



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"MANEJO DE PROPIEDADES ÍNDICE PARA PIEZAS
LAMINADAS DE MADERA DE PINO OBTENIDAS
EXPERIMENTALMENTE"

TESIS

PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERIO CIVIL

PRESENTA:

MARTÍN EDUARDO JUÁREZ PÉREZ

DIRECTOR DE TESIS:

M.I. HECTOR JAVIER GUZMÁN OLGUIN

MAYO 2013





Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

OBJETIVO:

Se busca obtener índices de resistencia, y analizar el comportamiento en vigas de madera laminadas, realizando un estudio experimental apoyado en la normatividad americana ASTM (The American Society For Testing and Materials).

Para la obtención de los índices de resistencia de las vigas en estudio, se realizará un análisis estadístico de los resultados obtenidos en ensayos estandarizados.

El comportamiento estructural y resistencia del sistema, incluidas las vigas de madera laminadas, que forman parte del sistema estructural de la casa de madera, que se analizará conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Madera, editadas por el Gobierno del D.F.

INDICE:

INTRODUCCION.

CAPITULO I. ACONDICIONAMIENTO Y REALIZACION DE ENSAYES EN EL LABORATORIO.

CAPITULO II. INSTRUMENTACIÓN DE LOS ENSAYES CON SENSORES DE FUERZA Y DE DESPLAZAMIENTO ACOPLADOS AL SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS DEL LABORATORIO PARA LA GENERACIÓN Y ALMACENAMIENTO DE DATOS.

CAPITULO III. ANÁLISIS DE RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS.

CAPITULO IV. APLICACIÓN DE LA INFORMACIÓN OBTENIDA PARA EL DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE MADERA.

A. EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS PARA EL DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE MADERA, DE ACUERDO CON LAS NTC-MADERA DEL GDF.

CAPITULO V. CONCLUSIONES.

APENDICE.

- NORMAS ASTM-D-198 “Standard Test Methods of Static Tests of Lumber in Structural Sizes”.
- NORMAS ASTM-D-245 “Standard practice for Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber”.
- NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA (DF, MÉXICO).

INTRODUCCIÓN.

El presente proyecto se realiza gracias al apoyo del Laboratorio de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, que proporcionó los medios necesarios para la realización de los ensayos.

En México, la construcción formal de estructuras de madera es muy escasa, debido a que no poseemos la cultura del uso de la madera con destino de vivienda, este material es poco utilizado en programas de importancia para vivienda. Su uso está más orientado a los acabados y ornamentos que para uso estructural; en México la producción de madera tiene un costo muy elevado y su durabilidad no compite con las estructuras realizadas en mampostería, es por ello que la aceptación de la madera para su uso en viviendas sea poco utilizada.

Existen construcciones de madera con diseños vistosos, que son utilizados comúnmente como casas de descanso o también conocidas como casas de campo, su uso no es cotidiano y el costo de su mantenimiento puede ser bastante alto, mismo que dependerá de su tamaño y ubicación.

El prototipo que se propone en este trabajo es una casa de campo, con todo lo necesario para habitarla permanentemente.

La propuesta estructural para la casa de madera fue utilizando la información experimental obtenida en la campaña de pruebas realizadas en el presente trabajo, las pruebas se realizaron en dos tipos de elementos que son: vigas con sección en I y vigas laminadas rectangulares. Los índices el diseño de las piezas se logró apoyado en la normatividad para la madera de la ASTM 198 y la ASTM D-245.

En la norma ASTM 198 se describen los diferentes tipos de ensayos como: La flexión, compresión, tensión, torsión, así como módulos del corte en maderas laminadas, maderas contrachapadas y material compuesto.

En este trabajo, solamente se obtuvo la resistencia a la flexión de las vigas.

La Norma ASTM D198 indica el equipo requerido para la prueba, características de los especímenes a ensayar, y el procedimiento que se debe seguir para determinar la resistencia a flexión de las vigas.

La norma ASTM D245 presenta clasificaciones de madera donde es posible establecer a simple vista la procedencia del material (tipo de árbol). Así como su calidad por el número de nudos que posea en sus caras y realizar de esta manera una clasificación adecuada del producto.

Esta norma nos presenta una serie de tablas donde se muestran, entre otras características, la resistencia del material, y dependiendo de su calidad podrá ser utilizada para distintas aplicaciones.

La norma ASTM D245² clasifica a la madera, proporcionando tablas de resistencia, sugiriendo aplicaciones, indica los cuidados que deben de tenerse para preservarla en condiciones ambientales agresivas, como la humedad y la temperatura así como del ataque de plagas.

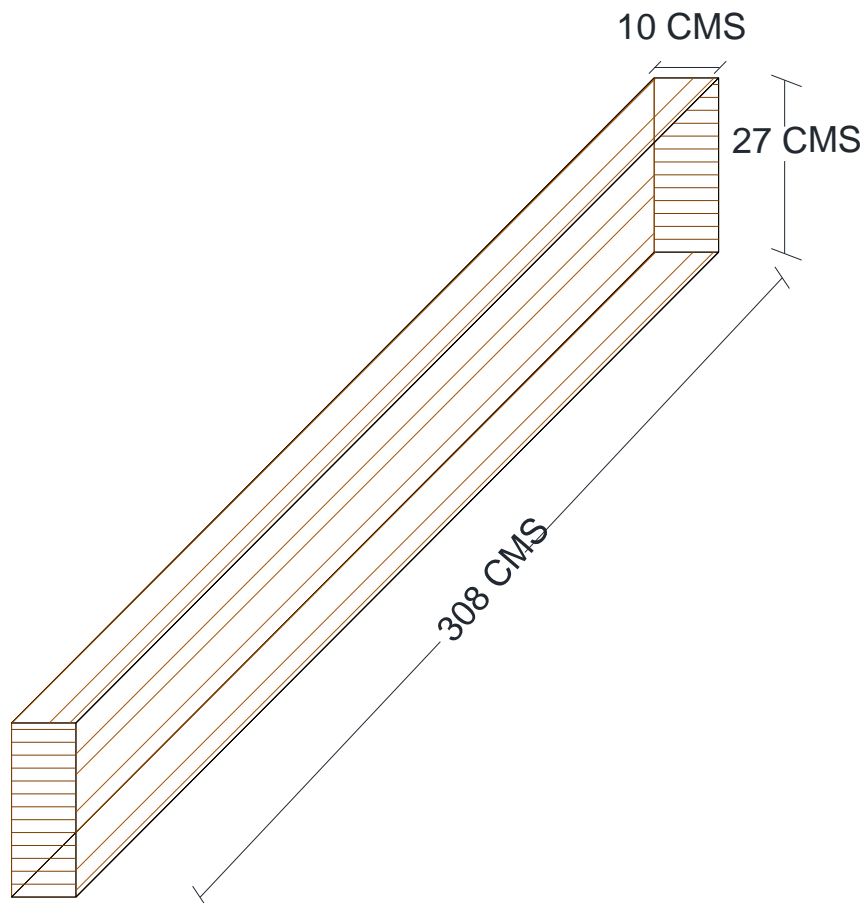
Siguiendo con los lineamientos de la norma del mantenimiento en los periodos de tiempo estipulados, las construcciones presentaran condiciones adecuadas para su uso.

✓ **Especímenes de prueba:**

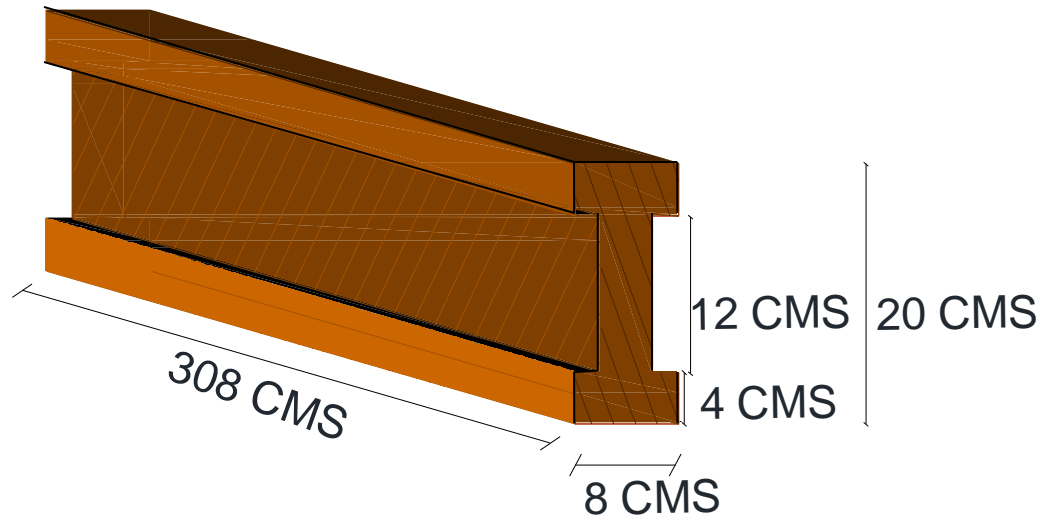
Una vez conociendo las normas, dimos inicio a los trabajos en el laboratorio para realizar las adecuaciones para proceder a las pruebas de las vigas con sección transversal rectangular de madera laminada y vigas con sección trasversal en I, de acuerdo a la norma ASTM 198, que nos indica los procedimientos a realizar.

Dimensiones de viga de madera laminada para prueba de flexión:

- Sección rectangular: 10 cm X 27 cm X 380 cm.



- Sección I: 8 cm X 20 cm X 308 cm.



✓ Resultados de los ensayos:

Se presentan en gráficas Carga – Deflexión, con las que se puede calcular el momento máximo en cada caso.

En el estudio de las vigas de madera laminada de sección rectangular, se tienen resultados de tipo estándar, mientras que las vigas de madera laminada de sección en I, se tienen diferentes respuestas a la carga aplicada. A pesar de que los materiales son los mismos de madera, pero la diferencia es que tienen formas diferentes.

✓ Descripción del prototipo:

La estructura propuesta es la de una casa habitación en dos niveles, construida su estructura con la madera laminada estudiada. Para ser utilizada como vigas y columnas además de otras piezas también de madera para formar armaduras y contra-vientos.

El mezzanine está apoyado en las columnas con ménsulas. La cubierta y el entrepiso de la casa están formados por viguetas I y duelas de madera laminada.

La cubierta esta rematada con tejas de barro esmaltadas, apoyadas en listones de madera (viguetas).

La ubicación de la casa es en una zona boscosa del D.F., por lo que se elige la parte suroeste de la Cd. de México.

✓ **Reglamentación:**

El diseño de la Casa formada estructuralmente de madera, toma en cuenta las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Madera del D. F. para su diseño

✓ **Análisis:**

El análisis estructural del sistema se realiza con el Programa SAP 2000, el cual permite tener los elementos mecánicos de la estructura para las diferentes condiciones de carga.

CAPITULO I.

ACONDICIONAMIENTO Y REALIZACIÓN DE ENSAYES EN EL LABORATORIO.

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Materiales del Departamento de Estructuras de la División de Ingeniería Civil y Geomática, con ayuda del marco de carga del equipo AMSLER (ver figura 1.1).



Fig. 1.1 EQUIPO AMSLER.

Las pruebas se realizaron en el marco de carga del equipo AMSLER, con capacidad hasta de 50 ton. Se encuentra provisto de apoyos específicos de rodillo y fijo, como lo marca la norma ASTM D198, el tipo de carga aplicada fue puntual a los tercios del claro, lo que permitió que el tercio central se encuentre exento de fuerza cortante. El ensaye de las vigas de relación peralte-espesor mayor de 3 fue protegido contra la posibilidad de una falla por pandeo lateral, lo descrito anteriormente es posible observarlo en la figura 1.4.

FIG. 1.2 APOYO DE RODILLO,
TAMBIEN LLAMADO DE CARRITO
(APOYO MOVIL).



FIG. 1.3 APOYO FIJO.

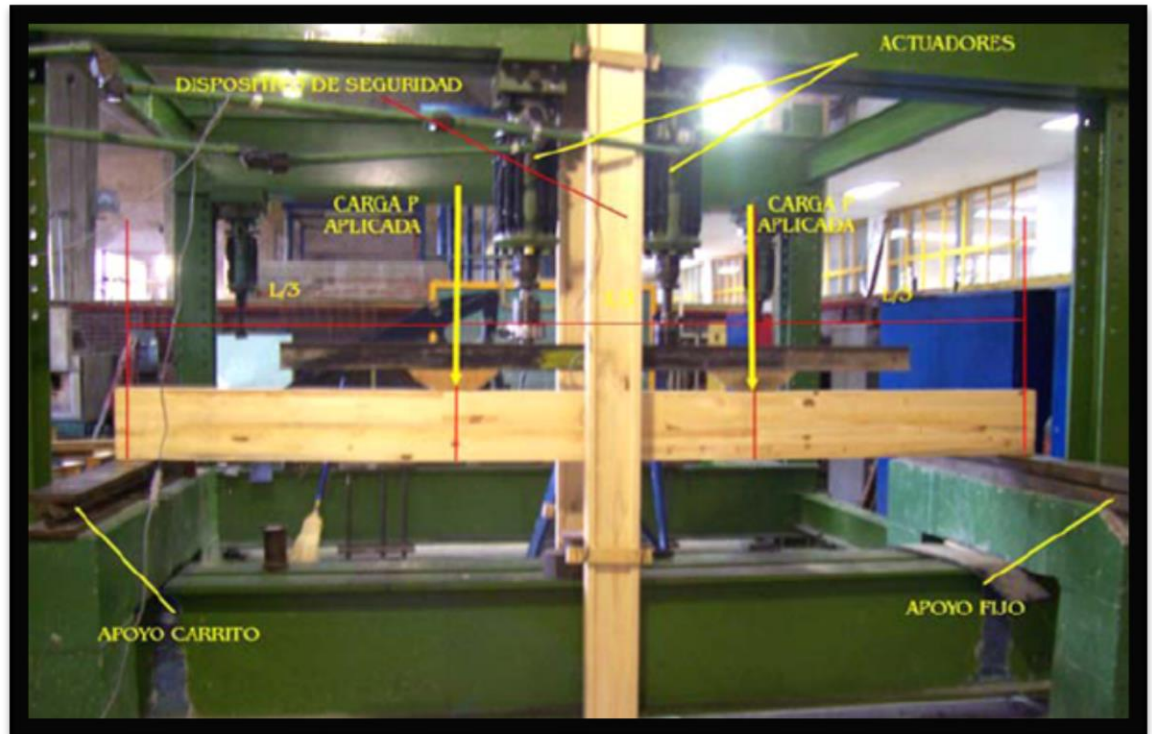


Figura 1.4.- Arreglo del ensayo de flexión con protección ante la posibilidad de falla por pandeo lateral.

Los ensayos de las vigas I, se realizaron en condiciones similares, siempre siguiendo lo marcado por la Norma ASTM-198-02.

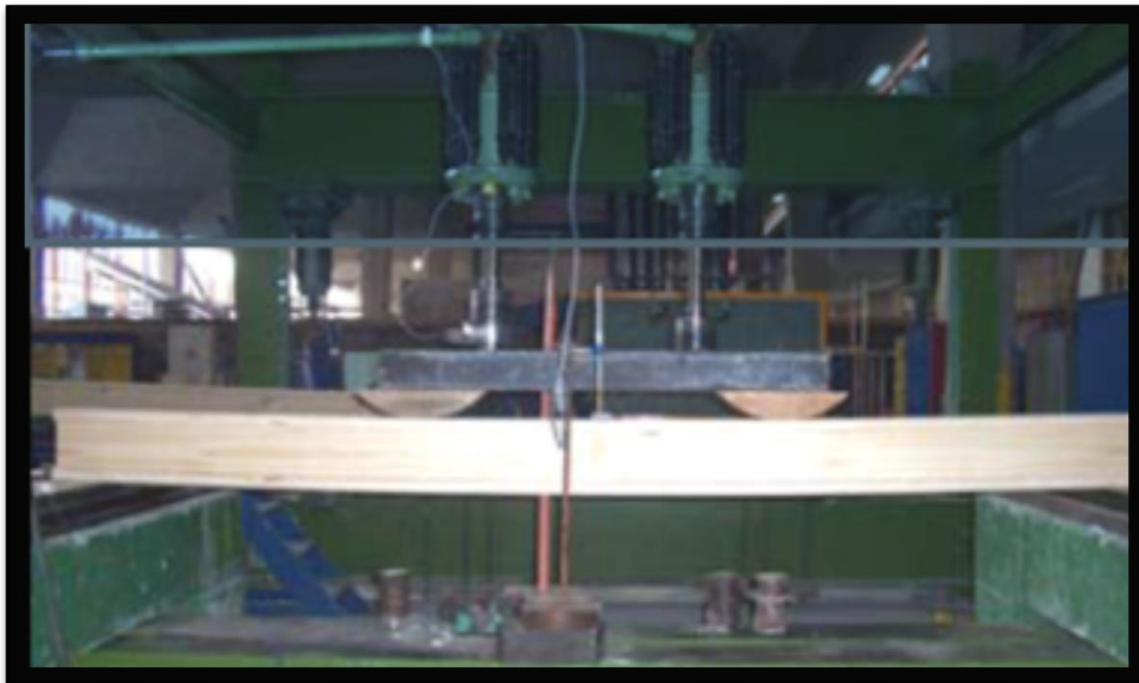


Figura 1.5.- Se muestra el arreglo del ensayo realizado para la viga I probada en el Laboratorio de Materiales del Departamento de Estructuras.

La instrumentación del arreglo de la prueba se realizó con un sensor denominado LVDT, acoplado a un sistema de adquisición de datos, mismo que nos permitió conocer la deflexión en las vigas cargadas con buena precisión, la señal de datos de carga y desplazamiento fueron adquiridos por el sistema de adquisición de datos en tiempo real, el sensor de desplazamiento, LVDT, se muestra en la figura 2.6.

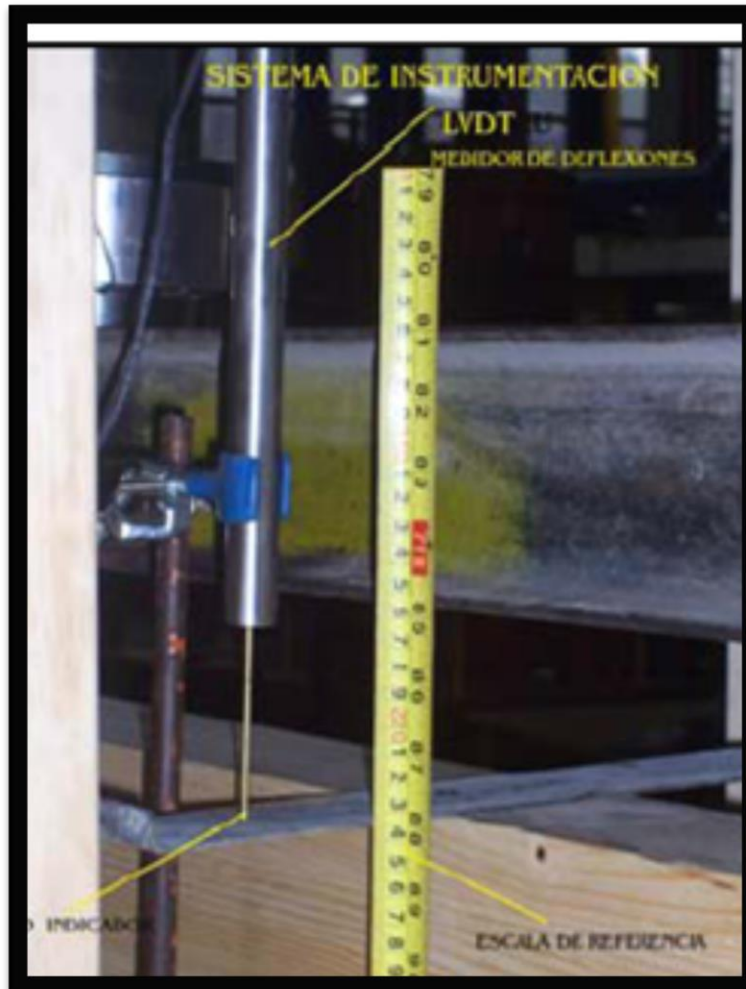


Figura 1.6.- Dispositivo LVDT con el que fueron instrumentadas las vigas de madera.

Los elementos de la viga poseían las especificaciones técnicas. A su vez la instrumentación se realizó colocando un sensor de desplazamientos en el centro del claro, para monitorear el comportamiento de las vigas. Los resultados obtenidos indican que se trata de una madera con resistencia y rigidez satisfactorias para el uso habitacional que se le dará. La capacidad de carga obtenida en las vigas de 10.8 X 27 X 380 y las de 8.3 X 27 x 380 (cm) fue del orden de 4000 kgf., en tanto que en las dos vigas I se obtuvo una capacidad de carga muy diferente una de 5000 kgf y otra de 3000 kgf aproximadamente.

ENSAYES DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM D-198

Los ensayos fueron realizados a la norma ASTM-D-198-02, el marco de carga en el que fue adaptado el ensayo está provisto de dos apoyos especialmente hechos para este tipo de pruebas, uno permite exclusivamente giros, el otro además de giros permite el libre desplazamiento horizontal, tal que se presente la flexión pura, permitiendo el buen desempeño de estos elementos estructurales.

CAPITULO II.

INSTRUMENTACION DE LOS ENSAYES CON SENSORES DE FUERZA Y DESPLAZAMIENTO ACOPLADOS AL SISTEMA DE ADQUISICION DE DATOS DEL LABORATORIO PARA LA GENERACION Y ALMACENAMIENTO DE DATOS.

Las pruebas de ensaye resultaron ser exitosas, ya que todos los elementos programados, se llevaron hasta sus últimas posibilidades de carga y comportamiento, el adecuado funcionamiento de los sensores de carga y desplazamiento conectados al sistema de adquisición de datos, permitieron obtener información de utilidad de los especímenes inspeccionados, su colocación y localización se observa en la figura 2.1, de forma similar fue instalado en todas las piezas ensayadas.

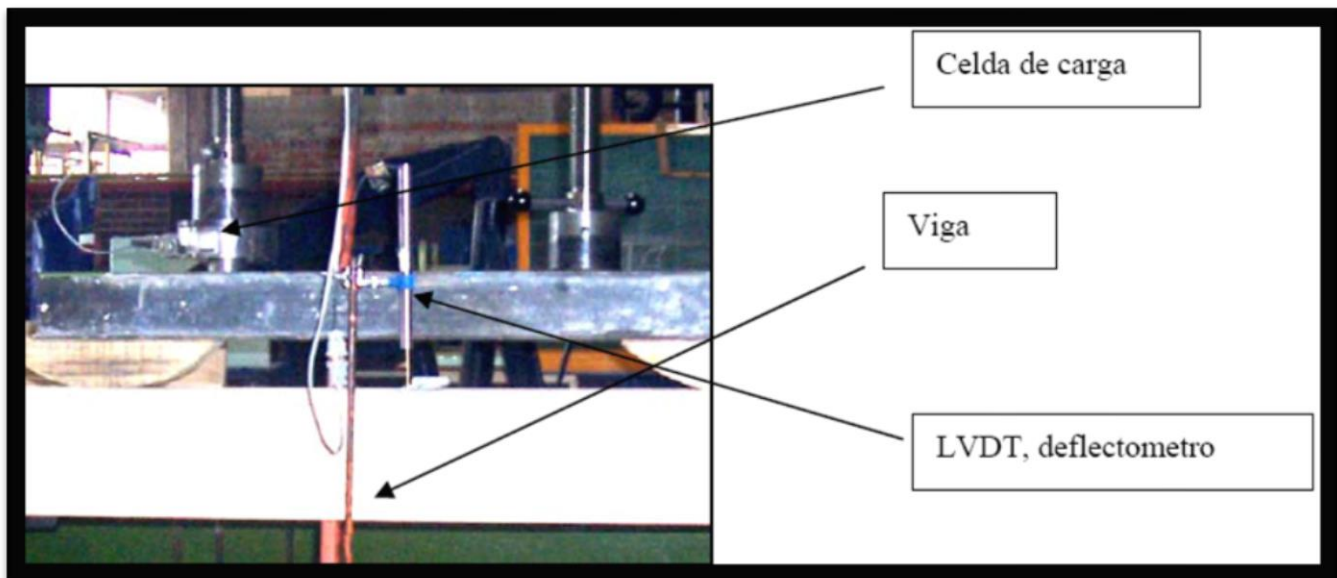


Fig.2.1 se observa como es colocado los sensores de carga desplazamiento.

Los registros de este proceso nos permitieron hacer curvas carga-deflexión para su precisión, ya que los dispositivos mencionados no fueron retirados durante el ensaye hasta presentado la falla.

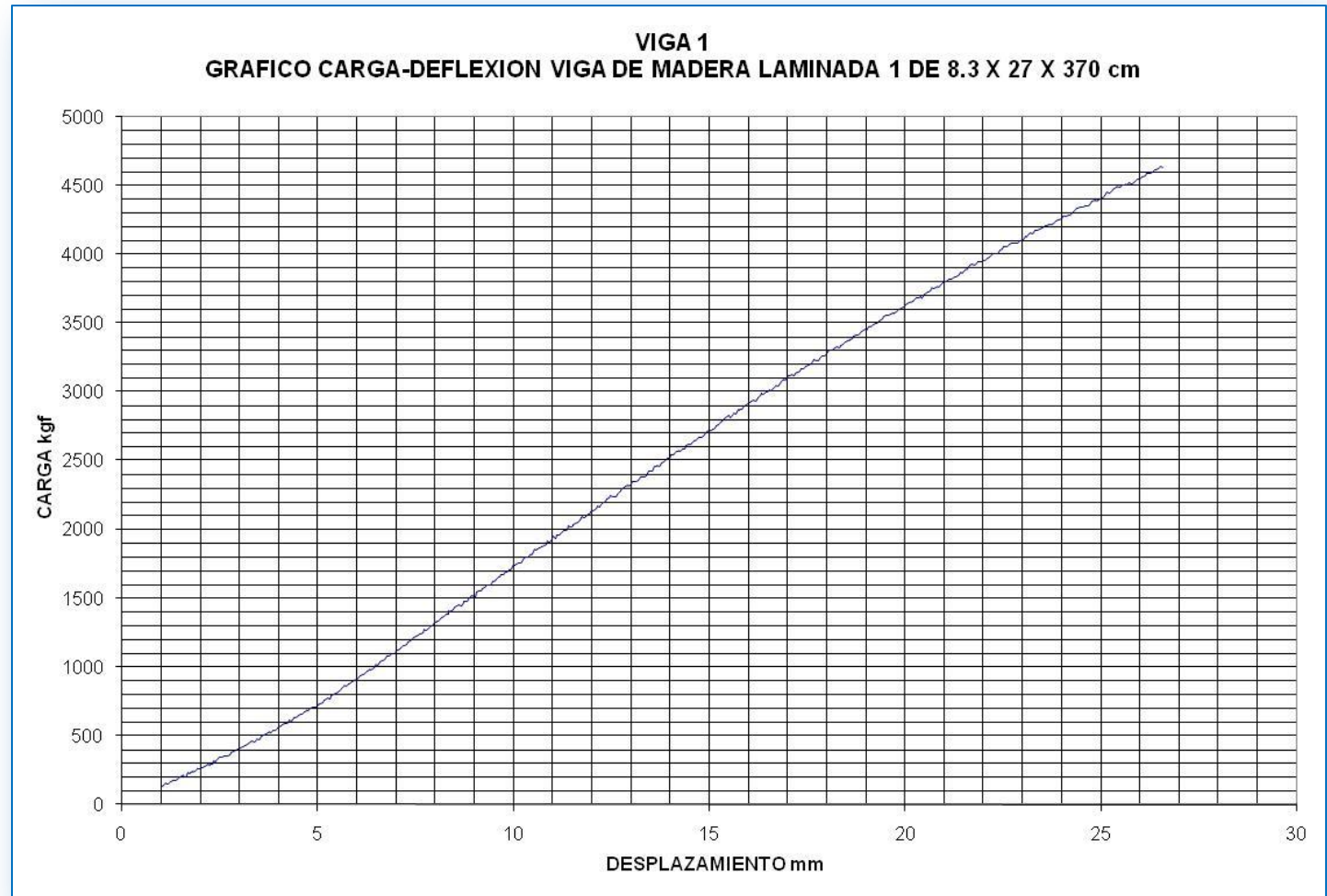
Toda la información recabada fue utilizada para realizar los cálculos que marca la norma utilizada.

➤ **CONSTRUCCION DE LAS CURVAS DE COMPORTAMIENTO CARGA – DESPLAZAMIENTO.**

Las pruebas realizadas con ayuda de la captura de datos proporcionada por el sistema de adquisición de datos utilizada de los instrumentos de carga y desplazamiento nos permitieron obtener las curvas Carga-Deflexión que se presentan a continuación con la misma secuencia que aparece en la tabla de resultados.

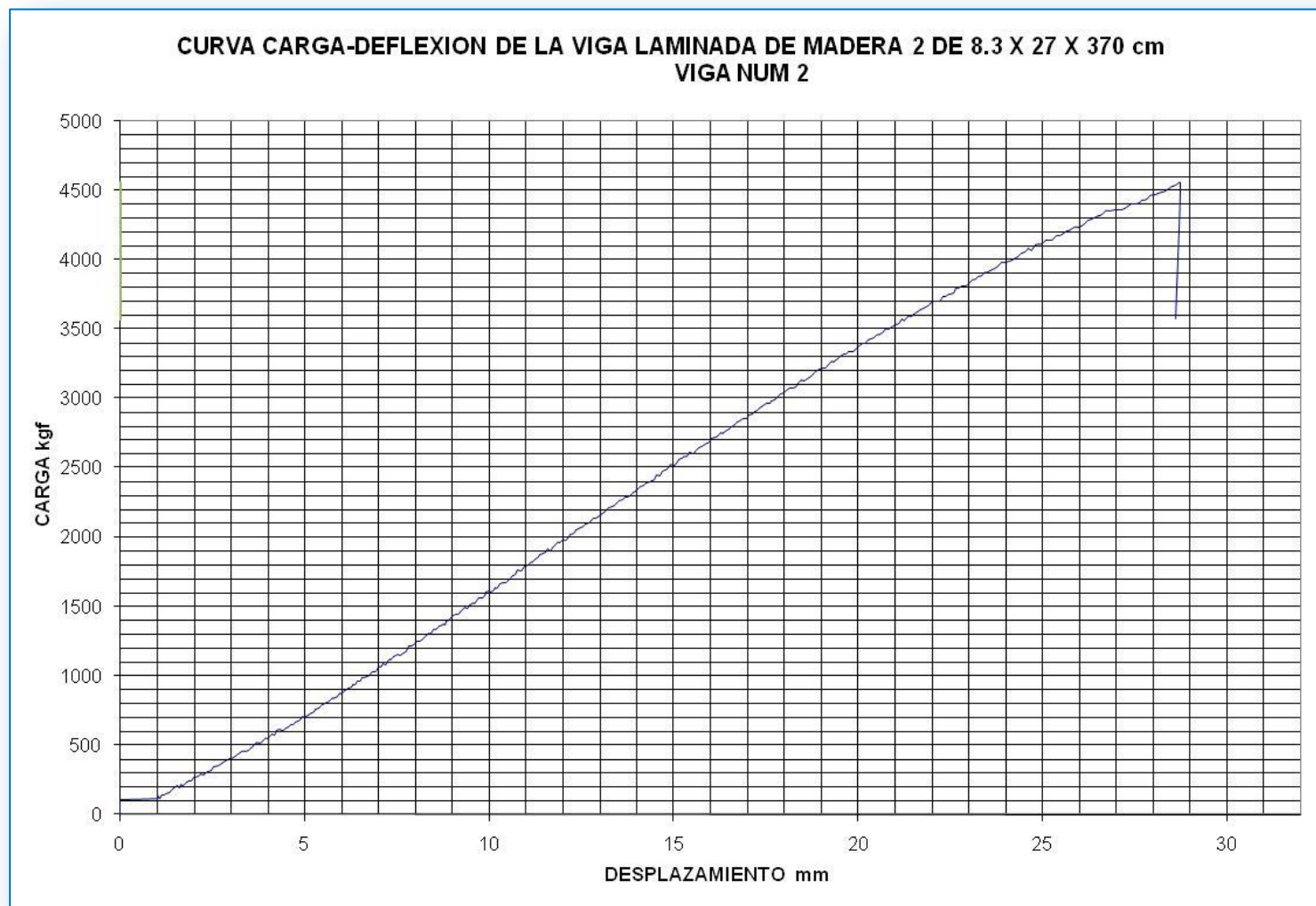
Ensayo 1:

X	Y
0	0
1.0025	140.1282
1.0499	132.642
1.0803	137.6934
1.1238	154.2282
1.1636	150.4124
1.1978	150.4488
1.2354	163.7494
1.2995	170.109
1.3342	171.817
1.3797	175.6326
1.4321	185.0812
...	...
...	...
...	...
0.00262486	4588.2556
0.00263119	4599.194
0.00263817	4611.4406
0.00264624	4623.0332
0.00265184	4638.5142
0.00265843	4631.9366



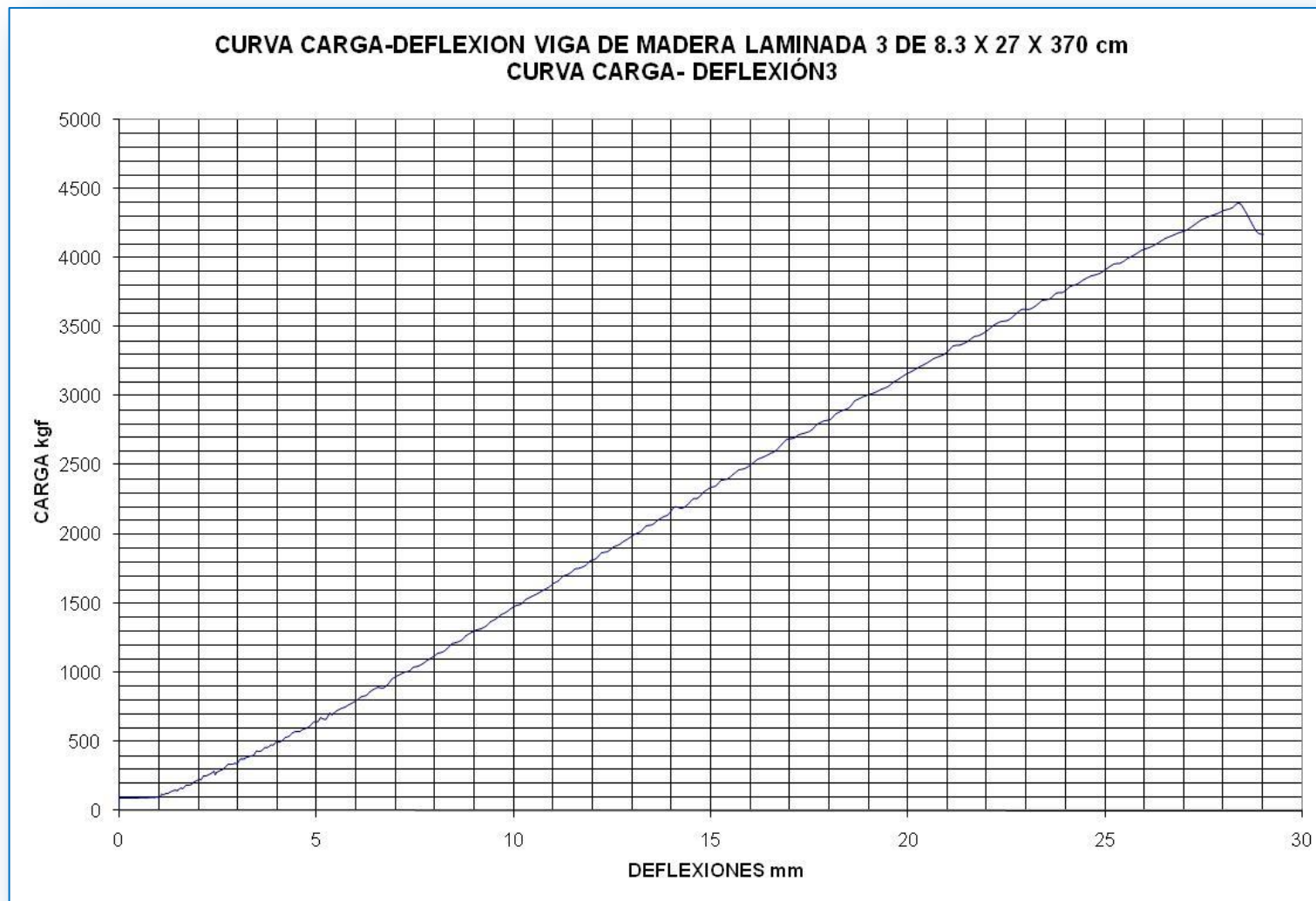
Ensayo 2:

X	Y
0.0000025	8.1038
0.00000938	7.377
0.00001862	16.026
0.00002865	35.7226
0.00004048	46.2248
0.00005057	59.489
0.00006278	72.3898
0.0000734	78.7494
0.00008785	97.392
0.00009717	104.5874
1.0152	115.3078
1.031	127.3
...	...
...	...
...	...
28.3163	4492.3898
28.4163	4509.506
28.5252	4529.4568
28.6244	4538.3602
28.7438	4551.152
28.6195	3568.982



