esfuerzos permisibles correspondientes (Tabla IV.2.1).

Para el diseño según las **NTC-EM-1993** en todos los casos se considera madera de tipo Clase A con los correspondientes valores de resistencias y módulos de elasticidad (Tabla II.1). En todos los casos la madera cumple con las normas : NOM-224-1983 (Incluye dimensiones permisibles, Tabla 1.1, 1.2 y 1.3) y NOM-C-239-1985

En cada caso varían las dimensiones de la sección transversal del elemento y las acciones que actúan sobre éste.

VI.V.1 ELEMENTO SOMETIDO A TENSION AXIAL

ELEMENTO SOMETIDO A TENSION AXIAL según las **NTC-EM-1977**.

Se considera el elemento con mayor tensión en la armadura $TAG = 1,577.83$ Kgs. (Carga viva más carga muerta) $\gamma = 0.45$ (cumple con $\gamma > 0.35$, sección 8.70×14.00 cms.

Area de la sección = $8.70 \times 14.00 = 121.80 \text{ cm}^2$

Esfuerzo de tensión paralela a la fibra $f_{tp} = 80 \text{ Kg/cm}^2$ (Tabla IV.2.1).

Factores de modificación de resistencia.

- Contenido de humedad (Capítulo IV.III.1.1) Incremento del 10%
- Duración de carga (Tabla IV.3) Carga muerta + Carga Viva 15% de incremento
- Redistribución de Cargas en Pisos y Techos. (Capítulo IV.III.1.3) Como este apartado solo se aplica a sistemas constructivos que soportan cargas verticales en conjunto y que la separación de estos no exceda de 60 cm, para este caso este factor no tiene aplicación.
- Impregnación por presión y Temperatura. (Capítulo IV.III.1.4) Como no se esta aplicando este tratamiento no tiene aplicación.
- Densidad $\gamma > 0.40$ (Capítulo IV.III.1.5) Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$ y como por cada 0.01 en exceso de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$

Esfuerzo permisible en tensión ftp = $80 \times (1.00 + 0.10 + 0.15 + 0.15)$

ftp = 112 Kg/cm²

Esfuerzo Actuante $\sigma = F/A = 1,577.83 \text{ Kg.} / 121.80 \text{ cm}^2 = 12.95 \text{ Kg./cm}^2$

Como el esfuerzo actuante = 12.95 < 112 esfuerzo permisible ftp Nuestra sección resiste la fuerza de tensión a la que esta sujeta.

Independientemente de que hemos demostrado que nuestro elemento resiste la fuerza mayor de tensión en la armadura; si analizamos el caso de la sección menor, es decir aquella sección transversal mínima para soportar el esfuerzo actuante para este tipo de madera, el área de esta sección sería :

ftp = 112 Kg./cm² = 1,577.83 Kg./Área mínima.

Despejando Area mínima = $1,577.83 / 112 = 14.09 \text{ cm}^2$.

Area mínima = 14.09 cm^2 que se puede cubrir con una sección normalizada de $8.70 \times 1.90 \text{ cms.}$ con $A = 16.53 \text{ cm}^2$.

ELEMENTO SOMETIDO A TENSION AXIAL según las NTC-EM-1993.

Se considera el elemento con mayor tensión en la armadura TAG = $1,577.83 \text{ Kgs.}$ (Carga viva más carga muerta) $\gamma = 0.45$ (cumple con $\gamma > 0.35$, sección $8.70 \times 14.00 \text{ cms.}$

$f'tu = 115 \text{ Kg./cm}^2$ (Tabla II.1)

Fuerza Máxima de Tensión TAG = $1,577.83 \text{ Kgs.}$ condición carga viva+carga muerta.

Sección $8.70 \times 14.00 \text{ cms.}$ con $A = 121.80 \text{ cm}^2$

Resistencia Requerida.

$Tu = Fc \times T$ Donde Fc=Factor de carga que para este caso (Carga gravitacional) $Fc = 1.40$ según artículo 194-I y 188-I del reglamento del DDF.

$Tu = 1.40 \times 1,577.83 = 2,208.96 \text{ Kgs.}$

Resistencia de la sección propuesta :

$TR = FR \times ftu \times An$

- Factor de Reducción de Resistencia $FR = 0.70$ (Tabla IV.4)

- Resistencia Modificada $ftu = f'tu \times (Kh \times Kd \times Kc \times Kp \times Kcl)$

Factores de modificación de resistencia :

- Factor por contenido de humedad $Kh = 1.00$ (Tabla IV.5)

- Factor por duración de carga. Kd=1.00 (Tabla IV.6)
- Factor por compartición carga Kc=1.00 No se aplica
(Capítulo IV.III.2.2.3)
- Factor por peralte. Kp=1.15 (Tabla IV.8)
- Factor por clasificación. Kcl=0.80 (Tabla IV.9)

$$ftu = 115 \times (1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.15 \times 0.80) = 115 \times 0.92 = 105.80 \text{ Kg./cm}^2$$

$$TR = 0.70 \times 105.80 \times 121.80 = 9,020.51 \text{ Kgs.}$$

Como la Tensión Resistente = 9,020.51 Kgs. > 2,208.96 Kgs. = Tensión Requerida.

La sección considerada resiste la fuerza de tensión actuante.

Aún cuando ya se ha demostrado que nuestra sección es resistente, analizaremos el caso de la sección mínima de madera que se requiere para resistir la fuerza de tensión actuante.

$$Tu = TR = FR \times ftu \times \text{Area mínima.}$$

$$\text{Area mínima} = \frac{Tu}{FR \times ftu} = \frac{2,208.96 \text{ Kgs.}}{0.70 \times 105.80 \text{ Kg./cm}^2} = 29.83 \text{ cm}^2$$

Lo que representa una sección normalizada de 2.40 x 14.00 cms.

con A = 33.60 cm².

VI.V.2 ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION AXIAL.

ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION AXIAL según las NTC-EM-1977.

Se considerará el elemento con mayor compresión en la armadura CAB = 1,663.15 Kgs. (Carga Viva + Carga Muerta) con $\gamma = 0.45$ (cumple con $\gamma > 0.35$), sección 8.70 x 14.00 cms.

$$\text{Area de la sección} = 8.70 \times 14.00 = 121.80 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo de compresión paralela a la fibra $f_{cp} = 70 \text{ Kg/cm}^2$ (Tabla IV.2.1).

Factores de modificación de resistencia.

- Contenido de humedad (Capítulo IV.III.1.1) Incremento del 20%
- Duración de carga (Tabla IV.3) Carga muerta + Carga Viva 15% de incremento
- Redistribución de Cargas en Pisos y Techos. (Capítulo IV.III.1.3) Como este apartado solo se aplica a sistemas constructivos que soportan cargas verticales en conjunto y que la separación de estos no exceda de 60 cm, para este caso este factor no tiene aplicación.
- Impregnación por presión y Temperatura. (Capítulo IV.III.1.4) Como no se esta aplicando este tratamiento no tiene aplicación.
- Densidad $\gamma > 0.40$ (Capítulo IV.III.1.5) Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$ y como por cada 0.01 en exceso de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$

Esfuerzo permisible en compresión $f_{cp} = 70 \times (1.00 + 0.20 + 0.15 + 0.15)$

$f_{cp} = 105 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo Actuante $\sigma = F/A = 1,663.15 \text{ Kg.} / 121.80 \text{ cm}^2 = 13.65 \text{ Kg./cm}^2$

Como el esfuerzo actuante = $13.65 < 105$ esfuerzo permisible f_{cp} Nuestra sección resiste la fuerza a compresión a la que esta sujeta.

Independientemente de que hemos demostrado que nuestro elemento

soporta la fuerza mayor de compresión en la armadura; si analizamos el caso de la sección menor, es decir aquella sección transversal mínima para soportar el esfuerzo permisible para este tipo de madera, esta sería :

$$f_{cp}=105 \text{ Kg./cm}^2 = 1,663.15 \text{ Kg./Area mínima.}$$

$$\text{Despejando Area mínima} = 1,663.15 / 105 = 15.84 \text{ cm}^2.$$

Area mínima = 15.84 cm² que se puede cubrir con una sección normalizada de 8.70 x 1.90 cms. con A = 16.53 cm².

ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION AXIAL según las NTC-EM-1993.

Se considerará el elemento con mayor compresión en la armadura CAB= 1,663.15 Kgs. con $\gamma=0.45$ (cumple con $\gamma>0.35$), sección 8.70 x 14.00 cms.

$$f'_{cu}=120 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (Tabla II.1)}$$

Carga de Servicio CAB = 1,663.15 Kgs. condición carga viva+carga muerta.

$$\text{Sección } 8.70 \times 14.00 \text{ cms. con } A= 121.80 \text{ cm}^2$$

Resistencia Requerida.

$P_u = F_c \times P$ Donde F_c =Factor de carga que para este caso (Carga gravitacional) $F_c=1.40$ según artículo 194-I y 188-I del reglamento del DDF.

$$P_u=1.40 \times 1,663.15 = 2,328.41 \text{ Kgs.}$$

Resistencia de la sección propuesta :

$$P_R = F_R \times f_{cu} \times A$$

- Factor de Reducción de Resistencia $F_R = 0.70$ (Tabla IV.4)

- Resistencia Modificada $f_u = f'_{cu} \times (K_h \times K_d \times K_c \times K_p \times K_{cl})$

Factores de modificación de resistencia :

- Factor por contenido de humedad $K_h = 1.00$ (Tabla IV.5)
- Factor por duración de carga. $K_d = 1.00$ (Tabla IV.6)
- Factor por compartición carga $K_c = 1.00$ No se aplica
(Capítulo IV.III.2.2.3)
- Factor por peralte. $K_p = 1.15$ (Tabla IV.8)
- Factor por clasificación. $K_{cl} = 0.80$ (Tabla IV.9)

$$f_{cu} = 120 \times (1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.15 \times 0.80) = 120 \times 0.92 = 110.40 \text{ Kg./cm}^2$$

$$PR = 0.70 \times 110.40 \times 121.80 = 9,412.70 \text{ Kgs.}$$

Como la Compresión Resistente = 9,412.70 Kgs. > 2,328.40 Kgs. =
Compresión Requerida.

La sección considerada resiste la fuerza de compresión actuante.

Aún cuando ya se ha demostrado que nuestra sección es resistente, analizaremos el caso de la sección mínima de madera que se requiere para resistir la fuerza de compresión actuante.

$$P_u = PR = FR \times f_{cu} \times \text{Area mínima.}$$

$$\text{Area mínima} = \frac{P_u}{FR \times f_{cu}} = \frac{2,328.41 \text{ Kgs.}}{0.70 \times 110.40 \text{ Kg./cm}^2} = 30.13 \text{ cm}^2$$

Lo que representa una sección normalizada de 2.40 x 14.00 cms.
con $A = 33.60 \text{ cm}^2$.