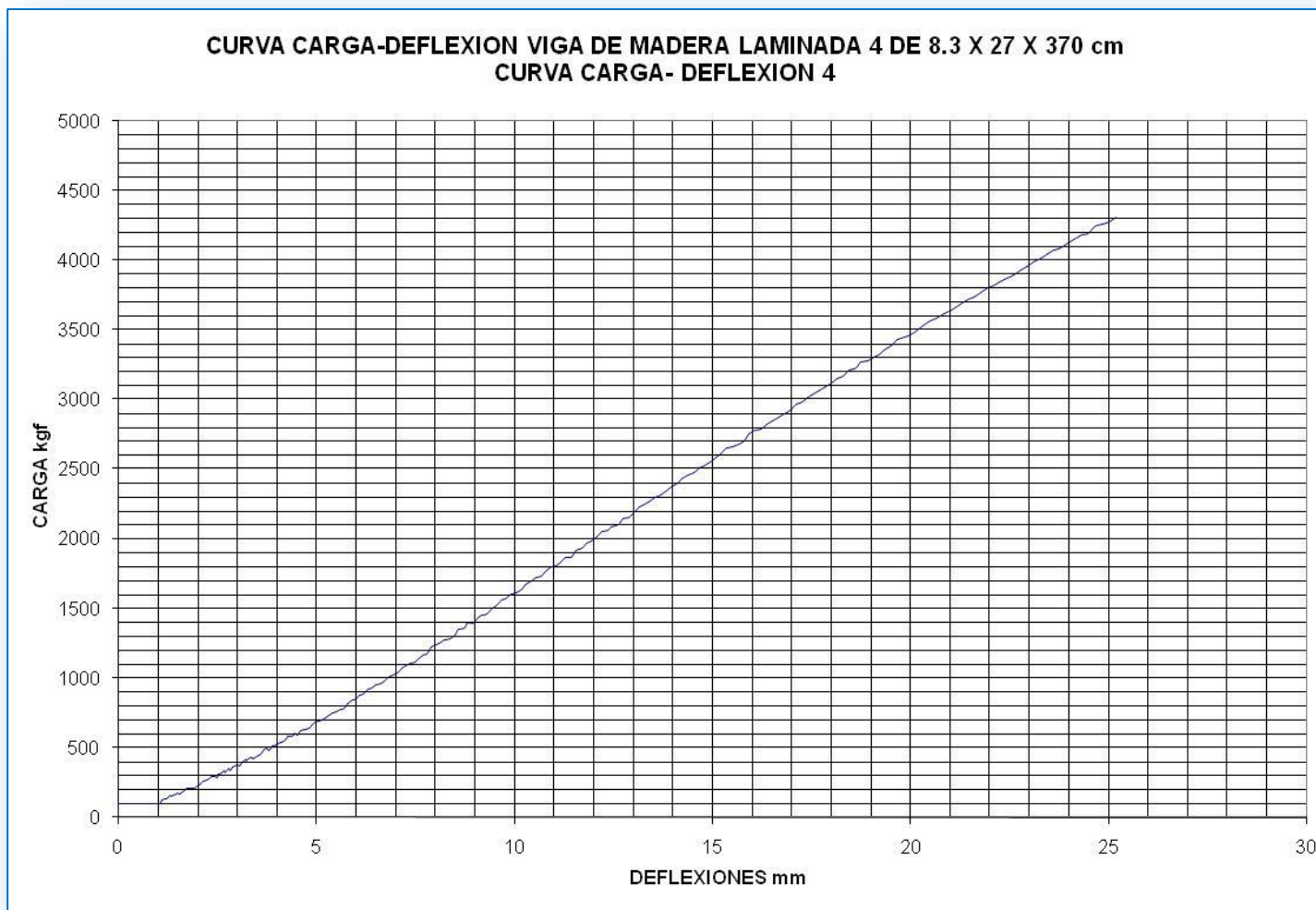
Ensayo 3:

X	Y
1.3981	-64.9048
1.4089	-85.8004
1.4023	-82.3118
1.4016	-67.921
0.00000066	-17.2616
0.00000175	0.00006904
-0.00000077	-13.882
-0.00000067	-11.5926
0.00000254	6.4686
0.00000763	-5.1966
0.00000965	-6.723
0.0000184	25.2566
...	...
...	...
...	...
27.8199	4316.9022
28.0102	4340.3054
28.2066	4359.2024
28.4144	4391.2182
28.8443	4189.166
29.0166	4172.9946



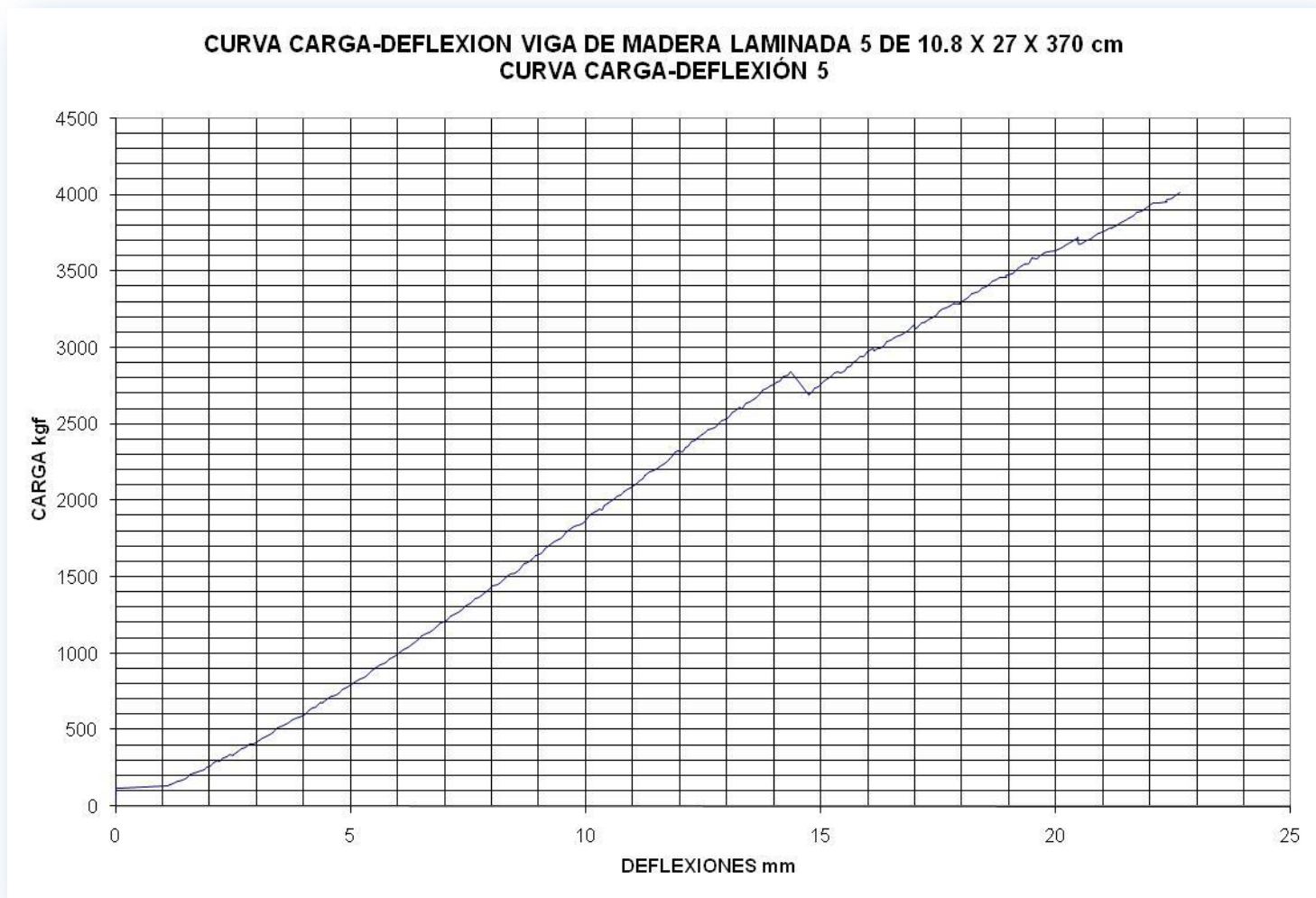
Ensayo 4:

X	Y
1.2035	-76.7518
1.1845	-81.1126
1.1925	-80.5674
1.2056	-69.52
-0.00000136	-4.2154
-0.00000024	0.00002544
-0.00000049	-4.3244
-0.00000116	8.6126
-0.0000008	5.0876
-0.00000186	-6.2142
-0.00000072	23.5122
0.00000014	-2.5074
...	...
...	...
...	...
24.3127	4183.3152
24.4742	4194.1082
24.6585	4245.13
24.8425	4256.5772
25.0175	4276.3464
25.1919	4310.034



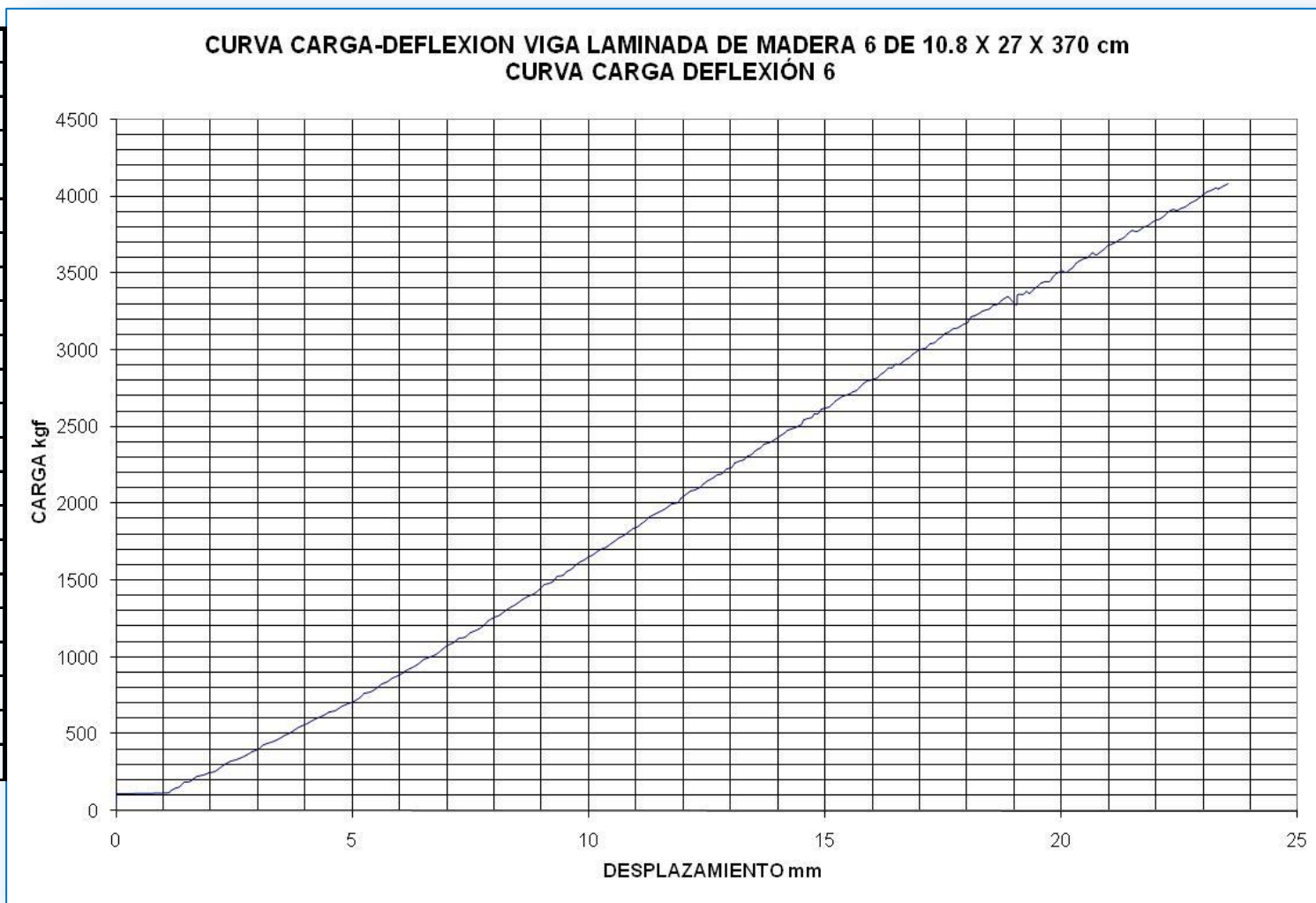
Ensaye 5:

X	Y
1.4108	-67.6666
1.4193	-68.4298
1.4111	-63.5966
1.4188	-62.906
1.4177	-68.3934
-0.00000057	-7.5952
0.00000054	-0.00003998
0.0000008	-11.1202
-0.0000002	-9.8118
0.00000091	0.0001926
-0.00000046	3.3434
0.00000007	0.00016354
...	...
...	...
...	...
19,776,943	3955.3886
19,764,951	3952.9902
19,860,708	3972.1416
19,893,414	3978.6828
20,004,070	4000.814
20,055,128	4011.0256



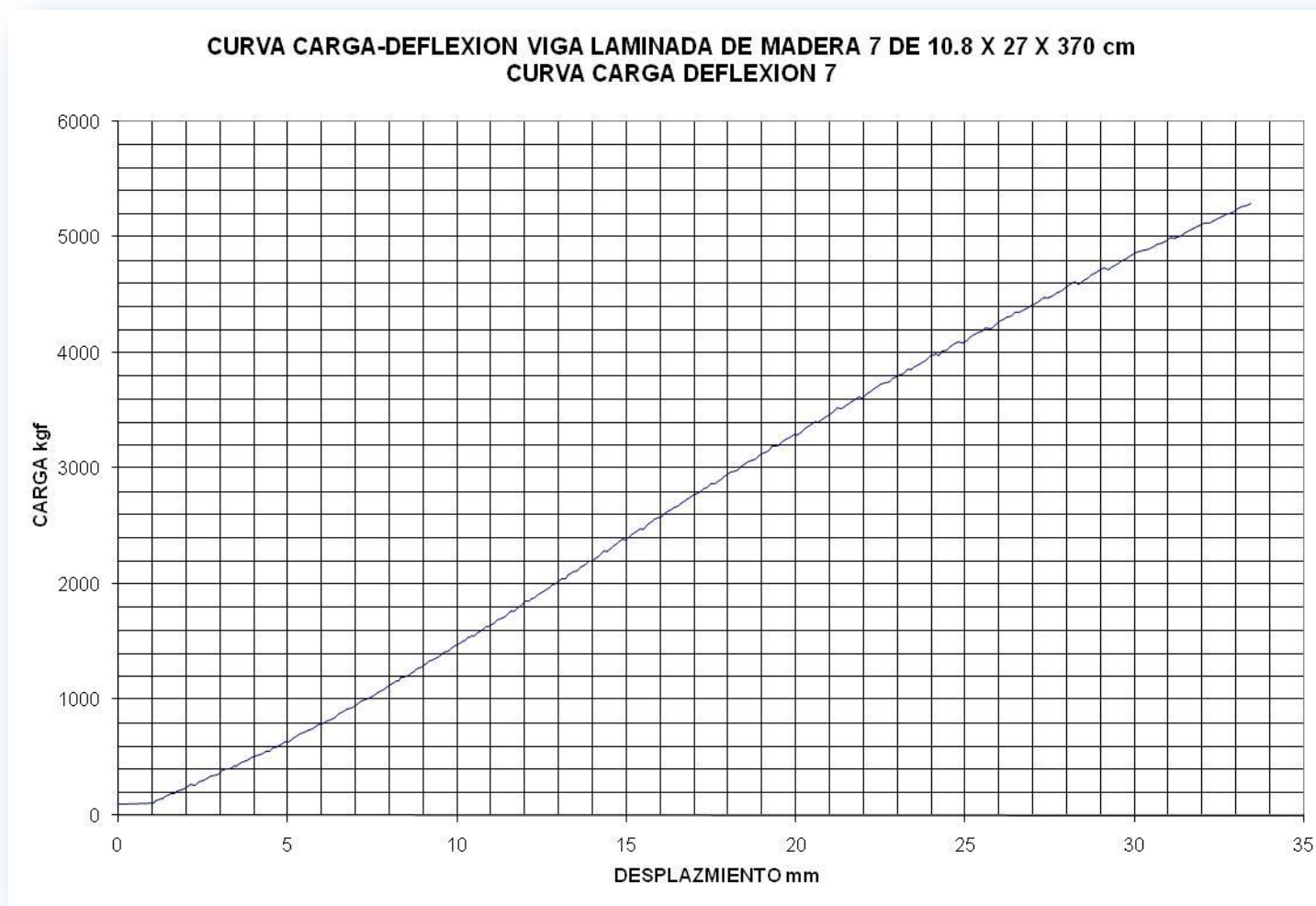
Ensaye 6:

X	Y
0.00001643	-44.6996
0.00001755	-52.222
0.00001837	-52.331
0.00001816	-45.3538
-0.0000002	-0.00001454
-0.00000072	8.8306
-0.00000122	0.00018534
-0.00000043	-0.0001272
-0.00000013	4.8696
-0.00000047	-5.9234
-0.00000098	-0.00011628
0.00000033	-2.6528
...	...
...	...
...	...
23.083	4029.3048
23.165	4036.682
23.258	4055.0702
23.351	4050.6366
23.433	4065.8996
23.540	4085.4144



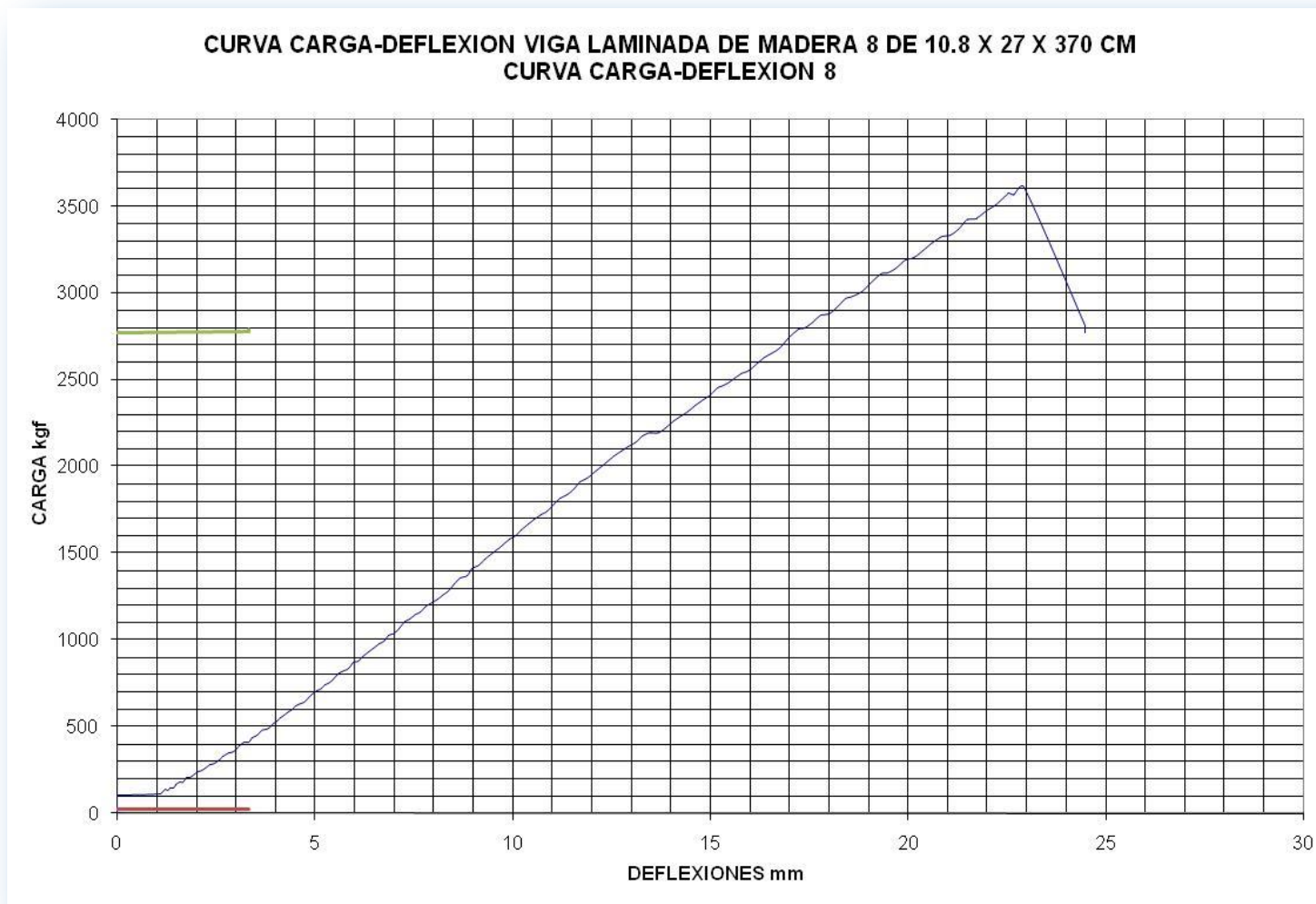
Ensaye 7:

X	Y
-1.9221	-58.3272
-1.9253	-55.093
-1.9286	-57.0554
0.00000026	5.342
0.00000001	-0.00016716
-0.00000021	-2.1804
0.00000064	-3.6704
-0.00000047	3.6704
-0.00000131	-5.124
-0.00000114	-3.307
-0.00000001	-2.035
0.00000022	3.634
...	...
...	...
...	...
32.743	5200.1542
32.872	5215.1628
33.040	5241.9456
33.156	5264.6582
33.310	5268.8374
33.447	5294.748



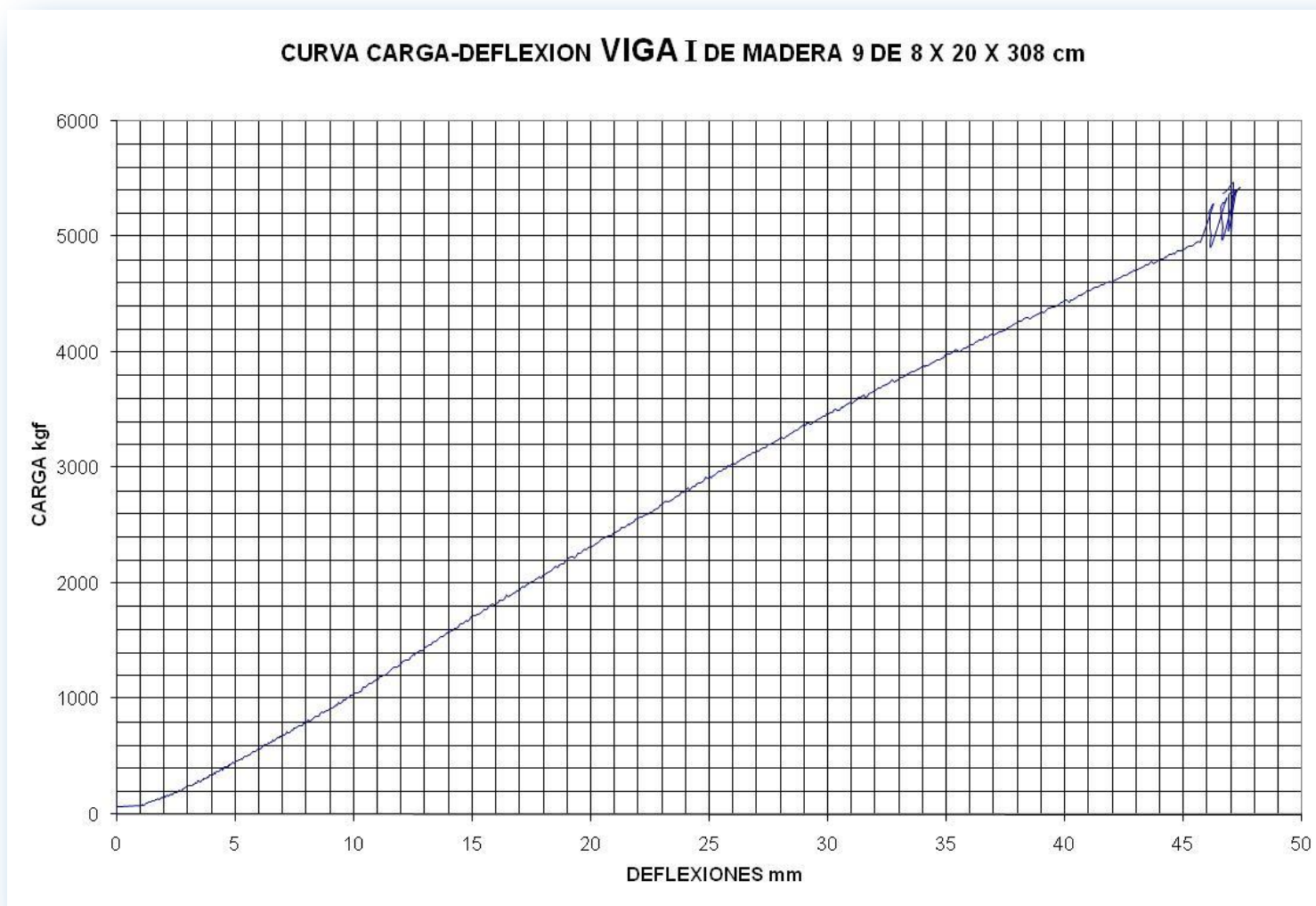
Ensaye 8:

X	Y
3.3213	-70.6466
3.3213	-69.738
3.3248	-69.0112
3.3332	-73.3358
-0.00000068	5.8508
-0.00000161	2.6892
-0.00000123	0.00013446
0.00000022	-0.00012356
0.00000093	8.3582
0.00000465	0.00011628
0.00001387	15.6264
0.0000247	27.437
...	...
...	...
...	...
24.483	2789.264
24.477	2780.3242
24.487	2777.4896
24.482	2780.397
24.489	2773.0198
24.488	2768.8044



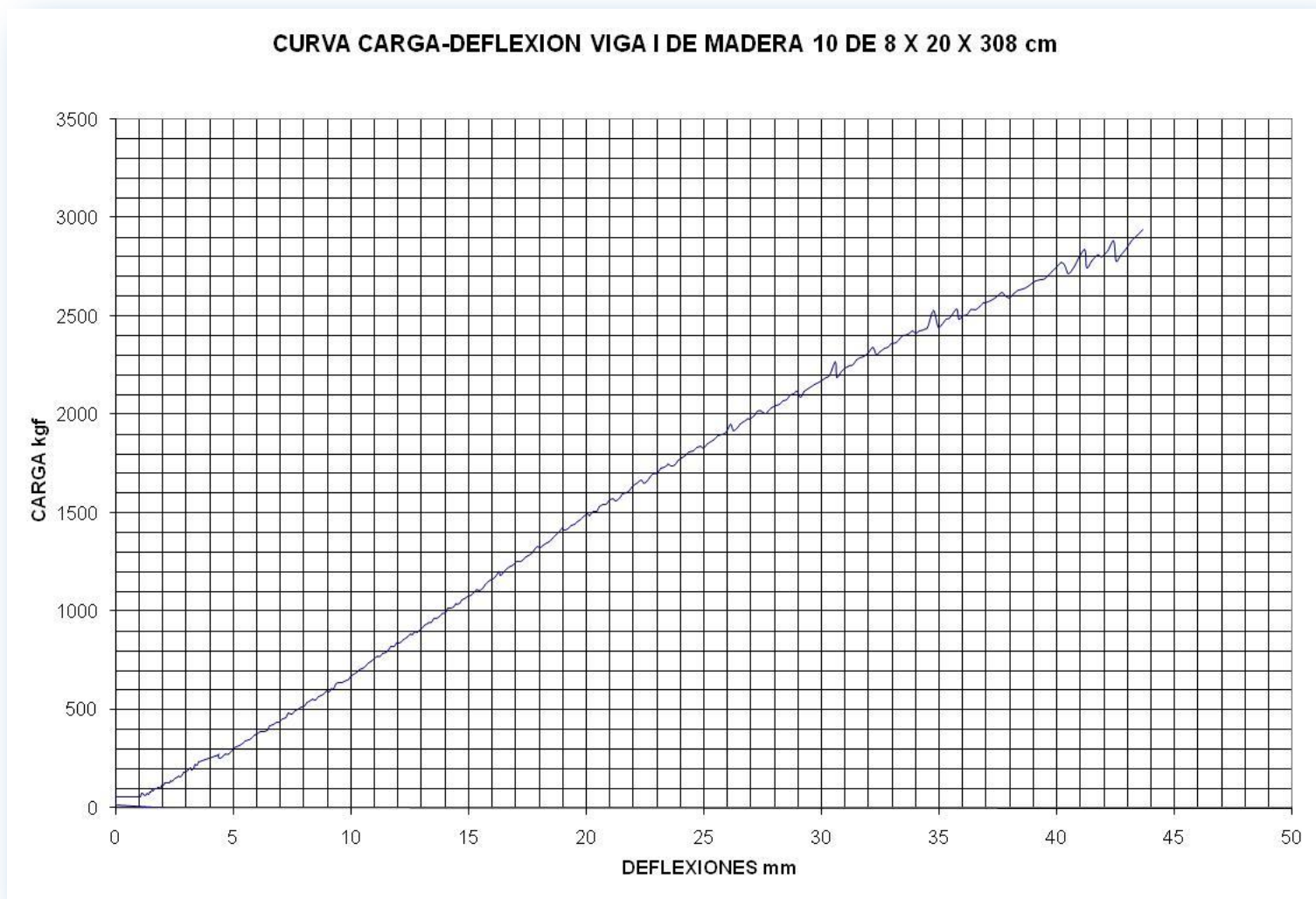
Ensayo 9:

X	Y
0.00007856	-72.5726
-0.00000032	0.00008722
-0.00000036	8.431
-0.00000003	4.1792
-0.00000098	7.2318
0.00000008	8.431
0.00000092	-3.0526
-0.00000105	-4.1064
0.00000033	4.5788
-0.00000098	-8.322
0.00000021	9.4484
-0.00000072	-0.00009086
...	...
...	...
...	...
47.033	5116.1716
47.021	5034.9872
47.127	5466.6742
46.986	5431.1334
46.845	5395.1928
46.684	5372.6618



Ensayo 10:

X	Y
6.7047	-34.3426
6.7293	-30.1272
6.7623	-35.3238
6.8881	-33.325
0.00001664	13.8456
0.0000318	17.5888
0.00004762	23.8756
0.00006386	35.5044
0.00007933	45.716
0.00008498	45.5344
0.00008736	55.6734
0.00008789	48.4052
...	...
...	...
...	...
42.507	2780.2516
42.712	2808.6334
42.951	2845.228
43.164	2881.8954
43.416	2911.5854
43.651	2940.2216



CAPITULO III.**ANALISIS DE RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS.**

Los resultados de los 10 ensayos obtenidos se muestran a continuación:

Tabla de Resultados

MUESTRA	GEOMETRIA DE VIGA	CLARO TOTAL	PERALTE	ANCHO	DISTANCIA MAX. A LA FIBRA	CLARO DE CORTANTE	CARGA POR ACTUADOR	DEFLEXION MAXIMA ASOCIADA A CARGA MAXIMA	CARGA TOTAL	MOMENTO MAXIMO	MOMENTO DE INERCI	ESFUERZO MAXIMO	MODULO ELASTICO
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	kgf	cm	kgf	kgf-cm	cm ⁴	kgf/cm	kgf/cm ²
1	10.8x27x380	365	27	10.8	13.5	121.67	2328	2.658	4656	283240.0	17714.7	215.9	85334.69
2	10.8x27x381	365	27	10.8	13.5	121.67	2275	2.874	4550	276791.7	17714.7	210.9	77124.48
3	10.8x27x382	365	27	10.8	13.5	121.67	2195	2.884	4390	267058.3	17714.7	203.5	74154.39
4	10.8x27x383	365	27	10.8	13.5	121.67	2155	2.519	4310	262191.7	17714.7	199.8	83352.14
5	8.3x27x384	365	27	8.3	13.5	121.67	2005	2.265	4010	243941.7	13614.1	241.9	112224.96
6	8.3x27x385	365	27	8.3	13.5	121.67	2043	2.354	4086	248565.0	13614.1	246.5	110028.50
7	8.3x27x386	365	27	8.3	13.5	121.67	2634	3.331	5268	320470.0	13614.1	317.8	100250.01
8	8.3x27x387	365	27	8.3	13.5	121.67	1390	2.244	2780	169116.7	13614.1	167.7	78529.93
9	"I" 8x20x308	293	20	8	10	97.67	2733	4.712	5466	266923.0	4431.5	602.3	116853.13
10	"I" 8x20x308	293	20	8	10	97.67	1470	4.365	2940	143570.0	4431.5	324.0	67848.32

En las siguientes figuras se mostraran a detalle los tipos de falla que se presentaron en los ensayos.



Fig. 3.1 se observa que la falla en la viga laminada fue por motivo de esfuerzos normales de tensión, en el sitio donde el momento flexionante fue máximo, el detalle indica que esta falla apareció donde se genera la unión en la fabricación de la viga.



Fig. 3.2 En la figura que se presenta ocurrió el inicio de la falla en el mismo sitio de unión artificial de la viga laminada por los mismos motivos, desarrollándose una grieta hacia la zona de momento flexionante puro y otra por deslizamiento propiciado por cortante, en la zona de fuerza cortante.



Fig. 3.3 En esta figura falla es similar a la figura anterior (falla en la unión artificial).



Fig. 3.4 El colapso de la viga mostrada inicio en la zona de momento flexionante máximo, propagándose instantáneamente en forma inclinada en dirección del claro de cortante.



Fig. 3.5 En esta figura se muestra una pieza donde la falla se origina por deslizamiento entre laminaciones de madera, propiciando que se agotara la capacidad de carga e iniciara el descenso de la carga.

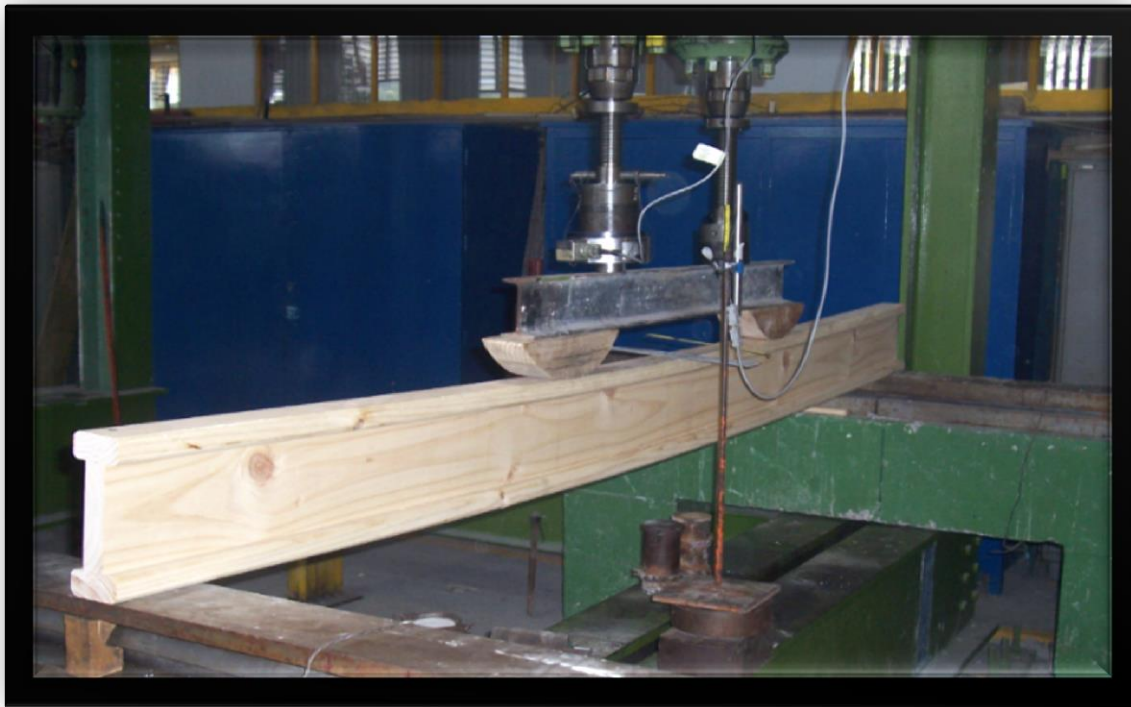


Fig. 3.6 Se inicia la carga sobre la viga en I, la colocación de las cargas es de acuerdo a la norma ASTM D-198.



Fig. 3.6 En una de las vigas de madera en I, el fenómeno de falla se inicia por deslizamiento en la parte que adhiere al patín con el alma, sin embargo la carga con la que ocurrió fue extraordinaria, respecto del resultado de la otra viga I, similar a esta.



Fig. 3.7 En la figura se muestra la falla en la segunda viga I, como es posible observar, ocurre por tensión en la zona de momento flexionante puro, siendo esta la falla más aparatosa que se registró. Sin embargo por el contrario de la anterior su resistencia fue del orden del 50%.

CAPITULO IV.

APLICACION DE LA INFORMACION OBTENIDA PARA EL DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE MADERA.

Para poder realizar el ejemplo, iniciamos dando a conocer por medio de un plano arquitectónico las medidas de la casa de madera modelo.

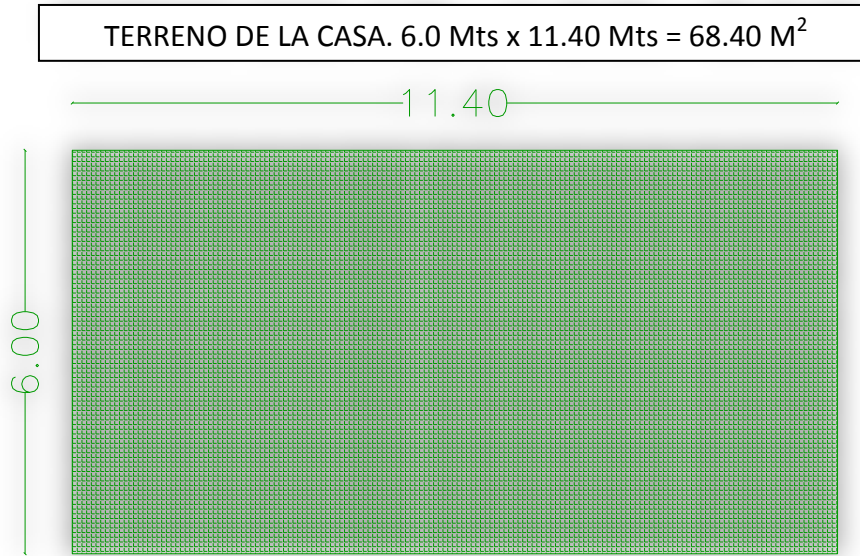


Fig. 4.1 Medidas del terreno

Con una altura de:

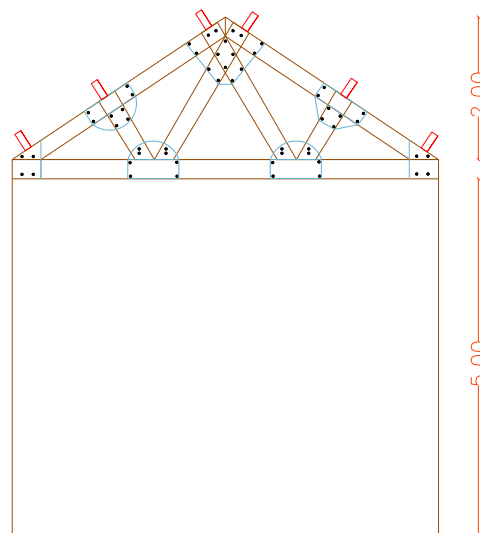


Fig. 4.2 Medida de la Fachada.