VI.V.3 ELEMENTO SOMETIDO A FLEXOCOMPRESION PARALELA A LAS FIBRAS.

ELEMENTO SOMETIDO A FLEXOCOMPRESION PARALELA A LAS FIBRAS según las NTC-EM-1977.

Se considerará el marco de madera de cinco claros, y utilizando los elementos mecánicos mayores de entre todos los resultados obtenidos durante el análisis estructural del mismo. Se utilizará una columna de madera aserrada de pino, con sección de 14 x 24, orientada con su lado más corto paralelo al plano frontal del marco, con $\gamma=0.45$ y $CH<18\%$ y Longitud=2.617 mts.

Presión Máxima en Columnas: 1,211 Kg. Carga Vertical + Carga de Viento.

Momento Máximo en Columnas: 108 Kg. x m. Carga Vertical + Carga de Viento.

Cortante Máximo en Columnas: 233 Kg. Carga Vertical + Carga de Viento.

Esfuerzo de compresión paralela a la fibra $f_{cp} = 70 \text{ Kg/cm}^2$ (Tabla IV.2.1).

Esfuerzo de flexión paralela a la fibra $f_{bp} = 80 \text{ Kg/cm}^2$ (Tabla IV.2.1).

Módulo de elasticidad $E_{mín} = 40,000 \text{ Kg./cm}^2$. (Se consideró el valor mínimo de la Tabla IV.2.1 ya que el espaciamiento entre columnas > 60 cms.

Factores de modificación de resistencia para esfuerzo de compresión:

- | | |
|---|--|
| - Contenido de humedad
(Capítulo IV.III.1.1) | Incremento del 0%
(por sección >15x15) |
| - Duración de carga
(Tabla IV.3) | Carga Vertical+Carga Viento 50%
de incremento |
| - Redistribución de Cargas en
Pisos y Techos.
(Capítulo IV.III.1.3) | Para este caso en particular
este factor no tiene aplicación. |

- Impregnación por presión y Temperatura.
(Capítulo IV.III.1.4) Como no se esta aplicando este tratamiento, incremento=0%.
- Densidad $\gamma > 0.40$
(Capítulo IV.III.1.5) Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$ y como por cada 0.01 en exceso de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$

Esfuerzo permisible en compresión $f_{cp} = 70 \times (1.00 + 0.50 + 0.15)$
 $f_{cp} = 115.50 \text{ Kg/cm}^2$

Factores de modificación de resistencia para esfuerzo de flexión paralela a la fibra:

- Contenido de humedad
(Capítulo IV.III.1.1) Incremento del 0%
(por sección $> 15 \times 15$)
- Duración de carga
(Tabla IV.3) Carga Vertical + Carga Viento 50% de incremento
- Redistribución de Cargas en Pisos y Techos.
(Capítulo IV.III.1.3) Para este caso en particular este factor no tiene aplicación.
- Impregnación por presión y Temperatura.
(Capítulo IV.III.1.4) Como no se esta aplicando este tratamiento no tiene aplicación.
- Densidad $\gamma > 0.40$
(Capítulo IV.III.1.5) Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$ y como por cada 0.01 en exceso de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$

Esfuerzo permisible en flexión $f_{bp} = 80 \times (1.00 + 0.50 + 0.15)$

$f_{bp} = 132 \text{ Kg/cm}^2$

Factores de modificación de resistencia para Modulo de elasticidad:

- Contenido de humedad
(Capítulo IV.III.1.1) Incremento del 0%
(por sección $> 15 \times 15$)
- Duración de carga No se aplica a E.

- Redistribución de Cargas en Pisos y Techos. (Capítulo IV.III.1.3) Para este caso en particular este factor no tiene aplicación.
- Impregnación por presión y Temperatura. (Capítulo IV.III.1.4) Como no se esta aplicando este tratamiento no tiene aplicación.
- Densidad $\gamma > 0.40$ (Capítulo IV.III.1.5) Incremento de 7.5% ya que $\gamma = 0.45$ y como por cada 0.01 en exceso de $\gamma = 0.40$ corresponde un 1.5% de incremento entonces: $5 \times 1.5\% = 7.5\%$

Módulo de Elasticidad $E = 40,000 \times (1.00 + 0.075)$

$$E = 43,000 \text{ Kg/cm}^2$$

Se debe revisar que la sección cumpla con :

$$\frac{\frac{P}{A_n}}{f_{cd}} + \frac{\frac{M}{s} + \frac{P}{A_n} \times \frac{6e\beta}{de}}{f_{bd} \times C_f} < 1 \quad (\text{Capítulo IV.IV.1.2})$$

$$f_{cd} = \frac{0.30 \times E}{(KL/b)^2} < f_{cp}$$

KL/b = Relación Máxima de esbeltez.

$K = 2.00$ (según Tabla IV.II para un apoyo fijo y otro libre)

$$KL/b = \frac{2.00 \times 261.70}{14} = 37.39$$

$$f_{cd} = \frac{0.30 \times 43,000}{(37.39)^2} = \frac{12,900}{1,398.02} = 9.23 \text{ Kg./cm}^2 < 115.50 = f_{cp}$$

La condición $f_{cd} < f_{cp}$ se cumple.

$$\sqrt{0.30 \times E / f_{cp}} = \sqrt{0.30 \times 43,000 / 115.50} = 10.57$$

$$\text{Debido a que } KL/b = 37.39 > 10.57 = \sqrt{0.30 \times E / f_{cp}}$$

$$\beta = 1.25$$

$$e_{min} = 0.10(b \text{ ó } d) = 0.10 \times 14 = 1.40 \text{ cm.}$$

$$d_e = 14 \text{ cm.}$$

$$C_f = 1.00 \text{ ya que } d=24 < 30 \text{ cm.}$$

$$C_s = 1.4 \sqrt{\frac{dxL}{b^2}} = 1.4 \sqrt{\frac{24 \times 261.70}{14^2}} = 7.93$$

$$\text{Como } C_s=7.93 < 10 \text{ entonces } f_{bd} = f_{bp} = 132 \text{ Kg./cm}^2.$$

$$S = \text{módulo de sección} = bxd^2/6 = 14 \times (24^2)/6 = 1,344 \text{ cm}^3$$

$$M = 108 \text{ Kg.m.} = 10,800 \text{ Kg.cm.}$$

$$\frac{M}{S} = \frac{10,800}{1,344} = 8.035 \text{ Kg./cm}^2$$

Sustituyendo valores en nuestra fórmula :

$$\frac{\frac{1,211}{336}}{9.23} + \frac{8.035 + \frac{1,211 \times 6 \times 1.40 \times 1.25}{336 \times 14}}{132 \times 1.00} = 0.472 < 1$$

Por lo tanto nuestra sección resiste la flexocompresión actuante.

Considerando el caso de la sección crítica, es decir la de menor área que pueda soportar la flexocompresión actuante, realizando varios tanteos descubrimos que esta es de 14 x 14 cms.

Factores de modificación de resistencia para esfuerzo de compresión:

- | | |
|---|--|
| - Contenido de humedad
(Capítulo IV.III.1.1) | Incremento del 20%
(por sección <15x15) |
| - Duración de carga
(Tabla IV.3) | Carga Vertical+Carga Viento 50%
de incremento |
| - Redistribución de Cargas en
Pisos y Techos.
(Capítulo IV.III.1.3) | Para este caso en particular
este factor no tiene aplicación. |

- Impregnación por presión y Temperatura.
(Capítulo IV.III.1.4) Como no se esta aplicando este tratamiento, incremento=0%.
- Densidad $\gamma > 0.40$
(Capítulo IV.III.1.5) Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$ y como por cada 0.01 en exceso de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$

Esfuerzo permisible en compresión $f_{cp} = 70 \times (1.00 + 0.20 + 0.50 + 0.15)$
 $f_{cp} = 129.50 \text{ Kg/cm}^2$

Factores de modificación de resistencia para esfuerzo de flexión paralela a la fibra:

- Contenido de humedad
(Capítulo IV.III.1.1) Incremento del 10%
(por sección $< 15 \times 15$)
- Duración de carga
(Tabla IV.3) Carga Vertical + Carga Viento 50% de incremento
- Redistribución de Cargas en Pisos y Techos.
(Capítulo IV.III.1.3) Para este caso en particular este factor no tiene aplicación.
- Impregnación por presión y Temperatura.
(Capítulo IV.III.1.4) Como no se esta aplicando este tratamiento no tiene aplicación.
- Densidad $\gamma > 0.40$
(Capítulo IV.III.1.5) Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$ y como por cada 0.01 en exceso de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$

Esfuerzo permisible en flexión $f_{bp} = 80 \times (1.00 + 0.10 + 0.50 + 0.15)$
 $f_{bp} = 140 \text{ Kg/cm}^2$

Factores de modificación de resistencia para Modulo de elasticidad:

- Contenido de humedad
(Capítulo IV.III.1.1) Incremento del 10%
(por sección $< 15 \times 15$)
- Duración de carga No se aplica a E.
- Redistribución de Cargas en Pisos y Techos.
(Capítulo IV.III.1.3) Para este caso en particular este factor no tiene aplicación.
- Impregnación por presión y Como no se esta aplicando este

Temperatura.
(Capítulo IV.III.1.4)

- Densidad $\gamma > 0.40$
(Capítulo IV.III.1.5)

tratamiento no tiene aplicación.

Incremento de 7.5% ya que $\gamma = 0.45$
y como por cada 0.01 en exceso
de $\gamma = 0.40$ corresponde un 1.5% de
incremento entonces: $5 \times 1.5\% = 7.5\%$

Módulo de Elasticidad $E = 40,000 \times (1.00 + 0.10 + 0.075)$
 $E = 47,000 \text{ Kg/cm}^2$

Comprobación.

$$A = 14 \times 14 = 196 \text{ cm}^2$$

$$S = (bd^2)/6 = 14 \times 14^2 / 6 = 457.33 \text{ cm}^3.$$

$$KL/b = 2 \times 261.7 / 14 = 37.39$$

$$fcd = \frac{0.30 \times E}{(KL/b)^2} = \frac{0.30 \times 47,000}{(37.39)^2} = 10.08 \text{ Kg./cm}^2 < 129.50 = fcp$$

$$\sqrt{0.30 \times E / fcp} = \sqrt{0.30 \times 47,000 / 129.50} = 10.43$$

Como $KL/b > 0.30 \times E / fcp$ entonces $\beta = 1.25$

$$e = 0.10 \times 14 = 1.40 \text{ cm.}$$

$$de = 14 \text{ cm.}$$

$$Cf = 1.00 \text{ ya que } d = 14 < 30 \text{ cm.}$$

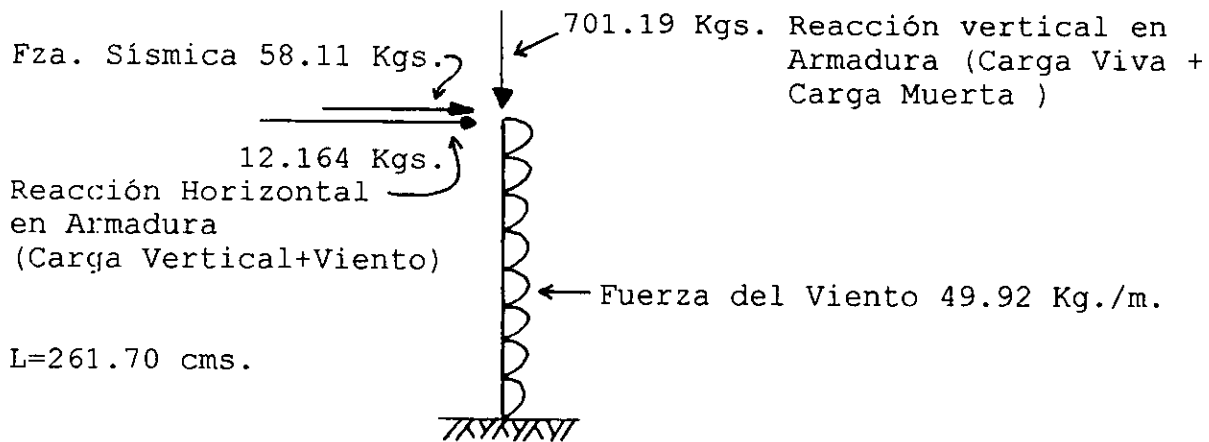
$$Cs = 1.4 \sqrt{\frac{dxL}{b^2}} = 1.4 \sqrt{\frac{14 \times 261.70}{14^2}} = 6.05$$

Como $Cs = 6.05 < 10$ entonces $fbd = fbp = 140 \text{ Kg./cm}^2$.

$$\frac{\frac{1,211}{196}}{10.08} + \frac{\frac{10,800}{457.33} + \frac{1,211}{196} \times \frac{6 \times 1.40 \times 1.25}{14}}{140 \times 1.00} = 0.8147 < 1$$

REVISION DE COLUMNA A FLEXOCOMPRESION EN EL SENTIDO TRANSVERSAL DEL MARCO (NTC-EM-1977).

En el sentido transversal al marco analizado, se tienen 12 columnas (una por cada apoyo de armadura), que se describen a continuación.



Acciones máximas obtenidas en análisis de columna :

Presión Máxima en Columnas: 701.19 Kg. Carga Vertical.

Momento Máximo en Columnas: 202.77 Kg. x m. Carga Vertical + Carga de Viento.

El momento máximo se obtuvo sumando el momento por viento + el momento por la reacción horizontal de la armadura :

$$\begin{aligned} \text{Momento viento} &= wL^2/2 = 49.92 \times (2.617)^2/2 = 170.94 \text{ Kg.-m.} \\ \text{Momento reacción armadura} &= 12.164 \times 2.617 = \frac{31.83 \text{ Kg.-m.}}{202.77 \text{ Kg.-m.}} \end{aligned}$$

El momento por fuerza sísmica en este caso es menor que el producido por viento.

Esfuerzo de compresión paralela a la fibra $f_{cp} = 70 \text{ Kg/cm}^2$ (Tabla IV.2.1).

Esfuerzo de flexión paralela a la fibra $f_{bp} = 80 \text{ Kg/cm}^2$ (Tabla IV.2.1).

Módulo de elasticidad $E_{mín} = 40,000 \text{ Kg./cm}^2$. (Se consideró el valor mínimo de la Tabla IV.2.1 ya que el espaciamiento entre columnas > 60 cms.

Factores de modificación de resistencia para esfuerzo de compresión:

- Contenido de humedad (Capítulo IV.III.1.1) Incremento del 0% (por sección >15x15)
- Duración de carga (Tabla IV.3) Carga Vertical 15% de incremento
- Redistribución de Cargas en Pisos y Techos. (Capítulo IV.III.1.3) Para este caso en particular este factor no tiene aplicación.
- Impregnación por presión y Temperatura. (Capítulo IV.III.1.4) Como no se esta aplicando este tratamiento, incremento=0%.
- Densidad $\gamma > 0.40$ (Capítulo IV.III.1.5) Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$ y como por cada 0.01 en exceso de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$

Esfuerzo permisible en compresión $f_{cp} = 70 \times (1.00 + 0.15 + 0.15)$
 $f_{cp} = 91.00 \text{ Kg/cm}^2$

Factores de modificación de resistencia para esfuerzo de flexión paralela a la fibra:

- Contenido de humedad (Capítulo IV.III.1.1) Incremento del 0% (por sección >15x15)
- Duración de carga (Tabla IV.3) Carga Vertical+Carga Viento 50% de incremento
- Redistribución de Cargas en Pisos y Techos. (Capítulo IV.III.1.3) Para este caso en particular este factor no tiene aplicación.
- Impregnación por presión y Temperatura. (Capítulo IV.III.1.4) Como no se esta aplicando este tratamiento no tiene aplicación.

- Densidad $\gamma > 0.40$
(Capítulo IV.III.1.5) Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$
y como por cada 0.01 en exceso
de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de
incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$

Esfuerzo permisible en flexión $f_{bp} = 80 \times (1.00 + 0.50 + 0.15)$

$$f_{bp} = 132 \text{ Kg/cm}^2$$

Factores de modificación de resistencia para Modulo de elasticidad:

- Contenido de humedad Incremento del 0%
(Capítulo IV.III.1.1) (por sección $> 15 \times 15$)
- Duración de carga No se aplica a E.
- Redistribución de Cargas en Para este caso en particular
Pisos y Techos. este factor no tiene aplicación.
(Capítulo IV.III.1.3)
- Impregnación por presión y Como no se esta aplicando este
Temperatura. tratamiento no tiene aplicación.
(Capítulo IV.III.1.4)
- Densidad $\gamma > 0.40$ Incremento de 7.5% ya que $\gamma = 0.45$
(Capítulo IV.III.1.5) y como por cada 0.01 en exceso
de $\gamma = 0.40$ corresponde un 1.5% de
incremento entonces: $5 \times 1.5\% = 7.5\%$

Módulo de Elasticidad $E = 40,000 \times (1.00 + 0.075)$

$$E = 43,000 \text{ Kg/cm}^2$$

Se debe revisar que la sección cumpla con :

$$\frac{P}{A_r} + \frac{M}{s} + \frac{P}{A_n} \times \frac{6e\beta}{de} < 1 \quad (\text{Capítulo IV.IV.1.2})$$

$$\frac{f_{cd}}{f_{cc}} + \frac{f_{bd}}{f_{bd} \times C_f}$$

$$f_{cd} = \frac{0.30 \times E}{(KL/b)^2} < f_{cp}$$

KL/b = Relación Máxima de esbeltez.

$K = 2.00$ (según Tabla IV.II para un apoyo fijo y otro libre)

$$KL/\rho = \frac{2.00 \times 261.70}{24} = 21.81$$

$$fcd = \frac{0.30 \times 43,000}{(21.81)^2} = \frac{12,900}{475.68} = 27.12 \text{ Kg./cm}^2 < 91.00 = fcp$$

La condición $fcd < fcp$ se cumple.

$$\sqrt{0.30 \times E / fcp} = \sqrt{0.30 \times 43,000 / 91.00} = 11.91$$

Debido a que $KL/b = 21.81 > 11.91 = \sqrt{0.30 \times E / fcp}$

$$\beta = 1.25$$

$$e_{min} = 0.10(b \text{ ó } d) = 0.10 \times 14 = 1.40 \text{ cm.}$$

$$d_e = 14 \text{ cm.}$$

$$C_f = 1.00 \text{ ya que } d=14 < 30 \text{ cm.}$$

$$C_s = 1.4 \sqrt{\frac{dxL}{b^2}} = 1.4 \sqrt{\frac{14 \times 261.70}{24^2}} = 3.531$$

Como $C_s = 3.531 < 10$ entonces $f_{bd} = f_{bp} = 132 \text{ Kg./cm}^2$.

$$S = \text{módulo de sección} = bxd^2/6 = 24 \times (14^2)/6 = 784 \text{ cm}^3$$

$$M = 202.77 \text{ Kg.m.} = 20,277 \text{ Kg.cm.}$$

$$\frac{M}{S} = \frac{20,277}{784} = 25.86 \text{ Kg./cm}^2$$

Sustituyendo valores en nuestra fórmula :

$$\frac{701.19}{336} + \frac{25.86 + \frac{701.19 \times 6 \times 1.40 \times 1.25}{14}}{132 \times 1.00} = 0.2847 < 1$$

Por lo tanto la sección resiste la flexocompresión actuante también en el sentido transversal del marco.

ELEMENTO SOMETIDO A FLEXOCOMPRESION PARALELA A LAS FIBRAS según las NTC-EM-1993.

Como se ha venido considerando se utilizará madera aserrada de pino que cumple con las normas : NOM-224-1983 y NOM-C-239-1985 y se cumple con todos los requisitos para un elemento con clasificación mediante la regla general de tipo A $CH < 18\%$ y $\gamma = 0.45$ y Longitud = 2.617 mts.

Sección 14 x 24.00 cms. con $A = 336 \text{ cm}^2$

Acciones obtenidas en analisis de marco :

Presión Máxima en Columnas: 1,211 Kg. Carga Vertical + Carga de Viento.

Momento Máximo en Columnas: 108 Kg. x m. Carga Vertical + Carga de Viento.

Cortante Máximo en Columnas: 233 Kg. Carga Vertical + Carga de Viento.

Efectos de Esbeltez.

Como la columna no esta arriostrada, los efectos de esbeltez se pueden despreciar si :

$KLu/r \leq 40$ (Capítulo IV.IV.2.3.2)

$K = 2.00$ Tabla IV.14 $Lu = 2.617 \text{ m} = 261.70 \text{ cm}$.

$r = \text{radio de giro mínimo} = \sqrt{I/A}$ (se analizará tanto en x como en z)

$I_x = bd^3/12 = 14 \times (24^3)/12 = 16,128 \text{ cm}^4$

$I_z = db^3/12 = 24 \times (14^3)/12 = 5,488 \text{ cm}^4$

$r_{\text{mín}} = \sqrt{5,488/336} = 4.04$

$KLu/r = 2 \times 261.70 / 4.04 = 129.55$

como $KLu/r > 40$ La esbeltez no puede despreciarse

Nota .- En estricto sentido como $KLu/r > 120$ la sección no debería admitirse (Capítulo IV.IV.2.3.2 c), sin embargo se acepta dada la pequeña diferencia y con objeto de continuar con una sección maciza y no compuesta.