La planta baja cuenta con:

Recamara, sala, comedor, cocina y baño.

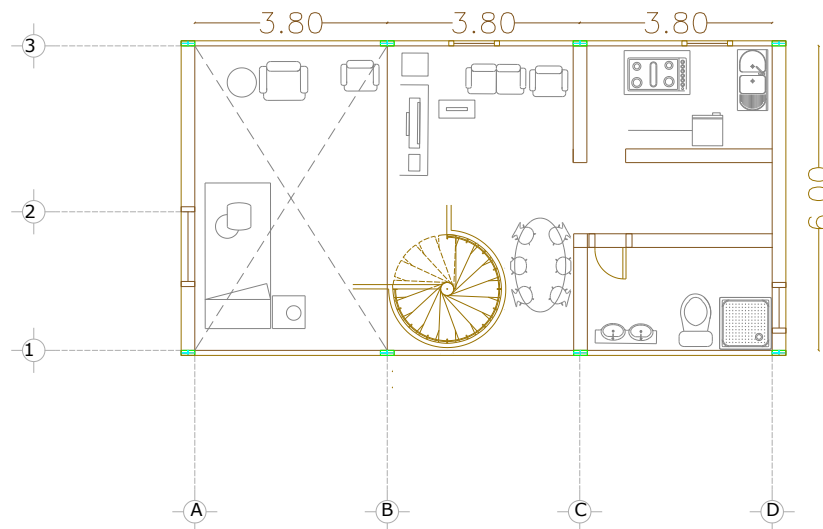


Fig. 4.3 Distribución de la planta baja.

La planta del mezzanine cuenta con:

Recamara y baño.

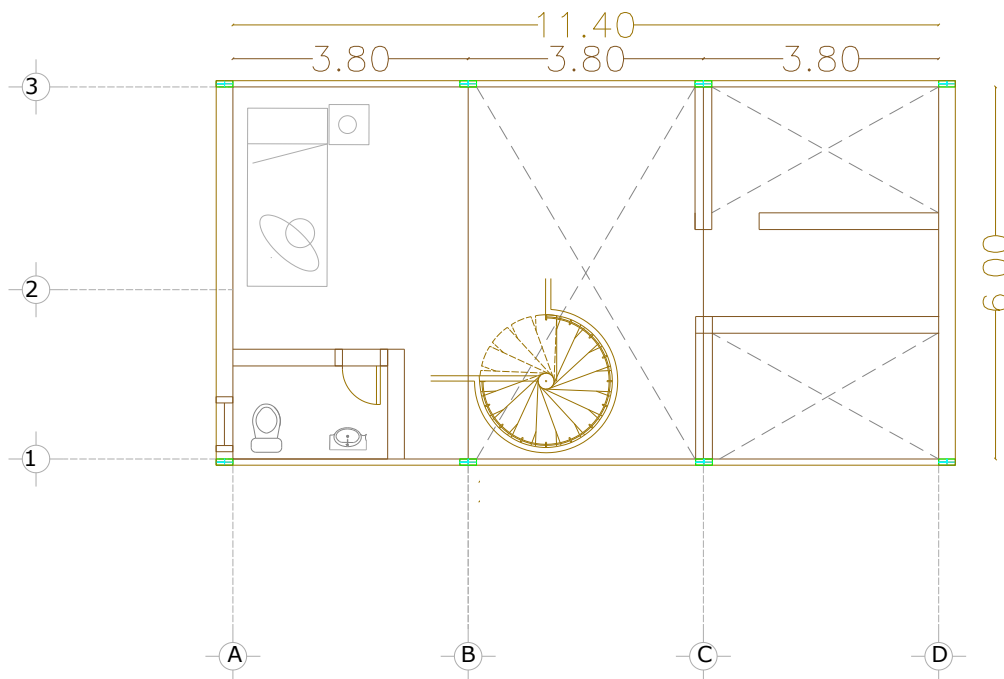


Fig. 4.4 Distribución del primer piso.

El mezzanine tiene dimensiones de 3.80 mts. de ancho por 6.0 mts de largo. Su estructura la conforman vigas en I donde se apoyan las duelas que conforman el piso.

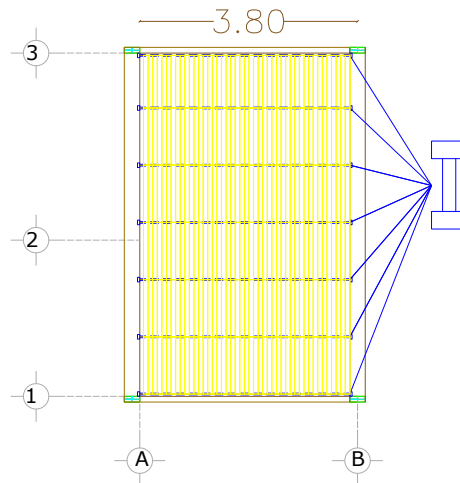
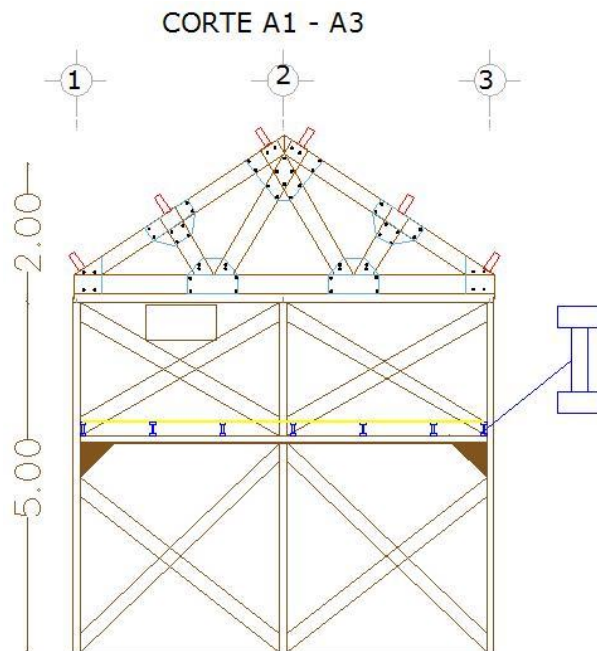


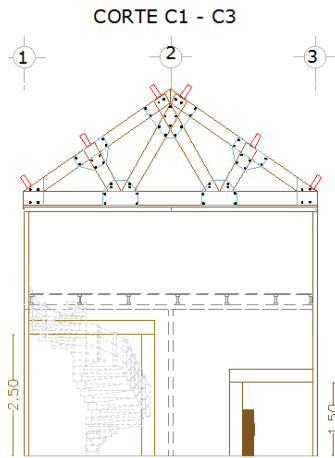
Fig. 4.5 Distribución de las vigas en I.

La duela es para uso residencial y comercial de alto tráfico, ideal para exteriores. Medidas de 19 mm x 8.7 cm x largos diversos, color natural. (1.00mt. LARGO).

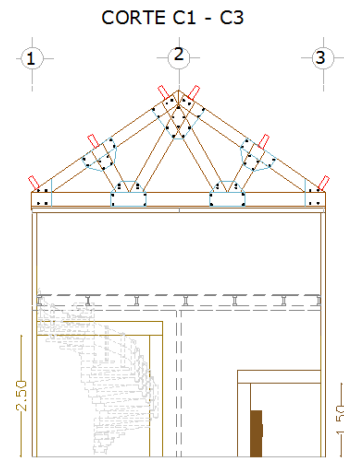
Vista en corte, la casa de madera.



En este corte (A1-A3), se puede observar que el mezzanine tiene su apoyo en las ménsulas preparadas para este fin, donde llegan las vigas rectangulares laminadas, portantes de las vigas I.



BAÑO h= 2.50mts.



COCINA h= 1.50 mts.

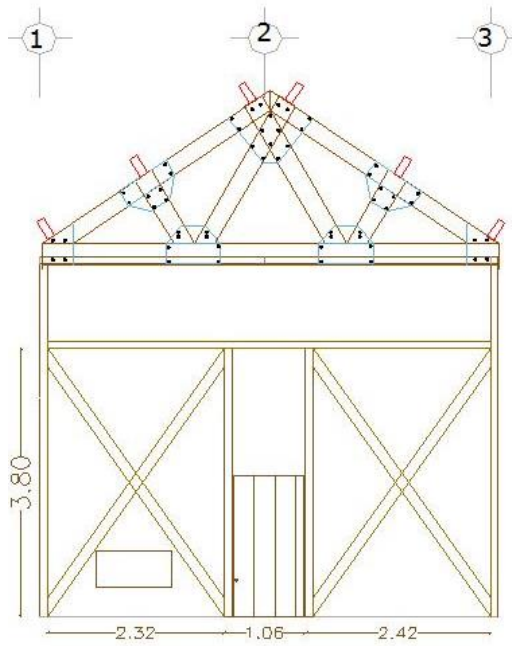
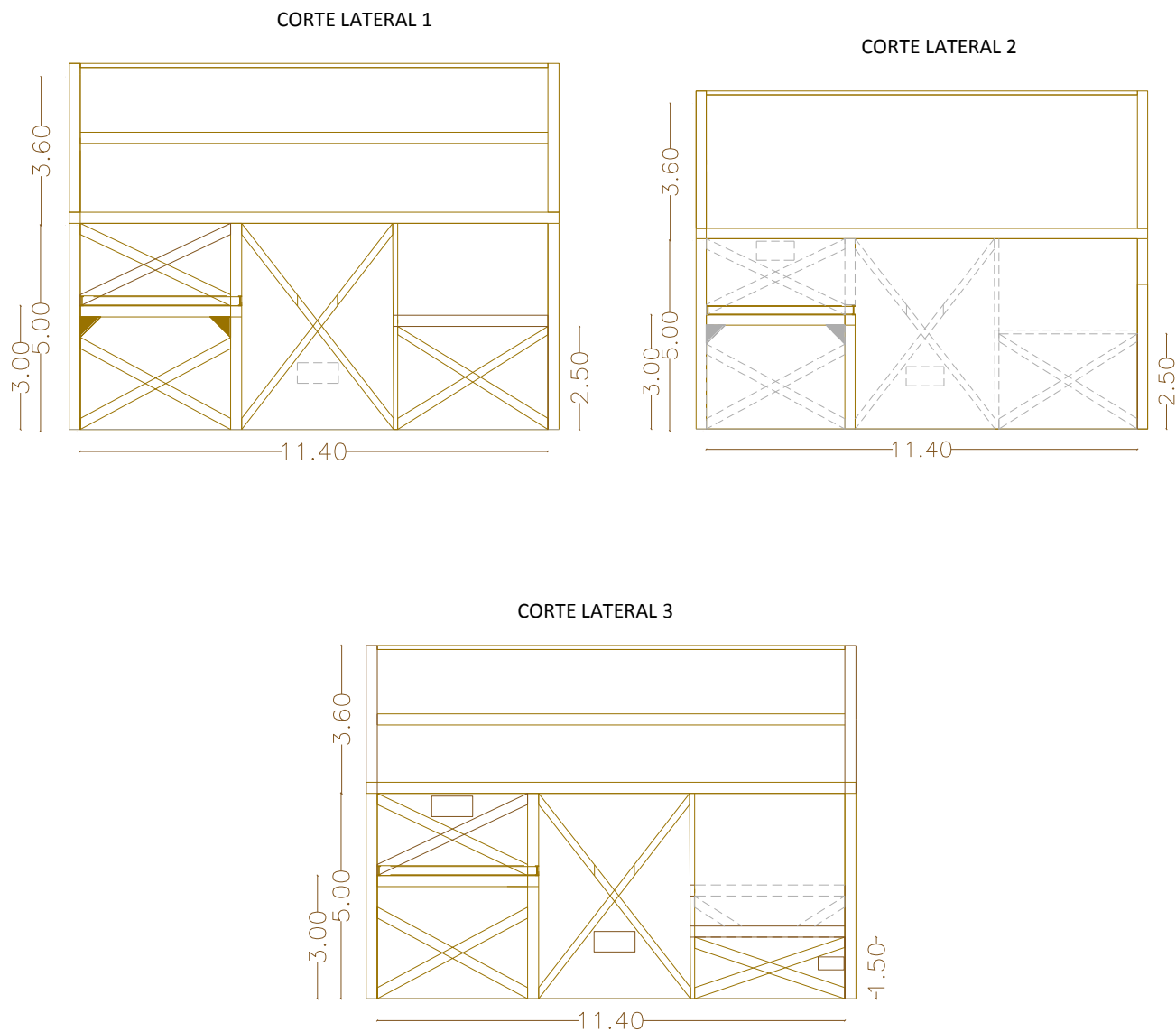


Fig. 4.6 fachada principal



En la figura 4.7, se presenta la armadura de madera laminada, tiene una capa de 10 cms. de espesor de impermeabilizante y tejas.

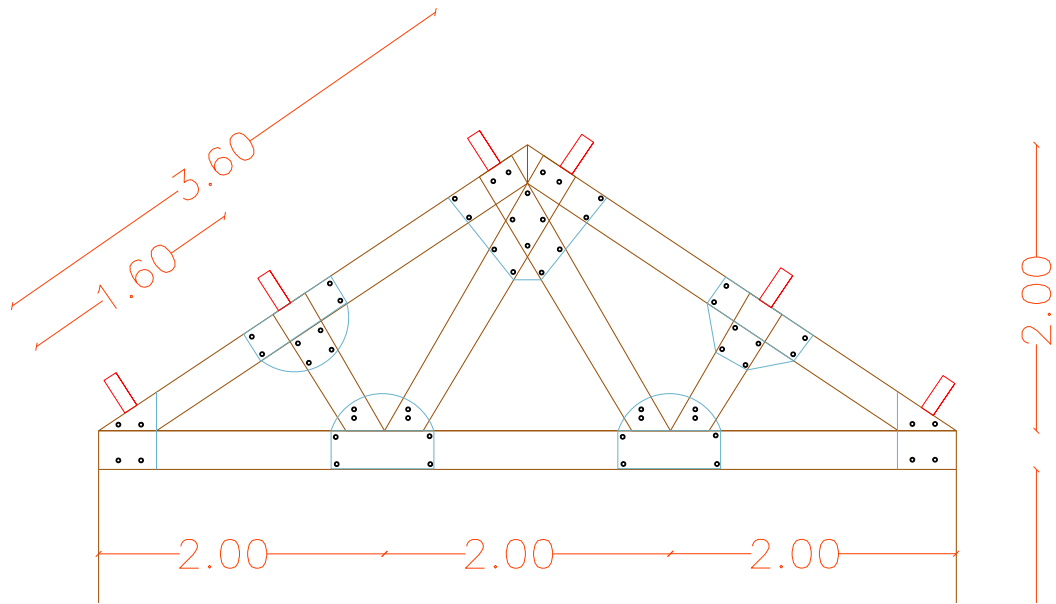


Fig. 4.8 Diseño de la armadura.

Cálculos de la estructura:

Peso de madera		
grosor	0.027	mts
largo	1.00	mts
ancho	1.00	mts
madera dura seca		
densidad	700	kg/m ³
Total [kg/m²]=	18.90	kg/m²

Peso de las tejas		
Total [kg/m²]=	29.24	kg/m²

Peso de impermeabilización		
Total [kg/m²]=	2.50	kg/m²

Cálculo de la W (carga de diseño), por medio de la siguiente ecuación:

$$W_u = C_m + C_v$$

DONDE:

Cm: CARGA MUERTA

Cv: CARGA VIVA

ANALISIS DE CARGAS

TECHO

TEJA	29.24	
MADERA	18.90	
IMPERMEABILIZANTE	2.50	
TOTAL (Kg/m²)	50.64	Kg/m²

Carga gravitacional	40.00	
TOTAL MI (Kg/m²)	40.00	Kg/m²

TOTAL DE LA CARGA DE DISEÑO "W"

Wu= 90.64 Kg/m²

BAJADA DE CARGAS.

Con la carga de diseño se realiza la bajada de cargas:

Armadura:

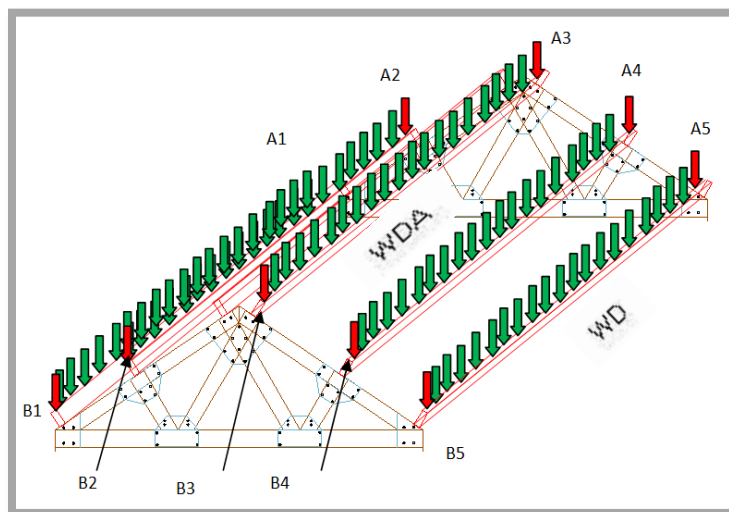


Fig. 4.9 Distribución de las cargas WDA y WD, en las viguetas, en el tramo A-B.

$W =$	90.64	Kg/m²
$a(\text{área}) =$	7.03	M²

$$F_{tab} = (W)(A)$$

F_{tab} =	637.20	Kg
--------------------------	---------------	-----------

$$F_{trib} = \frac{F_{tab}}{2}$$

F_{trib} =	318.60	Kg
---------------------------	---------------	-----------

$WD =$	83.84	Kg/m
$WDA =$	167.684	Kg/m

$P =$	637.20	Kg
$P =$	318.60	Kg

“W” del techo, según el croquis en corte de D1- D3 y C1–C3.

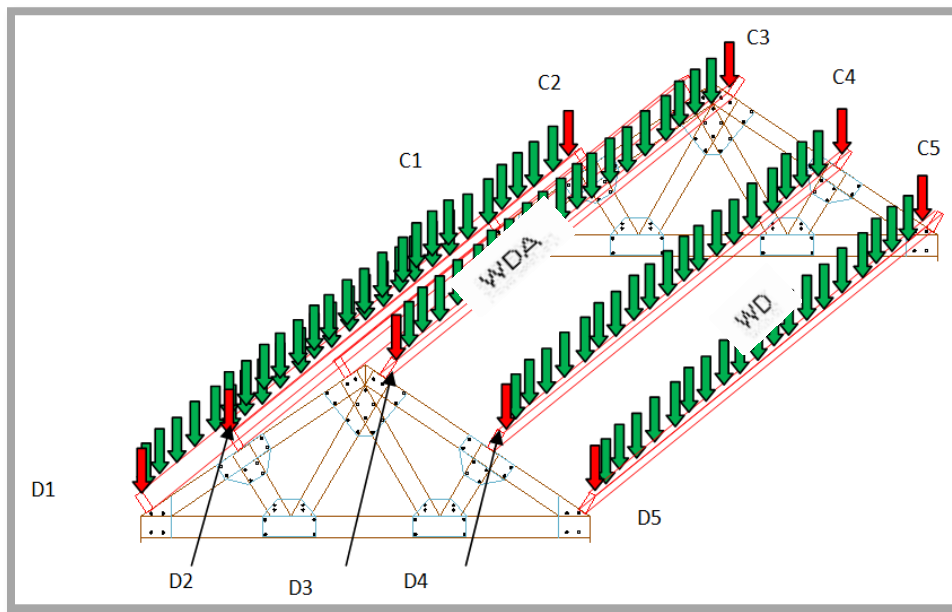



Fig. 4.10 Distribución de las cargas WDA y WD, en las viguetas, en el tramo C-D.



	W= 90.64 Kg/m²
a(área)=	7.03 M²

$$F_{tab} = (W)(A)$$

Ftab=	637.20	Kg
--------------	---------------	-----------

$$F_{trib} = \frac{F_{tab}}{2}$$

Ftrib=	318.60	Kg
---------------	---------------	-----------

	WD= 83.84 Kg/m
	WDA= 167.684 Kg/m

Por último tenemos la “W” del techo en la parte central, lo ubique como B1- B3 y C1–C3. Donde observaremos que es la parte donde hay más carga, debido a que todas las cargas se concentran al centro de la estructura, en este caso tenemos que ser más minuciosos para diseñar la armadura con las características que hemos dado, por lo mientras, daremos las cargas totales en la armadura al centro de la estructura.

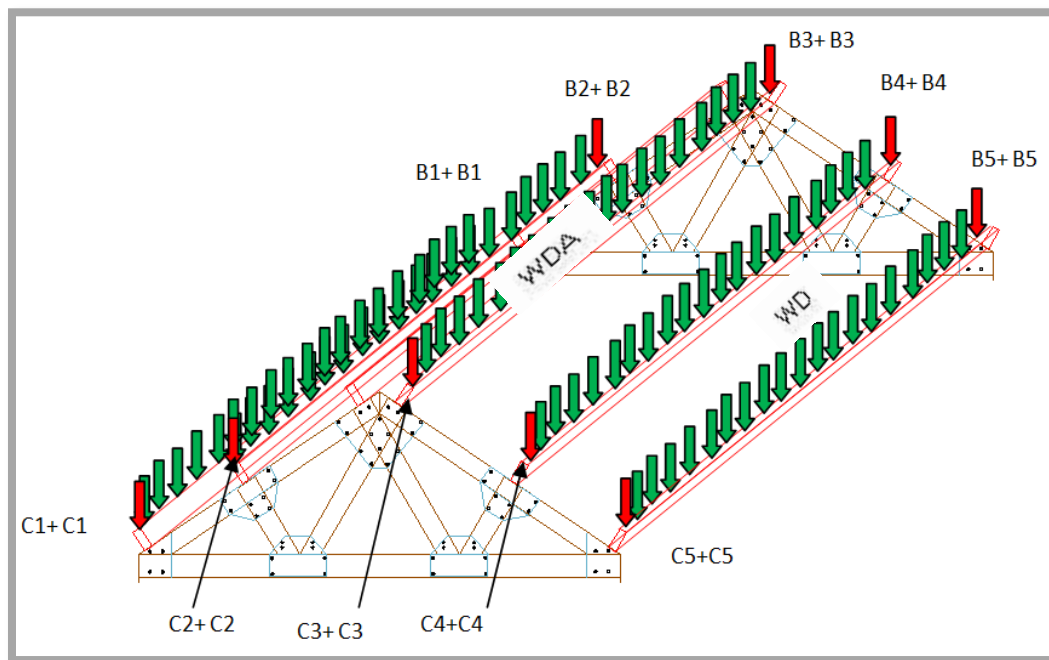



Fig. 4.11 Distribución de las cargas WDA y WD, en las viguetas centrales.

	W= 90.64	Kg/m²
a(área)=	7.03	M²

$$F_{tab} = (W)(A)$$

Ftab=	637.20	Kg
--------------	---------------	-----------

$$F_{trib} = \frac{F_{tab}}{2}$$

Ftrib=	318.60	Kg
---------------	---------------	-----------

	WD= 83.84	Kg/m
WDA=	167.684	Kg/m

Sobre el mezzanine, analizaremos la carga de diseño (Wu); para poderlas agregar al programa del SAP 2000, las cuales son las siguientes:

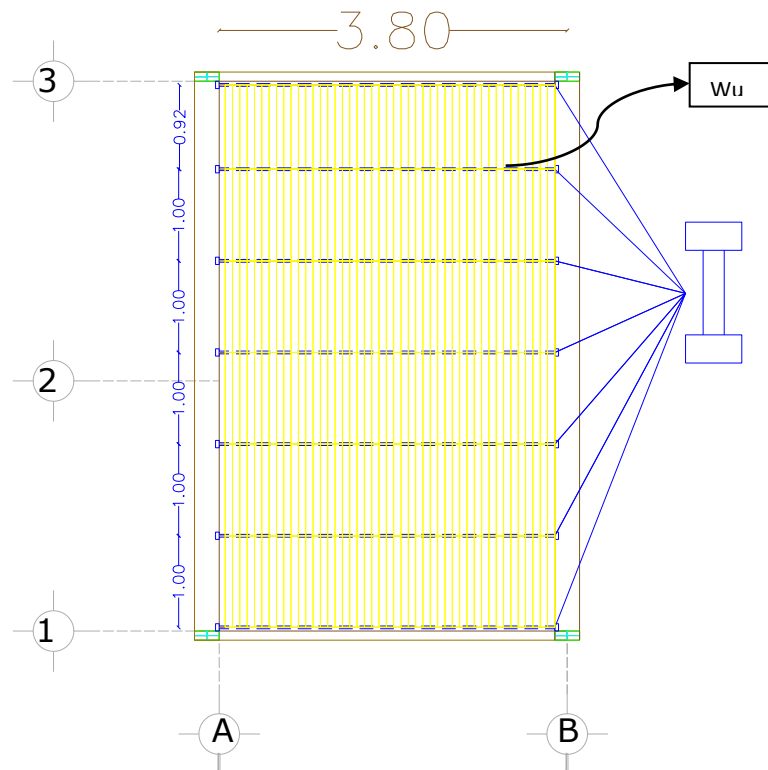


Fig. 4.12 Colocación de las duelas.

Las medidas de las duelas son:

ANCHO	0.08	mts
LARGO	1.00	mts
GROSOR	0.002	mts

Ahora pasamos al cálculo de la carga de diseño:

Peso de la duela

grosor	0.08	mts
largo	1.00	mts
ancho	0.20	mts

	densidad	0.95	kg/m ³
Total [kg/m²]=		0.08	kg/m²

$$W_u = C_m + C_v$$

DONDE:

C_m: CARGA MUERTA

C_v: CARGA VIVA

ANALISIS DE CARGAS

Mezzanine

C _v	MADERA	0.08	kg/m ²
C _m	GRAVITACIONAL	40.00	kg/m ²
TOTAL		40.08	kg/m²

Total carga de diseño:

$$W_u = C_v + C_m$$

$$W_u = 40.08 \text{ kg/m}^2$$

“w” del mezzanine:

$$W = 40.08 \text{ kg/m}^2$$

$$A (\text{area}) = 3.80 \text{ m}^2$$

$$F_{tab} = (W)(A)$$

$F_{tab} = 152.29 \text{ kg.}$

$$F_{trib} = \frac{F_{tab}}{2}$$

$F_{trib} = 76.14 \text{ kg.}$

Por lo tanto, tenemos las cargas distribuidas a través de las vigas en I.

WD=	20.04	kg/m
WDA=	40.08	kg/m

En la siguiente descripción gráfica observaremos la WD y la WDA, del mezzanine apoyados sobre las vigas I.

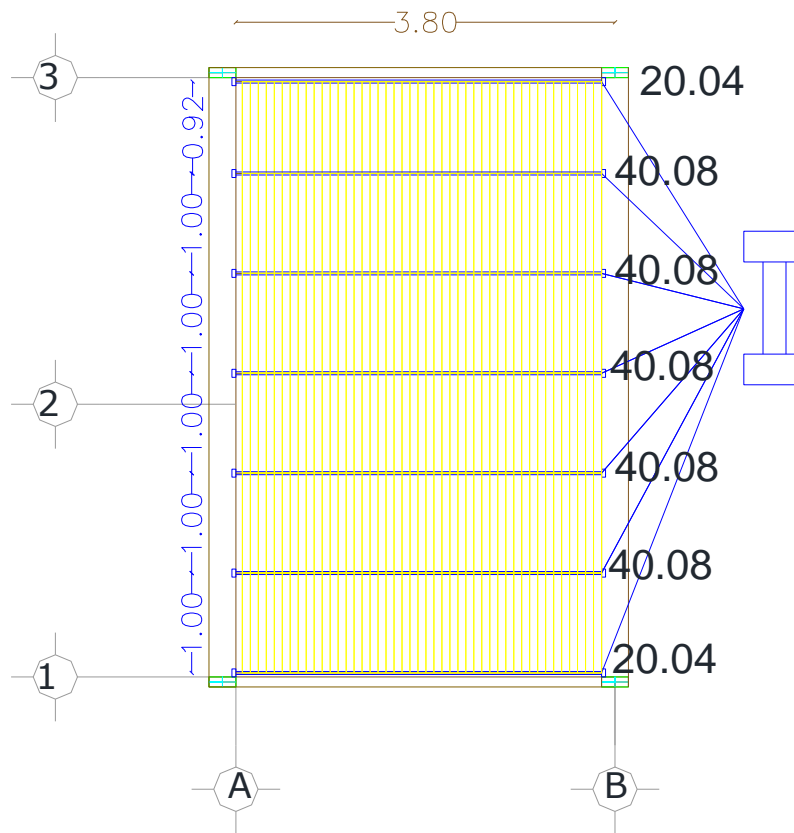


Fig. 4.13 Distribución de cargas, sobre las vigas en I.

Conociendo las cargas distribuidas y las cargas puntuales mediante el análisis estructural. Se utilizará el programa de SAP 2000, para poder agregar las cargas ya mencionadas y obtener el resultado de las vigas que se propusieron para el armado de la casa.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	cm	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf-cm	Text	cm
1	0	COMB1	Combination	544.01	-14.7	0	0	0	0	0 1-1	0
1	50	COMB1	Combination	544.01	-7.35	0	0	0	551.25	1-1	50
1	100	COMB1	Combination	544.01	0	0	0	0	735	1-1	100
1	150	COMB1	Combination	544.01	7.35	0	0	0	551.25	1-1	150
1	200	COMB1	Combination	544.01	14.7	0	0	0	0	0 1-1	200
2	0	COMB1	Combination	-30.05	-503.22	2.09	0	566.14	-35860.96	2-1	0
2	47.5	COMB1	Combination	-30.05	-397.19	2.09	0	466.67	-14476.07	2-1	47.5
2	95	COMB1	Combination	-30.05	-291.17	2.09	0	367.2	1872.5	2-1	95
2	142.5	COMB1	Combination	-30.05	-185.14	2.09	0	267.73	13184.77	2-1	142.5
2	190	COMB1	Combination	-30.05	-79.11	2.09	0	168.27	19460.73	2-1	190
2	237.5	COMB1	Combination	-30.05	26.92	2.09	0	68.8	20700.37	2-1	237.5
2	285	COMB1	Combination	-30.05	132.94	2.09	0	-30.67	16903.7	2-1	285
2	332.5	COMB1	Combination	-30.05	238.97	2.09	0	-130.14	8070.73	2-1	332.5
2	380	COMB1	Combination	-30.05	345	2.09	0	-229.61	-5798.56	2-1	380
5	190	COMB1	Combination	0	-107.23	0.94	0	179.1	41106.4	5-1	190
...											
82	47.5	COMB1	Combination	808.97	-296.98	-1.32	0	-539.67	-5647.12	82-1	47.5
82	95	COMB1	Combination	808.97	-190.95	-1.32	0	-477.12	5941.27	82-1	95
82	142.5	COMB1	Combination	808.97	-84.92	-1.32	0	-414.58	12493.35	82-1	142.5
82	190	COMB1	Combination	808.97	21.1	-1.32	0	-352.04	14009.12	82-1	190
82	237.5	COMB1	Combination	808.97	127.13	-1.32	0	-289.5	10488.58	82-1	237.5
82	285	COMB1	Combination	808.97	233.16	-1.32	0	-226.95	1931.73	82-1	285
82	332.5	COMB1	Combination	808.97	339.19	-1.32	0	-164.41	-11661.43	82-1	332.5
82	380	COMB1	Combination	808.97	445.21	-1.32	0	-101.87	-30290.9	82-1	380
83	0	COMB1	Combination	89.2	-7.35	0	0	0	0	0 83-1	0
83	50	COMB1	Combination	89.2	0	0	0	0	183.75	83-1	50
83	100	COMB1	Combination	89.2	7.35	0	0	0	0	0 83-1	100
...											
105	628.013	COMB1	Combination	-1607.71	201.08	-1.56	0	900.3	-21291.62	105-1	628.013
106	0	COMB1	Combination	-1118.91	-192.19	-0.46	0	123.38	-17655.05	106-1	0
106	314.006	COMB1	Combination	-1383.51	8.9	-0.46	0	266.62	11122.57	106-1	314.006
106	628.013	COMB1	Combination	-1648.11	210	-0.46	0	409.86	-23245.24	106-1	628.013
107	0	COMB1	Combination	-221.05	-247.16	-19.68	0	-2693.62	-20150.47	107-1	0
107	204.267	COMB1	Combination	-141.67	-46.06	-19.68	0	1326.71	9796.62	107-1	204.267
107	408.534	COMB1	Combination	-62.29	155.04	-19.68	0	5347.03	-1333.58	107-1	408.534
108	0	COMB1	Combination	-508.94	-250.12	70.55	0	9583.56	-20670.51	108-1	0
108	204.267	COMB1	Combination	-429.56	-49.03	70.55	0	-4828.01	9882.43	108-1	204.267
108	408.534	COMB1	Combination	-350.18	152.07	70.55	0	-19239.59	-641.91	108-1	408.534
...											
129	0	COMB1	Combination	5.093E-11	-6.366E-13	-1.11E-11	0	7.958E-12	-2.642E-09	129-1	0
129	48.593	COMB1	Combination	5.093E-11	51.43	-1.11E-11	0	5.474E-10	-1249.61	129-1	48.593
129	97.187	COMB1	Combination	5.093E-11	102.86	-1.11E-11	0	1.087E-09	-4998.43	129-1	97.187
129	145.78	COMB1	Combination	5.093E-11	154.29	-1.11E-11	0	1.626E-09	-11246.46	129-1	145.78
129	194.373	COMB1	Combination	5.093E-11	205.72	-1.11E-11	0	2.166E-09	-19993.71	129-1	194.373
129	242.967	COMB1	Combination	5.093E-11	257.16	-1.11E-11	0	2.705E-09	-31240.16	129-1	242.967
129	291.56	COMB1	Combination	5.093E-11	308.59	-1.11E-11	0	3.245E-09	-44985.84	129-1	291.56
129	340.153	COMB1	Combination	5.093E-11	360.02	-1.11E-11	0	3.784E-09	-61230.72	129-1	340.153
129	388.747	COMB1	Combination	5.093E-11	411.45	-1.11E-11	0	4.324E-09	-79974.82	129-1	388.747

Las imágenes que se presenta a continuación son extraídas del SAP 2000, donde se muestra la estructura de madera

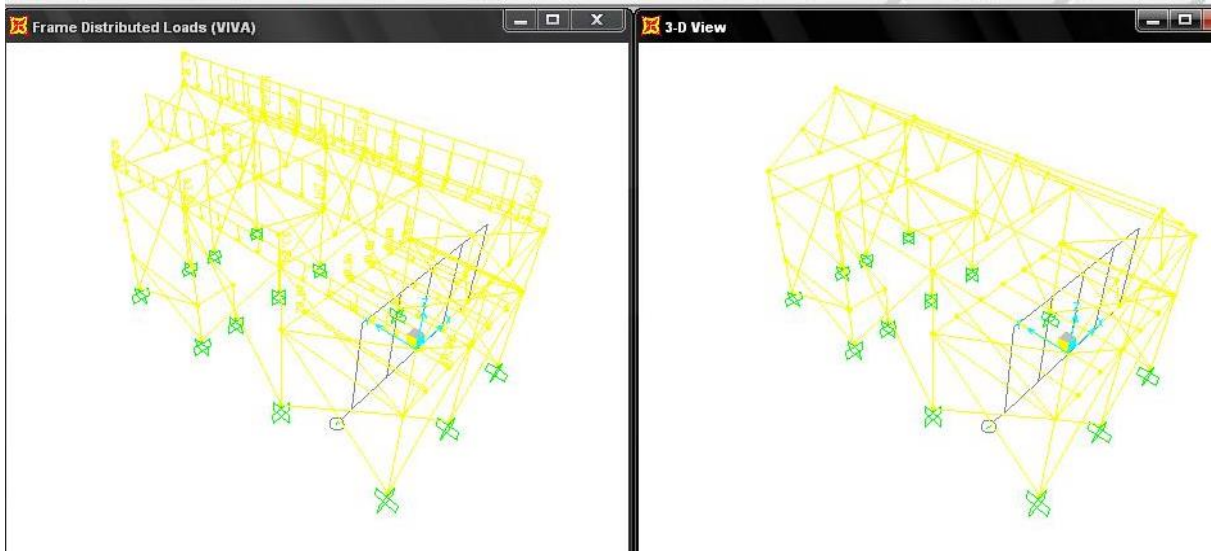


Fig. 4.14 Construcción de los elementos mecánicos en el SAP 2000

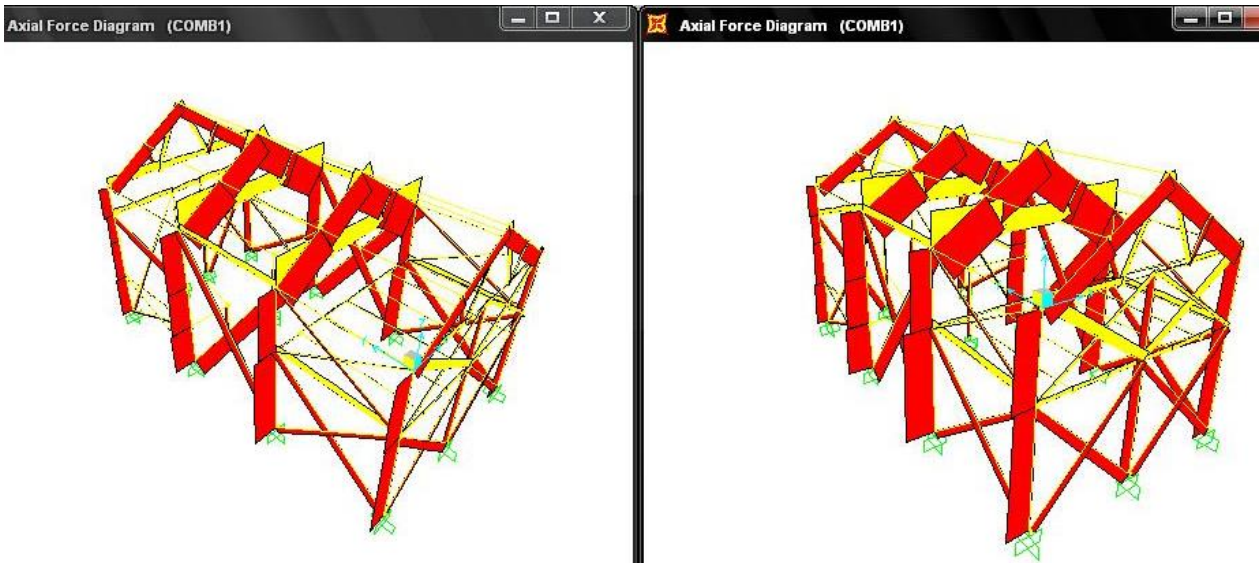


Fig. 4.15 Diagrama de carga axial (vista I).

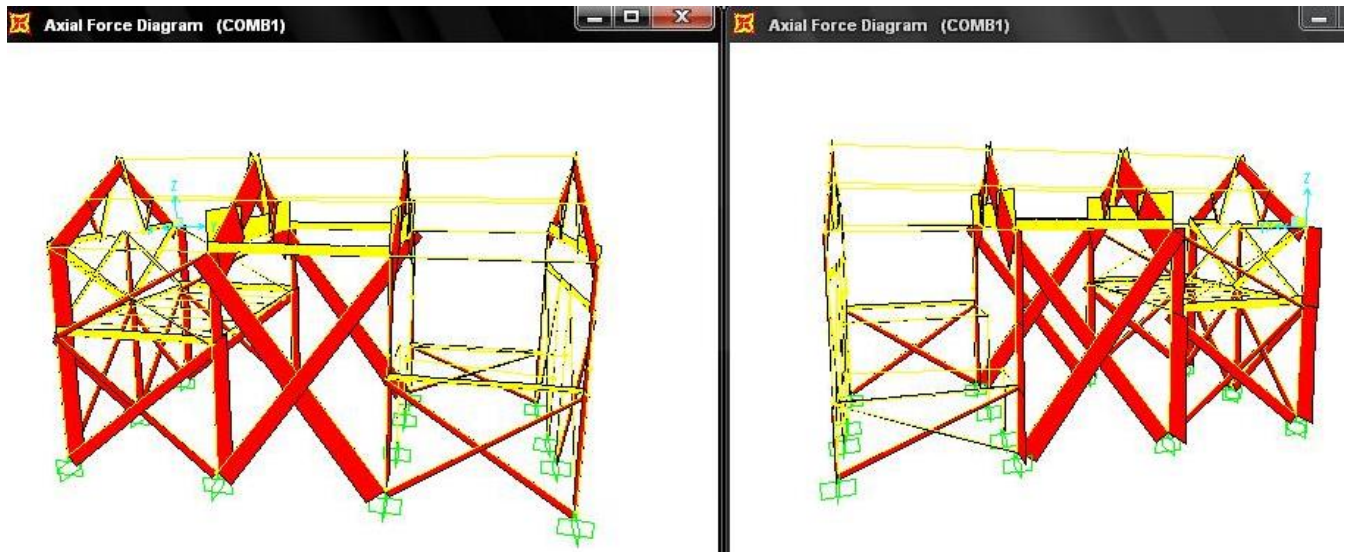


Fig. 4.16 diagrama de carga axial (vista II).

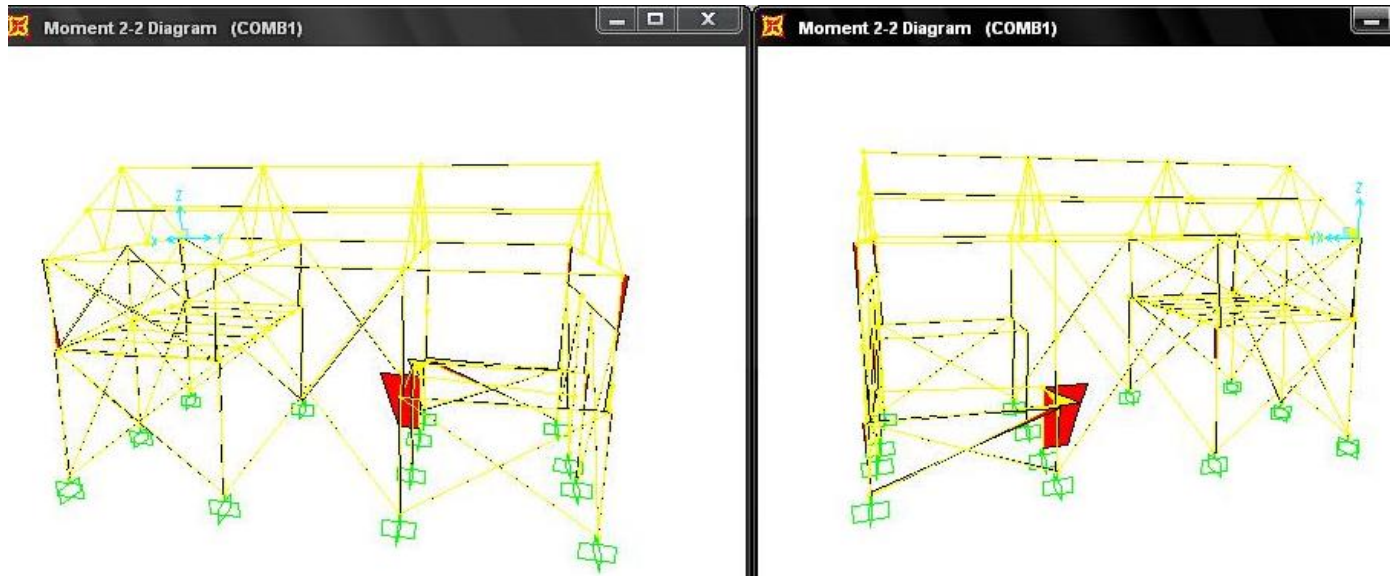


Fig. 4.17 Diagrama de momentos (2-2).

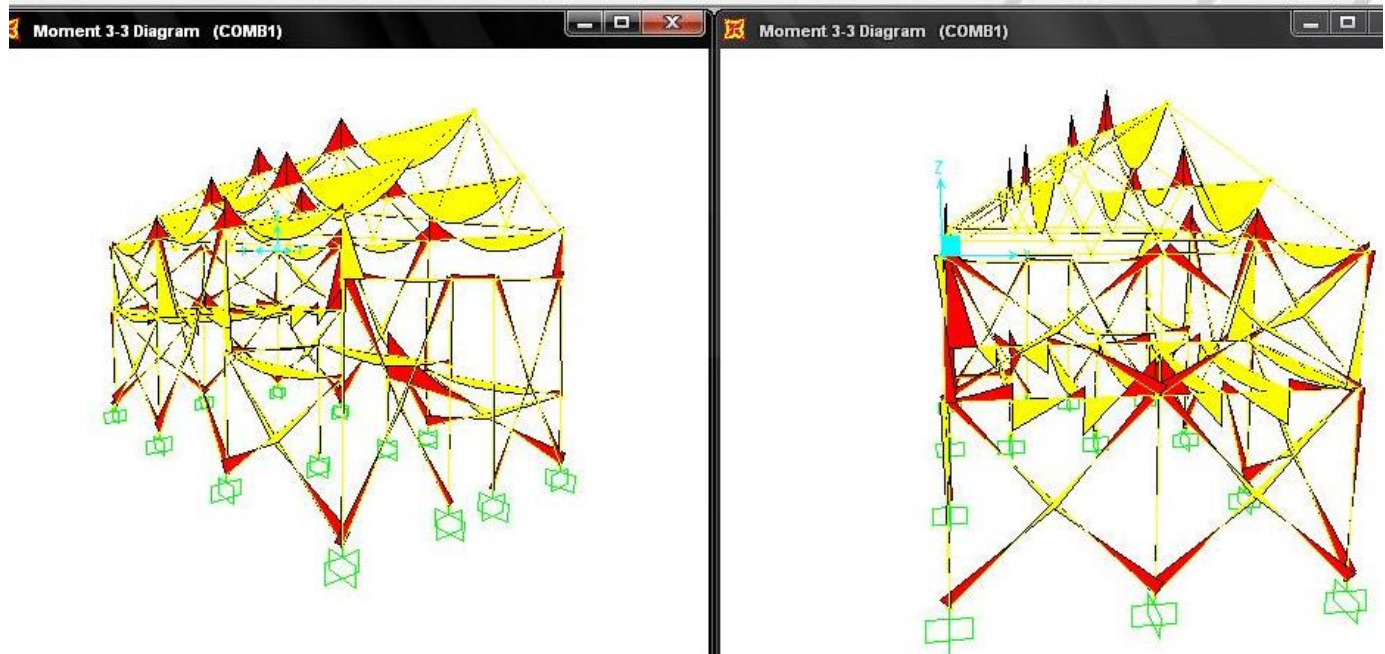


Fig. 4.18 Diagrama de momentos (3-3) (vista I) .

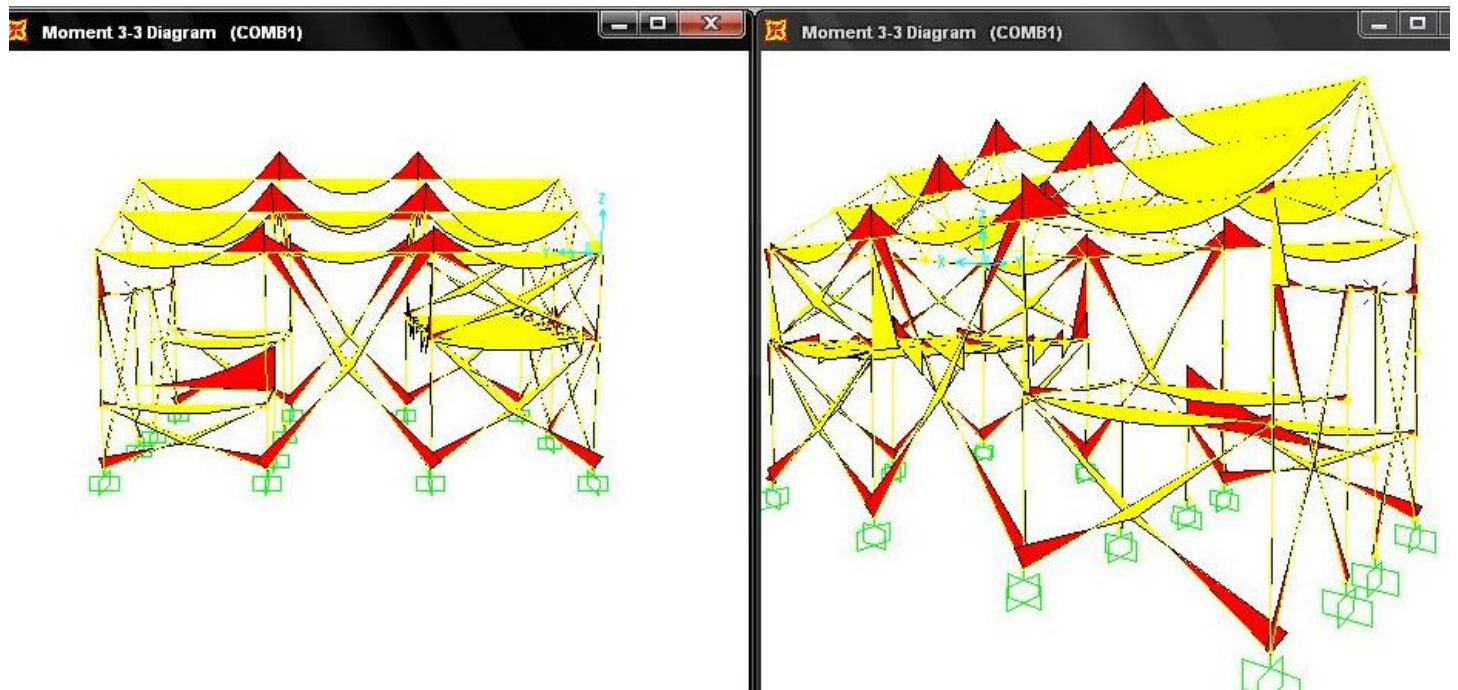


Fig. 4.19 Diagrama de momentos (3-3) (vista II).

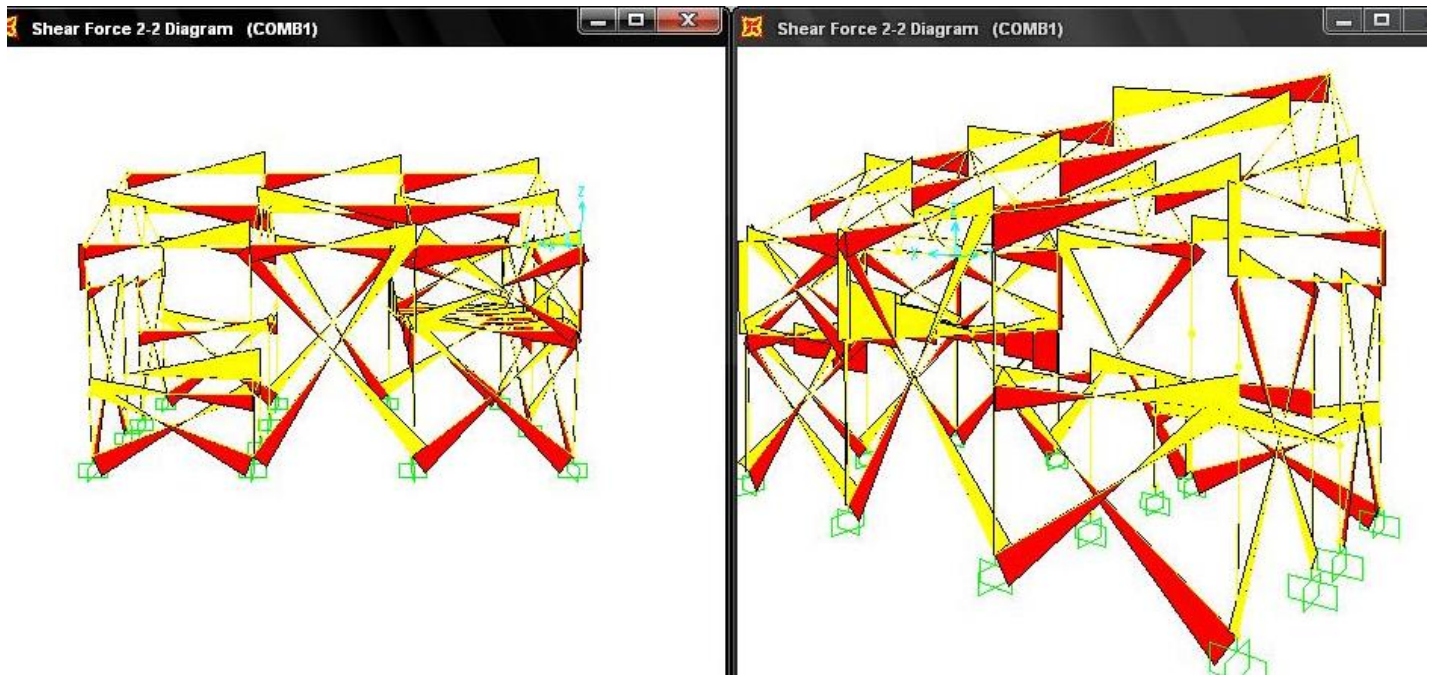


Fig. 4.20 Diagrama de Cortante.

A. EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS PARA EL DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE MADERA, DE ACUERDO CON LAS NTC-MADERA DEL GDF.

Teniendo la distribución de las cargas en toda la estructura por medio del programa SAP 2000 donde nos indica que no hay ningún problema para poder realizar la casa como se a diseñado inicialmente por lo tanto continuaremos con el diseño por medio de las NTC para el diseño y construcción de maderas en el D.F.

Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de madera en el D.F.

➤ Definiciones.

Coníferas

También llamadas gimnospermas. Árboles de hoja perenne en forma de aguja con semillas alojadas en conos. Su madera está constituida esencialmente por un tipo de células denominadas traqueidas.

Cubierta

Duelas, tablas o placas de madera contrachapada que forman parte de sistemas de piso o techo y se apoyan sobre elementos de madera poco espaciados.

Chapa

Capa delgada de madera obtenida al desenrollar una troza en un torno especial o por rebanado de una troza.

Factor de resistencia

Factor, FR, aplicado a la resistencia de un miembro o conexión que toma en cuenta la variabilidad de las dimensiones, las propiedades del material, la calidad de la mano de obra, el tipo de falla y la incertidumbre en la predicción de resistencia.

Latifoliadas

También llamadas angiospermas. Árboles de hoja ancha que producen sus semillas dentro de frutos.

Su madera está constituida por células denominadas vasos, fibras y parénquima.

Madera clasificada estructuralmente

Madera clasificada de acuerdo con la Norma Mexicana correspondiente: para madera de coníferas se aplica la norma NMX-C-239 y para el caso de madera de latifoliadas, la norma NMX-C-409- ONNCCE.

Madera contrachapada

Placa compuesta de un conjunto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en la cual las chapas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicular entre sí.

1.- ALCANCE.

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ , sea igual o superior a 0.30, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas usuales en la construcción se clasifican en coníferas y latifoliadas. Las latifoliadas se subdividen en los cuatro grupos siguientes de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, E0.05 para madera seca, cuyo contenido de humedad es igual o menor que 18 por ciento.

Tabla 1.1 Grupos de maderas latifoliadas

	Intervalo de valores de E0.05	
	MPa	(kg/cm ²)
Grupo I	mayor que 11 800 (mayor que 120 000).	
Grupo II	8 800 a 11 700 (90 000 a 119 000).	
Grupo III	7 360 a 8 730 (75 000 a 89 000).	
Grupo IV	4 400 a 7 260 (45 000 a 74 000).	

El valor de E0.05 deberá ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Los proyectos de elementos estructurales a base de madera no cubiertos por estas Normas, tales como la madera laminada encolada y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada) deberán ser aprobados por la Administración.

1.6 Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas.

Para el diseño de cubiertas se considerarán como anchos, b , de la sección que soporta las cargas vivas concentradas indicadas en la sección 1.7, los valores de la tabla 1.2, tanto para el cálculo de resistencia como de deflexión.

LAS MADERAS LATIFOLIADAS DEBERAN CLASIFICARSE DE ACUERDO CON LA NORMA MNX-C-409-ONNCCE.

Tabla 1.2 Anchos, b, para soporte de cargas concentradas en cubiertas.

Condición	b
Duelas a tope¹	Ancho de la duela
Duelas machihembradas ²	2x ancho de una duela + 150 mm, pero no más de 450 mm
Madera contrachapada ³	610 mm

¹ Grosor mínimo 19 mm;

² Grosor mínimo 13 mm;

³ Grosor mínimo 9 mm.

1.7 Cargas vivas concentradas para el diseño de pisos de madera.

Para el diseño de pisos ligeros de madera se deberán tomar en consideración las disposiciones señaladas en la sección 6.1.2 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, con las siguientes observaciones relacionadas a las cargas vivas concentradas:

- a) En el caso de sistemas de piso ligeros de madera con cubierta rigidizante destinados a habitación (inciso (a) de la tabla 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones) se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable una carga concentrada de 1.3 kN (130 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO.

2.1 Métodos de diseño.

El diseño de elementos de madera y de los dispositivos de unión requeridos para formar estructuras se llevará a cabo según los criterios de estados límite establecidos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, que fija los requisitos que deben satisfacerse en cuanto a seguridad y comportamiento en condiciones de servicio.

El diseño podrá efectuarse por medio de procedimientos analíticos o experimentales.

En el diseño por métodos analíticos las acciones internas se determinarán considerando que los elementos estructurales y las estructuras tienen un comportamiento lineal elástico.

2.2 Valores especificados de resistencias y rigideces

La tabla 2.1 proporciona valores especificados de resistencia y rigidez para madera de coníferas, para las clases estructurales A y B. La tabla 2.2 establece valores especificados para los cuatro grupos de maderas de latifoliadas. La tabla 2.3 contiene valores especificados de resistencia y rigidez para madera contrachapada de especies de coníferas. Los valores de las tablas corresponden a condición seca.

Tabla 2.1 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies coníferas, MPa (kg/cm²).

		CLASE	
		A	B
Flexión	f_{fu}'	15.2 (155)	9.8 (100)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	11.3 (115)	6.9 (70)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	11.8 (120)	9.3 (95)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	3.9 (40)	3.9 (40)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	1.18 (12)	1.18 (12)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	9810 (100 000)	7 848 (80 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil	$E_{0.005}$	6 376 (65 000)	4 905 (50 000)

Tabla 2.2 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies latifoliadas, MPa (kg/cm²).

		GRUPO			
		I	II	III	IV
Flexión	f_{tu}'	30.4 (310)	22.6 (230)	15.7 (160)	7.8 (80)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	20.1 (205)	15.7 (160)	10.8 (110)	5.4 (55)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	22.1 (225)	16.7 (170)	12.3 (125)	5.9 (60)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	7.4 (75)	5.4 (55)	3.9 (40)	2 (20)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	2.5 (25)	2 (20)	1.5 (15)	1 (10)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	16 680 (170000)	11 770 (120000)	8 830 (90000)	6 870 (70000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil	$E_{0.005}$	11 770 (120000)	8 830 (90000)	7 360 (75000)	4 400 (45000)

2.3 Factores de resistencia

La tabla 2.4 indica los factores de resistencia, FR, para madera maciza y madera contrachapada. Los factores de resistencia correspondientes a las uniones en estructuras de madera se tomarán igual a 0.7 en todos los casos.

Tabla 2.4 Factores de resistencia para madera maciza y madera contrachapada, FR.

ACCION	PRODUCTO	
	MADERA MACIZA	MADERA CONTRACHAPADA
Flexión	0.8	0.8
Tensión paralela	0.7	0.7
Compresión paralela y en el plano de las chapas	0.7	0.7
Compresión perpendicular	0.9	0.9
Cortante paralelo, a través del espesor y en el plano de las chapas	0.7	0.7

2.4 Valores modificados de resistencias y rigideces.

En los cálculos de las resistencias y deformaciones de diseño de los miembros o uniones se tomará como resistencia o módulo de elasticidad del material o el elemento de unión el valor modificado que resulta de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados, según las secciones 2.4.1 y 2.4.2.

2.4.1 Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada.

K_h factor por contenido de humedad (tabla 2.5).

K_d factor por duración de carga (tabla 2.6).

K_c factor por compartición de carga igual a 1.15.

Aplicable en sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 610 mm centro a centro, o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente.

K_p factor por peralte (tabla 2.7). Aplicable a secciones que tengan un peralte d , menor o igual a 140 mm.

K_{cl} factor por clasificación (madera maciza de coníferas únicamente) (tabla 2.8).

K_v factor por condición de apoyo o compartición de carga en cortante (sección 3.2.4.2).

K_r factor por recorte (sección 3.2.4.3).

K_a factor por tamaño de la superficie de apoyo (tabla 2.9).

Tabla 2.5 Factores de modificación por contenido de humedad, K_h (aplicables cuando CH $\geq 18\%$)

b) Madera maciza de latifoliadas	
Flexión y tensión paralela a la fibra	1.00
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular ala fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.70
Módulo de elasticidad	1.00

2.4.2 Factores de modificación para uniones

J_h factor por contenido de humedad (tabla 2.10).

J_g factor por hilera de elementos para pernos y pijas (tabla 2.11).

J_d factor por duración de carga (tabla 2.12).

J_{gp} factor por grosor de piezas laterales en pernos y pijas (tabla 2.13).

J_{di} factor para clavos para diafragmas igual a 1.3.

J_{gc} factor por grosor de piezas laterales en clavos (tabla 2.14).

J_a factor para clavos lanceros (tabla 2.15).

J_p factor para clavos hincados paralelamente a la fibra igual a 0.6.

J_n factor por carga perpendicular a la fibra en pijas (tabla 2.16).

J_{dp} factor por doblado de la punta en clavos (tabla 2.17).

Tabla 2.6 Factores de modificación por duración de carga (aplicables para madera maciza y madera contrachapada)¹, K_d

Condición de carga	K _d
Carga continua	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 por sismo, y carga muerta más carga viva en techos (pendiente > 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

1 No son aplicables a los módulos de elasticidad.

Tabla 2.7 Factores de modificación por peralte, K_p, aplicables a secciones que tengan un peralte, d ≤ 140 mm.

Concepto	K _p
Flexión	1.25
Tensión y compresión paralelas a la fibra	1.15
Compresión perpendicular a la fibra	1.00
Cortante paralelo a la fibra	1.50
Módulo de elasticidad	1.10

Tabla 2.8 Factores de modificación por clasificación para madera maciza de coníferas¹,Kc1.

Regla de clasificación (Según NMX-C-239)	Kc1
a) Para valores especificados de resistencia	
Regla general ²	0.8
Reglas especiales ³	1
Regla industrial ⁴	1.25
b) Para valores de módulo de elasticidad	
Regla general ²	0.9
Reglas especiales ³	1
Regla industrial ⁴	1.15

1 Usar siempre Kc1 = 1.0 para madera de latifoliadas;

2 Aplicable a cualquier sección transversal especificada en la ref. 3;

3 Aplicables a secciones transversales particulares: todas las de 38 mm de grosor y las de 87 × 87 mm y 87 × 190 mm, únicamente cuando se utilicen de canto;

4 Aplicable a secciones transversales de 38 mm de grosor únicamente cuando se utilicen de canto.

Tabla 2.9 Factores de modificación por tamaño de la superficie de apoyo¹, Ka.

Longitud de apoyo o diámetro de roldana, mm	Ka
15 o menor	1.80
25	1.40
40	1.25
50	1.20
75	1.15
100	1.10
150 o mayor	1.00

1 Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 80 mm del extremo del miembro.

2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera.

Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, podrán utilizarse los siguientes valores de Q para estructuras cuya resistencia a fuerzas horizontales sea suministrada por sistemas estructurales a base de elementos de madera:

- a) Q = 3.0 para diafragmas construido con madera contrachapada, diseñados de acuerdo con lo indicado en los Capítulos 4 y 6 de estas Normas;

b) $Q = 2.0$ para diafragmas construido con duelas inclinadas y para sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza; y

c) $Q = 1.5$ para marcos y armaduras de madera maciza.

3.3.2 Resistencia a carga axial

La resistencia a compresión de diseño, PR , que deberá usarse en las fórmulas de interacción de las secciones 3.3.4 y 3.4.2 se obtendrá por medio de la expresión:

$$PR = FR f_{tu} A \quad (3.11)$$

Donde:

$f_{tu} = f_{tu}' K_h K_d K_c K_p K_{cl}$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

A área de la sección; y

FR se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

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 tresbolillo para pernos o pijas se considerarán en la sección crítica analizada los taladros adyacentes cuya separación sea, igual o menor que ocho diámetros.

Y los datos obtenidos para obtener el valor de f_{tu} son:

$$f_{tu}' = 160.00$$

$$K_h = 1.00$$

$$K_d = 1.00$$

$$K_c = 1.15$$

$$K_p = 1.25$$

$$K_{cl} = 1.00$$

Por lo tanto el valor de f_{tu} es de **230.00 kg/cm²**

$$\text{Área neta} = 50.0 \text{ cm}^2$$

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 tresbolillo para pernos o pijas se considerarán en la sección crítica analizada los taladros adyacentes cuya separación sea, igual o menor que ocho diámetros.

Resistencia al diseño:

$$Pr = FR f_{tu} A = (0.70 * 230 * 50) = 8050 \text{ kg.}$$

Se presenta el número de la barra que pertenece a la armadura, a la vez se hace de su conocimiento si pasa o no pasa el diseño propuesto, de acuerdo a la NTC-DF.

BARRA

29	0
28	0
27	0
26	0
30	0
31	1263.19 si pasa
33	0
24	3162.99 si pasa
25	3164.59 si pasa
39	2060.19 si pasa

3.2.2 Resistencia a flexión

La resistencia de diseño, MR, de miembros sujetos a flexión se obtendrá por medio de la expresión

$$\mathbf{MR = FR ff u S \phi} \quad \mathbf{(3.2)}$$

Donde:

$f_{fu} = ff u' Kh Kd Kc Kp Kcl$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

S módulo de sección;

ϕ factor de estabilidad lateral según la sección 3.2.3; y FR se tomará igual a 0.8 (tabla 2.4).

3.2.3 Estabilidad lateral**3.2.3.1 Requisitos generales**

Para vigas sin soportes laterales en sus apoyos que impidan la traslación y la rotación de sus extremos, el factor de estabilidad lateral, ϕ , podrá tomarse igual a la unidad, si la relación entre el peralte y el grosor de la viga no excede de 1.0. Cuando dicha relación es mayor que 1.0 deberá proporcionarse soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de los extremos de la viga; el valor de ϕ se determinará de acuerdo con la sección 3.2.3.2, excepto en los casos en que se cumplan las condiciones dadas en la tabla 3.1, cuando puede tomarse la unidad como valor de ϕ . Las reglas de las secciones siguientes son aplicables a miembros sujetos tanto a flexión simple como a flexo-compresión.

Tabla 3.1 Relaciones d/b máximas admisibles para las cuales puede tomarse $\phi = 1$.

Condiciones de soporte lateral ¹	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 cuando menos una vigueta o tirante al centro del claro	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 espaciamiento ≤ 610 mm	6.5
d) Cuando se cumplan las condiciones del inciso c, y además exista bloqueo o arrostramiento lateral a distancias no superiores a 8 d	7.5
e) Cuando la cara de compresión como la de tensión se mantenga eficazmente soportada lateralmente	9.0

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.

Se tienen los siguientes datos para obtener el valor de f_{ru} :

$f_{fu}' = 230.00$
 $K_h = 1.00$
 $K_d = 1.00$
 $K_c = 1.15$
 $K_p = 1.25$
 $K_{cl} = 1.00$

Calculando se tiene el valor de f_{tu} que es de: **330.66 kg/cm²**
 $S = (10 \cdot 27^2) / 6 = 1215 \text{ cm}^3$
 $\phi = 1.0$
 $Fr = 0.80$

La resistencia a flexión

$$\mathbf{MR = FR \phi f_{tu} S = (0.80 \cdot 330.66 \cdot 1215 \cdot 1) = 321367.50 \text{ kg/cm ó 3.2 ton/m}}$$

Las siguientes barras de madera son las que están a flexión, y en todas las barras pasa la resistencia.

BARRA				
	38	-39223.66	0.4 ton*m	SI PASA
	22	27795.64	0.3 ton*m	SI PASA
SECCIÓN EN I				
	16	18052.89	1.8 ton*m	SI PASA

3.2.4 Resistencia al cortante.

3.2.4.1 Sección crítica

La sección crítica para cortante de vigas se tomará a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga.

3.2.4.2 Resistencia a cortante de diseño

La resistencia a cortante de diseño, V_R , en las secciones críticas de vigas se obtendrá por medio de la expresión.

$$V_R = \frac{F_R f_{vu} b d}{1.5}$$

Donde:

$f_{vu} = f_{vu}' K_h K_d K_c K_r K_v$ (secciones 2.4 y 2.4.1); y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

Podrá considerarse $K_v = 2$ en los siguientes casos:

- En las secciones críticas de apoyos continuos; y
- En todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de carga.

En todos los demás casos $K_v = 1.0$.

Teniendo como resultado los siguientes valores:

$$f_{vu}' = 2.00$$

$$K_h = 0.80$$

$$K_d = 0.80$$

$$K_c = 1.15$$

a) Recorte en el apoyo en la cara de tensión

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

$$K_r = \left(1 - \frac{27}{10}\right)^2 = 2.89$$

$$K_v = 2.0$$

Y el valor de f_{vu} es **8.51 kg/cm²**

$$F_r = 0.70$$

$$b = 27 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

Resistencia al cortante:

$$V_R = \frac{F_r f_{vu} b d}{1.5}$$

$$V_R = \frac{0.70 * 8.51 * 27 * 10}{1.5} = 1072.05$$

Las barras que se muestran tienen resistencia al cortante:

BARRA

29	11.03 SI PASA
28	11.03 SI PASA
27	11.03 SI PASA
26	11.03 SI PASA
30	3.68 SI PASA
31	7.35 SI PASA
33	3.68 SI PASA

3.3 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión

3.3.1 Requisito general

Toda columna deberá dimensionarse como miembro sujeto a flexo-compresión independientemente de que el análisis no haya indicado la presencia de momento.

3.3.2 Resistencia a carga axial

La resistencia a compresión de diseño, PR, que deberá usarse en las fórmulas de interacción de las secciones 3.3.4 y 3.4.2 se obtendrá por medio de la expresión:

$$PR = FR f_{cu} A \quad (3.11)$$

Donde:

$f_{cu} = f_{cu}' K_h K_d K_c K_p K_{cl}$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

A área de la sección; y

FR se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

Teniendo los siguientes datos:

$$f_{cu}' = 170.00$$

$$K_h = 0.80$$

$$K_d = 0.80$$

$$K_c = 1.15$$

$$K_p = 1.15$$

$$K_{cl} = 1.00$$

El valor de f_{cu} es **143.89 kg/cm²**

$$\text{Área} = (10 \times 27) = 270 \text{ cm}^2$$

$$Fr = 0.7$$

Resistencia a carga axial:

$$PR = FR f_{cu} A = (0.7 \times 143.89 \times 270) = 27194.83 \text{ kg}$$

Se tienen las siguientes barras que representan columnas

barras:

$$37 = -2223.98 \text{ SI PASA}$$

$$36 = -3529.33 \text{ SI PASA}$$

$$35 = -2355.85 \text{ SI PASA}$$

$$34 = -3454.79 \text{ SI PASA}$$

$$21 = -2366.91 \text{ SI PASA}$$

$$20 = -2610.42 \text{ SI PASA}$$

$$19 = -2270.78 \text{ SI PASA}$$

$$18 = -2511.64 \text{ SI PASA}$$

3.3.4 Fórmula de interacción para flexión uniaxial.

Los miembros sujetos a compresión y flexión uniaxial deberán satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_c}{M_R} \leq 1 \quad (3.12)$$

Donde:

Mc momento amplificado que se aplicará para diseño con la carga axial Pu; y

Pu 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.

Pu=	-2511.64	kg
Pr=	1	kg
Mc=	625.37	kg/cm
Mr=	-1540.82	kg/cm

por lo tanto: $-2512.05 \leq 1$

3.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión

3.4.1 Momento uniaxial y tensión

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

$$\frac{T_U}{T_R} + \frac{M_u}{M_R} \leq 1 \quad (3.19)$$

Donde los numeradores son acciones de diseño y los denominadores son resistencias de diseño.

Teniendo los siguientes datos:

Pu=	-2511.64
Pr=	1.00
Mc=	625.37
Mr=	-1540.82

$$-2512.05 \leq 1$$

Se observa un plano en 3D, detallando la estructura de madera de la casa. Detallando la distribución de las vigas rectangulares y las vigas en I.

Las vigas en I, se utilizan en la parte del mezzanine para realizar el piso.

La viga rectangular el material es el mismo son maderas. Y se ubican en la armadura, viguetas, y columnas.

Las maderas son de árbol de pino.

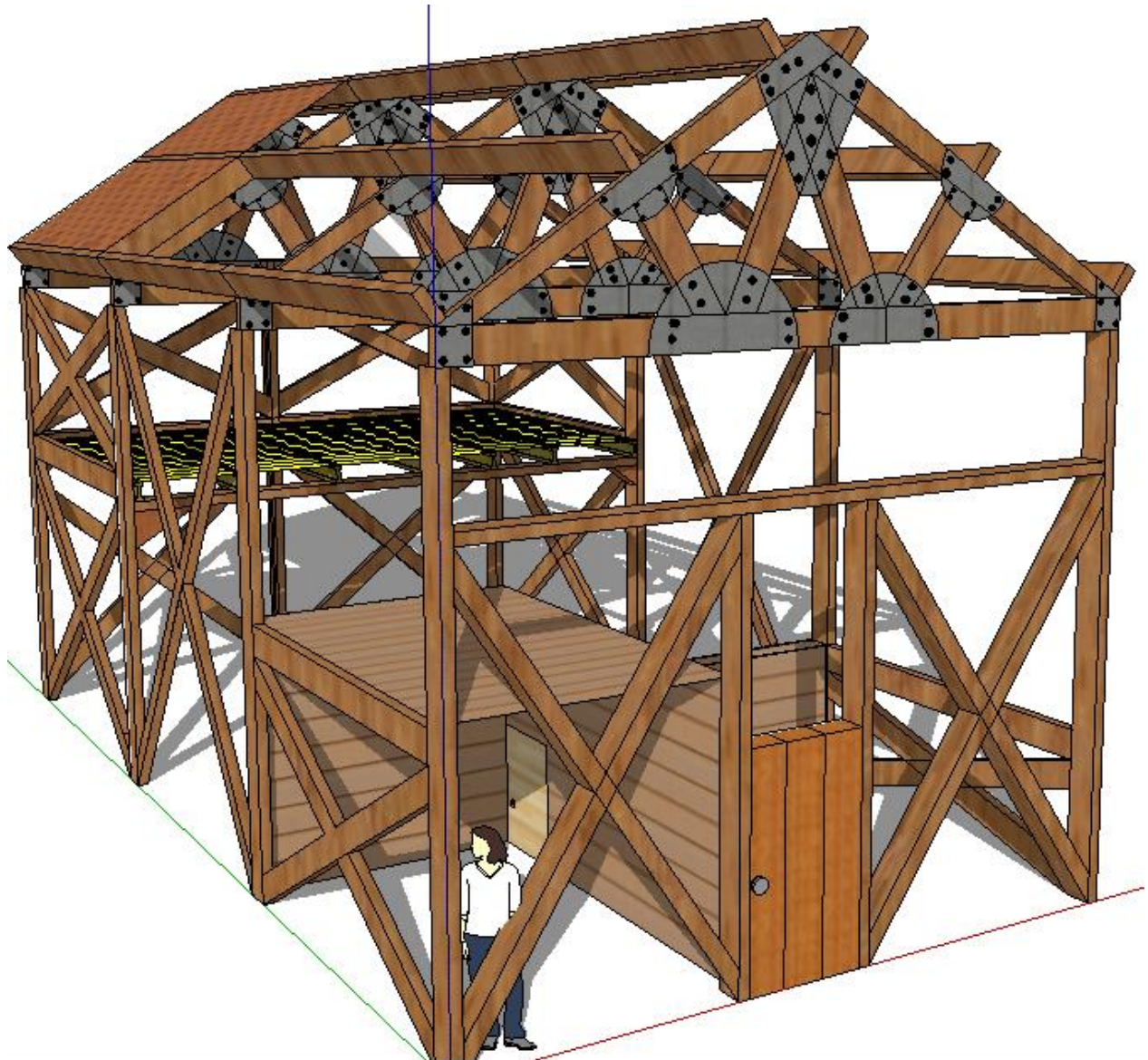


Fig. 5.20 se puede apreciar como esta formado la casa por el contra-venteo, vigas, largueros y la armadura en la parte de atrás se observa el mezzanine. Así como el terminado en la parte del techo que esta formado por tejas.