Resistencias Requeridas.

Resistencia a compresión.

$P_u = F_c \times P$ Donde F_c =Factor de carga que para este caso (Carga gravitacional + Viento) $F_c=1.10$ según artículo 194-II y 188-II del reglamento del DDF.

$$P_u = 1.10 \times 1,211.00 = 1,332.10 \text{ Kgs.}$$

Resistencia de la sección propuesta :

Resistencia a Compresión.

$$P_R = F_R \times f_{cu} \times A$$

- Factor de Reducción de Resistencia $F_R = 0.70$ (Tabla IV.4)

- Resistencia Modificada a Compresión :

$$f_{cu} = f'_{cu} \times (K_h \times K_d \times K_c \times K_p \times K_{cl})$$

$$f'_{cu} = 120 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (Tabla II.1)}$$

Factores de modificación de resistencia :

- Factor por contenido de humedad $K_h = 1.00$ (Tabla IV.5)
- Factor por duración de carga. $K_d = 1.33$ (Tabla IV.6)
- Factor por compartición carga $K_c = 1.00$ No se aplica (Capítulo IV.III.2.2.3)
- Factor por peralte. $K_p = 1.00$ (Tabla IV.8)
- Factor por clasificación. $K_{cl} = 0.80$ (Tabla IV.9)

$$f_{cu} = 120 \times (1.00 \times 1.33 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.80) = 120 \times 1.064 = 127.68 \text{ Kg./cm}^2$$

Sustituyendo valores se obtiene una resistencia de :

$$P_R = F_R \times f_{cu} \times A = 0.70 \times 127.68 \times 336 = 30,030.34 \text{ Kgs.}$$

como $P_R = 30,030.34 \text{ Kgs.} > 1,332.10 \text{ Kgs.}$ Presión Actuante.

La sección resiste la Presión Actuante a compresión.

Resistencia a Flexión :

En forma semejante : $M_u = F_c \times M_u$

$$M_u = 1.10 \times 10,800.00 = 11,880 \text{ Kg.m.}$$

Resistencia de la sección propuesta :

Resistencia a Flexión.

$$M_R = F_R \times f_{fu} \times S \times \phi$$

- Factor de Reducción de Resistencia $F_R = 0.80$ (Tabla IV.4)

- Resistencia Modificada a Flexión :

$$f_{fu} = f'_{fu} \times (K_h \times K_d \times K_c \times K_p \times K_{cl})$$

$$f'_{fu} = 170 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (Tabla II.1)}$$

Factores de modificación de resistencia :

- Factor por contenido de humedad $K_h = 1.00$ (Tabla IV.5)
- Factor por duración de carga. $K_d = 1.33$ (Tabla IV.6)
- Factor por compartición carga $K_c = 1.00$ No se aplica (Capítulo IV.III.2.2.3)
- Factor por peralte. $K_p = 1.00$ (Tabla IV.8)
- Factor por clasificación. $K_{cl} = 0.80$ (Tabla IV.9)

$$f_{fu} = 170 \times (1.00 \times 1.33 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.80) = 170 \times 1.064 = 180.88 \text{ Kg./cm}^2$$

$$S = (bd^2)/6 = 14 \times 24^2 / 6 = 1,344 \text{ cm}^3.$$

Cálculo del factor de estabilidad lateral ϕ

Cálculo del factor de esbeltez.

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u \times d}{b^2}} = \sqrt{\frac{261.70 \times 24}{14^2}} = 5.661$$

Como $C_s < 6$ $\phi=1$ (Capitulo IV.IV.2.2.1)

Sustituyendo valores en nuestra fórmula :

$$MR = FR \times f_{ux} \times S \times \phi = 0.80 \times 180.88 \times 1,344 \times 1 = 194,482.18 \text{ Kg.m.}$$

Como $MR = 194,482.18 > 11,880 = M_u$ nuestra sección resiste el momento actuante.

Fórmula de Interacción para Flexión Uniaxial.

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_e}{M_R} \leq 1 \quad (\text{Capítulo IV.IV.2.3.3})$$

$M_e =$ Momento Amplificado $= \delta \times M_o.$

$M_o =$ Momento de Servicio por factor de carga.

Factor de Carga = 1.10

$M_o = 10,800 \times 1.10 = 11,880 \text{ Kg.cm.}$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{cr}}$$

$$P_{cr} = FR \times \frac{\pi^2 \times E_{0.05} \times I}{(k \times L_u)^2} \times K_d \times K_c \times K_h$$

Sustituyendo valores :

$$P_{cr} = 0.70 \times \frac{\pi^2 \times 65,000 \times 16,128}{(2.00 \times 261.70)^2} \times 1.33 \times 1.00 \times 1.00$$

$$P_{cr} = 35,162.19 \text{ Kg.}$$

$$P_u = 1,211 \times 1.10 = 1,332.10 \text{ Kg.}$$

$C_m = 1$ ya que los miembros no estan restringidos (Capitulo IV.IV.2.3.3.)

Sustituyendo valores:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{cr}} = \frac{1.00}{1 - 1,332.10/35,162.19} = 1.0394$$

$$M_e = 1.04 \times 11,880 = 12,355.20$$

Sustituyendo en la fórmula de interacción :

$$\frac{1,332.10}{30,030.34} + \frac{12,355.20}{194,482.18} = 0.107 < 1 \quad (\text{Capítulo IV.IV.2.3.3})$$

Por lo tanto nuestra sección resiste la flexocompresión actuante.

La sección considerada (14.00 x 24.00 cms.) es la menor permisible, ya que se analizaron las secciones menores siguientes según la Tabla I.1, y en todos los casos al analizar la esbeltez $KL_u/r > 120$ y por lo tanto las secciones no se aceptan.

ANALISIS DE COLUMNA A FLEXOCOMPRESION EN EL SENTIDO TRANSVERSAL DEL MARCO (NTC-EM-1993).

Tomando en cuenta los elementos mecánicos máximos que se obtuvieron al analizar la columna en el sentido transversal al marco, (en análisis según NTC-EM-1977) se tiene :
Acciones máximas obtenidas en análisis de columna :

Presión Máxima en Columnas: 701.19 Kg. Carga Vertical.

Momento Máximo en Columnas: 202.77 Kg. x m. Carga Vertical + Carga de Viento.

Efectos de Esbeltez.

Como la columna no esta arriostrada, los efectos de esbeltez se pueden despreciar si :

$KL_u/r \leq 40$ (Capítulo IV.IV.2.3.2)

$K=2.00$ Tabla IV.14 $Lu=2.617 \text{ m.}=261.70 \text{ cm.}$

$r = \text{radio de giro mínimo} = \sqrt{I/A}$ (se analizará tanto en x como en z)
 $I_x = bd^3/12 = 24 \times (14^3)/12 = 5,488 \text{ cm}^4$
 $I_z = db^3/12 = 14 \times (24^3)/12 = 16,128 \text{ cm}^4$
 $r_{\text{mín}} = \sqrt{5,488/336} = 4.04$
 $KL_u/r = 2 \times 261.70 / 4.04 = 129.55$
 como $KL_u/r > 40$ La esbeltez no puede despreciarse

Nota .- Ocurre lo mismo que al analizar el marco, como $KL_u/r > 120$ la sección no debería admitirse (Capítulo IV.IV.2.3.2 c), sin embargo se acepta dada la pequeña diferencia y con objeto de continuar con una sección maciza y no compuesta.

Resistencias Requeridas.

Resistencia a compresión.

$P_u = F_c \times P$ Donde $F_c = \text{Factor de carga que para este caso (Carga gravitacional) } F_c = 1.40$ según artículo 194-I y 188-I del reglamento del DDF.

$P_u = 1.40 \times 701.19 = 981.67 \text{ Kgs.}$

Resistencia de la sección propuesta :

Resistencia a Compresión.

$P_R = F_R \times f_{cu} \times A$

- Factor de Reducción de Resistencia $F_R = 0.70$ (Tabla IV.4)

- Resistencia Modificada a Compresión :

$f_{cu} = f'_{cu} \times (K_h \times K_d \times K_c \times K_p \times K_{cl})$

$f'_{cu} = 120 \text{ Kg./cm}^2$ (Tabla II.1)

Factores de modificación de resistencia :

- Factor por contenido de humedad $K_h = 1.00$ (Tabla IV.5)
 - Factor por duración de carga. $K_d = 1.00$ (Tabla IV.6)

- Factor por compartición carga $K_c=1.00$ No se aplica
(Capítulo IV.III.2.2.3)
- Factor por peralte. $K_p=1.15$ (Tabla IV.8)
- Factor por clasificación. $K_{cl}=0.80$ (Tabla IV.9)

$$f_{cu} = 120 \times (1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.15 \times 0.80) = 120 \times 0.92 = 110.40 \text{ Kg./cm}^2$$

Sustituyendo valores se obtiene una resistencia de :

$$PR = FR \times f_{cu} \times A = 0.70 \times 110.40 \times 336 = 25,966.08 \text{ Kgs.}$$

como $PR = 25,966.08 \text{ Kgs.} > 981.67 \text{ Kgs.}$ Presión Actuante.

La sección resiste la Presión Actuante a compresión.

Resistencia a Flexión :

En forma semejante : $M_u = F_c \times M_u$

$$M_u = 1.10 \times 20,277.00 = 22,304.70 \text{ Kg.m.}$$

Resistencia de la sección propuesta :

Resistencia a Flexión.

$$MR = FR \times f_{fu} \times S \times \phi$$

- Factor de Reducción de Resistencia $FR = 0.80$ (Tabla IV.4)
- Resistencia Modificada a Flexión :

$$f_{fu} = f'_{fu} \times (K_h \times K_d \times K_c \times K_p \times K_{cl})$$

$$f'_{fu} = 170 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (Tabla II.1)}$$

Factores de modificación de resistencia :

- Factor por contenido de humedad $K_h=1.00$ (Tabla IV.5)
- Factor por duración de carga. $K_d=1.33$ (Tabla IV.6)
- Factor por compartición carga $K_c=1.00$ No se aplica
(Capítulo IV.III.2.2.3)

- Factor por peralte. Kp=1.25 (Tabla IV.8)
- Factor por clasificación. Kcl=0.80 (Tabla IV.9)

$$f_{fu} = 170 \times (1.00 \times 1.33 \times 1.00 \times 1.25 \times 0.80) = 170 \times 1.33 = 226.10 \text{ Kg./cm}^2$$

$$S = (bd^2)/6 = 24 \times 14^2 / 6 = 784 \text{ cm}^3.$$

Cálculo del factor de estabilidad lateral ϕ

Cálculo del factor de esbeltez.

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u \times d}{b^2}} = \sqrt{\frac{261.70 \times 14}{24^2}} = 2.522$$

Como $C_s < 6$ $\phi = 1$ (Capítulo IV.IV.2.2.1)

Sustituyendo valores en nuestra fórmula :

$$MR = FR \times f_{fu} \times S \times \phi = 0.80 \times 226.10 \times 784 \times 1 = 141,809.92 \text{ Kg.m.}$$

Como $MR = 141,809.92 > 22,304.70 = M_u$ nuestra sección resiste el momento actuante.

Fórmula de Interacción para Flexión Uniaxial.

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_e}{M_R} \leq 1 \quad (\text{Capítulo IV.IV.2.3.3})$$

$M_e =$ Momento Amplificado $= \delta \times M_o.$

$M_o =$ Momento de Servicio por factor de carga.

Factor de Carga = 1.10

$$M_o = 20,277 \times 1.10 = 22,304.70 \text{ Kg.cm.}$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{cr}}$$

$$P_{cr} = FR \times \frac{\pi^2 \times E_{0.05} \times I}{(k \times L_u)^2} \times K_d \times K_c \times K_h$$

Sustituyendo valores :

$$P_{cr} = 0.70 \times \frac{\pi^2 \times 65,000 \times 5,488}{(2.00 \times 261.70)^2} \times 1.00 \times 1.00 \times 1.00$$

$$P_{cr} = 8,996.17 \text{ Kg.}$$

$$P_u = 701.19 \times 1.40 = 981.67 \text{ Kg.}$$

$C_m = 1$ ya que los miembros no están restringidos (Capítulo IV.IV.2.3.3.)

Sustituyendo valores:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{cr}} = \frac{1.00}{1 - 981.67/8,996.17} = 1.122$$

$$M_e = 1.122 \times 22,304.70 = 25,025.87$$

Sustituyendo en la fórmula de interacción :

$$\frac{981.67}{25,966.08} + \frac{25,025.87}{141,809.92} = 0.2143 < 1 \quad (\text{Capítulo IV.IV.2.3.3})$$

Por lo tanto nuestra sección resiste la flexocompresión actuante. también en el sentido transversal al marco.

VI.V.4 ELEMENTO SOMETIDO A FLEXOTENSION PARALELA A LAS FIBRAS.

ELEMENTO SOMETIDO A FLEXOTENSION PARALELA A LAS FIBRAS según las NTC-EM-1977.

Se considera una trabe del marco analizado con sección de 14 x 24 cm de $L=1.92$ m. = 192 cm. ($A= 336$ cm²) con las siguientes acciones máximas :

Acciones obtenidas en analisis de marco :

Momento Máximo en Trabes: 0.074 Ton.xm. (7,400 Kg.xcm.) Carga Vertical + Carga de Viento.

Cortante Máximo en Trabes : 0.082 Ton. (82 Kg.) Carga Vertical + Carga de Sismo.

Tensión Máxima en Trabes: 295 Kg. Carga Vertical + Carga de Sismo.

Esfuerzo permisible de tensión paralela a la fibra ftp = 80 Kg/cm² (Tabla IV.2.1).

Esfuerzo permisible de flexión paralela a la fibra fbp = 80 Kg/cm² (Tabla IV.2.1).

Módulo de elasticidad $E_{mín} = 40,000$ Kg./cm². (Se consideró el valor mínimo de la Tabla IV.2.1 ya que el espaciamento entre columnas > 60 cms.)

Factores de modificación de resistencia para esfuerzo de tensión:

- | | |
|---|--|
| - Contenido de humedad
(Capítulo IV.III.1.1) | Incremento del 0%
(por sección >15x15) |
| - Duración de carga
(Tabla IV.3) | Carga Vertical+Carga Sismo 50%
de incremento |
| - Redistribución de Cargas en
Pisos y Techos.
(Capítulo IV.III.1.3) | Para este caso en particular
este factor no tiene aplicación. |
| - Impregnación por presión y
Temperatura.
(Capítulo IV.III.1.4) | Como no se esta aplicando este
tratamiento no tiene aplicación. |

- Densidad $\gamma > 0.40$
(Capítulo IV.III.1.5) Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$
y como por cada 0.01 en exceso
de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de
incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$

Esfuerzo permisible en tensión $f_{tp} = 80 \times (1.00 + 0.50 + 0.15)$
 $f_{tp} = 132.00 \text{ Kg/cm}^2$

Factores de modificación de resistencia para esfuerzo de flexión
 paralela a la fibra:

- Contenido de humedad Incremento del 0%
(Capítulo IV.III.1.1) (por sección $> 15 \times 15$)
- Duración de carga Carga Vertical + Carga Viento 50%
(Tabla IV.3) de incremento
- Redistribución de Cargas en Para este caso en particular
Pisos y Techos. este factor no tiene aplicación.
(Capítulo IV.III.1.3)
- Impregnación por presión y Como no se esta aplicando este
Temperatura. tratamiento no tiene aplicación.
(Capítulo IV.III.1.4)
- Densidad $\gamma > 0.40$ Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$
(Capítulo IV.III.1.5) y como por cada 0.01 en exceso
de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de
incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$

Esfuerzo permisible en flexión $f_{bp} = 80 \times (1.00 + 0.50 + 0.15)$

$f_{bp} = 132 \text{ Kg/cm}^2$

Se debe confirmar que :

$$\frac{T}{A_n} + \frac{M}{s} \leq 1 \quad (\text{Capítulo IV.IV.1.3})$$

$$\frac{f_{tp}}{f_{tp}} + \frac{f_{bp}}{f_{bp} \times C_f}$$

y también se debe cumplir con :

$$\frac{\frac{M}{S}}{fbd \times Cf} - \frac{\frac{T}{An}}{ftp} \leq 1 \quad (\text{Capítulo IV.IV.1.3})$$

$$S = (bd^2)/6 = 14 \times 24^2 / 6 = 1,344 \text{ cm}^3.$$

Cf=1 por ser d<30 cms. (Cap. IV.IV.1.2)

$$Cs = 1.40 \sqrt{\frac{24 \times 192}{14^2}} = 6.79$$

como Cs<10 fbd = fbp

Sustituyendo valores :

$$\frac{\frac{295}{336}}{132} + \frac{\frac{7,400}{1,344}}{132 \times 1} = 0.0484 < 1$$

$$\frac{\frac{7,400}{1,344}}{132 \times 1} - \frac{\frac{295}{336}}{132} = 0.0351 < 1$$

Como se cumplen las dos restricciones nuestra sección resiste la flexotensión actuante.

Analizando el caso de la sección menor, mediante varios tanteos, se encuentra que esta es de : 6.4 x 8.7 como se demuestra a continuación:

Factores de modificación de resistencia para esfuerzo de tensión:

- | | |
|---|---|
| - Contenido de humedad
(Capítulo IV.III.1.1) | Incremento del 10%
(por sección >15x15) |
| - Duración de carga
(Tabla IV.3) | Carga Vertical+Carga Sismo 50%
de incremento |

- Redistribución de Cargas en Pisos y Techos.
(Capítulo IV.III.1.3) Para este caso en particular este factor no tiene aplicación.
- Impregnación por presión y Temperatura.
(Capítulo IV.III.1.4) Como no se esta aplicando este tratamiento no tiene aplicación.
- Densidad $\gamma > 0.40$
(Capítulo IV.III.1.5) Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$ y como por cada 0.01 en exceso de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$

Esfuerzo permisible en tensión ftp = $80 \times (1.00 + 0.10 + 0.50 + 0.15)$
 ftp = 140.00 Kg/cm²

Factores de modificación de resistencia para esfuerzo de flexión paralela a la fibra:

- Contenido de humedad
(Capítulo IV.III.1.1) Incremento del 10%
(por sección $> 15 \times 15$)
- Duración de carga
(Tabla IV.3) Carga Vertical + Carga Viento 50% de incremento
- Redistribución de Cargas en Pisos y Techos. .
(Capítulo IV.III.1.3) Para este caso en particular este factor no tiene aplicación.
- Impregnación por presión y Temperatura.
(Capítulo IV.III.1.4) Como no se esta aplicando este tratamiento no tiene aplicación.
- Densidad $\gamma > 0.40$
(Capítulo IV.III.1.5) Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$ y como por cada 0.01 en exceso de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$

Esfuerzo permisible en flexión fbp = $80 \times (1.00 + 0.10 + 0.50 + 0.15)$

fbp = 140 Kg/cm²

Factores de modificación de resistencia para Modulo de elasticidad:

- Contenido de humedad (Capítulo IV.III.1.1) Incremento del 10% (por sección <15x15)
- Duración de carga No se aplica a E.
- Redistribución de Cargas en Pisos y Techos. (Capítulo IV.III.1.3) Para este caso en particular este factor no tiene aplicación.
- Impregnación por presión y Temperatura. (Capítulo IV.III.1.4) Como no se esta aplicando este tratamiento no tiene aplicación.
- Densidad $\gamma > 0.40$ (Capítulo IV.III.1.5) Incremento de 7.5% ya que $\gamma = 0.45$ y como por cada 0.01 en exceso de $\gamma = 0.40$ corresponde un 1.5% de incremento entonces: $5 \times 1.5\% = 7.5\%$

Módulo de Elasticidad $E = 40,000 \times (1.00 + 0.10 + 0.075)$

$E = 47,000 \text{ Kg/cm}^2$

Se debe confirmar que :

$$\frac{\frac{T}{A_n}}{f_{tp}} + \frac{\frac{M}{s}}{f_{bp} \times C_f} \leq 1 \quad (\text{Capítulo IV.IV.1.3})$$

y también se debe cumplir con :

$$\frac{\frac{M}{s}}{f_{bd} \times C_f} - \frac{\frac{T}{A_n}}{f_{tp}} \leq 1 \quad (\text{Capítulo IV.IV.1.3})$$

$$S = (bd^2)/6 = 6.4 \times 8.7^2 / 6 = 80.74 \text{ cm}^3.$$

$C_f = 1$ por ser $d < 30$ cms. (Cap. IV.IV.1.2)

$$C_s = 1.40 \sqrt{\frac{8.70 \times 192.00}{6.40^2}} = 8.94$$

Como $C_s < 10$

$$f_{bd} = f_{bp}$$

Sustituyendo valores :

$$\frac{\frac{295}{55.68}}{140} + \frac{\frac{7,400}{80.74}}{140 \times 1} = 0.6925 < 1$$

$$\frac{\frac{7,400}{80.74}}{140 \times 1} - \frac{\frac{295}{55.68}}{140} = 0.6168 < 1$$

ELEMENTO SOMETIDO A FLEXOTENSION PARALELA A LAS FIBRAS según las NTC-EM-1993.

Se considerará la misma trabe del marco rígido analizado anteriormente, con la misma sección, características y acciones máximas actuantes.