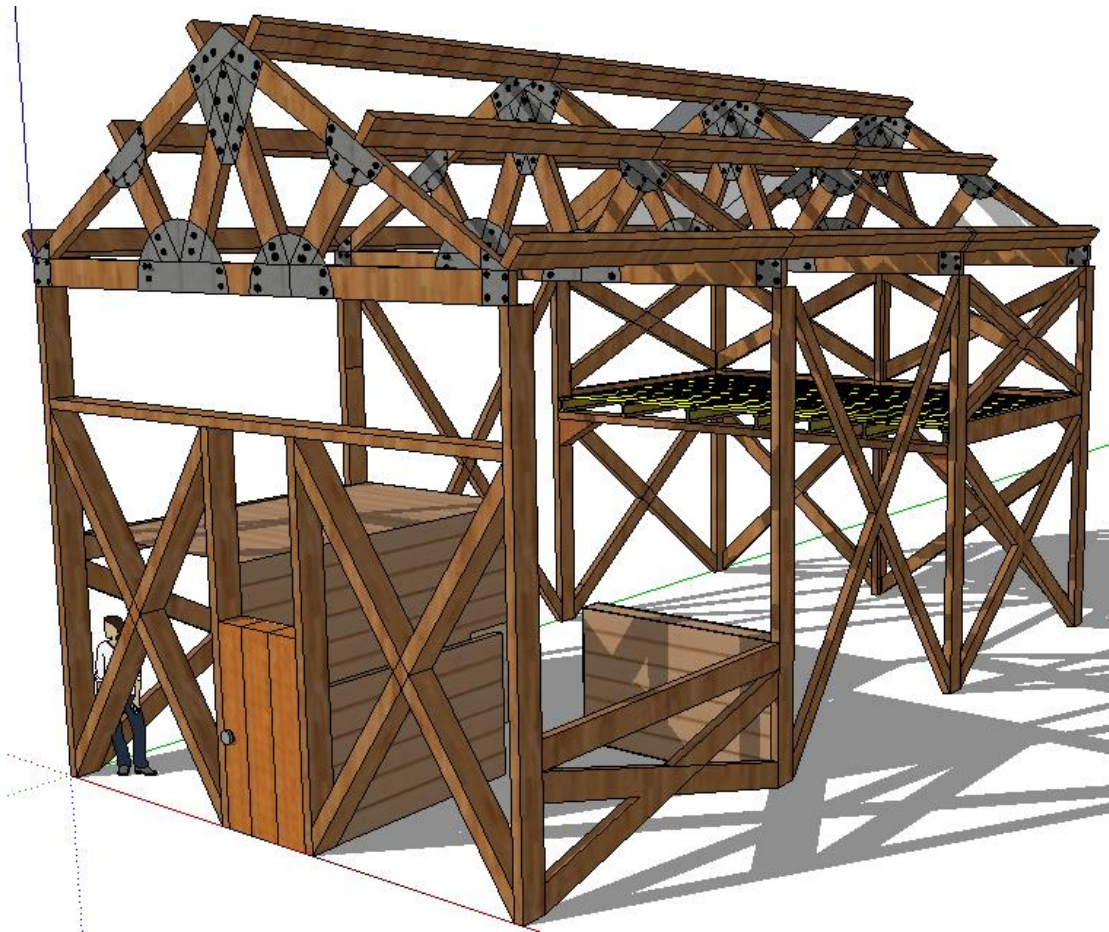


Fig. 5.21 Viguetas, contra-venteos, vigas, y columnas de la casa.

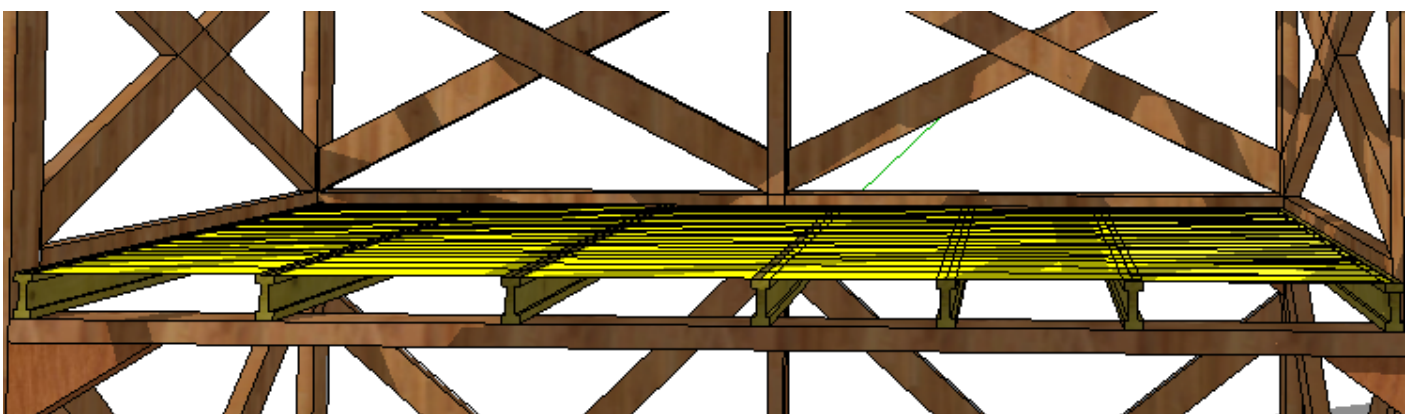


Fig. 5.22 El mezzanine esta conformado por vigas en I, y el piso se compone de duelas.

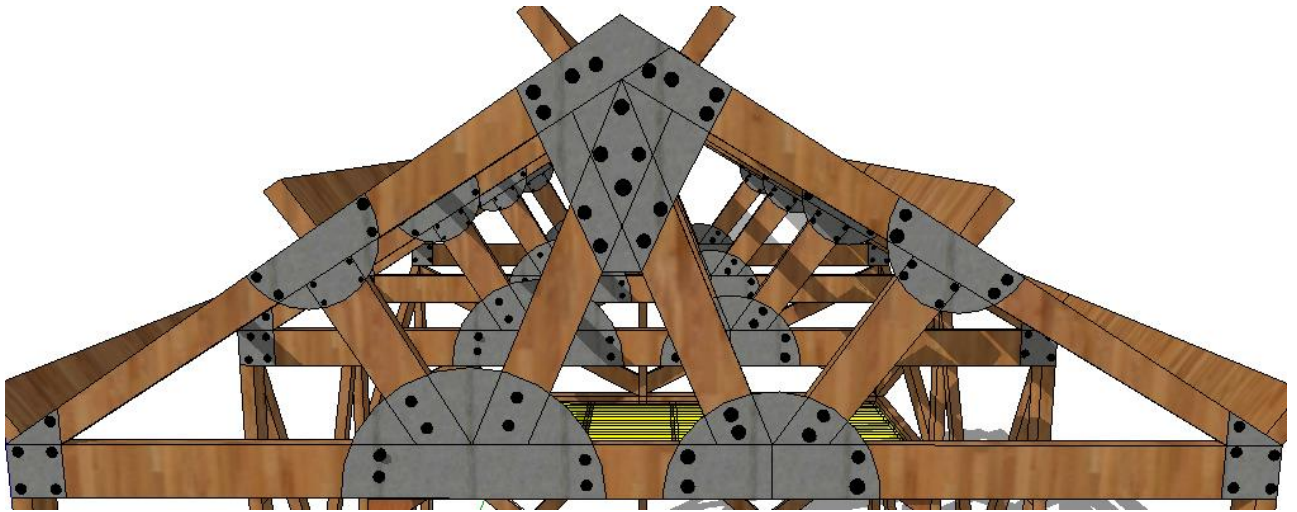


Fig. 5.23. Colocación de las cartelas en la armadura.

CAPITULO V.

CONCLUSIONES

El uso de las diferentes normas para realizar el proyecto de la estructura de la casa propuesta, me permitió recabar información técnica útil, proporcionándome valiosos elementos para conformar mi criterio ingenieril en el área del diseño estructural.

Los resultados de ensayos en vigas mostraron buen comportamiento a la flexión, registrándose grandes deflexiones después de alcanzar su deflexión permisible. Esto lo podemos asumir como una muestra de importante deformabilidad elástica.

La determinación del módulo elástico mostro un valor representativo y consistente que fue útil para el diseño de los elementos estructurales, de la construcción de la estructura de la casa de campo propuesta en este proyecto.

De la clasificación de la madera, el pino es recomendable para fabricar elementos estructurales para casas. Si se dan tratamientos que la preserven, incrementando su vida útil hasta 100 años o más.

Promover una utilización más grande de la madera en la construcción de estructuras con diferentes destinos, creando una industria dedicada a la explotación racional de la madera, enfocada a la fabricación de elementos estructurales modulares que faciliten la autoconstrucción.

En el Laboratorio de Materiales de la Facultad de Ingeniería se permite materializar los conceptos teóricos a la realidad, realizando trabajos de tesis, como la presente.

BIBLIOGRAFIA:

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM) D 198 02

Método de prueba estandar de prueba estático en piezas estructurales.

Documentos Referenciales:

- * Estandares del ASTM
- * D9 Terminología con relación a madera.
- * D 1165 Nomenclatura de la madera dura domesticada y madera suave
- * D 2395 Método de prueba para la gravedad especifica de la madera y de los materiales hechos de madera.
- * D4442 Método de prueba en el contenido de humedad de medida directa de madera y de los materiales hechos de madera.
- * E4 Practicas para verificación de fuerza en maquinas de prueba.
- * E6 Relación de la terminología de métodos para las pruebas en maquinas.
- * E8 Prácticas para verificación y clasificación.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM) D 245 00

La práctica estándar para establecer los grados estructurales y las propiedades relacionadas permisibles para madera visualmente clasificada.

Documentos referenciados.

ASMT ESTÁNDAR:

- * D9 Terminología relacionada con la madera.
- * D 143 Métodos de ensayo de pequeñas muestras claras en la madera.
- * D 2555 Métodos de prueba para el establecimiento de valores claros de resistencia en la madera.
- * E 105 Práctica para el muestreo probabilístico de los materiales.
- * E 380 Prácticas para el uso del Sistema Internacional de Unidades (SI).

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA.

- ✚ HIBBELER, Russell C. **Mecánica para Ingenieros, Estática** México CECSA, 2004
- ✚ GERE Y TIMOSHENKO **Mecánica de Materiales**, 2a. edición Grupo Editorial Iberoamérica, 1998
- ✚ Departamento de Estructuras, Facultad de Ingeniería, UNAM **Apuntes de Análisis Estructural** México Facultad de Ingeniería, UNAM, 2002



Standard Test Methods of Static Tests of Lumber in Structural Sizes¹

This standard is issued under the fixed designation D 198; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

^{ε1} NOTE—Editorial updates were made in May 2003.

INTRODUCTION

Numerous evaluations of structural members of solid sawn lumber have been conducted in accordance with ASTM Test Methods D 198–27. While the importance of continued use of a satisfactory standard should not be underestimated, the original standard (1927) was designed primarily for sawn material such as solid wood bridge stringers and joists. With the advent of laminated timbers, wood-plywood composite members, and even reinforced and prestressed timbers, a procedure adaptable to a wider variety of wood structural members is required.

The present standard expands the original standard to permit its application to wood members of all types. It provides methods of evaluation under loadings other than flexure in recognition of the increasing need for improved knowledge of properties under such loadings as tension to reflect the increasing use of dimensions lumber in the lower chords of trusses. The standard establishes practices that will permit correlation of results from different sources through the use of a uniform procedure. Provision is made for varying the procedure to take account of special problems.

1. Scope

- 1.1 These test methods cover the evaluation of lumber in structural size by various testing procedures.
- 1.2 The test methods appear in the following order:

	Sections
Flexure	4 to 11
Compression (Short Column)	12 to 19
Compression (Long Member)	20 to 27
Tension	28 to 35
Torsion	36 to 43
Shear Modulus	44 to 51

- 1.3 Notations and symbols relating to the various testing procedures are given in Table XI.1.

1.4 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Referenced Documents

- 2.1 *ASTM Standards:*
 - D 9 Terminology Relating to Wood²
 - D 1165 Nomenclature of Domestic Hardwoods and Softwoods²
 - D 2395 Test Methods for Specific Gravity of Wood and Wood-Base Materials²
 - D 4442 Test Methods for Direct Moisture Content Measurement of Wood and Wood-Base Materials²
 - E 4 Practices for Force Verification of Testing Machines³
 - E 6 Terminology Relating to Methods of Mechanical Testing³
 - E 83 Practice for Verification and Classification of Extensometers³

3. Terminology

3.1 *Definitions*—See Terminology E 6, Terminology D 9, and Nomenclature D 1165. A few related terms not covered in these standards are as follows:

3.1.1 *span*—the total distance between reactions on which a beam is supported to accommodate a transverse load (Fig. 1).

¹ These methods are under the jurisdiction of ASTM Committee D07 on Wood and are the direct responsibility of Subcommittee D07.01 on Fundamental Test Methods and Properties.

Current edition approved Sept. 10, 2002. Published January 2003. Originally published as D 198 – 24. Last previous edition D 198 – 99.

² *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.10.

³ *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 03.01.

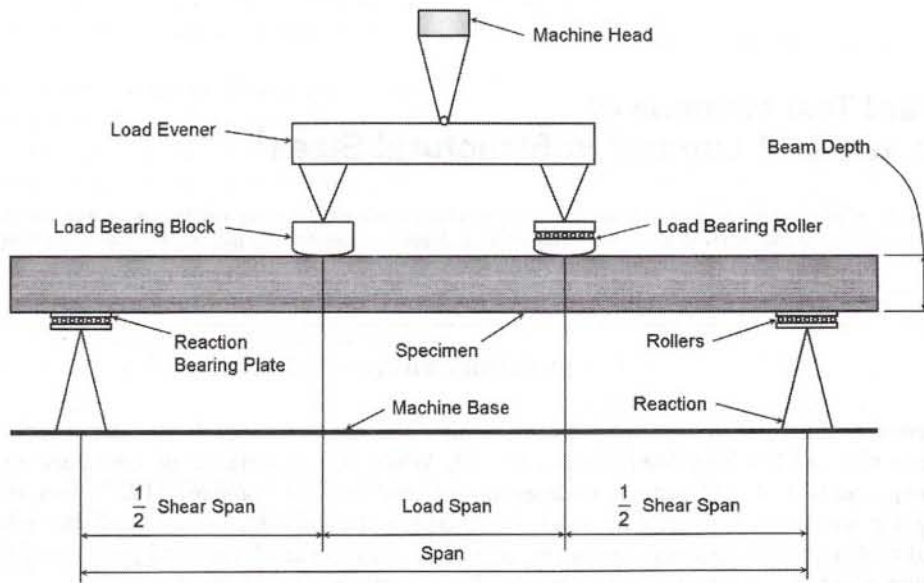


FIG. 1 Flexure Method

3.1.2 *shear span*—two times the distance between a reaction and the nearest load point for a symmetrically loaded beam (Fig. 1).

3.1.3 *depth of beam*—that dimension of the beam which is perpendicular to the span and parallel to the direction in which the load is applied (Fig. 1).

3.1.4 *span-depth ratio*—the numerical ratio of total span divided by beam depth.

3.1.5 *shear span-depth ratio*—the numerical ratio of shear span divided by beam depth.

3.1.6 *structural wood beam*—solid wood, laminated wood, or composite structural members for which strength or stiffness, or both are primary criteria for the intended application and which usually are used in full length and in cross-sectional sizes greater than nominal 2 by 2 in. (38 by 38 mm).

3.1.7 *composite wood beam*—a laminar construction comprising a combination of wood and other simple or complex materials assembled and intimately fixed in relation to each other so as to use the properties of each to attain specific structural advantage for the whole assembly.

FLEXURE

4. Scope

4.1 This test method covers the determination of the flexural properties of structural beams made of solid or laminated wood, or of composite constructions. This test method is intended primarily for beams of rectangular cross section but is also applicable to beams of round and irregular shapes, such as round posts, I-beams, or other special sections.

5. Summary of Test Method

5.1 The structural member, usually a straight or a slightly cambered beam of rectangular cross section, is subjected to a bending moment by supporting it near its ends, at locations called reactions, and applying transverse loads symmetrically

imposed between these reactions. The beam is deflected at a prescribed rate, and coordinate observations of loads and deflections are made until rupture occurs.

6. Significance and Use

6.1 The flexural properties established by this test method provide:

6.1.1 Data for use in development of grading rules and specifications.

6.1.2 Data for use in development of working stresses for structural members.

6.1.3 Data on the influence of imperfections on mechanical properties of structural members.

6.1.4 Data on strength properties of different species or grades in various structural sizes.

6.1.5 Data for use in checking existing equations or hypotheses relating to the structural behavior of beams.

6.1.6 Data on the effects of chemical or environmental conditions on mechanical properties.

6.1.7 Data on effects of fabrication variables such as depth, taper, notches, or type of end joint in laminations.

6.1.8 Data on relationships between mechanical and physical properties.

6.2 Procedures are described here in sufficient detail to permit duplication in different laboratories so that comparisons of results from different sources will be valid. Special circumstances may require deviation from some details of these procedures. Any variations shall be carefully described in the report (see Section 11).

7. Apparatus

7.1 *Testing Machine*—A device that provides (1) a rigid frame to support the specimen yet permit its deflection without restraint, (2) a loading head through which the force is applied without high-stress concentrations in the beam, and (3) a

force-measuring device that is calibrated to ensure accuracy in accordance with Practices E 4.

7.2 Support Apparatus:

7.2.1 *Reaction Bearing Plates*—The beam shall be supported by metal bearing plates to prevent damage to the beam at the point of contact between beam and reaction support (Fig. 1). The size of the bearing plates may vary with the size and shape of the beam. For rectangular beams as large as 12 in. (305 mm) deep by 6 in. (152 mm) wide, the recommended size of bearing plate is ½ in. (13 mm) thick by 6 in. (152 mm) lengthwise and extending entirely across the width of the beam.

7.2.2 *Reaction Bearing Roller*—The bearing plates shall be supported by either rollers and fixed knife-edge reactions (Fig. 1) or rocker-type reactions (Fig. 2) so that shortening and rotation of the beam about the reaction due to deflection will be unrestricted.

7.2.3 *Reaction Bearing Alignment*—Provisions shall be made at the reaction to allow for initial twist in the length of the beam. If the bearing surfaces of the beam at its reactions are not parallel, the beam shall be shimmed or the individual bearing plates shall be rotated about an axis parallel to the span to provide full bearing across the width of the specimen (Fig. 3).

7.2.4 *Lateral Support*—Specimens that have a depth-to-width ratio of three or greater are subject to lateral instability during loading, thus requiring lateral support. Support shall be provided at least at points located about half-way between the reaction and the load point. Additional supports may be used as required. Each support shall allow vertical movement without frictional restraint but shall restrict lateral deflection (Fig. 2).

7.3 Load Apparatus:

7.3.1 *Load Bearing Blocks*—The load shall be applied through bearing blocks (Fig. 1) across the full beam width which are of sufficient thickness to eliminate high-stress concentrations at places of contact between beam and bearing blocks. The loading surface of the blocks shall have a radius of curvature equal to two to four times the beam depth for a chord length at least equal to the depth of the beam. Load shall be

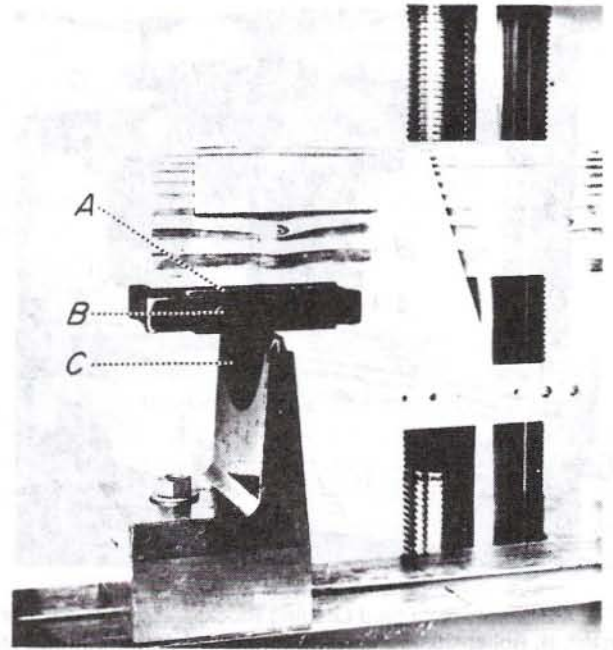


FIG. 3 Example of Bearing Plate, A, Rollers, B, and Reaction-Alignment-Rocker, C, for Small Beams

applied to the blocks in such a manner that the blocks may rotate about an axis perpendicular to the span (Fig. 4). Provisions such as rotatable bearings or shims shall be made to ensure full contact between the beam and both loading blocks. Metal bearing plates and rollers shall be used in conjunction with one load bearing block to permit beam deflection without restraint (Fig. 4). The size of these plates and rollers may vary with the size and shape of the beam, the same as for the reaction bearing plates. Beams having circular or irregular cross sections shall have bearing blocks which distribute the load uniformly to the bearing surface and permit, unrestrained deflections.

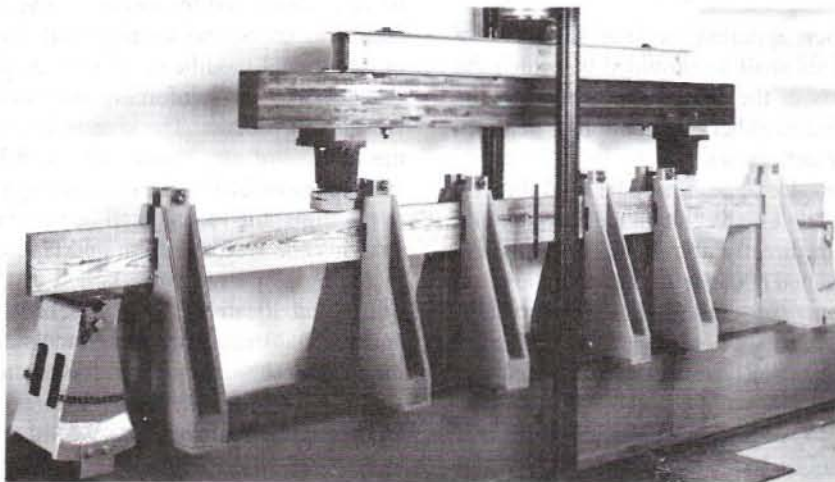


FIG. 2 Example of Rocker-type Reaction and Lateral Support for Long, Deep Beams

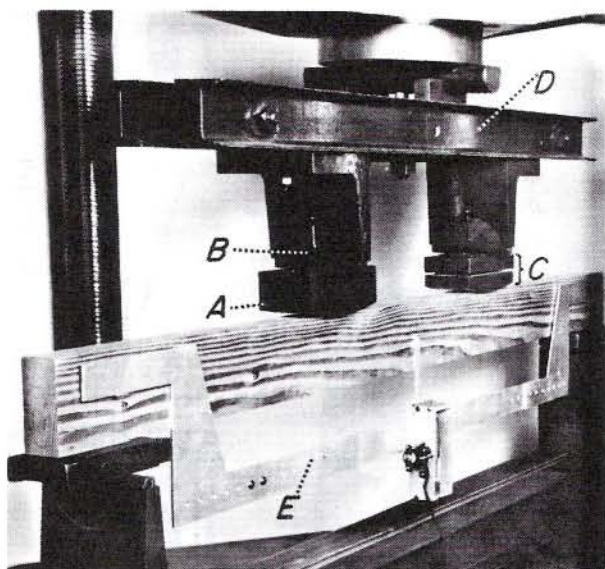


FIG. 4 Example of Curved Loading Block, A, Load-Alignment Rocker, B, Roller-Curved Loading Block, C, Load Evener, D, and Deflection-Measuring Apparatus, E

7.3.2 Load Points—The total load on the beam shall be applied equally at two points equidistant from the reactions. The two load points will normally be at a distance from their reaction equal to one third of the span, but for special purposes other distances may be specified.

NOTE 1—One of the objectives of two-point loading is to subject the portion of the beam between load points to a uniform bending moment, free of shear, and with comparatively small loads at the load points. For example, loads applied at one-third span length from reactions would be less than if applied at one-fourth span length from reaction to develop a moment of similar magnitude. When loads are applied at the one-third points the moment distribution of the beam simulates that for loads uniformly distributed across the span to develop a moment of similar magnitude. If loads are applied at the outer one-fourth points of the span, the maximum moment and shear are the same as the maximum moment and shear for the same total load uniformly distributed across the span.

7.4 Deflection Apparatus:

7.4.1 General—For either apparent or true modulus of elasticity calculations, devices shall be provided by which the deflection of the neutral axis of the beam at the center of the span is measured with respect to either the reaction or between cross sections free of shear deflections.

7.4.2 Wire Deflectometer—Deflection may be read directly by means of a wire stretched taut between two nails driven into the neutral axis of the beam directly above the reactions and extending across a scale attached at the neutral axis of the beam at midspan. Deflections may be read with a telescope or reading glass to magnify the area where the wire crosses the scale. When a reading glass is used, a reflective surface placed adjacent to the scale will help to avoid parallax.

7.4.3 Yoke Deflectometer—A satisfactory device commonly used for short, small beams or to measure deflection of the center of the beam with respect to any point along the neutral axis consists of a lightweight U-shaped yoke suspended

between nails driven into the beam at its neutral axis and a dial micrometer attached to the center of the yoke with its stem attached to a nail driven into the beam at midspan at the neutral axis. Further modification of this device may be attained by replacing the dial micrometer with a deflection transducer for automatic recording (Fig. 4).

7.4.4 Accuracy—The devices shall be such as to permit measurements to the nearest 0.01 in. (0.25 mm) on spans greater than 3 ft. (0.9 m) and 0.001 in. (0.03 mm) on spans less than 3 ft. (0.9 m).

8. Test Specimen

8.1 Material—The test specimen shall consist of a structural member which may be solid wood, laminated wood, or a composite construction of wood or of wood combined with plastics or metals in sizes that are usually used in structural applications.

8.2 Identification—Material or materials of the test specimen shall be identified as fully as possible by including the origin or source of supply, species, and history of drying and conditioning, chemical treatment, fabrication, and other pertinent physical or mechanical details which may affect the strength. Details of this information shall depend on the material or materials in the beam. For example, the solid wooden beams would be identified by the character of the wood, that is, species, source, etc., whereas composite wooden beams would be identified by the characteristics of the dissimilar materials and their size and location in the beam.

8.3 Specimen Measurements—The weight and dimensions as well as moisture content of the specimen shall be accurately determined before test. Weights and dimensions (length and cross section) shall be measured to three significant figures. Sufficient measurements of the cross section shall be made along the length of the beam to describe the width and depth of rectangular specimen and to accurately describe the critical section or sections of nonuniform beams. The physical characteristics of the specimen as described by its density and moisture content may be determined in accordance with Test Methods D 2395 and Test Methods D 4442.

8.4 Specimen Description—The inherent imperfections or intentional modifications of the composition of the beam shall be fully described by recording the size and location of such factors as knots, checks, and reinforcements. Size and location of intentional modifications such as placement of laminations, glued joints, and reinforcing steel shall be recorded during the fabrication process. The size and location of imperfections in the interior of any beam must be deduced from those on the surface, especially in the case of large sawn members. A sketch or photographic record shall be made of each face and the ends showing the size, location, and type of growth characteristics, including slope of grain, knots, distribution of sapwood and heartwood, location of pitch pockets, direction of annual rings, and such abstract factors as crook, bow, cup, or twist which might affect the strength of the beam.

8.5 Rules for Determination of Specimen Length—The cross-sectional dimensions of solid wood structural beams and composite wooden beams usually have established sizes, depending upon the manufacturing process and intended use, so that no modification of these dimensions is involved. The

length, however, will be established by the type of data desired. The span length is determined from knowledge of beam depth, the distance between load points, as well as the type and orientation of material in the beam. The total beam length shall also include an overhang or extension beyond each reaction support so that the beam can accommodate the bearing plates and rollers and will not slip off the reactions during test.

NOTE 2—Some evaluations will require simulation of a specific design condition where nonnormal overhang is involved. In such instances the report shall include a complete description of test conditions, including overhang at each support.

8.5.1 The span length of beams intended primarily for evaluation of shear properties shall be such that the shear span is relatively short. Beams of wood of uniform rectangular cross section having the ratio of a/h less than five are in this category and provide a high percentage of shear failures.

NOTE 3—If approximate values of modulus of rupture S_R and shear strength τ_m are known, a/h values should be less than $S_R/4\tau_m$, assuming that when $a/h = S_R/4\tau_m$ the beam will fail at the same load in either shear or in extreme outer fibers.

8.5.2 The span length of beams intended primarily for evaluation of flexural properties shall be such that the shear span is relatively long. Beams of wood of uniform rectangular cross section having a/h ratios of from 5:1 to 12:1 are in this category.

NOTE 4—The a/h values should be somewhat greater than $S_R/4\tau_m$ so that the beams do not fail in shear but should not be so large that beam deflections cause sizable thrust of reactions and thrust values need to be taken into account. A suggested range of a/h values is between approximately $0.5 S_R/\tau_m$ and $1.2 S_R/\tau_m$. In this category, shear distortions affect the total deflection, so that flexural properties may be corrected by formulae provided in the appendix.

8.5.3 The span length of beams intended primarily for evaluation of only the deflection of specimen due to bending moment shall be such that the shear span is long. Wood beams of uniform rectangular cross section in this category have a/h ratios greater than 12:1.

NOTE 5—The shear stresses and distortions are assumed to be small so that they can be neglected; hence the a/h ratio is suggested to be greater than S_R/τ_m .

9. Procedure

9.1 Conditioning— Unless otherwise indicated in the research program or material specification, condition the test specimen to constant weight so it is in moisture equilibrium under the desired environmental conditions. Approximate moisture contents with moisture meters or measure more accurately by weights of samples in accordance with Test Methods D 4442.

9.2 Test Setup—Determine the size of the specimen, the span, and the shear span in accordance with 7.3.2 and 8.5. Locate the beam symmetrically on its supports with load bearing and reaction bearing blocks as described in 7.2 to 7.4. The beams shall be adequately supported laterally in accordance with 7.2.4. Set apparatus for measuring deflections in place (see 7.4). Full contact shall be attained between support bearings, loading blocks, and the beam surface.

9.3 Speed of Testing— Conduct the test at a constant rate to achieve maximum load in about 10 min, but maximum load should be reached in not less than 6 min nor more than 20 min. A constant rate of outer strain, $\dot{\epsilon}$, of 0.0010 in./in. · min (0.001 mm/mm · min) will usually permit the tests of wood members to be completed in the prescribed time. The rate of motion of the movable head of the test machine corresponding to this suggested rate of strain when two symmetrical concentrated loads are employed may be computed from the following equation:

$$N = \dot{\epsilon} a(3L - 4a)/3h$$

9.4 Load-Deflection Curves:

9.4.1 Obtain load-deflection data with apparatus described in 7.4.1. Note the load and deflection at first failure, at the maximum load, and at points of sudden change. Continue loading until complete failure or an arbitrary terminal load has been reached.

9.4.2 If additional deflection apparatus is provided to measure deflection over a second distance, L_b , in accordance with 7.4.1, such load-deflection data shall be obtained only up to the proportional limit.

9.5 Record of Failures—Describe failures in detail as to type, manner and order of occurrence, and position in beam. Record descriptions of the failures and relate them to drawings or photographs of the beam referred to in 8.4. Also record notations as the order of their occurrence on such references. Hold the section of the beam containing the failure for examination and reference until analysis of the data has been completed.

10. Calculation

10.1 Compute physical and mechanical properties and their appropriate adjustments for the beam in accordance with the relationships in Appendix X2.

11. Report

11.1 Report the following information:

11.1.1 Complete identification of the solid wood or composite construction, including species, origin, shape and form, fabrication procedure, type and location of imperfections or reinforcements, and pertinent physical or chemical characteristics relating to the quality of the material,

11.1.2 History of seasoning and conditioning,

11.1.3 Loading conditions to portray the load, support mechanics, lateral supports, if used, and type of equipment,

11.1.4 Deflection apparatus,

11.1.5 Depth and width of the specimen or pertinent cross-sectional dimensions,

11.1.6 Span length and shear span distance,

11.1.7 Rate of load application,

11.1.8 Computed physical and mechanical properties, including specific gravity and moisture content, flexural strength, stress at proportional limit, modulus of elasticity, and a statistical measure of variability of these values,

11.1.9 Data for composite beams include shear and bending moment values and deflections,

11.1.10 Description of failure, and

11.1.11 Details of any deviations from the prescribed or recommended methods as outlined in the standard.

COMPRESSION PARALLEL TO GRAIN (SHORT COLUMN, NO LATERAL SUPPORT, $L/r < 17$)

12. Scope

12.1 This test method covers the determination of the compressive properties of elements taken from structural members made of solid or laminated wood, or of composite constructions when such an element has a slenderness ratio (length to least radius of gyration) of less than 17. The method is intended primarily for members of rectangular cross section but is also applicable to irregularly shaped studs, braces, chords, round posts, or special sections.

13. Summary of Test Method

13.1 The structural member is subjected to a force uniformly distributed on the contact surface of the specimen in a direction generally parallel to the longitudinal axis of the wood fibers, and the force generally is uniformly distributed throughout the specimen during loading to failure without flexure along its length.

14. Significance and Use

14.1 The compressive properties obtained by axial compression will provide information similar to that stipulated for flexural properties in Section 6.

14.2 The compressive properties parallel to grain include modulus of elasticity, stress at proportional limit, compressive strength, and strain data beyond proportional limit.

15. Apparatus

15.1 *Testing Machine*— Any device having the following is suitable:

15.1.1 *Drive Mechanism*— A drive mechanism for imparting to a movable loading head a uniform, controlled velocity with respect to the stationary base.

15.1.2 *Load Indicator*— A load-indicating mechanism capable of showing the total compressive force on the specimen. This force-measuring system shall be calibrated to ensure accuracy in accordance with Practices E 4.

15.2 *Bearing Blocks*— Bearing blocks shall be used to apply the load uniformly over the two contact surfaces and to prevent eccentric loading on the specimen. At least one spherical bearing block shall be used to ensure uniform bearing. Spherical bearing blocks may be used on either or both ends of the specimen, depending on the degree of parallelism of bearing surfaces (Fig. 5). The radius of the sphere shall be as small as practicable, in order to facilitate adjustment of the bearing plate to the specimen, and yet large enough to provide adequate spherical bearing area. This radius is usually one to two times the greatest cross-section dimension. The center of the sphere shall be on the plane of the specimen contact surface. The size of the compression plate shall be larger than the contact surface. It has been found convenient to provide an adjustment for moving the specimen on its bearing plate with respect to the center of spherical rotation to ensure axial loading.

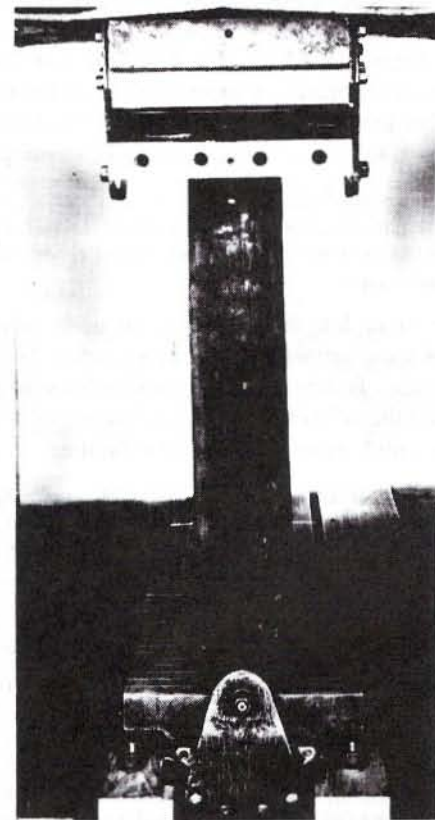


FIG. 5 Compression of a Wood Structural Element

15.3 *Compressometer*:

15.3.1 *Gage Length*— For modulus of elasticity calculations, a device shall be provided by which the deformation of the specimen is measured with respect to specific paired gage points defining the gage length. To obtain test data representative of the test material as a whole, such paired gage points shall be located symmetrically on the lengthwise surface of the specimen as far apart as feasible, yet at least one times the larger cross-sectional dimension from each of the contact surfaces. At least two pairs of such gage points on diametrically opposite sides of the specimen shall be used to measure the average deformation.

15.3.2 *Accuracy*—The device shall be able to measure changes in deformation to three significant figures. Since gage lengths vary over a wide range, the measuring instruments should conform to their appropriate class in accordance with Practice E 83.

16. Test Specimen

16.1 *Material*—The test specimen shall consist of a structural member which may be solid wood, laminated wood, or a composite construction of wood or of wood combined with plastics or metals in sizes that are commercially used in structural applications, that is, in sizes greater than nominal 2 by 2-in. (38 by 38-mm) cross section (see 3.1.6).

16.2 *Identification*— Material or materials of the test specimen shall be as fully described as that for beams in 8.2.

16.3 Specimen Dimensions—The weight and dimensions, as well as moisture content of the specimen, shall be accurately measured before test. Weights and dimensions (length and cross section) shall be measured to three significant figures. Sufficient measurements of the cross section shall be made along the length of the specimen to describe shape characteristics and to determine the smallest section. The physical characteristics of the specimen, as described by its density and moisture content, may be determined in accordance with Test Methods D 2395 and Test Methods D 4442, respectively.