Según las NTC-EM-1993 Se deberá cumplir :

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_u}{M_R} \leq 1$$

Resistencias Requeridas.

Resistencia a Tensión.

$T_u = F_c \times T$ Donde F_c =Factor de carga que para este caso (Carga gravitacional más sismo) $F_c=1.10$ según artículo 194-II y 188-II del reglamento del DDF.

$$T_u = 1.10 \times 295 = 324.50 \text{ Kgs.}$$

Resistencia de la sección propuesta :

Resistencia a Compresión.

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_u}{M_R} \leq 1$$

$$T_R = F_R \times f_{tu} \times A$$

- Factor de Reducción de Resistencia $F_R = 0.70$ (Tabla IV.4)

- Resistencia Modificada a Tensión :

$$f_{tu} = f'_{tu} \times (K_h \times K_d \times K_c \times K_p \times K_{cl})$$

$$f'_{tu} = 115 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (Tabla II.1)}$$

Factores de modificación de resistencia :

- Factor por contenido de humedad $K_h = 1.00$ (Tabla IV.5)
- Factor por duración de carga. $K_d = 1.33$ (Tabla IV.6)
- Factor por compartición carga $K_c = 1.00$ No se aplica (Capítulo IV.III.2.2.3)
- Factor por peralte. $K_p = 1.00$ (Tabla IV.8)
- Factor por clasificación. $K_{cl} = 0.80$ (Tabla IV.9)

$$f_{cu} = 115 \times (1.00 \times 1.33 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.80) = 115 \times 1.064 = 122.36 \text{ Kg./cm}^2$$

Sustituyendo valores se obtiene una resistencia de :

$$T_R = F_R \times f_{tu} \times A = 0.70 \times 122.36 \times 336 = 28,779.07 \text{ Kgs.}$$

como $T_R = 28,779.07 \text{ Kgs.} > 324.50 \text{ Kgs.}$ Tensión Actuante.

La sección resiste la Tensión Actuante.

Resistencia a Flexión :

$$\text{En forma semejante : } M_u = F_c \times M_u$$

$$\mu = 1.10 \times 7,400.00 = 8,140 \text{ Kg.m.}$$

Resistencia de la sección propuesta :

Resistencia a Flexión.

$$M_R = FR \times f_{fu} \times S \times \phi$$

- Factor de Reducción de Resistencia $FR = 0.80$ (Tabla IV.4)

- Resistencia Modificada a Flexión :

$$f_{fu} = f'_{fu} \times (K_h \times K_d \times K_c \times K_p \times K_{cl})$$

$$f'_{fu} = 170 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (Tabla II.1)}$$

Factores de modificación de resistencia :

- Factor por contenido de humedad $K_h = 1.00$ (Tabla IV.5)
- Factor por duración de carga. $K_d = 1.33$ (Tabla IV.6)
- Factor por compartición carga $K_c = 1.00$ No se aplica (Capítulo IV.III.2.2.3)
- Factor por peralte. $K_p = 1.00$ (Tabla IV.8)
- Factor por clasificación. $K_{cl} = 0.80$ (Tabla IV.9)

$$f_{fu} = 170 \times (1.00 \times 1.33 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.80) = 170 \times 1.064 = 180.88 \text{ Kg./cm}^2$$

$$S = (bd^2)/6 = 14 \times 24^2 / 6 = 1,344 \text{ cm}^3.$$

Cálculo del factor de estabilidad lateral ϕ

Cálculo del factor de esbeltez.

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u \times d}{b^2}} = \sqrt{\frac{192.00 \times 24}{14^2}} = 4.849$$

Como $C_s < 6$ $\phi = 1$ (Capítulo IV.IV.2.2.1)

Sustituyendo valores en nuestra fórmula :

$$MR = FR \times f_{fux} \times S \times \phi = 0.80 \times 180.88 \times 1,344 \times 1 = 194,482.18 \text{ Kg.m.}$$

Como $MR = 194,482.18 > 8,140 = Mu$ nuestra sección resiste el momento actuante.

Sustituyendo valores :

$$\frac{324.50}{28,779.07} + \frac{8,140}{194,482.18} = 0.05313 < 1$$

Por lo tanto nuestra sección resiste la flexotensión actuante.

Analizando el caso de la sección menor se obtiene mediante varios tanteos que esta es de : 6.40 x 8.70 cms. $A=55.68 \text{ cm}^2$

Comprobación :

$$Tu = 1.10 \times 295 = 324.50 \text{ Kgs.}$$

Resistencia de la sección propuesta :

Resistencia a Tensión.

$$TR = FR \times f_{tu} \times A$$

- Factor de Reducción de Resistencia $FR = 0.70$ (Tabla IV.4)

- Resistencia Modificada a Tensión :

$$f_{tu} = f'_{tu} \times (K_h \times K_d \times K_c \times K_p \times K_{cl})$$

$$f'_{tu} = 115 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (Tabla II.1)}$$

Factores de modificación de resistencia :

- Factor por contenido de humedad $K_h = 1.00$ (Tabla IV.5)
- Factor por duración de carga. $K_d = 1.33$ (Tabla IV.6)
- Factor por compartición carga $K_c = 1.00$ No se aplica
(Capítulo IV.III.2.2.3)
- Factor por peralte. $K_p = 1.15$ (Tabla IV.8)
- Factor por clasificación. $K_{cl} = 0.80$ (Tabla IV.9)

$$f_{cu} = 115 \times (1.00 \times 1.33 \times 1.00 \times 1.15 \times 0.80) = 115 \times 1.224 = 140.71 \text{ Kg./cm}^2$$

Sustituyendo valores se obtiene una resistencia de :

$$TR = FR \times f_{tuxA} = 0.70 \times 140.71 \times 55.68 = 5,484.31 \text{ Kgs.}$$

como $TR = 5,484.31 \text{ Kgs.} > 324.50 \text{ Kgs. Tensión Actuante.}$

La sección resiste la Tensión Actuante.

Resistencia a Flexión :

En forma semejante : $M_u = F_c \times M_u$

$$M_u = 1.10 \times 7,400.00 = 8,140 \text{ Kg.m.}$$

Resistencia de la sección propuesta :

Resistencia a Flexión.

$$MR = FR \times f_{fu} \times S \times \emptyset$$

- Factor de Reducción de Resistencia $FR = 0.80$ (Tabla IV.4)

- Resistencia Modificada a Flexión :

$$f_{fu} = f'_{fu} \times (K_h \times K_d \times K_c \times K_p \times K_{cl})$$

$$f'_{fu} = 170 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (Tabla II.1)}$$

Factores de modificación de resistencia :

- Factor por contenido de humedad $K_h = 1.00$ (Tabla IV.5)
- Factor por duración de carga. $K_d = 1.33$ (Tabla IV.6)
- Factor por compartición carga $K_c = 1.00$ No se aplica
(Capítulo IV.III.2.2.3)
- Factor por peralte. $K_p = 1.25$ (Tabla IV.8)
- Factor por clasificación. $K_{cl} = 0.80$ (Tabla IV.9)

$$f_{fu} = 170 \times (1.00 \times 1.33 \times 1.00 \times 1.25 \times 0.80) = 170 \times 1.33 = 226.10 \text{ Kg./cm}^2$$

$$S = (bd^2)/6 = 6.4 \times 8.7^2/6 = 80.74 \text{ cm}^3.$$

Cálculo del factor de estabilidad lateral ϕ

Cálculo del factor de esbeltez.

$$C_s = \sqrt{\frac{Lu \times d}{b^2}} = \sqrt{\frac{192.00 \times 8.7}{6.4^2}} = 6.386$$

$$C_k = \sqrt{\frac{E_{0.05}}{f_{fu}}} = \sqrt{\frac{65,000}{226.10}} = 16.96$$

$$E_{0.05} = 65,000$$

Como $6 < C_s < C_k$ ϕ :

$$\phi = 1 - 0.30(C_s/C_k)^4 = 1 - 0.30(6.386/16.96)^4 = 0.994$$

Sustituyendo valores en nuestra fórmula :

$$MR = FR \times f_{fu} \times S \times \phi = 0.80 \times 226.10 \times 80.74 \times 0.994 = 14,516.62 \text{ Kg.m.}$$

Como $MR = 14,516.62 > 8,140 = M_u$ nuestra sección resiste el momento actuante.

$$\frac{324.50}{5,484.31} + \frac{8,140}{14,516.62} = 0.6199 < 1$$

Por lo tanto nuestra sección resiste la flexotensión actuante.

VI.V.5 ELEMENTO SOMETIDO A FUERZA CORTANTE.

ELEMENTO SOMETIDO A FUERZA CORTANTE según las NTC-EM-1977.

Según las NTC-EM-1977 la sección transversal a una distancia igual al peralte del apoyo, el elemento bajo flexión debe cumplir con :

$$\frac{3}{2} \times \frac{V}{A} \leq V_p$$

Se considerará la trabe anteriormente analizada con $V=0.082$ Ton.= 82 Kgs.

Factores de modificación de resistencia para esfuerzo de cortante:

- Contenido de humedad (Capítulo IV.III.1.1) Incremento del 0%
- Duración de carga (Tabla IV.3) Carga Vertical+Carga Sismo 50% de incremento
- Redistribución de Cargas en Pisos y Techos. (Capítulo IV.III.1.3) Para este caso en particular este factor no tiene aplicación.
- Impregnación por presión y Temperatura. (Capítulo IV.III.1.4) Como no se esta aplicando este tratamiento no tiene aplicación.
- Densidad $\gamma > 0.40$ (Capítulo IV.III.1.5) Incremento del 0%

Esfuerzo permisible en cortante $v_p = 14 \times (1.00+0.00+0.50+0.00)$
 $v_p = 21.00$ Kg/cm²

$A = 336$ cm²

sustituyendo valores :

$$\frac{3}{2} \times \frac{82}{336} = 0.366 < 21$$

Por lo tanto nuestra sección resiste la fuerza cortante actuante.

La sección menor analizada a cortante unicamente sería de 3.80 x 3.80 cms. como puede comprobarse :

$$\frac{3}{2} \times \frac{82}{14.44} = 8.52 < 21$$

(Aunque sabemos que esta sección tan esbelta no resistirá las acciones de flexotensión, ver ejemplo de flexotensión)

ELEMENTO SOMETIDO A FUERZA CORTANTE según las NTC-EM-1993.

También se va a considerar la trabe del marco analizado anteriormente con $V_{max} = 82$ Kg. Carga Vertical + Carga de Sismo.