16.4 Specimen Description—The inherent imperfections and intentional modifications shall be described as for beams in 8.4.

16.5 Specimen Length—The length of the specimen shall be such that the compressive force continues to be uniformly distributed throughout the specimen during loading—hence no flexure occurs. To meet this requirement, the specimen shall be a short column having a maximum length, l , less than 17 times the least radius of gyration, r , of the cross section of the specimen (see compressive notations). The minimum length of the specimen for stress and strain measurements shall be greater than three times the larger cross section dimension or about ten times the radius of gyration.

17. Procedure

17.1 Conditioning—Unless otherwise indicated in the research program or material specification, condition the test specimen to constant weight so it is at moisture equilibrium, under the desired environment. Approximate moisture contents with moisture meters or measure more accurately by weights of samples in accordance with Test Methods D 4442.

17.2 Test Setup:

17.2.1 Bearing Surfaces—After the specimen length has been calculated in accordance with 17.5, cut the specimen to the proper length so that the contact surfaces are plane, parallel to each other, and normal to the long axis of the specimen. Furthermore, the axis of the specimen shall be generally parallel to the fibers of the wood.

NOTE 6—A sharp fine-toothed saw of either the crosscut or “novelty” crosscut type has been used satisfactorily for obtaining the proper end surfaces. Power equipment with accurate table guides is especially recommended for this work.

NOTE 7—It is desirable to have failures occur in the body of the specimen and not adjacent to the contact surface. Therefore, the cross-sectional areas adjacent to the loaded surface may be reinforced.

17.2.2 Centering—First geometrically center the specimens on the bearing plates and then adjust the spherical seats so that the specimen is loaded uniformly and axially.

17.3 Speed of Testing—For measuring load-deformation data, apply the load at a constant rate of head motion so that the fiber strain is 0.001 in./in. · min \pm 25 % (0.001 mm/mm · min). For measuring only compressive strength, the test may be conducted at a constant rate to achieve maximum load in about 10 min, but not less than 5 nor more than 20 min.

17.4 Load-Deformation Curves—If load-deformation data have been obtained, note the load and deflection at first failure, at changes in slope of curve, and at maximum load.

17.5 Records—Record the maximum load, as well as a description and sketch of the failure relating the latter to the

location of imperfections in the specimen. Reexamine the section of the specimen containing the failure during analysis of the data.

18. Calculation

18.1 Compute physical and mechanical properties in accordance with Terminology E 6, and as follows (see compressive notations):

18.1.1 Stress at proportional limit = P'/A in psi (MPa).

18.1.2 Compressive strength = P/A in psi (MPa).

18.1.3 Modulus of elasticity = $P'/A\epsilon$ in psi (MPa).

19. Report

19.1 Report the following information:

19.1.1 Complete identification,

19.1.2 History of seasoning and conditioning,

19.1.3 Load apparatus,

19.1.4 Deflection apparatus,

19.1.5 Length and cross-section dimensions,

19.1.6 Gage length,

19.1.7 Rate of load application,

19.1.8 Computed physical and mechanical properties, including specific gravity and moisture content, compressive strength, stress at proportional limit, modulus of elasticity, and a statistical measure of variability of these values,

19.1.9 Description of failure, and

19.1.10 Details of any deviations from the prescribed or recommended methods as outlined in the standard.

COMPRESSION PARALLEL TO GRAIN (CRUSHING STRENGTH OF Laterally SUPPORTED LONG MEMBER, EFFECTIVE $L'/r < 17$)

20. Scope

20.1 This test method covers the determination of the compressive properties of structural members made of solid or laminated wood, or of composite constructions when such a member has a slenderness ratio (length to least radius of gyration) of more than 17, and when such a member is to be evaluated in full size but with lateral supports which are spaced to produce an effective slenderness ratio, L'/r , of less than 17. This test method is intended primarily for members of rectangular cross section but is also applicable to irregularly shaped studs, braces, chords, round posts, or special sections.

21. Summary of Test Method

21.1 The structural member is subjected to a force uniformly distributed on the contact surface of the specimen in a direction generally parallel to the longitudinal axis of the wood fibers, and the force generally is uniformly distributed throughout the specimen during loading to failure without flexure along its length.

22. Significance and Use

22.1 The compressive properties obtained by axial compression will provide information similar to that stipulated for flexural properties in Section 6.

22.2 The compressive properties parallel to grain include modulus of elasticity, stress at proportional limit, compressive strength, and strain data beyond proportional limit.

23. Apparatus

23.1 *Testing Machine*—Any device having the following is suitable:

23.1.1 *Drive Mechanism*—A drive mechanism for imparting to a movable loading head a uniform, controlled velocity with respect to the stationary base.

23.1.2 *Load Indicator*—A load-indicating mechanism capable of showing the total compressive force on the specimen. This force-measuring system shall be calibrated to ensure accuracy in accordance with Practices E 4.

23.2 *Bearing Blocks*—Bearing blocks shall be used to apply the load uniformly over the two contact surfaces and to prevent eccentric loading on the specimen. One spherical bearing block shall be used to ensure uniform bearing, or a rocker-type bearing block shall be used on each end of the specimen with their axes of rotation at 0° to each other (Fig. 6). The radius of the sphere shall be as small as practicable, in order to facilitate adjustment of the bearing plate to the specimen, and yet large enough to provide adequate spherical bearing area. This radius is usually one to two times the greatest cross-section dimension. The center of the sphere shall be on the plane of the specimen contact surface. The size of the compression plate shall be larger than the contact surface.

23.3 Lateral Support:

23.3.1 *General*—Evaluation of the crushing strength of long structural members requires that they be supported laterally to prevent buckling during the test without undue pressure against the sides of the specimen. Furthermore, the support shall not restrain either the longitudinal compressive deformation or load during test. The support shall be either continuous or intermittent. Intermittent supports shall be spaced so that the distance, l' , between supports is less than 17 times the least radius of gyration of the cross section.

23.3.2 *Rectangular Members*—The general rules for structural members apply to rectangular structural members. However, the effective column length as controlled by intermittent support spacing on flatwise face need not equal that on edgewise face. The minimum spacing of the supports on the flatwise face shall be 17 times the least radius of gyration of the cross section which is about the centroidal axis parallel to flat face. And the minimum spacing of the supports on the edgewise face shall be 17 times the other radius of gyration

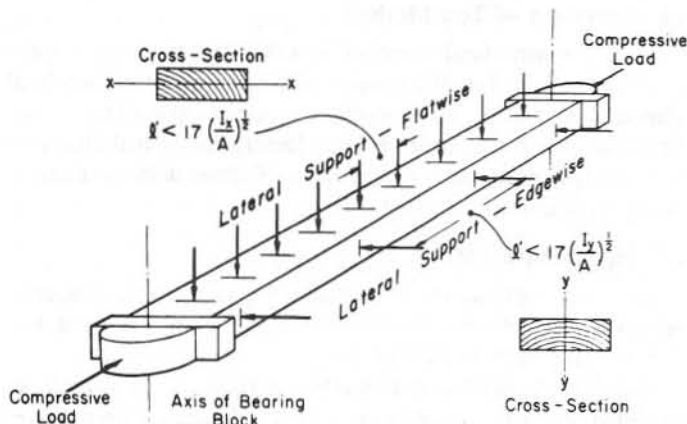


FIG. 6 Minimum Spacing of Lateral Supports of Long Columns

(Fig. 6). A satisfactory method of providing lateral support for 2-in. (38-mm) dimension stock is shown in Fig. 7. A 27-in. (686-mm) I-beam provides the frame for the test machine. Small I-beams provide reactions for longitudinal pressure. A pivoted top I-beam provides lateral support on one flatwise face, while the web of the large I-beam provides the other. In between these steel members, metal guides on 3-in. (7.6-cm) spacing (hidden from view) attached to plywood fillers provide the flatwise support and contact surface. In between the flanges of the 27-in. I-beam, fingers and wedges provide edgewise lateral support.

23.4 Compressometer:

23.4.1 *Gage Length*—For modulus of elasticity calculations, a device shall be provided by which the deformation of the specimen is measured with respect to specific paired gage points defining the gage length. To obtain data representative of the test material as a whole, such paired gage points shall be located symmetrically on the lengthwise surface of the specimen as far apart as feasible, yet at least one times the larger cross-sectional dimension from each of the contact surfaces. At least two pairs of such gage points on diametrically opposite sides of the specimen shall be used to measure the average deformation.

23.4.2 *Accuracy*—The device shall be able to measure changes in deformation to three significant figures. Since gage lengths vary over a wide range, the measuring instruments should conform to their appropriate class in accordance with Practice E 83.

24. Test Specimen

24.1 *Material*—The test specimen shall consist of a structural member which may be solid wood, laminated wood, or it may be a composite construction of wood or of wood combined with plastics or metals in sizes that are commercially used in structural applications, that is, in sizes greater than nominal 2 by 2-in. (38 by 38-mm) cross section (see 3.1.6).

24.2 *Identification*—Material or materials of the test specimen shall be as fully described as that for beams in 8.2.

24.3 *Specimen Dimensions*—The weight and dimensions, as well as moisture content of the specimen, shall be accurately measured before test. Weights and dimensions (length and cross section) shall be measured to three significant figures. Sufficient measurements of the cross section shall be made along the length of the specimen to describe shape characteristics and to determine the smallest section. The physical characteristics of the specimen, as described by its density and moisture content, may be determined in accordance with Test Methods D 2395 and Test Methods D 4442, respectively.

24.4 *Specimen Description*—The inherent imperfections and intentional modifications shall be described as for beams in 8.4.

24.5 *Specimen Length*—The cross-sectional and length dimensions of structural members usually have established sizes, depending on the manufacturing process and intended use, so that no modification of these dimensions is involved. Since the length has been approximately established, the full length of the member shall be tested, except for trimming or squaring the bearing surface (see 25.2.1).

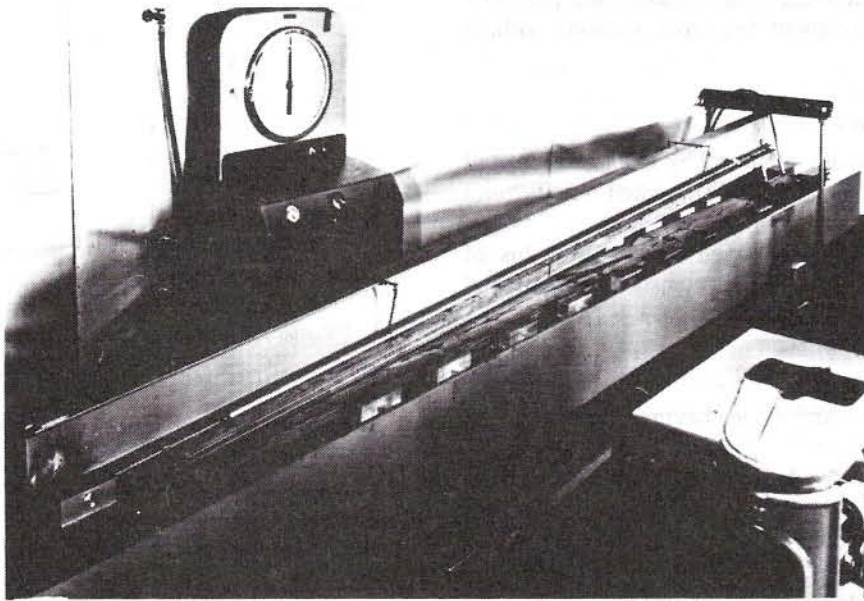


FIG. 7 Compression of Long Slender Structural Member

25. Procedure

25.1 *Preliminary*— Unless otherwise indicated in the research program or material specification, condition the test specimen to constant weight so it is at moisture equilibrium, under the desired environment. Moisture contents may be approximated with moisture meters or more accurately measured by weights of samples in accordance with Test Methods D 4442.

25.2 Test Setup:

25.2.1 *Bearing Surfaces*— Cut the bearing surfaces of the specimen so that the contact surfaces are plane, parallel to each other, and normal to the long axis of the specimen.

25.2.2 *Setup Method*— After physical measurements have been taken and recorded, place the specimen in the testing machine between the bearing blocks at each end and between the lateral supports on the four sides. Center the contact surfaces geometrically on the bearing plates and then adjust the spherical seats for full contact. Apply a slight longitudinal pressure to hold the specimen while the lateral supports are adjusted and fastened to conform to the warp, twist, or bend of the specimen.

25.3 *Speed of Testing*— For measuring load-deformation data, apply the load at a constant rate of head motion so that the fiber strain is 0.001 in./in. · min \pm 25 % (0.001 mm/mm · min). For measuring only compressive strength, the test may be conducted at a constant rate to achieve maximum load in about 10 min, but not less than 5 nor more than 20 min.

25.4 *Load-Deformation Curves*—If load-deformation data have been obtained, note load and deflection at first failure, at changes in slope of curve, and at maximum load.

25.5 *Records*—Record the maximum load as well as a description and sketch of the failure relating the latter to the location of imperfections in the specimen. Reexamine the section of the specimen containing the failure during analysis of the data.

26. Calculation

26.1 Compute physical and mechanical properties in accordance with Terminology E 6 and as follows (see compressive notations):

26.1.1 Stress at proportional limit = P'/A in psi (MPa).

26.1.2 Compressive strength = P/A in psi (MPa).

26.1.3 Modulus of elasticity = $P'/A\epsilon$ in psi (MPa).

27. Report

27.1 Report the following information:

27.1.1 Complete identification,

27.1.2 History of seasoning conditioning,

27.1.3 Load apparatus,

27.1.4 Deflection apparatus,

27.1.5 Length and cross-section dimensions,

27.1.6 Gage length,

27.1.7 Rate of load application,

27.1.8 Computed physical and mechanical properties, including specific gravity of moisture content, compressive strength, stress at proportional limit, modulus of elasticity, and a statistical measure of variability of these values,

27.1.9 Description of failure, and

27.1.10 Details of any deviations from the prescribed or recommended methods as outlined in the standard.

TENSION PARALLEL TO GRAIN

28. Scope

28.1 This test method covers the determination of the tensile properties of structural elements made primarily of lumber equal to and greater than nominal 1 in. (19 mm) thick.

29. Summary of Test Method

29.1 The structural member is clamped at the extremities of its length and subjected to a tensile load so that in sections

between clamps the tensile forces shall be axial and generally uniformly distributed throughout the cross sections without flexure along its length.

30. Significance and Use

30.1 The tensile properties obtained by axial tension will provide information similar to that stipulated for flexural properties in Section 6.

30.2 The tensile properties obtained include modulus of elasticity, stress at proportional limit, tensile strength, and strain data beyond proportional limit.

31. Apparatus

31.1 *Testing Machine*— Any device having the following is suitable:

31.1.1 *Drive Mechanism*— A drive mechanism for imparting to a movable clamp a uniform, controlled velocity with respect to a stationary clamp.

31.1.2 *Load Indicator*— A load-indicating mechanism capable of showing the total tensile force on the test section of the tension specimen. This force-measuring system shall be calibrated to ensure accuracy in accordance with Practices E 4.

31.1.3 *Grips*— Suitable grips or fastening devices shall be provided which transmit the tensile load from the movable head of the drive mechanism to one end of the test section of the tension specimen, and similar devices shall be provided to transmit the load from the stationary mechanism to the other end of the test section of the specimen. Such devices shall not apply a bending moment to the test section, allow slippage under load, inflict damage, or inflict stress concentrations to the test section. Such devices may be either plates bonded to the specimen or unbonded plates clamped to the specimen by various pressure modes.

31.1.3.1 *Grip Alignment*— The fastening device shall apply the tensile loads to the test section of the specimen without applying a bending moment. For ideal test conditions, the grips should be self-aligning, that is, they should be attached to the force mechanism of the machine in such a manner that they will move freely into axial alignment as soon as the load is applied, and thus apply uniformly distributed forces along the test section and across the test cross section (Fig. 8(a)). For less ideal test conditions, each grip should be gimbaled about one axis which should be perpendicular to the wider surface of the rectangular cross section of the test specimen, and the axis of rotation should be through the fastened area (Fig. 8(b)). When neither self-aligning grips nor single gimbaled grips are available, the specimen may be clamped in the heads of a universal-type testing machine with wedge-type jaws (Fig. 8(c)). A method of providing approximately full spherical alignment has three axes of rotation, not necessarily concurrent but, however, having a common axis longitudinal and through the centroid of the specimen (Fig. 8(d) and 9).

31.1.3.2 *Contact Surface*— The contact surface between grips and test specimen shall be such that slippage does not occur. A smooth texture on the grip surface should be avoided, as well as very rough and large projections which damage the contact surface of the wood. Grips that are surfaced with a coarse emery paper (60× aluminum oxide emery belt) have

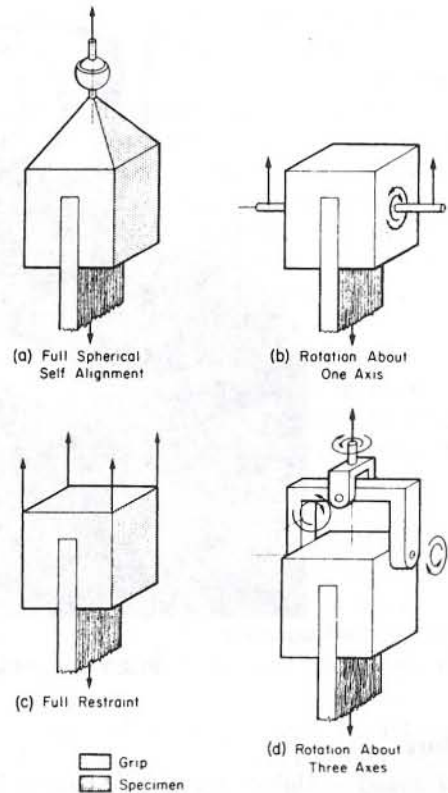


FIG. 8 Types of Tension Grips for Structural Members

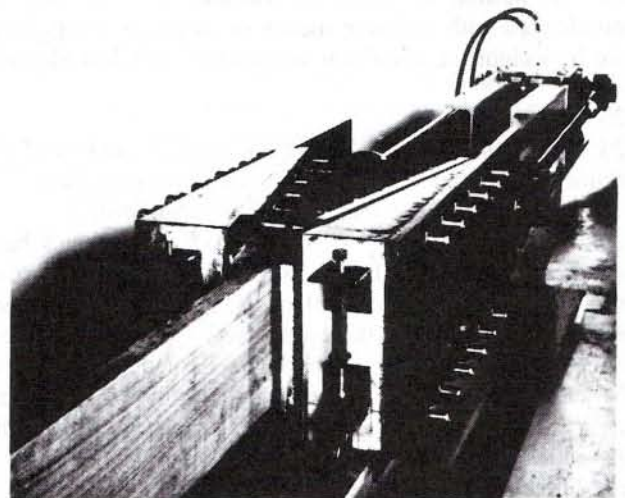


FIG. 9 Horizontal Tensile Grips for 2 by 10-in. Structural Members

been found satisfactory for softwoods. However, for hardwoods, grips may have to be glued to the specimen to prevent slippage.

31.1.3.3 *Contact Pressure*— For unbonded grip devices, lateral pressure should be applied to the jaws of the grip so that slippage does not occur between grip and specimen. Such pressure may be applied by means of bolts or wedge-shaped jaws, or both. Wedge-shaped jaws, such as those shown on Fig. 10, which slip on the inclined plane to produce contact pressure have been found satisfactory. To eliminate stress concentration or compressive damage at the tip end of the jaw, the contact

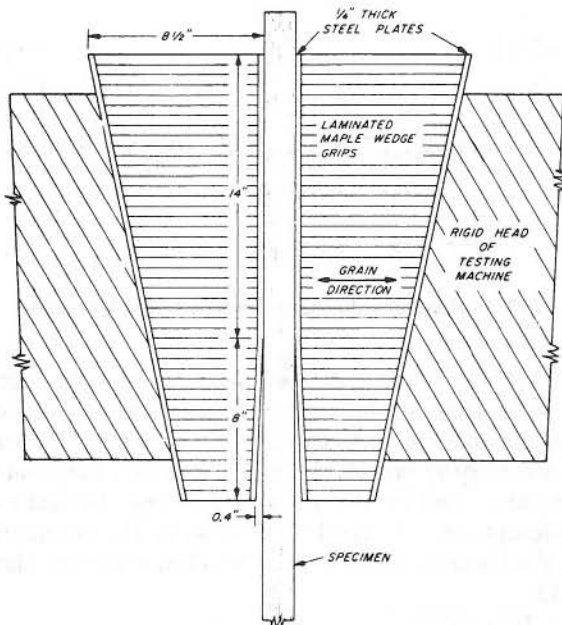


FIG. 10 Side View of Wedge Grips Used to Anchor Full-Size Structurally Graded Tension Specimens

pressure should be reduced to zero. The variable thickness jaws (Fig. 10), which cause a variable contact surface and which produce a lateral pressure gradient, have been found satisfactory.

31.1.4 Extensometer:

31.1.4.1 Gage Length— For modulus of elasticity determinations, a device shall be provided by which the elongation of the test section of the specimen is measured with respect to specific paired gage points defining the gage length. To obtain data representative of the test material as a whole, such gage points shall be symmetrically located on the lengthwise surface of the specimen as far apart as feasible, yet at least two times the larger cross-sectional dimension from each jaw edge. At least two pairs of such gage points on diametrically opposite sides of the specimen shall be used to measure the average deformation.

31.1.4.2 Accuracy—The device shall be able to measure changes in elongation to three significant figures. Since gage lengths vary over a wide range, the measuring instruments should conform to their appropriate class in accordance with Practice E 83.

32. Test Specimen

32.1 Material—The test specimen shall consist of a structural member which may be solid wood, laminated wood, or it may be a composite construction of wood or wood combined with plastics or metals in sizes that are commercially used in structural “tensile” applications, that is, in sizes equal to and greater than nominal 1-in. (32-mm) thick lumber.

32.2 Identification— Material or materials of the test specimen shall be fully described as beams in 8.2.

32.3 Specimen Description—The specimen shall be described in a manner similar to that outlined in 8.3 and 8.4.

32.4 Specimen Length— The tension specimen, which has its long axis parallel to grain in the wood, shall have a length

between grips equal to at least eight times the larger cross-sectional dimension when tested in self-aligning grips (see 31.1.3.1). However, when tested without self-aligning grips, it is recommended that the length between grips be at least 20 times the greater cross-sectional dimension.

33. Procedure

33.1 Conditioning— Unless otherwise indicated, condition the specimen as outlined in 9.1.

33.2 Test Setup—After physical measurements have been taken and recorded, place the specimen in the grips of the load mechanism, taking care to have the long axis of the specimen and the grips coincide. The grips should securely clamp the specimen with either bolts or wedge-shaped jaws. If the latter are employed, apply a small preload to ensure that all jaws move an equal amount and maintain axial-alignment of specimen and grips. If either bolts or wedges are employed tighten the grips evenly and firmly to the degree necessary to prevent slippage. Under load, continue the tightening if necessary, even crushing the wood perpendicular to grain, so that no slipping occurs and a tensile failure occurs outside the jaw contact area.

33.3 Speed of Testing— For measuring load-elongation data, apply the load at a constant rate of head motion so that the fiber strain in the test section between jaws is 0.0006 in./in. · min ± 25 % (0.0006 mm/mm · min). For measuring only tensile strength, the load may be applied at a constant rate of grip motion so that maximum load is achieved in about 10 min but not less than 5 nor more than 20 min.

33.4 Load-Elongation Curves—If load-elongation data have been obtained throughout the test, correlate changes in specimen behavior, such as appearance of cracks or splinters, with elongation data.

33.5 Records—Record the maximum load, as well as a description and sketch of the failure relating the latter to the location of imperfections in the test section. Reexamine the section containing the failure during analysis of data.

34. Calculation

34.1 Compute physical and mechanical properties in accordance with Terminology E 6, and as follows (see tensile notations):

- 34.1.1 Stress at proportional limit = P'/A in psi (MPa).
- 34.1.2 Tensile strength = P/A in psi (MPa).
- 34.1.3 Modulus of elasticity = $P'/A\epsilon$ in psi (MPa).

35. Report

35.1 Report the following information:

- 35.1.1 Complete identification,
- 35.1.2 History of seasoning,
- 35.1.3 Load apparatus, including type of end condition,
- 35.1.4 Deflection apparatus,
- 35.1.5 Length and cross-sectional dimensions,
- 35.1.6 Gage length,
- 35.1.7 Rate of load application,
- 35.1.8 Computed properties,
- 35.1.9 Description of failures, and
- 35.1.10 Details of any deviations from the prescribed or recommended methods as outlined in the standard.

TORSION

36. Scope

36.1 This test method covers the determination of the torsional properties of structural elements made of solid or laminated wood, or of composite constructions. This test method is intended primarily for structural element or rectangular cross section but is also applicable to beams of round or irregular shapes.

37. Summary of Test Method

37.1 The structural element is subjected to a torsional moment by clamping it near its ends and applying opposing couples to each clamping device. The element is deformed at a prescribed rate and coordinate observations of torque and twist are made for the duration of the test.

38. Significance and Use

38.1 The torsional properties obtained by twisting the structural element will provide information similar to that stipulated for flexural properties in Section 6.

38.2 The torsional properties of the element include an apparent modulus of rigidity of the element as a whole, stress at proportional limit, torsional strength, and twist beyond proportional limit.

39. Apparatus

39.1 *Testing Machine*—Any device having the following is suitable:

39.1.1 *Drive Mechanism*—A drive mechanism for imparting an angular displacement at a uniform rate between a movable clamp on one end of the element and another clamp at the other end.

39.1.2 *Torque Indicator*—A torque-indicating mechanism capable of showing the total couple on the element. This measuring system shall be calibrated to ensure accuracy in accordance with Practices E 4.

39.2 *Support Apparatus:*

39.2.1 *Clamps*—Each end of the element shall be securely held by metal plates of sufficient bearing area and strength to grip the element with a vise-like action without slippage, damage, or stress concentrations in the test section when the torque is applied to the assembly. The plates of the clamps shall be symmetrical about the longitudinal axis of the cross section of the element.

39.2.2 *Clamp Supports*—Each of the clamps shall be supported by roller bearings or bearing blocks that allow the structural element to rotate about its natural longitudinal axis. Such supports may be ball bearings in a rigid frame of a torque-testing machine (Figs. 11 and 12) or they may be bearing blocks (Figs. 13 and 14) on the stationary and movable frames of a universal-type test machine. Either type of support shall allow the transmission of the couple without friction to the torque measuring device, and shall allow freedom for longitudinal movement of the element during the twisting. Apparatus of Fig. 13 is not suitable for large amounts of twist unless the angles are measured at each end to enable proper torque calculation.

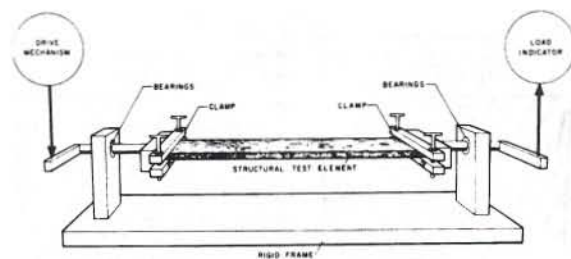


FIG. 11 Fundamentals of a Torsional Test Machine

39.2.3 *Frame*—The frame of the torque-testing machine shall be capable of providing the reaction for the drive mechanism, the torque indicator, and the bearings. The framework necessary to provide these reactions in a universal-type test machine shall be two rigid steel beams attached to the movable and stationary heads forming an X. The extremities of the X shall bear on the lever arms attached to the test element (Fig. 13).

39.3 *Troptometer:*

39.3.1 *Gage Length*—For modulus of rigidity calculations, a device shall be provided by which the angle of twist of the element is measured with respect to specific paired gage points defining the gage length. To obtain test data representative of the element as a whole, such paired gage points shall be located symmetrically on the lengthwise surface of the element as far apart as feasible, yet at least two times the larger cross-sectional dimension from each of the clamps. A yoke (Fig. 16) or other suitable device (Fig. 12) shall be firmly attached at each gage point to permit measurement of the angle of twist. The angle of twist is measured by observing the relative rotation of the two yokes or other devices at the gage points with the aid of any suitable apparatus including a light beam (Fig. 12), dials (Fig. 14), or string and scale (Figs. 15 and 16).

39.3.2 *Accuracy*—The device shall be able to measure changes in twist to three significant figures. Since gage lengths may vary over a wide range, the measuring instruments should conform to their appropriate class in accordance with Practice E 83.

40. Test Element

40.1 *Material*—The test element shall consist of a structural member, which may be solid wood, laminated wood, or a composite construction of wood or wood combined with plastics or metals in sizes that are commercially used in structural applications.

40.2 *Identification*—Material or materials of the test element shall be as fully described as for beams in 8.2.

40.3 *Element Measurements*—The weight and dimensions as well as the moisture content shall be accurately determined before test. Weights and dimensions (length and cross section) shall be measured to three significant figures. Sufficient measurements of the cross section shall be made along the length of the specimen to describe characteristics and to determine the smallest cross section. The physical characteristics of the element, as described by its density and moisture content, may be determined in accordance with Test Methods D 2395 and Test Methods D 4442, respectively.

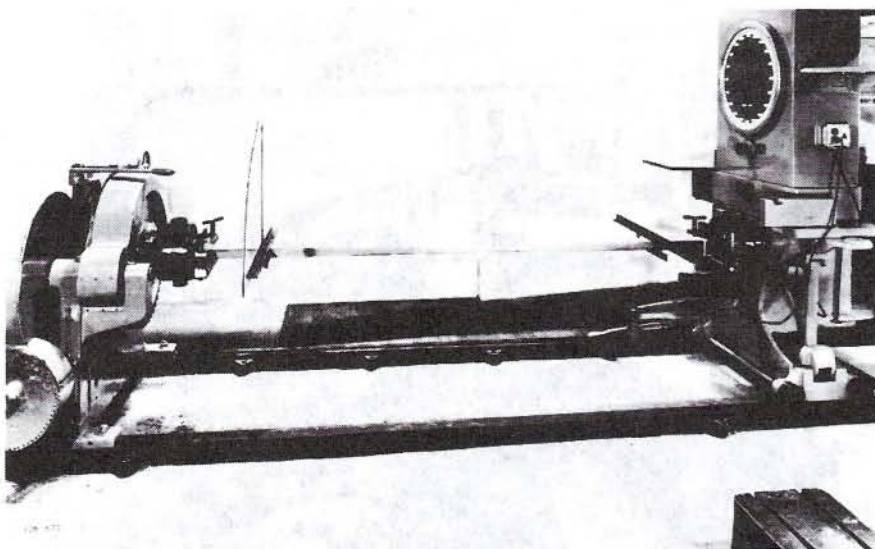
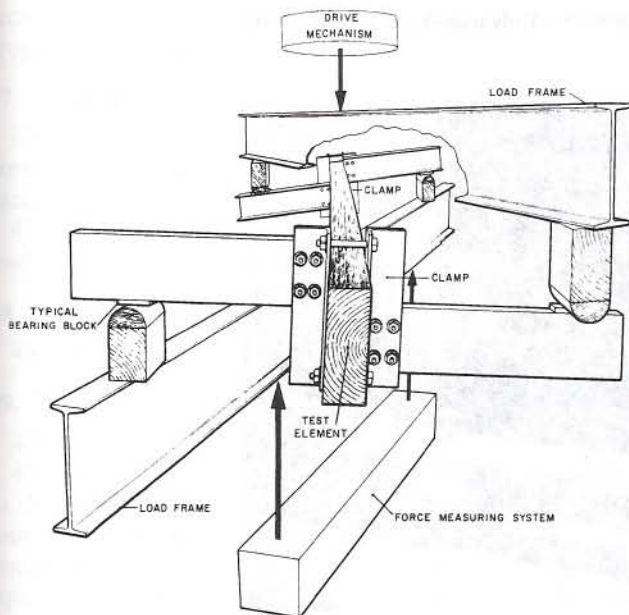


FIG. 12 Example of Torque-Testing Machine (Torsion test in apparatus meeting specification requirements)



M 140 891
FIG. 13 Schematic Diagram of a Torsion Test Made in a Universal-Type Test Machine

40.4 *Element Description*—The inherent imperfections and intentional modifications shall be described as for beams in 8.4.

40.5 *Element Length*—The cross-sectional dimensions of solid wood structural elements and composite elements usually are established, depending upon the manufacturing process and intended use so that normally no modification of these dimensions is involved. However, the length of the specimen shall be at least eight times the larger cross-sectional dimension.

41. Procedure

41.1 *Conditioning*—Unless otherwise indicated in the research program or material specification, condition the test element to constant weight so it is at moisture equilibrium

under the desired environment. Approximate moisture contents with moisture meters, or measure more accurately by weights of samples in accordance with Test Methods D 4442.

41.2 *Test Setups*—After physical measurements have been taken and recorded, place the element in the clamps of the load mechanism, taking care to have the axis of rotation of the clamps coincide with the longitudinal centroidal axis of the element. Tighten the clamps to securely hold the element in either type of testing machine. If the tests are made in a universal-type test machine, the bearing blocks shall be equal distances from the axis of rotation of the element.

41.3 *Speed of Testing*—For measuring torque-twist data, apply the load at a constant rate of head motion so that the angular detrusion of the outer fibers in the test section between gage points is about 0.004 radian per inch of length (0.16 radian per metre of length) per minute $\pm 50\%$. For measuring only shear strength, the torque may be applied at a constant rate of twist so that maximum torque is achieved in about 10 min but not less than 5 nor more than 20 min.

41.4 *Torque-Twist Curves*—If torque-twist data have been obtained, note torque and twist at first failure, at changes in slope of curve, and at maximum torque.

41.5 *Record of Failures*—Describe failures in detail as to type, manner and order of occurrence, angle with the grain, and position in the test element. Record descriptions relating to imperfections in the element. Reexamine the section of the element containing the failure during analysis of the data.

42. Calculation

42.1 Compute physical and mechanical properties in accordance with Terminology E 6 and relationships in Tables X3.1 and X3.2.

43. Report

43.1 Report the following information:

- 43.1.1 Complete identification,
- 43.1.2 History of seasoning and conditioning,

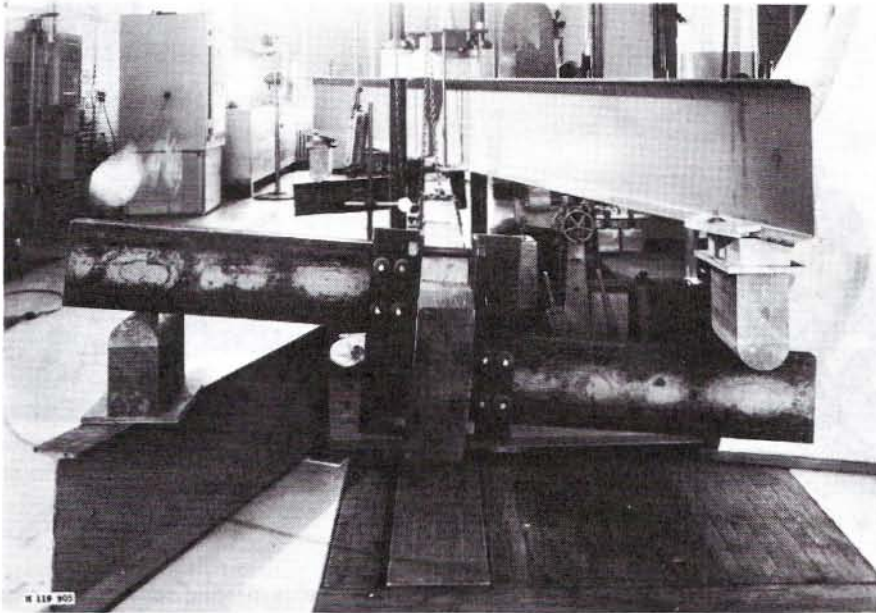


FIG. 14 Example of Torsion Test of Structural Beam in a Universal-Type Test Machine

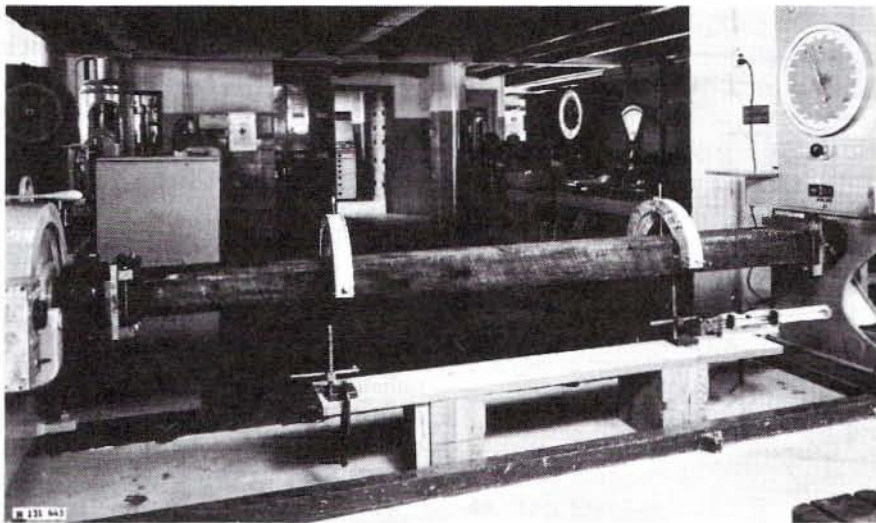


FIG. 15 Torsion Test with Yoke-Type Troptometer

- 43.1.3 Apparatus for applying and measuring torque,
- 43.1.4 Apparatus for measuring angle of twist,
- 43.1.5 Length and cross-section dimensions,
- 43.1.6 Gage length,
- 43.1.7 Rate of twist applications,
- 43.1.8 Computed properties, and
- 43.1.9 Description of failures.

SHEAR MODULUS

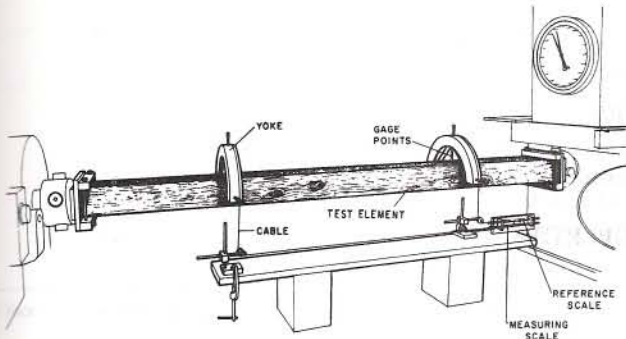
44. Scope

44.1 This test method covers the determination of the modulus of rigidity (G) or shear modulus of structural beams

made of solid or laminated wood. Application to composite constructions can only give a measure of the apparent or effective shear modulus. This test method is intended primarily for beams of rectangular cross section but is also applicable to other sections with appropriate modification of equation coefficients.

45. Summary of Test Method

45.1 The structural member, usually a straight or a slightly cambered beam of rectangular cross section, is subjected to a bending moment by supporting it at two locations called reactions, and applying a single transverse load midway between these reactions. The beam is deflected at a prescribed



M 140 890
FIG. 16 Troptometer Measuring System

rate and a single observation of coordinate load and deflection is taken. This procedure is repeated on at least four different spans.

46. Significance and Use

46.1 The shear modulus established by this test method will provide information similar to that stipulated for flexural properties in Section 6.

47. Apparatus

47.1 The test machine and specimen configuration, supports, and loading are identical to Section 7 with the following exception:

47.1.1 The load shall be applied as a single, concentrated load midway between the reactions.

48. Test Specimen

48.1 See Section 8.

49. Procedure

49.1 *Conditioning*— See 9.1.

49.2 *Test Setup*—Position the specimen in the test machine as described in 9.2 and load in center point bending over at least four different spans with the same cross section at the center of each. Choose the spans so as to give approximately equal increments of $(h/L)^2$ between them, within the range from 0.035 to 0.0025. The applied load must be sufficient to provide a reliable estimate of the initial bending stiffness of the specimen, but in no instance shall exceed the proportional limit or shear capacity of the specimen.

NOTE 8—Span to depth ratios of 5.5, 6.5, 8.5, and 20 meet the $(h/L)^2$ requirements of this section.

49.3 *Load-Deflection Measurements*—Obtain load-deflection data with the apparatus described in 7.4.1. One data point is required on each span tested.

49.4 *Records*—Record span to depth ratios chosen and load levels achieved on each span.

49.5 *Speed of Testing*— See 9.3.

50. Calculation

50.1 Determine shear modulus by plotting $1/E_f$ (where E_f is the apparent modulus of elasticity calculated under center point loading) versus $(h/L)^2$ for each span tested. As indicated in Fig. 17 and in Appendix X4, shear modulus is proportional to the slope of the best-fit line between these points.

51. Report

51.1 See Section 11.

PRECISION AND BIAS

52. Precision and Bias

52.1 The precision and bias of these test methods are being established.

53. Keywords

53.1 lumber; static test; wood

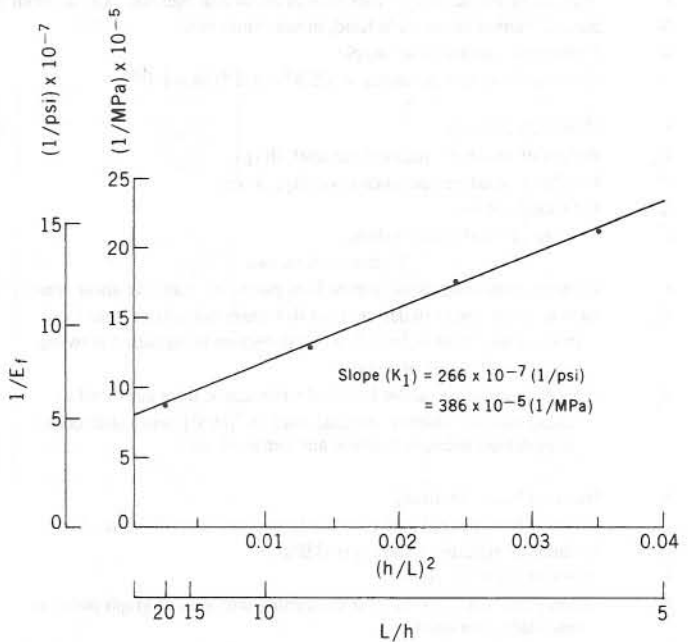


FIG. 17 Determination of Shear Modulus

APPENDICES

(Nonmandatory Information)

X1. PHYSICAL PROPERTIES

TABLE X1.1 Physical Properties

Specific gravity (at test), $G_s = CW_g/V$ Test Methods D 2395
 Specific gravity (ovendry), $G_d = G_s/(100 + MC)$
 Moisture content (% of dry weight), $MC = 100 (W_d/w_d - 1)$ Test Methods D 4442

GENERAL NOTATIONS	
A	Cross-sectional area, in. ² (mm ²).
C	0.061, a constant for use when W_g is measured in grams in equation for specific gravity. 22.7, a constant for use when W_s is measured in pounds in equation for specific gravity.
ε	Strain at proportional limit, in./in. (mm/mm).
G_d	Specific gravity (ovendry).
G_s	Specific gravity (at test).
I	Moment of inertia of the cross section about a designated axis, in. ⁴ (mm ⁴).
N	Rate of motion of movable head, in./min (mm/min).
n	Number of specimens in sample.
S	Estimated standard deviation = $[(\sum X^2 - n \bar{X}^2)/(n - 1)]^{1/2}$.
V	Volume, in. ³ (mm ³).
W_g	Weight of moisture specimen (at test), lb (g).
W_d	Weight of moisture specimen (ovendry), lb (g).
X	Individual values.
\bar{X}	Average of n individual values.
FLEXURAL NOTATIONS	
a	Distance from reaction to nearest load point, in. (mm) (1/2 shear span).
A_m	Area of graph paper under the load-deflection curve from zero load to maximum load in in. ² (mm ²) when deflection is measured between reaction and center of span.
A_t	Area of graph paper under load-deflection curve from zero load to failing load or arbitrary terminal load, in. ² (mm ²), when deflection is measured between reaction and center of span.
b	Width of beam, in. (mm).
c	Distance from neutral axis of beam to extreme outer fiber, in. (mm).
G	Modulus of rigidity in shear, psi (MPa).
h	Depth of beam, in. (mm).
K	Graph paper scale constant for converting unit area of graph paper to load-deflection units.
L_b	Span of the beam that is used to measure deflections caused only by the bending moment, that is, no shear distortions, in. (mm).
L	Span of beam, in. (mm).
M	Maximum bending moment at maximum load, lbf-in. (N·m).
M'	Maximum bending moment at proportional limit load, lbf · in. (N · m).
P	Maximum transverse load on beam, lbf (N).
P'	Load on beam at proportional limit, lbf (N).
S_f	Fiber stress at proportional limit, psi (MPa).
S_R	Modulus of rupture, psi (MPa).
z	Rate of fiber strain, in./in. (mm/mm), of outer fiber length per min.
Δ	Deflection of beam at neutral axis between reaction and center of beam at the proportional limit, in. (mm).
Δ_{L_b}	Deflection of the beam measured at midspan over distance L_b , in. (mm).
COMPRESSIVE NOTATIONS	
L	Length of compression column, in. (mm).
L'	Effective length of column between supports for lateral stability, in. (mm).
P	Maximum compressive load, lbf (N).
P'	Compressive load at proportional limit, lbf (N).
r	Radius of gyration = $[(I)/(A)]^{1/2}$, in. (mm).
TENSILE NOTATIONS	
P	Maximum tensile load, lbf (N).
P'	Tensile load at proportional limit, lbf (N).
SHEAR NOTATIONS	
E	Modulus of elasticity.
E_f	Apparent E, center point loading.
G	Modulus of rigidity (shear modulus).
I	Moment of inertia.
P'	Load on beam at deflection, Δ' , lbf (N) (below proportional limit).
Δ'	Deflection of beam, in. (mm).
K	Shear coefficient. Defined in Table X4.1.
K_f	Slope of line through multiple test data plotted on $(h/L)^2$ versus $(1/E_f)$.

X2. FLEXURE
TABLE X2.1 Flexure Formulas^A

Mechanical Properties	General	Two-Point Loading Rectangular Beam	Third-Point Loading Rectangular Beam
Fiber stress at proportional limit, S_f	$\frac{M'c}{I}$	$\frac{3P'a}{bh^2}$	$\frac{P'L}{bh^2}$
Modulus of rupture, S_R	$\frac{Mc}{I}$	$\frac{3Pa}{bh^2}$	$\frac{PL}{bh^2}$
Modulus of elasticity, E_f (apparent E)	$\frac{P'a}{48I\Delta}(3L^2 - 4a^2)$	$\frac{P'a}{4bh^3\Delta}(3L^2 - 4a^2)$	$\frac{P'L^3}{4.7bh^3\Delta}$
Modulus of elasticity, E_G (shear corrected E)			
Deflection measured relative to reactions		$\frac{P'a(3L^2 - 4a^2)}{4bh^3\Delta\left(1 - \frac{3P'a}{5bhG\Delta}\right)}$	$\frac{P'L^3}{4.7bh^3\Delta\left(1 - \frac{P'L}{5bhG\Delta}\right)}$
Deflection measured between load points	$\frac{M'LL_b^2}{8I\Delta_b}$	$\frac{3P'aL_b^2}{4bh^3\Delta_b}$	$\frac{P'LL_b^2}{4bh^3\Delta_b}$
Work to proportional limit per unit of volume, W_k		$\frac{P'\Delta}{2Lbh} \left[\frac{4a(3L - 4a) + \frac{24h^2E_G}{10G}}{3L^2 - 4a^2 + \frac{24h^2E_G}{10G}} \right]$	$\frac{P'\Delta}{2Lbh} \left[\frac{20}{9}L^2 + \frac{24h^2E_G}{10G} \right]$
Approximate work to maximum load per unit of volume, W_m		$\frac{KA_m}{Lbh} \left[\frac{4a(3L - 4a) + \frac{24h^2E_G}{10G}}{3L^2 - 4a^2 + \frac{24h^2E_G}{10G}} \right]$	$\frac{KA_m}{Lbh} \left[\frac{20}{9}L^2 + \frac{24h^2E_G}{10G} \right]$
Approximate total work per unit of volume, W_t		$\frac{KA_t}{Lbh} \left[\frac{4a(3L - 4a) + \frac{24h^2E_G}{10G}}{3L^2 - 4a^2 + \frac{24h^2E_G}{10G}} \right]$	$\frac{KA_t}{Lbh} \left[\frac{20}{9}L^2 + \frac{24h^2E_G}{10G} \right]$
Shear stress, τ_m		$\frac{3P}{4bh}$	$\frac{3P}{4bh}$

^A For wooden beams having uniform cross section throughout their length.

X3. TORSION

X3.1 See Table X3.1 and Table X3.2.

TABLE X3.1 Torsion Formulas^A
 Cross Section

Mechanical Properties	Circle	Square	Rectangle	General ^B
Fiber shear stress of greatest intensity at middle of long side; at proportional limit, S_s'	$\frac{2T'}{\pi r^3}$ (1A)	$\frac{4.808 T'}{w^3}$ (1B)	$\frac{8\gamma T'}{\mu w r^2}$ (1C)	$\frac{T'}{Q}$ (1D)
Fiber shear strength of greatest intensity at middle of long side, S_s	$\frac{2T}{\pi r^3}$ (2A)	$\frac{4.808 T}{w^3}$ (2B)	$\frac{8\gamma T}{\mu w r^2}$ (2C)	$\frac{T}{Q}$ (2D)
Fiber shear strength at middle of short side, S_s''			$\frac{8\gamma_1 T}{\mu^3}$ (3C)	
Apparent modulus of rigidity, G	$\frac{2L_g T'}{\pi r^4 \theta}$ (4A)	$\frac{7.11 L_g T'}{w^4 \theta}$ (4B)	$\frac{16L_g T'}{w r^3 \left[\left(\frac{16}{3} \right) - \lambda \left(\frac{t}{w} \right) \right] \theta}$ (4C)	$\frac{L_g T'}{\theta K}$ (4D)

^A From NACA rep. 334.

^B Values of "Q" and "K" may be found in Roark, R. J., *Formulas for Stress and Strain*, McGraw-Hill, 1965, p. 194.

TABLE X3.2 Factors for Calculating Torsional Rigidity and Stress of Rectangular Prisms^a

Ratio of Sides Column 1	λ Column 2	μ Column 3	γ Column 4	γ_1 Column 5
1.00	3.08410	2.24923	1.35063	1.35063
1.05	3.12256	2.35908	1.39651	
1.10	3.15653	2.46374	1.43956	
1.15	3.18554	2.56330	1.47990	
1.20	3.21040	2.65788	1.51753	
1.25	3.23196	2.74772	1.55268	1.13782
1.30	3.25035	2.83306	1.58544	
1.35	3.26632	2.91379	1.61594	
1.40	3.28002	2.99046	1.64430	
1.45	3.29171	3.06319	1.67265	
1.50	3.30174	3.13217	1.69512	0.97075
1.60	3.31770	3.25977	1.73889	0.91489
1.70	3.32941	3.37486	1.77649	
1.75	3.33402	3.42843	1.79325	0.84098
1.80	3.33798	3.47890	1.80877	
1.90	3.34426	3.57320	1.83643	
2.00	3.34885	3.65891	1.86012	0.73945
2.25	3.35564	3.84194	1.90543	
2.50	3.35873	3.98984	1.93614	0.59347
2.75	3.36023	4.11143	1.95687	
3.00	3.36079	4.21307	1.97087	
3.33	0.44545
3.50	3.36121	4.37299	1.98672	
4.00	3.36132	4.49300	1.99395	0.37121
4.50	3.36133	4.58639	1.99724	
5.00	3.36133	4.66162	1.99874	0.29700
6.00	3.36133	4.77311	1.99974	
6.67	3.36133	0.22275
7.00	3.36133	4.85314	1.99995	
8.00	3.36133	4.91317	1.99999	0.18564
9.00	3.36133	4.95985	2.00000	
10.00	3.36133	4.99720	2.00000	0.14858
20.00	3.36133	5.16527	2.00000	0.07341
50.00	3.36133	5.26611	2.00000	
100.00	3.36133	5.29972	2.00000	
∞	3.36133	5.33333	2.00000	0.00000

^a Table 1, "Factors for Calculating Torsional Rigidity and Stress of Rectangular Prisms," from National Advisory Committee for Aeronautics Report No. 334, "The Torsion of Members Having Sections Common in Aircraft Construction," by G. W. Trayer and H. W. March about 1929.

Torsion Notations

G	Apparent modulus of rigidity, psi (MPa).	S_p	Fiber shear strength at middle of short side at maximum torque, psi (MPa).
K	Stiffness—shape factor.	T	Twisting moment or torque, lbf · in. (N · m).
L_g	Gage length of torsional element, in. (mm)	T'	Torque at proportional limit, bf · in. (N · m).
Q	Stress—shape factor.	t	Thickness, in. (mm.)
r	Radius, in. (mm)	w	Width of element, in. (mm).
S_p	Fiber shear stress of greatest intensity at middle of long side at proportional limit, psi (MPa).	γ	St. Venant constant, Column 4, Table X3.2
S_s	Fiber shear strength of greatest intensity at middle of long side at maximum torque, psi (MPa).	γ_1	St. Venant constant, Column 5, Table X3.2
		θ	Total angle of twist, radians (in./in. or mm/mm).
		λ	St. Venant constant, Column 2, Table X3.2.
		μ	St. Venant constant, Column 3, Table X3.2

X4. SHEAR MODULUS

X4.1 The elastic deflection of a prismatic beam under a single center point load is:

$$\Delta = \frac{PL^3}{48EI} + \frac{PL}{4GA'} \quad (X4.1)$$

where:

- Δ = deflection at midspan,
- P = applied load,

- L = span,
- E = modulus of elasticity,
- I = moment of inertia,
- G = modulus of rigidity (shear modulus), and
- A' = modified shear area.

X4.2 All parameters are self-explanatory with the exception of the modified shear area. The modified shear area is the product of the cross-sectional area, A , and a shear coefficient,

K .⁴ The shear coefficient relates the effective transverse shear strain to the average shear stress on the section. “ K ” is defined as the ratio of average shear strain on a section to shear strain at the centroid. Shear coefficients have been calculated and tabulated for a variety of beam configurations.

X4.2.1 Introducing K into Eq X4.1:

$$\Delta = \frac{PL^3}{48EI} + \frac{PL}{4GKA} \quad (X4.2)$$

X4.3 Often the relationship between deflection and elastic constants is simplified by ignoring the shear contribution, or the second term in Eq. X4.2. The remaining elastic constant is called the “apparent” modulus of elasticity, E_f :

$$\Delta = \frac{PL^3}{48E_f I} \quad (X4.3)$$

TABLE X4.1 Shear Modulus Formulas

Mechanical Property	Formula
Modulus of elasticity, E_f (apparent E , center point loading)	
Shear modulus, G ^A	
Rectangular section	1.2 / K_1 ^B
Circular section	1.55 / K_1

^A Based on solution of the equation $\Delta = (PL^3/48EI) + (PL/4GKA)$. K is tabulated for other cross sections by Cowper, G. R., “The Shear Coefficient in Timoshenko’s Beam Theory,” *Journal of Applied Mechanics*, ASME, 1966, pp. 335–340.⁴

^B K_1 = Slope of the line plotted through the test values as shown in Fig. 17.

X4.4 At the same deflection the apparent modulus of elasticity can be expressed in terms of the true elastic constants:

$$\frac{PL^3}{48E_f I} = \frac{PL^3}{48EI} + \frac{PL}{4GKA} \quad (X4.4)$$

X4.5 For a rectangular section of width, b , and depth, h , Eq X4.4 reduces to:

$$\frac{L^2}{E_f h^2} = \frac{L^2}{Eh^2} + \frac{1}{KG} \quad (X4.5)$$

X4.6 Multiplying both sides of Eq X4.5 by $(h/L)^2$ yields:

$$\frac{1}{E_f} = \frac{1}{E} + \frac{1}{KG} (h/L)^2 \quad (X4.6)$$

X4.6.1 Equation X4.6 can be graphed by substituting $y = 1/E_f$ and $x = (h/L)^2$. In the resulting $y = mx + b$ graph, the slope of a line connecting multiple data points is equal to $1/KG$.

X4.7 For a circular section of diameter, h , Eq X4.4 reduces to:

$$\frac{1}{E_f} = \frac{1}{E} + \frac{3}{4KG} (h/L)^2 \quad (X4.7)$$

X4.8 Using values for $K = (10(1 + \nu))/(12 + 11\nu)$ (rectangular) and $K = (6(1 + \nu))/(7 + 6\nu)$ (circular) and Poisson’s ratios ranging from 0.05 to 0.5 yield:⁴

Rectangular: $K = 0.84$ to 0.86 , and

$$\frac{PL^3}{48I\Delta} \quad \text{Circular: } K = 0.86 \text{ to } 0.90. \quad (X4.8)$$

X4.9 On plots of $1/E_f$ versus $(h/L)^2$, shear modulus, G , can be expressed in terms of the slope of the line connecting multiple observations. If the slope is called K_1 ,⁵ then:

$$G = 1.17/K_1 \text{ to } 1.20/K_1 \text{ (rectangular), and}$$

$$G = 1.48/K_1 \text{ to } 1.55/K_1 \text{ (circular).} \quad (X4.9)$$

X4.10 As CIB/RILEM has already proposed $1.2/K_1$ for rectangular beams, the corresponding value for circular beams, $1.55/K_1$, should be used.

X4.11 Determination of shear modulus for other beam cross sections must start at Eq X4.4, substituting appropriate values for I , A , and K .

⁴ Cowper, G. R., “The Shear Coefficient in Timoshenko’s Beam Theory,” *Journal of Applied Mechanics*, ASME, 1966, pp. 335–340.

⁵ Gromala, D. S., “Determination of Modulus of Rigidity by ASTM D 198 Flexural Methods,” *Journal of Testing and Evaluation*, Vol 13, No. 5, Sept. 1985, pp. 352–355.

ASTM International takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM International Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, at the address shown below.

This standard is copyrighted by ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (www.astm.org).





Standard Practice for Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber¹

This standard is issued under the fixed designation D 245; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

This standard has been approved for use by agencies of the Department of Defense.

^{ε1} NOTE—Ref (9) was added in September 2002.

1. Scope

1.1 This practice (1,2)² covers the basic principles for establishing related unit stresses and stiffness values for design with visually-graded solid sawn structural lumber. This practice starts with property values from clear wood specimens and includes necessary procedures for the formulation of structural grades of any desired strength ratio.

1.2 The grading provisions used as illustrations herein are not intended to establish grades for purchase, but rather to show how stress-grading principles are applied. Detailed grading rules for commercial stress grades which serve as purchase specifications are established and published by agencies which formulate and maintain such rules and operate inspection facilities covering the various species.

1.3 The material covered in this practice appears in the following order:

	Section
Scope	1
Significance and Use	3
Basic Principles of Strength Ratios	4
Estimation and Limitation of Growth Characteristics	5
Allowable Properties for Timber Design	6
Modification of Allowable Properties for Design Use	7
Example of Stress-Grade Development	8

1.4 The values given in parentheses are provided for information purposes only.

1.5 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

¹ This practice is under the jurisdiction of ASTM Committee D07 on Wood and is the direct responsibility of Subcommittee D07.02 on Lumber and Engineered Wood Products.

Current edition approved April 10, 2000. Published June 2000. Originally published as D 245 – 26. Last previous edition D 245 – 99.

² The boldface numbers in parentheses refer to references at the end of this practice.

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

- D 9 Terminology Relating to Wood³
- D 143 Methods of Testing Small Clear Specimens of Timber³
- D 2555 Test Methods for Establishing Clear-Wood Strength Values³
- E 105 Practice for Probability Sampling of Materials⁴
- E 380 Practice for Use of the International System of Units (SI) (the Modernized Metric System)⁵

3. Significance and Use

3.1 Need for Lumber Grading:

3.1.1 Individual pieces of lumber, as they come from the saw, represent a wide range in quality and appearance with respect to freedom from knots, cross grain, shakes, and other characteristics. Such random pieces likewise represent a wide range in strength, utility, serviceability, and value. One of the obvious requirements for the orderly marketing of lumber is the establishment of grades that permit the procurement of any required quality of lumber in any desired quantity. Maximum economy of material is obtained when the range of quality-determining characteristics in a grade is limited and all pieces are utilized to their full potential. Many of the grades are established on the basis of appearance and physical characteristics of the piece, but without regard for mechanical properties. Other grades, called structural or stress grades, are established on the basis of features that relate to mechanical properties. The latter designate near-minimum strength and near-average stiffness properties on which to base structural design.

3.1.2 The development of this practice is based on extensive research covering tests of small clear specimens and of full-sized structural members. Detailed studies have included

³ *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.10.

⁴ *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 14.02.

⁵ *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 14.02 (excerpts in Vol 04.10).

the strength and variability of clear wood, and the effect on strength from various factors such as density, knots (See Terminology D 9), and other defects, seasoning, duration of stress, and temperature.

3.2 How Visual Grading is Accomplished— Visual grading is accomplished from an examination of all four faces and the ends of the piece, in which the location as well as the size and nature of the knots and other features appearing on the surfaces are evaluated over the entire length. Basic principles of structural grading have been established that permit the evaluation of any piece of stress-graded lumber in terms of a strength ratio for each property being evaluated. The strength ratio of stress-graded lumber is the hypothetical ratio of the strength property being considered compared to that for the material with no strength-reducing characteristic. Thus a piece of stress-graded lumber with a strength ratio of 75 % in bending would be expected to have 75 % of the bending strength of the clear piece. In effect, the strength ratio system of visual structural grading is thus designed to permit practically unlimited choice in establishing grades of any desired quality to best meet production and utilization requirements.

3.3 Classification of Stress-Graded Lumber:

3.3.1 The various factors affecting strength, such as knots, deviations of grain, shakes, and checks, differ in their effect, depending on the kind of loading and stress to which the piece is subjected. Stress-graded lumber is often classified according to its size and use. Four classes are widely used, as follows:

3.3.1.1 Dimension Lumber—Pieces of rectangular cross section, from nominal 2 to 4 in. thick and 2 or more in. wide, graded primarily for strength in bending edgewise or flatwise, but also frequently used where tensile or compressive strength is important. Dimension lumber covers many sizes and end uses. Lumber graded for specific end uses may dictate a special emphasis in grading and require an identifying grade name.

NOTE 1—For example, in North American grading under the American Lumber Standards Committee, stress graded dimension lumber categories that reflect end use include Light Framing, Structural Light Framing, Structural Joists and Planks, and Studs.

3.3.1.2 Beams and Stringers—Pieces of rectangular cross section, 5 in. nominal and thicker, nominal width more than 2 in. greater than nominal thickness, graded for strength in bending when loaded on the narrow face.

3.3.1.3 Posts and Timbers—Pieces of square or nearly square cross section, 5 by 5 in., nominal dimensions and larger, nominal width not more than 2 in. greater than nominal thickness, graded primarily for use as posts or columns.

3.3.1.4 Stress-Rated Boards—Lumber less than 2 in. nominal in thickness and 2 in. or wider nominal width, graded primarily for mechanical properties.

3.3.2 The assignment of names indicating the uses for the various classes of stress-graded lumber does not preclude their use for other purposes. For example, posts and timbers may give service as beams. The principles of stress grading permit the assignment of any kind of allowable properties to any of the classes of stress-graded lumber, whether graded primarily for that property or not. Recommendations for allowable properties may include all properties for all grades or use classes. While such universal application may result in loss of effi-

ciency in some particulars, it offers the advantage of a more simple system of grades of stress-graded lumber.

3.4 Essential Elements in a Stress-Grade Description:

3.4.1 A stress grade formulated by this practice contains the following essential elements:

3.4.2 A grade name that identifies the use-class as described in 3.3.

3.4.3 A description of permissible growth characteristics that affect mechanical properties. Characteristics that do not affect mechanical properties may also be included.

3.4.4 One or more allowable properties for the grade related to its strength ratio.

4. Basic Principles of Strength Ratios

4.1 General Considerations:

4.1.1 Strength ratios associated with knots in bending members have been derived as the ratio of moment-carrying capacity of a member with cross section reduced by the largest knot to the moment-carrying capacity of the member without defect. This gives the anticipated reduction in bending strength due to the knot. For simplicity, all knots on the wide face are treated as being either knots along the edge of the piece (edge knots) or knots along the centerline of the piece (centerline knots).

4.1.2 Strength ratios associated with slope of grain in bending members, and in members subjected to compression parallel to grain, were obtained, experimentally (3).

4.1.3 Strength ratios associated with shakes, checks, and splits are assumed to affect only horizontal shear in bending members. These strength ratios were derived, as for knots, by assuming that a critical cross section is reduced by the amount of the shake, or by an equivalent split or check.

4.1.4 Strength ratios associated with knots in compression members have been derived as the ratio of load-carrying capacity of a member with cross section reduced by the largest knot to the load-carrying capacity of the member without defect. No assumption of combined compression and bending is made.

4.1.5 Tensile strength of lumber has been related to bending strength and bending strength ratio from experimental results (4).

4.1.6 Strength in compression perpendicular to grain is little affected in lumber by strength-reducing characteristics, and strength ratios of 100 % are assumed for all grades.

4.1.7 Modulus of elasticity of a piece of lumber is known to be only approximately related to bending strength ratio. In this standard, the relationship between full-span, edgewise bending modulus of elasticity and strength ratio was obtained experimentally.

4.1.8 In developing a stress-grade rule, economy may be served by specifying strength ratios such that the allowable stresses for shear and for extreme fiber in bending will be in balance, under the loading for which the members are designed.

4.1.9 A strength ratio can also be associated with specific gravity. Three selection classes called dense, close grain, and medium grain are described herein, based on experimental findings (5).

4.2 Strength Ratios:

4.2.1 Table 1 gives strength ratios, corresponding to various slopes of grain for stress in bending and compression parallel to grain.

4.2.2 Strength ratios for various combinations of size and location of knot and width of face are given in Table 2, Table 3, and Table 4. Since interpolation is often required in the development of grading rules, the use of formulas in Table 2, Table 3 and Table 4 is acceptable. These formulas are found in the Appendix.

4.2.2.1 Use of the tables is illustrated by the following example: The sizes of knots permitted in a 7½ by 15½-in. (190 by 394-mm) (actual) beam in a grade having a strength ratio of 70 % in bending are desired. The smallest ratio in the column for a 7½-in. (190-mm) face in Table 2 that equals or exceeds 70 % is opposite 2⅛ in. (54 mm) in the size-of-knot column. A similar ratio in the column for 15½-in. (394-mm) face in Table 3 is opposite 4¼ in. (108 mm). Hence, the permissible sizes are 2⅛ in. (54 mm) on the 7½-in. (190-mm) face and at the edge of the wide face (see 5.3.5.2) and 4¼ in. (108 mm) on the centerline of the 15½-in. (394-mm) face.

4.2.3 For all lumber thicknesses, a strength ratio of 50 % shall be used for all sizes of shakes, checks and splits. A 50 % strength ratio is the maximum effect a shake, check or split can have on the load-carrying capacity of a bending member. Limitations in grading rules placed on the characteristics at time of manufacture are for appearance and general utility purposes, and these characteristics shall not be used as a basis for increasing lumber shear design values.

NOTE 2—The factor of 0.5 (50 %) is not strictly a “strength ratio” for horizontal shear, since the factor represents more than just the effects of shakes, checks and splits. The factor also includes differences between test values obtained in Methods D 143 shear block tests and full-size solid-sawn beam shear tests. The strength ratio terminology is retained for compatibility with prior versions of Practice D 245, but prior provisions permitting design increases for members with lesser-size cracks have been deleted since the factor is related to more than shakes, checks and splits.

4.2.4 Modulus of elasticity is modified by a quality factor that is related to bending strength ratio, as given in Table 5.

4.2.5 Strength ratios in tension parallel to grain are 55 % of the corresponding bending strength ratios.

4.2.6 Table 6 gives strength ratios and quality factors for the special specific gravity classes described in 4.1.9.

5. Estimation and Limitation of Growth Characteristics

5.1 General Quality of Lumber:

5.1.1 All lumber should be well manufactured.

5.1.2 Only sound wood, free from any form of decay, shall be permitted, unless otherwise specified. Unsound knots and limited amounts of decay in its early stages are permitted in some of the lower stress-rated grades of lumber intended for light frame construction.

5.1.3 In stress-grading, all four faces and the ends shall be considered.

5.2 Slope of Grain:

5.2.1 Slope of grain resulting from either diagonal sawing or from spiral or twisted grain in the tree is measured by the angle between the direction of the fibers and the edge of the piece. The angle is expressed as a slope. For instance, a slope of grain of 1 in 15 means that the grain deviates 1 in. (2.5 mm) from the edge in 15 in. (381 mm) of length.

5.2.2 When both diagonal and spiral grain are present, the combined slope of grain is taken as the effective slope.

5.2.3 Slope of grain is measured and limited at the zone in the length of a structural timber that shows the greatest slope. It shall be measured over a distance sufficiently great to define the general slope, disregarding such short local deviations as those around knots except as indicated in 5.2.5.

5.2.4 In 1-in. nominal boards (See Terminology D 9), or similar small sizes of lumber, a general slope of grain anywhere in the length shall not pass completely through the thickness of the piece in a longitudinal distance in inches less than the number expressing the specified permissible slope. Where such a slope varies across the width of the board, its average may be taken.

5.2.5 Local deviations must be considered in small sizes, and if a local deviation occurs in a piece less than 4 in. nominal in width or on the narrow face of a piece less than 2 in. nominal in thickness, and is not associated with a permissible knot in the piece, the measurement of slope shall include the local deviation.

5.3 Knots:

5.3.1 A knot cluster is treated as an individual knot. Two or more knots closely spaced, with the fibers deflected around each knot individually, are not a cluster.

5.3.2 Holes associated with knots are measured and limited in the same way as knots.

5.3.3 A knot on the wide face of a bending or tension member is considered to be at the edge of the wide face if the center of the knot lies within two thirds of the knot diameter from the edge.

5.3.4 Knots in Dimension Lumber:

5.3.4.1 Knots in dimension lumber may be measured by displacement method, in which the proportion of the cross section of the knot to the cross section of the piece is multiplied by actual face width to establish the equivalent knot size (see Fig. 1). This value is used in the strength ratio tables.

5.3.4.2 Alternatively, knots in dimension lumber may be measured on the surface of the piece. Methods of measuring knots by this alternative are given in 5.3.4.3-5.3.4.5.

TABLE 1 Strength Ratios Corresponding to Various Slopes of Grain

Slope of Grain	Maximum Strength Ratio, %	
	Bending or Tension Parallel to Grain	Compression Parallel to Grain
1 in 6	40	56
1 in 8	53	66
1 in 10	61	74
1 in 12	69	82
1 in 14	74	87
1 in 15	76	100
1 in 16	80	...
1 in 18	85	...
1 in 20	100	...

TABLE 2 Strength Ratios Corresponding to Knots in the Narrow Face of Bending Members

Knot Size, in. (mm) ^A	Percentage Strength Ratio When Actual Width of Narrow Face, in. (mm), is ^A																										
	1 (25)	1½ (38)	2 (51)	2½ (64)	3 (76)	3½ (89)	4 (102)	4½ (114)	5 (127)	5½ (140)	6 (152)	7 (178)	7½ (190)	8 (203)	9 (229)	9½ (241)	10 (254)	11 (279)	11½ (292)	12 (305)	13 (330)	13½ (343)	14 (356)	15 (381)	15½ (394)	16 (406)	
¼(6)	85	89	91	93	94	95	95	96	96	96	97	97	97	97	97	97	97	97	98	98	98	98	98	98	98	98	98
½(13)	67	76	81	84	86	88	90	91	91	92	93	93	93	94	94	94	94	94	95	95	95	95	95	95	95	95	95
¾(19)	48	62	70	75	79	82	84	85	87	88	89	89	90	90	91	91	91	91	92	92	92	92	92	92	93	93	93
1 (25)	4	49	60	68	72	75	78	80	82	84	85	86	86	87	87	88	88	88	89	89	89	90	90	90	90	90	90
1¼(32)	49	58	64	69	72	75	78	79	81	82	83	83	84	84	85	85	86	86	87	87	87	87	87	88	88
1½(38)	27	49	57	62	67	70	73	75	77	78	79	80	81	81	82	82	83	83	84	84	84	85	85	85	85
1¾(44)	15	32	49	56	61	65	68	71	73	75	75	76	77	78	78	79	80	80	81	81	81	82	82	83	83
2 (51)	22	35	49	55	60	64	67	69	71	72	73	74	75	75	76	77	77	78	79	79	80	80	80	80
2¼(57)	26	37	50	55	59	62	65	67	68	69	71	71	72	73	74	75	75	76	76	77	77	78	78
2½(64)	18	30	39	50	54	58	61	63	64	66	67	68	69	70	71	72	73	73	74	75	75	75	75
2¾(70)	23	32	40	50	54	57	60	61	62	64	65	66	67	68	69	70	70	71	72	72	73	73
3 (76)	26	34	41	50	53	56	57	59	61	62	63	64	65	66	67	68	68	69	70	70	70
3¼(83)	36	45	49	52	54	55	57	59	60	61	62	63	64	65	66	67	67	68	68
3½(89)	37	46	48	50	52	54	55	56	58	59	60	62	62	63	64	65	65	65
3¾(95)	45	45	46	48	51	52	53	55	56	57	59	60	60	61	62	63	63
4 (102)	45	48	49	50	52	53	54	56	57	58	59	60	60	60
4¼(108)	46	47	49	50	51	53	54	55	56	57	58	58
4½(114)	46	47	49	50	51	52	54	55	55	55	55
4¾(121)	46	48	49	50	51	52	51	52	53	53
5 (127)	45	46	47	49	49	49	49	49	50

^ARatios corresponding to other sizes of knots and face widths can be found by linear interpolation.



TABLE 3 Strength Ratios Corresponding to Centerline Knots in the Wide Face of Bending Members, and to Knots in Compression Members

Size of Knot, in. (mm) ^A	Percentage Strength Ratio When Actual Width of Wide Face, in. (mm), is ^A																										
	3 (76)	3½ (89)	4 (102)	4½ (114)	5 (127)	5½ (140)	6 (152)	7 (178)	7½ (190)	8 (203)	9 (229)	9½ (241)	10 (254)	11 (279)	11½ (292)	12 (302)	13 (330)	13½ (343)	14 (356)	15 (381)	15½ (394)	16 (406)	18 (457)	20 (508)	22 (559)	24 (610)	
¼(6)	94	95	95	96	96	96	97	97	97	97	98	98	98	98	98	98	98	98	98	98	98	99	99	99	99	99	99
½(13)	86	88	90	91	91	92	93	94	94	95	95	95	96	96	96	96	96	96	97	97	97	97	97	97	97	97	97
¾(19)	79	82	84	85	87	88	89	91	91	92	92	93	93	94	94	94	94	95	95	95	95	95	95	95	95	96	96
1 (25)	72	75	78	80	82	84	85	87	88	89	90	90	91	92	92	92	92	93	93	93	93	93	93	94	94	94	94
1¼(32)	64	69	72	75	78	79	81	84	85	86	87	88	89	90	90	90	90	91	91	91	91	91	92	92	93	93	93
1½(38)	57	62	67	70	73	75	78	81	82	83	85	85	86	87	88	88	89	89	89	89	89	90	90	90	91	91	91
1¾(44)	49	56	61	65	68	71	74	77	79	80	82	83	84	85	86	86	87	87	87	87	88	88	88	89	89	90	90
2 (51)	35	49	55	60	64	67	70	74	76	77	79	80	81	83	84	84	85	85	85	86	86	86	87	88	88	88	89
2¼(57)	26	37	50	55	59	62	66	71	72	73	77	78	79	81	82	82	83	83	83	84	84	84	85	86	87	87	87
2½(64)	18	30	39	50	54	58	62	67	69	71	74	75	77	79	80	80	81	81	81	82	82	82	83	84	84	85	86
2¾(70)	...	23	32	40	50	54	58	64	66	68	71	73	74	76	77	78	79	79	79	80	80	81	82	83	84	84	84
3 (76)	26	34	41	50	54	61	63	65	69	70	72	74	75	76	77	77	78	78	79	79	80	81	82	83	83
3¼(83)	29	36	45	51	57	60	62	66	68	69	72	73	74	75	75	76	76	77	77	78	80	81	82	81
3½(89)	23	31	37	47	54	57	59	64	65	67	70	71	72	73	73	74	74	75	75	75	77	78	79	80
3¾(95)	26	32	38	51	54	56	61	63	65	68	69	70	71	71	72	73	73	74	75	76	77	78	78
4 (102)	21	28	34	47	50	53	58	60	62	66	67	68	69	69	70	71	71	72	73	75	76	77	77
4¼(108)	23	30	40	46	50	56	58	60	63	65	66	67	68	68	69	70	70	72	73	74	75	75
4½(114)	19	26	36	41	48	53	55	58	61	63	64	65	66	66	67	68	68	70	72	73	74	74
4¾(121)	21	33	37	41	50	53	55	59	61	62	63	64	64	65	66	67	68	70	71	73	73
5 (127)	17	29	34	38	48	50	53	57	59	60	61	62	62	64	64	65	67	68	70	71	71
5¼(133)	25	30	35	45	48	50	55	57	58	59	60	61	62	62	63	65	67	68	70	70
5½(140)	22	27	32	39	45	48	52	54	56	57	58	59	60	61	61	63	65	67	68	68
5¾(146)	24	29	37	40	46	50	52	54	55	56	57	58	59	59	62	64	65	67	67
6 (152)	26	34	37	40	48	50	52	53	54	55	56	57	58	60	62	64	65	65
6½(165)	19	28	32	35	41	46	48	49	50	51	53	53	54	57	59	61	62
7 (178)	13	23	27	30	37	40	42	45	46	47	49	50	51	53	56	58	59
7½(190)	17	22	25	32	35	38	40	41	42	45	46	47	50	52	55	57
8 (203)	20	28	31	34	36	37	39	41	42	43	47	49	54
8½(216)	15	23	26	30	32	33	35	37	39	41	46	49	51

^ARatios corresponding to other sizes of knots and face widths can be found by linear interpolation.