$V_u = F_c \times V$ Donde F_c = Factor de carga que para este caso (Carga gravitacional más sismo) $F_c = 1.10$ según artículo 194-II y 188-II del reglamento del DDF.

$$V_u = 1.10 \times 82 = 90.20 \text{ Kgs.}$$

Resistencia a Cortante.

$$V_R = \frac{F_R \times f_{vu} \times b \times d}{1.5}$$

- Factor de Reducción de Resistencia $F_R = 0.70$ (Tabla IV.4)

- Resistencia Modificada a Cortante :

$$f_{vu} = f'_{vu} \times (K_h \times K_d \times K_c \times K_r \times K_v)$$

$$f'_{vu} = 15 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (Tabla II.1)}$$

Factores de modificación de resistencia :

- Factor por contenido de humedad $K_h = 1.00$ (Tabla IV.5)
- Factor por duración de carga. $K_d = 1.33$ (Tabla IV.6)
- Factor por compartición carga $K_c = 1.00$ No se aplica (Capítulo IV.III.2.2.3)
- Factor por recorte $K_r = 1.00$ No se están considerando recortes (Capítulo IV.III.2.2.7)
- Factor por condición de apoyo $K_v = 2$ (Cap. IV.III.2.2.6)

$$f_{vu} = 15 \times (1.00 \times 1.33 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.00) = 15 \times 2.66 = 39.90 \text{ Kg./cm}^2$$

Sustituyendo valores :

$$V_R = \frac{0.70 \times 39.90 \times 14 \times 24}{1.5} = 6,256.32 \text{ Kg.} > 90.20 \text{ Kg.} = V_u$$

Por lo tanto la sección resiste la fuerza cortante.

La sección menor analizada a cortante unicamente sería de 2.40 x 2.40 cms. con una resistencia a cortante de :

$$VR = \frac{0.70 \times 39.90 \times 2.40 \times 2.40}{1.5} = 107.25 \text{ Kg.} > 90.20 \text{ Kg.} = Vu$$

(Aunque sabemos que esta sección tan esbelta no resistirá las acciones de flexotensión, ver ejemplo de flexotensión)

VI.V.6 ELEMENTO SOMETIDO A FLEXION BIAxIAL.

ELEMENTO SOMETIDO A FLEXION BIAxIAL según las NTC-EM-1977.

Se revisarán las viguetas de unión entre armaduras con sección transversal de 8.70 x 14.00 cms. con separación L=1.92 mts. La madera a utilizar tiene las mismas características que se han venido manejando en los ejemplos anteriores.

Cargas actuantes sobre la vigueta :

$$\text{Peso de la vigueta} : 600 \times 0.087 \times 0.14 = 7.31 \text{ Kg./m.}$$

$$\text{Peso de la cubierta} : 30.60 \times 2.0871 = 63.87 \text{ Kg./m.}$$

$$\text{Carga Muerta} = 71.18 \text{ Kg./m.}$$

$$\text{Carga Viva} : 40.00 \times 2.0871 = 83.48 \text{ Kg./m.}$$

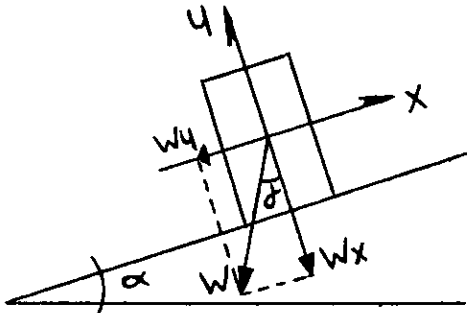
$$\text{Carga Muerta} + \text{Carga Viva} = 154.66 \text{ Kg./m.}$$

$$\text{Carga viento máxima} : 38.40 \times 2.0871 = 80.14 \text{ Kg./m.}$$

$$\text{Carga gravitacional} + \text{viento} = 234.80 \text{ Kg./m.}$$

Nota: La carga de viento máxima se obtuvo según el capítulo VI.III, barlovento 1a. y 2a. condición de viento, sobre el área tributaria de cada vigueta.

Componentes de la carga lineal



$$w_x = w \cos \alpha = 234.80 \times \cos 18.4349^\circ = 222.75 \text{ Kg./m.}$$

$$w_y = w \sin \alpha = 234.80 \times \sin 18.4349^\circ = 74.25 \text{ Kg./m.}$$

Factores de modificación de resistencia para esfuerzo de flexión paralela a la fibra:

- | | |
|---|---|
| - Contenido de humedad
(Capítulo IV.III.1.1) | Incremento del 10%
(por sección <15x15) |
| - Duración de carga
(Tabla IV.3) | Carga Vertical + viento 50% |
| - Redistribución de Cargas en
Pisos y Techos.
(Capítulo IV.III.1.3) | Para este caso en particular
este factor no tiene aplicación. |
| - Impregnación por presión y
Temperatura.
(Capítulo IV.III.1.4) | Como no se esta aplicando este
tratamiento no tiene aplicación. |
| - Densidad $\gamma > 0.40$
(Capítulo IV.III.1.5) | Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$
y como por cada 0.01 en exceso
de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de
incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$ |

$$\text{Esfuerzo permisible en flexión } f_{bp} = 80 \times (1.00 + 0.10 + 0.50 + 0.15)$$

$$f_{bp} = 140.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Obtención de momentos.

$$M_x = \frac{w_x L^2}{8} = \frac{222.75 \times 1.92^2}{8} = 102.64 \text{ Kg.m.} = 10,264 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_y = \frac{w_y L^2}{8} = \frac{74.25 \times 1.92^2}{8} = 34.21 \text{ Kg./m.} = 3,421 \text{ Kg./cm.}$$

Módulos de sección :

$$S_x = \frac{b d^2}{6} = \frac{8.70 \times 14.00^2}{6} = 284.20 \text{ cm}^3$$

$$S_y = \frac{d b^2}{6} = \frac{14.00 \times 8.70^2}{6} = 176.61 \text{ cm}^3$$

Sustituyendo en la formula de flexión biaxial :

$$\frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} = \frac{10,264}{284.20} + \frac{3,421}{176.61} = 55.49 < 140 \text{ Kg./cm}^2 = f_{bp}$$

La sección resiste la flexión biaxial actuante.

Considerando la carga constante, la sección menor sería de :
8.70 x 8.70 cms.

Comprobación :

Factores de modificación de resistencia para esfuerzo de flexión paralela a la fibra:

- | | |
|---|---|
| - Contenido de humedad
(Capítulo IV.III.1.1) | Incremento del 10%
(por sección <15x15) |
| - Duración de carga
(Tabla IV.3) | Carga Vertical + viento 50% |
| - Redistribución de Cargas en
Pisos y Techos.
(Capítulo IV.III.1.3) | Para este caso en particular
este factor no tiene aplicación. |
| - Impregnación por presión y
Temperatura.
(Capítulo IV.III.1.4) | Como no se esta aplicando este
tratamiento no tiene aplicación. |
| - Densidad $\gamma > 0.40$
(Capítulo IV.III.1.5) | Incremento del 15% ya que $\gamma = 0.45$
y como por cada 0.01 en exceso
de $\gamma = 0.40$ corresponde un 3% de
incremento entonces : $5 \times 3\% = 15\%$ |

Esfuerzo permisible en flexión fbp = 80 x (1.00+0.10+0.50+0.15)

$$fbp = 140.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Los momentos son los mismos :

$$M_x = \frac{w_x L^2}{8} = \frac{222.75 \times 1.92^2}{8} = 102.64 \text{ Kg.m.} = 10,264 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_y = \frac{w_y L^2}{8} = \frac{74.25 \times 1.92^2}{8} = 34.21 \text{ Kg./m.} = 3,421 \text{ Kg./cm.}$$

Módulos de sección :

$$S_x = \frac{bd^2}{6} = \frac{8.70 \times 8.70^2}{6} = 109.75 \text{ cm}^3$$

$$S_y = \frac{db^2}{6} = \frac{8.70 \times 8.70^2}{6} = 109.75 \text{ cm}^3$$

Sustituyendo en la formula de flexión biaxial :

$$\frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} = \frac{10,264}{109.70} + \frac{3,421}{109.70} = 124.69 < 140 \text{ Kg./cm}^2 = fbp$$

La sección soporta la flexión biaxial actuante.

ELEMENTO SOMETIDO A FLEXION BIAXIAL según las NTC-EM-1993.

También se revisarán las viguetas de unión entre armaduras con sección transversal de 8.70 x 14.00 cms. con separación L=1.92 mts. La madera a utilizar tiene las mismas características que se han venido manejando anteriormente.

Deberá cumplirse con la condición :

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} \leq 1 \quad (\text{Capítulo IV.IV.2.3.6})$$

$$M_{xu} = 10,264 \times 1.10 = 11,290.40 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_{yu} = 3,421 \times 1.10 = 3,763.10 \text{ Kg.cm.}$$

Resistencia a Flexión.

$$MR = FR \times f_{fu} \times S \times \phi$$

- Factor de Reducción de Resistencia $FR = 0.80$ (Tabla IV.4)

- Resistencia Modificada a Flexión :

$$f_{fu} = f'_{fu} \times (K_h \times K_d \times K_c \times K_p \times K_{cl})$$

$$f'_{fu} = 170 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (Tabla II.1)}$$

Factores de modificación de resistencia :

- Factor por contenido de humedad $K_h = 1.00$ (Tabla IV.5)
- Factor por duración de carga. $K_d = 1.33$ (Tabla IV.6)
- Factor por compartición carga $K_c = 1.00$ No se aplica
(Capítulo IV.III.2.2.3)
- Factor por peralte. $K_p = 1.25$ (Tabla IV.8)
- Factor por clasificación. $K_{cl} = 0.80$ (Tabla IV.9)

$$f_{fu} = 170 \times (1.00 \times 1.33 \times 1.00 \times 1.25 \times 0.80) = 170 \times 1.33 = 226.10 \text{ Kg./cm}^2$$

$$S_x = (bd^2)/6 = 8.70 \times 14.00^2/6 = 284.20 \text{ cm}^3.$$

$$S_y = (db^2)/6 = 14.00 \times 8.70^2/6 = 176.61 \text{ cm}^3.$$

Cálculo del factor de estabilidad lateral ϕ

Cálculo del factor de esbeltez.

$$C_{sx} = \sqrt{\frac{L_u \times d}{b^2}} = \sqrt{\frac{192.00 \times 14.00}{8.70^2}} = 5.96 \leq 6 \text{ por lo tanto } \phi = 1$$

$$C_{sy} = \sqrt{\frac{L_u \times b}{d^2}} = \sqrt{\frac{192.00 \times 8.70}{14.00^2}} = 2.92 \leq 6 \text{ por lo tanto } \phi = 1$$

Sustituyendo valores en nuestra fórmula :

$$MR_x = FR \times f_{fu} \times S_x \times \emptyset = 0.80 \times 226.10 \times 284.20 \times 1 = 51,406.10 \text{ Kg.m.}$$

Como $MR_x = 51,406.10 > 11,290.40 = M_u$ nuestra sección resiste el momento actuante en x.

$$MR_y = FR \times f_{fu} \times S_y \times \emptyset = 0.80 \times 226.10 \times 176.61 \times 1 = 31,945.22 \text{ Kg.m.}$$

Como $MR_y = 31,945.22 > 3,763.10 = M_u$ nuestra sección resiste el momento actuante en y.

Sustituyendo valores :

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} \leq 1 \quad (\text{Capítulo IV.IV.2.3.6})$$

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} = \frac{0}{x} + \frac{11,290.40}{51,406.10} + \frac{3,763.10}{31,945.22} = 0.337 \leq 1$$

Por lo tanto la sección resiste la flexión biaxial actuante.

Después de varios tanteos se encontró que la sección menor resistente a estas acciones es de 8.70 x 8.70 cms.

Comprobación :

Resistencia a Flexión.

$$MR = FR \times f_{fu} \times S \times \emptyset$$

- Factor de Reducción de Resistencia $FR = 0.80$ (Tabla IV.4)

- Resistencia Modificada a Flexión :

$$f_{fu} = f'_{fu} \times (K_h \times K_d \times K_c \times K_p \times K_{cl})$$

$$f'_{fu} = 170 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (Tabla II.1)}$$

Factores de modificación de resistencia :

- Factor por contenido de humedad $K_h=1.00$ (Tabla IV.5)
- Factor por duración de carga. $K_d=1.33$ (Tabla IV.6)
- Factor por compartición carga $K_c=1.00$ No se aplica
(Capítulo IV.III.2.2.3)
- Factor por peralte. $K_p=1.25$ (Tabla IV.8)
- Factor por clasificación. $K_{cl}=0.80$ (Tabla IV.9)

$$f_{fu} = 170 \times (1.00 \times 1.33 \times 1.00 \times 1.25 \times 0.80) = 170 \times 1.33 = 226.10 \text{ Kg./cm}^2$$

$$S_x = (bd^2)/6 = 8.70 \times 8.70^2/6 = 109.75 \text{ cm}^3.$$

$$S_y = (db^2)/6 = 8.70 \times 8.70^2/6 = 109.75 \text{ cm}^3.$$

Cálculo del factor de estabilidad lateral ϕ

Cálculo del factor de esbeltez.

$$C_{sx} = \sqrt{\frac{L_u \times d}{b^2}} = \sqrt{\frac{192.00 \times 8.70}{8.70^2}} = 4.70 < 6 \text{ por lo tanto } \phi=1$$

$$C_{sy} = 4.70 < 6 \text{ por lo tanto } \phi=1 \text{ (igual } C_s \text{ por ser sección cuadrada)}$$

Sustituyendo valores en nuestra fórmula :

$$M_{Rx} = F R_x f_{fu} S_x \phi = 0.80 \times 226.10 \times 109.75 \times 1 = 19,851.58 \text{ Kg.m.}$$

Como $M_{Rx} = 19,851.58 > 11,290.40 = M_u$ nuestra sección resiste el momento actuante en x.

$$M_{Ry} = F R_y f_{fu} S_y \phi = 0.80 \times 226.10 \times 109.75 \times 1 = 19,851.58 \text{ Kg.m.}$$

Como $M_{Ry} = 19,851.58 > 3,763.10 = M_u$ nuestra sección resiste el momento actuante en y.

Sustituyendo valores :

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} = \frac{0}{x} + \frac{11,290.40}{19,851.58} + \frac{3,763.10}{19,851.58} = 0.7583 < 1$$

La sección resiste la flexión biaxial actuante.

CONCLUSIONES.

Los resultados obtenidos se comparan en función de las áreas mínimas resistentes a las acciones ejercidas en cada caso (ver la siguiente Tabla). Se consideró el parámetro área mínima ya que de este dependen los siguientes aspectos :

- Menor volumen de madera con el correspondiente ahorro de costos de materiales.
- Menor peso en cada elemento lo que facilita y abarata los costos de transporte, montaje y trabajabilidad del material.
- Menor carga muerta lo que constituye un ahorro en cimentación.

Tensión Uniaxial.

Analizando un elemento estructural sometido a Tensión Uniaxial se observa que es más conveniente utilizar el Método de Esfuerzos Permisibles (con ahorros de área mínima del orden del 50%), que el Método de Resistencia Última.

Compresión Uniaxial.

Es más conveniente también diseñar según el Método de Esfuerzos Permisibles que por el Método de Resistencia Última (Ahorros de área mínima de madera del orden del 50%).

Flexocompresión paralela a la fibra.

Al analizar la columna más desfavorable mediante Esfuerzos Permisibles se obtienen ahorros del orden del 40 % contra el diseño por Resistencia Última. El Método por Resistencia Última tiende a obligar a diseñar columnas de madera de pino con sección compuesta, es decir formadas por varias secciones macizas, con el objetivo de tener secciones más robustas, que permitan absorber mayores excentricidades de las cargas actuantes; se observa un criterio más conservador por parte de estas normas debido a la mayor información con que se cuenta hoy día.

Flexotensión y Flexión Biaxial.

Ambos métodos de diseño son convenientes ya que no existe ventaja significativa alguna.

Cortante.

Diseñar por Resistencia Última es más conveniente ya que se obtienen ahorros del orden del 60 %

TABLA DE RESULTADOS EN FUNCION DEL AREA MINIMA PARA RESISTIR
LA ACCION ACTUANTE.

Elemento sometido a :	Sección inicial de Análisis cms.	Area inicial cm2	Sección mínima requerida. cms.	Area sección mínima cm2	% de Ahorro entre A. inicial y A. mínima	% de Ahorro entre áreas mínimas
Tensión uniaxial						
NTC-EM-1977	8.70 x 14.00	121.80	8.70x 1.90	16.53	86.43	50.80
NTC-EM-1993	8.70 x 14.00	121.80	2.40x 14.00	33.60	72.41	
Compresión uniaxial						
NTC-EM-1977	8.70 x 14.00	121.80	8.70x 1.90	16.53	86.43	50.80
NTC-EM-1993	8.70 x 14.00	121.80	2.40x 14.00	33.60	72.41	
Flexocompresión paralela a la fibra.						
NTC-EM-1977	14.00 x 24.00	336.00	14.00x14.00	196.00	41.67	41.67
NTC-EM-1993	14.00 x 24.00	336.00	14.00x24.00	336.00	0.00	
Flexotensión paralela a la fibra.						
NTC-EM-1977	14.00 x 24.00	336.00	6.40x8.70	55.68	83.43	0.00
NTC-EM-1993	14.00 x 24.00	336.00	6.40x8.70	55.68	83.43	
Cortante						
NTC-EM-1977	14.00 x 24.00	336.00	3.80x3.80	14.44	95.70	
NTC-EM-1993	14.00 x 24.00	336.00	2.40x2.40	5.76	98.29	60.11
Flexión Biaxial						
NTC-EM-1977	8.70 x 14.00	121.80	8.70x8.70	75.69	37.86	0.00
NTC-EM-1993	8.70 x 14.00	121.80	8.70x8.70	75.69	37.86	

Conclusiones Generales.

- Aún cuando las normas técnicas permiten la utilización de normas internacionales y/o pruebas que permitan la utilización de mayores valores de resistencia de la madera, en este estudio se incluyeron únicamente las dos normas que actualmnete se requieren para controlar la calidad de la madera para uso estructural por lo que éstas deben aplicarse estrictamente.

- Una estructura debe de analizarse y diseñarse únicamente por uno de los dos métodos de diseño. Nunca se deberá de permitir la aplicación indistinta de ambos métodos, excepto en el caso de estructuras temporales ó ajenas a la estructura de servicio. Esto puede ejemplificarse con una vivienda de madera, todos y cada uno de sus elementos (columnas, traveses, barras en armaduras, etc.) se diseñarán por un solo método, sin embargo elementos como andamios para el montaje de armaduras ó un marco no ligado a la estructura de servicio que soporta un tinaco, pueden ser calculados con el otro método. Para poder elegir el método adecuado los siguientes puntos pueden ser de utilidad bajo el entendido de que cada proyecto tiene variables muy particulares que es preciso analizar a detalle.

- Es más conveniente diseñar armaduras de madera mediante el método de esfuerzos permisibles, pero deberán revisarse las barras a cortante y esbeltez, así como tener especial cuidado en su sistema de apoyo y fijación.

- Se recomienda diseñar columnas esbeltas y/o distanciadas de los apoyos mediante el Método de Resistencia Última, por ser un método más conservador y porque las columnas absorben las fuerzas sísmicas.

- La flexotensión y flexión biaxial pueden diseñarse con cualquiera de ambos métodos, revisando cuidadosamente los efectos por cortante y esbeltez, así como la deformación por flecha.
- Al analizar los efectos por cortante deben revisarse también los efectos a flexión y/o flexocompresión según cada caso.
- Este estudio no contempla la protección contra incendios sin embargo el diseñador deberá considerarla.
- El criterio del Método de Resistencia Última es más conservador y aún cuando permite mayores valores de resistencias en la madera (previo cumplimiento de las normas de calidad), se obtienen secciones transversales de madera mayores, por lo que bajo un criterio conservador ó de incertidumbre por las condiciones de la estructura en servicio, debe preferirse este método.

BIBLIOGRAFIA

MELI PIRALLA ROBERTO.

Diseño Estructural

Editorial Limusa

México 1995

ROBLES FERNANDEZ FRANCISCO - VILLEGAS

ECHENIQUE RAMON - MANRIQUE

Estructuras de Madera

Editorial Limusa

México 1989

ROBLES FERNANDEZ FRANCISCO - VILLEGAS

RICALDE CAMACHO M. O.

DAVALOS SOTELO R.

Nuevas Normas para Estructuras de Madera.

Publicación Editada por el Instituto Nacional de Investigaciones sobre Recursos Bióticos - Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera (LACITEMA) y la Universidad Autónoma Metropolitana - Depto. de Materiales Unidad Azcapotzalco.

México 1988

ROBLES FERNANDEZ FRANCISCO - VILLEGAS

ROMO HEREDIA FEDERICO E.

Uniones Clavadas para Estructuras de Madera.

Publicación Editada por el Instituto Nacional de Investigaciones sobre Recursos Bióticos - Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera (LACITEMA) y la Universidad Autónoma Metropolitana - Depto. de Materiales Unidad Azcapotzalco.

México 1988

NORMA OFICIAL MEXICANA C-239-1985

Calificación y Clasificación visual para madera de pino de uso estructural.

Dirección General de Normas.

México.

NORMA OFICIAL MEXICANA C-224-1983

Dimensiones de la Madera Aserrada para uso en la Construcción.

Dirección General de Normas.

México.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera.

Reglamento de Construcciones 1977

México.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera.

Reglamento de Construcciones 1993

Departamento del Distrito Federal

México.