TABLE 4 Strength Ratios Corresponding to Edge Knots in the Wide Face of Bending Members

Knot Size, in. (mm) ^a	Percentage Strength Ratio When Actual Width of Wide Face, in. (mm), is ^a																												
	2 (51)	2½ (64)	3 (76)	3½ (89)	4 (102)	4½ (114)	5 (127)	5½ (140)	6 (152)	7 (178)	7½ (190)	8 (203)	9 (229)	9½ (241)	10 (254)	11 (279)	11½ (292)	12 (305)	13 (330)	13½ (343)	14 (356)	15 (381)	15½ (394)	16 (406)	18 (457)	20 (508)	22 (559)	24 (610)	
¼(6)	83	86	88	89	91	91	92	93	94	94	94	95	95	96	96	96	97	97	97	97	97	97	97	97	97	97	97	97	98
½(13)	65	71	75	78	80	82	84	85	86	88	89	90	90	91	91	92	92	93	93	93	93	93	93	93	94	94	94	94	95
¾(19)	49	57	62	67	70	73	75	77	79	82	83	84	86	86	87	88	89	89	89	89	90	90	90	90	90	91	91	92	92
1 (25)	27	38	51	57	61	65	68	70	73	76	77	79	81	82	83	84	85	85	85	86	86	86	87	87	88	88	89	89	89
1¼(32)	16	27	36	47	52	57	60	63	66	71	72	74	76	77	78	80	81	82	82	82	83	83	83	84	84	85	86	86	86
1½(38)	...	17	26	34	40	49	53	57	60	64	67	69	72	73	74	76	77	78	78	79	79	80	80	80	81	81	82	83	84
1¾(44)	19	26	33	38	47	50	54	60	62	64	67	69	70	72	74	75	75	75	76	77	77	77	78	79	80	81	81
2 (51)	19	26	32	37	45	49	55	57	59	63	65	66	69	70	71	72	72	73	73	74	74	75	77	78	78	78
2¼(57)	20	26	31	36	40	50	52	55	59	61	62	65	66	68	68	69	69	70	71	71	73	74	75	76	76
2½(64)	15	21	26	31	35	45	48	51	55	57	59	62	63	65	65	66	66	67	68	68	70	71	72	73	73
2¾(70)	16	21	26	30	38	41	46	51	53	55	59	60	61	62	63	63	64	65	65	67	68	70	71	71
3 (76)	17	21	26	33	37	40	47	50	52	55	57	58	59	60	60	61	62	62	64	66	67	68	68
3¼(83)	17	22	29	32	36	41	46	48	52	54	55	56	57	57	58	59	60	62	63	65	66	66
3½(89)	18	26	29	32	39	41	43	49	52	52	53	54	54	56	56	56	59	61	62	63	63
3¾(95)	23	26	29	35	37	40	46	48	49	50	51	52	53	54	54	56	58	60	61	61
4 (102)	22	26	32	34	37	41	45	47	48	48	49	50	51	52	54	56	58	59	59
4¼(108)	22	28	31	34	38	40	42	44	45	46	48	48	49	51	54	55	57	57
4½(114)	20	26	28	31	35	37	39	41	42	43	43	45	46	47	49	51	53	54	54
4¾(121)	23	26	28	33	35	37	39	40	41	42	43	44	47	49	51	52	52	52
5 (127)	25	30	32	34	36	37	38	40	40	41	44	47	49	50	50

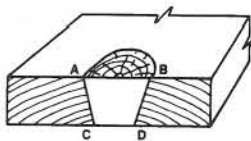
^aRatios corresponding to other sizes of knots and face widths can be found by linear interpolation.

TABLE 5 Quality Factors for Modulus of Elasticity

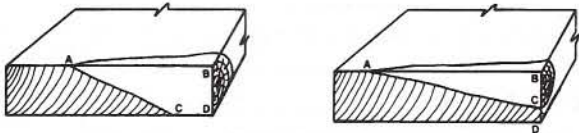
Bending Strength Ratio, %	Quality Factor for Modulus of Elasticity, %
≥55	100
45 to 54	90
≤44	80

TABLE 6 Strength Ratios and Quality Factors for Special Specific Gravity Classifications

Property	Specific Gravity Classification, %		
	Dense	Close Grain	Medium Grain
Bending stress	117	107	100
Tensile stress parallel to grain			
Compressive stress parallel to grain			
Compressive stress perpendicular to grain	105	100	100
Modulus of elasticity			



Wide Face Knots



Spike Knots

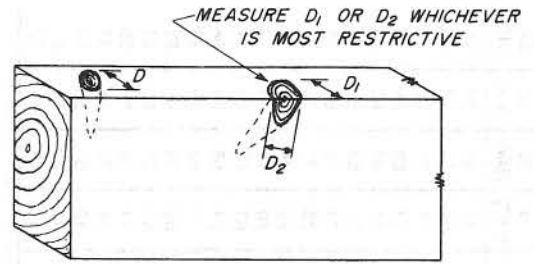
FIG. 1 Measurement of Knots in Dimension Lumber Using Displacement Method (Primary Method)

5.3.4.3 The size of a knot on a narrow face is its width between lines enclosing the knot and parallel to the edges of the piece (Fig. 2). A narrow-face knot that appears also in the wide face of a side-cut piece (but does not contain the intersection of those faces) is measured and graded on the wide face.

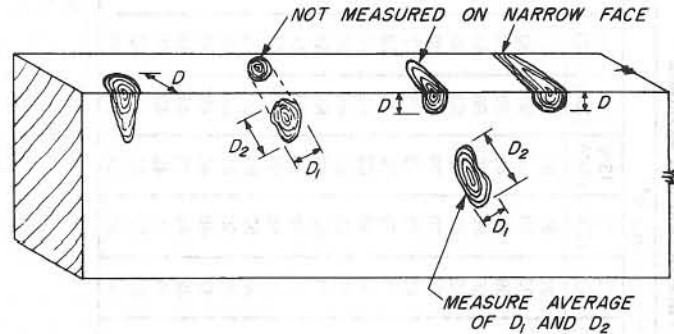
5.3.4.4 The size of a knot on a wide face is the average of its largest and smallest dimensions (Fig. 2).

5.3.4.5 Any knot that contains the intersection of two faces, including a knot extending entirely across the width of a face in a side-cut piece, is a corner knot. A corner knot is measured on its end between lines parallel to the edges of the piece and is graded with respect to the face on which it is measured (Fig. 2). A corner knot in a piece containing the pith is measured either by its width on the narrow face between lines parallel to the edge, or by its smallest diameter on the wide face, whichever is more restrictive (Fig. 2). If a corner knot appears also on an opposite face, its limitation there as well as on the corner is necessary.

5.3.4.6 The sum of the sizes of all knots in any 6 in. (152 mm) of length of piece shall not exceed twice the size of the largest permitted knot. Two or more knots of maximum or near maximum permissible size shall not be allowed in the same 6 in. (152 mm) of length on a face. Any combination of knots



BOXED HEART



SIDE CUT

FIG. 2 Measurement of Knots in Dimension Lumber Using Alternative Method

that, in the judgment of the lumber grader, will make the piece unfit for its intended use, shall not be admitted.

5.3.4.7 For sizes 3 by 3 in. nominal and smaller the effects of grain distortion associated with knots can be so severe that all knots shall be limited as if they were wide-face edge knots in the face on which they appear.

5.3.4.8 Where the grade is intended to be used for single-span bending applications only, the sizes of knots on narrow faces and at the edge of wide faces may increase proportionately from the size permitted in the middle one third of the length to twice that size at the ends of the piece, except that the size of no knot shall exceed the size permitted at the center of the wide face. The size of knots on wide faces may be increased proportionately from the size permitted at the edge to the size permitted at the centerline (Fig. 3).

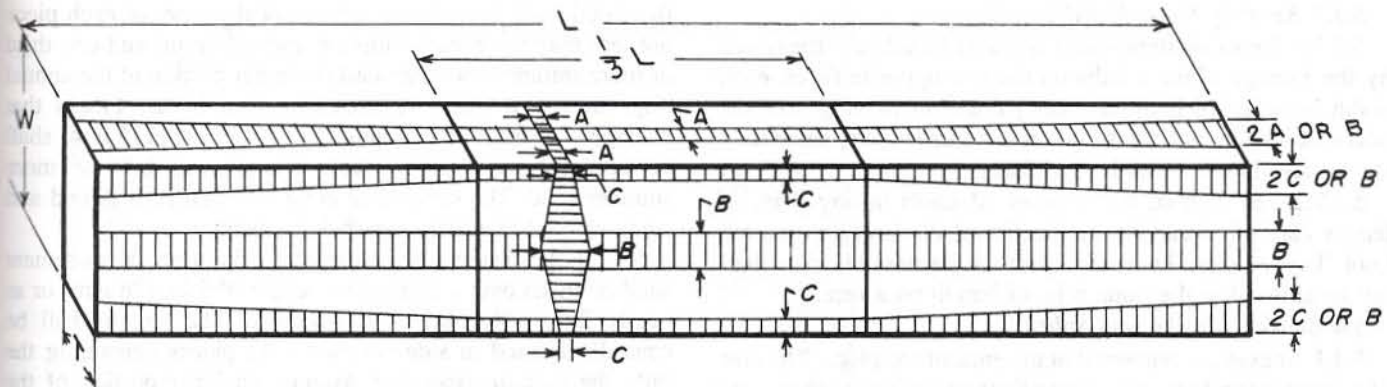
5.3.4.9 Where the grade is intended to be used on continuous spans, the restrictions for knots in the middle one third of their lengths shall be applied to the middle two thirds of the length of pieces continuous on three supports, and to the full length of pieces continuous on four or more supports.

5.3.5 Knots in Beams and Stringers:

5.3.5.1 The size of a knot on a narrow face of a beam or stringer is its width between lines enclosing the knot and parallel to the edges of the piece (Fig. 4). When a knot on a narrow face of a side-cut piece extends into the adjacent one fourth of the width of a wide face, it is measured on the wide face.

5.3.5.2 The size of a knot on the wide face is measured by its smallest diameter (Fig. 4). An edge knot on the wide face is limited to the same size as a knot on the narrow face.

5.3.5.3 A corner knot in a beam or stringer containing the pith is measured either by its width on the narrow face between



A, maximum size on narrow face in middle third of length with a uniform increase to 2A but not to exceed B, at the ends.
 B, maximum size at center of wide face.
 C, maximum size at edge of wide face in middle third of length with a uniform increase to 2C but not to exceed B at the ends and a uniform increase to B at the center of the wide face. In beams and stringers, A and C are equal.
 L, length.
 W, width of wide face.
 T, width of narrow face.

FIG. 3 Maximum Size of Knots Permitted in Various Parts of Joists and Planks, and Beams and Stringers

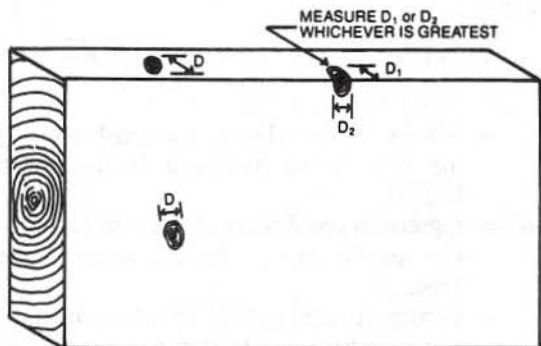


FIG. 4 Measurement of Knots in Beams and Stringers

lines parallel to the edges or by its smallest diameter on the wide face, whichever is greater (Fig. 4). A corner knot in a side-cut piece is measured by whichever of these two is least.

5.3.5.4 The sum of the sizes of all knots within the middle one half of the length of a face, in a beam 20 ft (61 m) or less in length, when measured as specified for the face under consideration, shall not exceed four times the size of the largest knot allowed on that face. This restriction in a beam longer than 20 ft (61 m) shall apply to any 10 ft (30 m) of length within the middle one half of the length.

5.3.5.5 Where the grade is used for single-span bending applications only, the sizes of knots on narrow faces and at the edges of wide faces may be increased proportionately from the size permitted in the middle one third of the length to twice that size at the ends of the piece, except that the size of no knot shall exceed the size permitted at the center of the wide face. The size of knots on wide faces may be increased proportionately from the size permitted at the edge to the size permitted at the center line (Fig. 3).

5.3.5.6 Where the grade is intended to be used on continuous spans, the restrictions for knots in the middle one third of their lengths shall be applied to the middle two thirds of the length of pieces continuous on three supports, and to the full length of pieces continuous on four or more supports.

5.3.6 Knots in Posts and Timbers:

5.3.6.1 The size of a knot on any face of a post or timber is taken as the diameter of a round knot, the lesser of the two diameters of an oval knot, or the greatest diameter perpendicular to the length of a spike knot (Fig. 5).

5.3.6.2 A corner knot is measured wherever the measurement will represent the true diameter of the branch causing the knot.

5.3.6.3 The sum of the sizes of all knots in any 6 in. of length of a post or timber shall not exceed twice the size of the largest permitted knot. Two or more knots of maximum or near maximum permissible size shall not be allowed in the same 6 in. of length on a face.

5.3.6.4 In compression members with greater width than thickness, the sizes of knots in both the narrow and the wide faces are allowed up to the size permitted in the wide face.

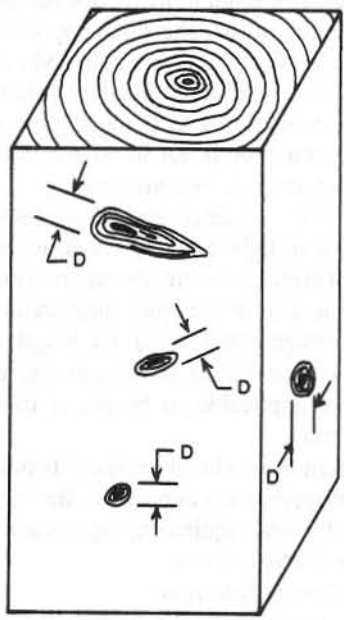


FIG. 5 Measurement of Knots in Posts and Timbers or Other Compression Members

5.3.7 *Knots in Stress-Rated Boards:*

5.3.7.1 Knots in stress-rated nominal boards are measured by the average of the widths on the two opposite faces, each width being taken between lines parallel to the edges of the board. Knots are not measured on the narrow face, since they appear also in one or both wide faces.

5.3.7.2 The sum of the sizes of all knots in any 6 in. of length shall not exceed twice the size of the largest permitted knot. Two or more knots of maximum permissible size shall not be allowed in the same 6 in. of length on a face.

5.4 *Shakes, Checks, and Splits:*

5.4.1 Shakes are measured at the ends of the piece. The size of a shake is the distance between lines enclosing the shake and parallel to the wide face of the piece.

5.4.2 Splits and checks are treated as “equivalent shakes,” but are measured differently. The size of a side check is its average depth of penetration into the piece, measured from and perpendicular to the surface of the wide face on which it appears. The size of an end split or end check is one third of its average length measured along the length of a piece, except as noted in 5.4.6.

5.4.3 In single-span bending members, shakes, checks, and splits are restricted only for a distance from each end equal to three times the width of the wide face, and within the critical zone, only in the middle one half of the wide face. For multiple-span bending members, shakes, checks, and splits are restricted throughout the length in the middle one half of the wide face.

5.4.4 Outside the critical zone in bending members, and in axially loaded members, shakes, checks, and splits have little or no effect on strength properties and are not restricted for that reason. It may be advisable to limit them in some applications for appearance purposes, or to prevent moisture entry and subsequent decay.

5.4.5 The grading of any combination of shakes, checks, and splits is based on the grader’s judgment of the probable effects of seasoning or loading in service on the combination. Where a combination of two checks in opposite faces, a check and a split, a check and a shake, or a split and a shake may later become a single horizontal shear plane, the sum of the sizes in the combination is restricted to the allowable size of shakes. Where such a combination is not additive in this way, only the largest single characteristic is considered.

5.4.6 Where 2-in. nominal dimension (See Terminology D 9) is to be used in light building construction in which the shear stress is not critical, a more liberal provision on end splits may be made. The size of the split, measured differently than in 5.4.2, is its average length along the length of the piece.

5.4.7 Provisions for shakes, checks, and splits as described in 5.4.1-5.4.6 are applicable to boards if used where shear strength is important.

5.5 Wane is permissible in all grades of bending members as far as strength properties are concerned, but “free from wane” may be specified when required by appearance, connections, bearing, or other factors of use.

5.6 *Specific Gravity Selection:*

5.6.1 Lumber may be selected as dense by grain characteristics for Douglas-fir and southern pine. To be classified dense

the wood shall average on one end or the other of each piece not less than six annual rings per inch (25 mm) and one third or more summerwood (the darker, harder portion of the annual ring) measured on a representative radial line. Pieces that average not less than four annual rings per inch (25 mm) shall be accepted as dense if they average one half or more summerwood. The contrast in color between springwood and summerwood in either case shall be distinct.

5.6.1.1 To ensure a representative radial line, measurement shall be made over a continuous length of 3 in. (76 mm) or as nearly 3 in. (76 mm) as is available. The length shall be centrally located in side-cut pieces. In pieces containing the pith, the measurement may exclude an inner portion of the radius amounting to approximately one quarter of the least dimension of the piece.

5.6.2 Dense material of any species may be selected by methods other than described above, provided that such methods ensure the increases in properties given in 4.2.6.

5.6.2.1 One test that may be used to determine whether the requirements of 5.6.2 are met relative to strength properties is to show that:

$$1.17 EV \leq (A + BG) - 1.645 \sqrt{B^2(s^2) + \text{rms}} \quad (1)$$

where:

EV = 5 % exclusion value of a strength property for the species, as described in Test Methods D 2555.

A and *B* = regression coefficients of strength property versus specific gravity for the species given in Table 7,

G = average specific gravity (based on green volume and oven-dry weight) of the pieces selected as dense by mechanical means,

s = the standard deviation of specific gravity of the pieces selected as dense by mechanical means, and

rms = residual mean square (the square of the standard deviation about regression given in Table 7) associated with the regression for strength property versus specific gravity for the species.

5.6.2.2 One test that may be used to determine whether the requirements of 5.6.2 are met relative to modulus of elasticity is to show that:

$$1.05 \bar{Y} \leq A + BG \quad (2)$$

where:

\bar{Y} = average modulus of elasticity of the species, as given in Test Methods D 2555,

A and *B* = regression coefficients of modulus of elasticity versus specific gravity for the species given in Table 9, and

G = average specific gravity (based on green volume and oven-dry weight) of the pieces selected as dense by mechanical means.

5.6.3 Lumber may be selected as close grain for Douglas-fir from the Coast Region, redwood, and southern pine. To be classified as close grain the wood shall average on one end or the other of each piece not less than 6 nor more than 30 annual rings per inch (25 mm) measured on a representative radial

TABLE 7 Regression Coefficients for Strength Properties Versus Specific Gravity

NOTE 1—These coefficients are extracted from Refs (6) and (7).

Species or Region or Both	Properties														
	Modulus of Rupture			Modulus of Elasticity			Compression Parallel to Grain, max crushing			Shear			Compression Perpendicular to Grain		
	A ^A	B ^A	Standard Deviation from Regression ^B	A ^A	B ^A	Standard Deviation from Regression ^B	A ^A	B ^A	Standard Deviation from Regression ^B	A ^A	B ^A	Standard Deviation from Regression ^B	A ^A	B ^A	Standard Deviation from Regression ^B
Douglas-fir															
Coast	-1757	20 894	572	-259	4036	216	-1087	10 803	403	193	1580	96
Interior west	-1750	20 694	571	-408	4203	215	-1548	11 854	414	174	1669	98
Interior north	-1396	19 783	635	-212	3631	208	-905	9797	360	184	1711	94
Interior south	25	15 679	576	151	2346	171	21	7174	369	18	2171	118
White fir	-277	16 650	588	-226	3770	183	-854	10 200	265	306	1223	56
Cal. red fir	57	15 993	562	179	2759	240	-267	8411	286	287	1336	134
Grand fir	2516	9591	538	697	1650	148	991	5623	269	218	1505	72
Pacific silver fir	-1861	21 086	447	109	3343	169	-568	9459	227	70	1725	56
Noble fir	-1148	19 518	487	-588	5253	214	-1285	11 467	272	275	1408	122
Western hemlock	-365	16 623	637	214	2597	218	-764	9804	329	221	1529	67
Western larch	1004	13 905	742	726	1534	237	-31	7921	414	294	1204	61
Black cottonwood	352	14 269	815	263	2580	176	484	5396	308	52	1761	69
Southern Pine															
Loblolly	-1318	18 287	717	-317	3648	258	-967	9501	354	224	1359	86	-150	1191	98
Longleaf	-986	17 609	811	-281	3453	216	-466	8851	485	298	1365	91	-135	1124	133
Shortleaf	67	15 682	851	227	2472	237	-300	8141	383	-34	1999	73	24	644	101
Slash	47	16 152	551	198	2492	252	778	5690	423	391	1070	110	57	874	143

^ACoefficients in the relation $Y = A + BX$ where Y = mechanical property (in 1000 psi for MOE; in psi for all others) and X = specific gravity.^BThe standard deviation from regression is a measure of dispersion about the regression, representing the standard deviation of property about the line at any choice of specific gravity. This parameter is often called the standard error of estimate. Units are in psi except MOE, which is in 1000 psi.

line. To ensure a representative radial line, measurement shall be made as in 5.6.1.1. Pieces averaging at least 5 or more than 30 rings per inch shall be accepted as close-grained if the measurement shows one third or more summerwood. Visually selected close-grained redwood shall average in one piece not less than 8 nor more than 40 annual rings per inch.

5.6.4 Close-grained wood of any species may be selected by methods other than described above, provided that such methods ensure the increases in properties given in 4.2.6.

5.6.4.1 One test that may be used to determine whether the requirements of 5.6.4 are met is to show that:

$$1.07 EV \leq (A + BG) - 1.645 \sqrt{B^2(s^2) + rms} \quad (3)$$

where the symbols have the meaning given in 5.6.2.1.

5.6.5 It is advisable to reject exceptionally lightweight pieces from the highest grades. For the softwoods with pronounced summerwood, selection for medium grain serves this purpose. Medium-grained wood shall average on one end or the other of each piece not less than four annual rings per inch (25 mm), measured on a representative radial line. To ensure a representative radial line, measurement shall be made as in 5.6.1.1.

6. Allowable Properties for Timber Design

6.1 *Principles of Determination of Allowable Properties*—Test Methods D 2555 provide information on clear wood property values and their variation. From these values, allowable properties are obtained for green lumber, according to the permitted growth characteristics as discussed in Sections 4 and 5. The allowable properties are based on normal loading duration, and the assumption that design loads are realistic and that each member carries its own load. Allowable properties can be determined for individual species or groups of species. The allowable modulus of elasticity and compression perpendicular-to-grain stress are intended to be average values for the species group and stress grade; the other allowable stresses are intended to be less than the stress permissible for 95 % of the pieces in a species group and stress grade. In other words, most allowable stresses are based on the concept of a 5 % exclusion limit.

6.1.1 Allowable property values shall be rounded to the nearest value having increments as shown below, after all adjustments in the allowable properties have been made.

Bending Tension parallel to grain Compression parallel to grain	}	{	nearest 50 psi (340 kPa) for allowable stress of 1000 psi (6.9 MPa) or greater
			nearest 25 psi (170 kPa) otherwise
Horizontal shear Compression perpendicular to grain	}	{	nearest 5 psi (34 kPa)
Modulus of elasticity			nearest 100 000 psi (69 GPa)

The rounding rules of Practice E 380, 4.2, shall be followed.

6.2 The 5 % exclusion limit for bending strength, tensile strength parallel to grain, compressive strength parallel to grain, and horizontal shear strength for clear straight-grained wood in the green condition shall be obtained for any species or group of species from Test Methods D 2555. These properties when divided by the factors given in Table 8 give the

TABLE 8 Adjustment Factors to Be Applied to the Clear Wood Properties

	Bending Strength	Modulus of Elasticity in Bending	Tensile Strength Parallel to Grain	Compressive Strength Parallel to Grain	Horizontal Shear Strength	Proportional Limit and Stress at Deformation in Compression Perpendicular to Grain
Softwoods	2.1	0.94	2.1	1.9	2.1	1.67
Hardwoods	2.3	0.94	2.3	2.1	2.3	1.67

respective allowable design properties for clear straight-grained wood. The factors include an adjustment for normal duration of load and a factor of safety.

6.2.1 The average green modulus of elasticity, proportional limit in compression perpendicular to grain, and stress in compression perpendicular to grain at 0.04-in. (1-mm) deformation shall be obtained for any species or group of species from Test Methods D 2555. The properties shall be divided by the factors given in Table 8. The factor for modulus of elasticity adjusts the modulus from a span-depth ratio of 14 to a span-depth ratio of 21 and an assumed uniform loading. The factor for the proportional limit stress in compression perpendicular to grain and for stress in compression perpendicular to grain at a deformation is an adjustment for the most limiting ring position (8).

6.2.2 As an alternative to 6.2.1, the modulus of elasticity of lumber grades may be determined by a comprehensive survey of material in the finished condition of manufacture. The objective of a survey is to measure with acceptable precision the average modulus of any grade or classification of lumber, and should also provide detail on the variability of the modulus. Appropriate correlations for orientation in use and span-depth ratios shall be applied to the survey data. The survey shall be representative of the entire output of the grade for any species or commercial species group. Sampling should conform to the requirements of Practice E 105. In addition, it should allow for analysis of all significant sources of variation, such as moisture content, density, geographic location, and grade quality. The lumber shall be tested in a fashion sufficient to give a modulus free from measurable shear deflections (see Note 3). At least two increments of load shall be applied, and loads and deflections shall be measured to an accuracy of at least three significant digits. The report of a survey shall demonstrate that the requirements of this paragraph have been met.

NOTE 3—One method of testing 2-in. nominal thickness lumber to give a modulus of elasticity free from measurable shear deflections is to test pieces 8 ft (24.4 m) long or longer flatwise over supports placed 6 in. (152 mm) from the ends, with equal loads placed 18 in. (457 mm) on either side of the center.

6.2.3 Proportional limit stresses in compression perpendicular to the grain apply to bolted and other mechanically fastened wood joints. When compression perpendicular to grain is used

as a measure of bearing deformation, compression perpendicular stress at 0.04-in. (1-mm) deformation is applicable. To adjust for a lower deformation level, the following equation may be used.

$$Y_{02} = 0.73 Y_{04} + 5.60 \quad (4)$$

where:

Y_{02} = mean stress at 0.02-in. (0.5-mm) deformation, and
 Y_{04} = mean stress at 0.04-in. (1-mm) deformation.

6.3 The properties obtained as described in 6.2 shall be further modified according to the permitted characteristics in any stress grade. This is done by multiplying the properties by the appropriate strength ratios, expressed as decimals, from 4.2. These calculations yield allowable properties for each piece of lumber in a stress grade, in the green condition and under an assumed normal duration of load.

7. Modification of Allowable Properties for Design Use

NOTE 4—The principal modifications made in design properties are summarized in Table 9. It is assumed to be the final responsibility of the designing engineer to relate design assumptions and allowable properties, and to make modifications of the allowable properties for seasoning and duration of load to fit a particular use. These modifications are often subject to the requirements of a building code. This section contains some recommended modification criteria.

7.1 Moisture Content:

7.1.1 The strength and stiffness of wood increases as its moisture content decreases below the fiber saturation point, however, for sizes thicker than 4 in. nominal these increases may be offset to varying extent by the shrinkage and seasoning

defects that occur. For these reasons the modifications, shown in Table 10, of allowable properties are applicable to lumber 4 in. nominal or less in thickness when it is at a maximum moisture content of 19 % or 15 % and which will not exceed these maximum moisture contents in use and providing they are related to the net dimensions (see Note 5) at these maximum moisture contents. In addition the increases applicable to 15 % maximum moisture content apply only to lumber when manufactured at 15 % or lower moisture content. The increases for horizontal shear apply only to lumber that is at these maximum moisture contents at the time of manufacture (Note 6). The seasoning adjustments in Table 10 do not apply to lumber that will be above 19 % maximum moisture in use.

NOTE 5—For lumber 4 in. nominal or less in thickness which is surfaced unseasoned, and seasons to 19 % maximum moisture content, the effect of shrinkage may be accounted for by surfacing oversize or by using lesser increases for seasoning in allowable stress in bending, tension parallel to grain, compression parallel to grain and modulus of elasticity.

NOTE 6—A batch of lumber with a maximum moisture content of 19 % is assumed to have an average moisture content of 15 % and a batch of lumber with a maximum moisture content of 15 % is assumed to have an average moisture content of 12 %.

7.1.2 The increases in allowable properties given in Table 10 at 15 % maximum moisture content, when divided by 100 and added to 1, shall not exceed the ratio of dry to green clear wood properties as given in Test Methods D 2555. If the values obtained from Test Methods D 2555 are used at 15 % maximum moisture content, the corresponding values at 19 % maximum moisture content shall be obtained as follows:

$$\text{Percentage increase} = 100K (R_{15} - 1) \quad (5)$$

where:

R_{15} = ratio of dry to green clear wood property as given in Table X1 of Test Methods D 2555,

K = 0.7143 for bending, 0.7000 for modulus of elasticity, 0.7143 for tension parallel to grain, 0.6667 for compression parallel to grain, 1.000 for compression perpendicular to grain, and 0.6154 for horizontal shear.

7.1.3 For sizes thicker than 4 in. nominal, the increase from drying is significant in all grades of compression members. An increase of 10 % above allowable stress values for green lumber based on net size at the time of manufacture for

TABLE 9 Modification of Properties by Grade and Use Factors^{AB}

Kind of Allowable Stress	Size Classification	Allowable Stress Modified by:				
		Grade	Rate of Growth	Density	Seasoning	Duration of Load
1	2	3	4	5	6	7
Extreme fiber in bending and tension parallel to grain	stress rated dimension lumber	yes	yes	yes	yes	yes
	beams and stringers	yes	yes	yes	no	yes
	posts and timbers	yes	yes	yes	no	yes
Horizontal shear	all sizes	yes	no	no	yes	yes
Compression perpendicular to grain	all sizes	no	yes	yes	yes	no ^C
Compression parallel to grain	all sizes	yes	yes	yes	yes	yes
Modulus of elasticity	all sizes	yes	no	yes	yes	no

^AModification for grade (column 3) is accomplished by application of the strength ratio. Modifications in the allowable properties for rate of growth and density (columns 4 and 5) are shown in 5.6 for the appropriate species. Modifications for seasoning and duration of load (columns 6 and 7) are to be made by the designer to fit the particular conditions for which the design is made.

^BSee 7.4 for a discussion of possible adjustments of working stress for decay hazard.

^CDuration of load modification applies when calculating proportional limit stress in compression perpendicular to grain.

TABLE 10 Modification of Allowable Stresses for Seasoning Effects for Lumber 4 in. and Less in Nominal Thickness (9)^A

Property	Percentage Increase in Allowable Property Above That of Green Lumber When Maximum Moisture Content is	
	19 %	15 %
Bending	25	35
Modulus of elasticity	14	20
Tension parallel to grain	25	35
Compression parallel to grain	50	75
Horizontal shear	8	13
Compression perpendicular to grain	50 ^A	50 ^A

^AThe increase in compression perpendicular to grain is the same for all degrees of seasoning below fiber saturation since the outer fibers which season rapidly have the greatest effect on this strength property regardless of the extent of the seasoning of the inner fibers.

compression members of all lengths may be taken for drying regardless of grade. Care must be taken in applying this increase that the compression member is sufficiently seasoned before full load is applied.

7.1.4 An increase of 2 % in modulus of elasticity based on net size at the time of manufacture may be taken for sizes thicker than 4 in. nominal providing the lumber is seasoned to a substantial depth before full load is applied. Care should be taken in applying this increase that an appreciable seasoning of the outer fibers has taken place before full load is applied.

7.2 Size Factors:

7.2.1 The bending stress obtained from 5.2 is based on an assumed 2-in. (51-mm) depth. To adjust the stress to other sizes, multiply it by the factor, *F*, taken from (10):

$$F = (2/d)^{1/9} \quad (6)$$

where *d* = net surfaced depth. This formula is based on an assumed center load and a span to depth ratio of 14.

7.2.2 Allowable stresses for compression parallel to grain apply to posts, columns, or struts whose length is fully supported against lateral buckling.

7.3 Duration of Load:

7.3.1 Allowable stresses derived by these methods are applicable to the condition of normal loading. Normal load duration contemplates fully stressing a member to the allowable stress by the application of the full maximum design load for a duration of approximately 10 years either continuously or cumulatively or the application of 90 % of this full maximum load continuously throughout the remainder of the life of the structure, or both, without encroaching on the factor of safety.

7.3.2 For other durations of load than normal loading, allowable stresses may be modified using Fig. 6. This figure is supported by studies in bending (11, 12). Limited supporting data suggest the same relationship may be used for the other allowable stresses. However, the curve is not exact, and precise interpretations from it should not be made.

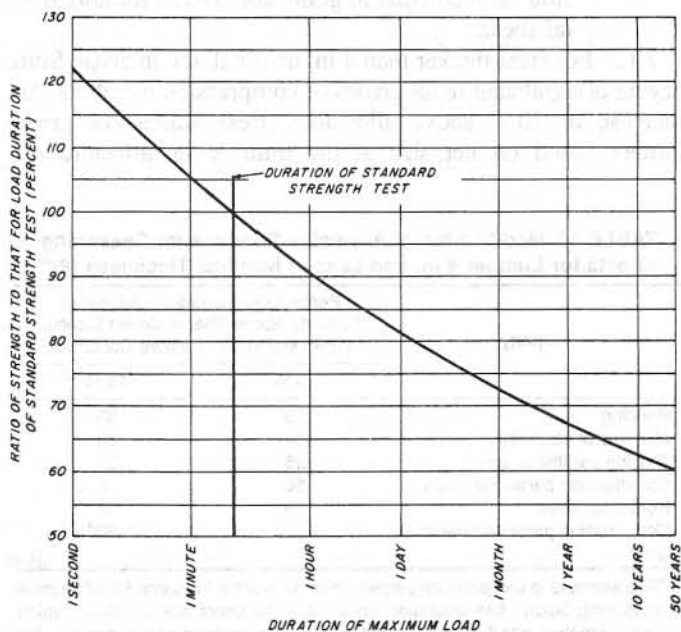


FIG. 6 Relation of Strength to Duration of Load

7.3.3 Modulus of elasticity, when used as a measure of deflection or deformation, does not change with time. When used in calculating safe loads for column buckling, a reduction factor 2.74 shall be applied to the modulus of elasticity value. No adjustment for duration of load shall be made when determining allowable loads for a column limited by buckling.

7.3.4 Wood under continuing load takes on a deformation known as plastic flow, usually very slow but persistent over long periods of time. Deflection of this nature occurring in timbers acting as beams is sometimes known as "set" or "sag." The allowable stress adjustments in 6.2 and 7.3.2 provide for safe stresses under these circumstances. However, it is necessary, where deformation or deflection under long periods of loading must be limited in amount, to provide extra stiffness. This can be done by doubling any dead or long-time loads when calculating deformation, by setting an initial deformation limit at half the long-time deformation limit, or by using one half of the recommended value of modulus of elasticity in calculating the immediate deformation. In any case, it is to be understood that the recommended values for modulus of elasticity will give the immediate deflection of a beam, and that this will increase under long-continued load. The increase may be somewhat greater where the timber is subjected to varying temperature and moisture conditions than where the conditions are uniform.

7.3.5 A study of the continuing increase of deformation may be used to evaluate the safety of heavily stressed timbers. A deformation continuing to increase, but at a decreasing rate, even after a very long period of time, does not presage failure. On the other hand, deformation continuing to increase at a uniform rate may be a danger signal, and when the increase begins to accelerate, failure is imminent.

7.3.6 Allowable stress values may be increased 100 % for occasional impact, provided that the resulting sizes of structural members are safe also for any static loads on the structure.

7.3.7 Where stress in compression perpendicular to grain at 0.04 in. (1 mm) or other deformation level is used as a measure of bearing deformation, such stresses shall not be modified for duration of load.

7.4 Aging—Normal aging effects in old timbers may include seasoning, weathering, or chemical change, in addition to the effect from duration of load. In the absence of deteriorating influences such as decay, these additional aging effects are structurally unimportant. Strength tests of old timbers from a number of sources have shown that wood does not deteriorate appreciably in strength or stiffness from age alone for periods of 100 years or more. Old lumber may be appraised with respect to its species, grade, and condition. Where the condition is good, and no evidence of decay or other specific deteriorating influence appears, old lumber may be given the same working stress values as those for new lumber of equivalent species and grade.

7.5 Decay:

7.5.1 Since there is no satisfactory way of numerically appraising the effect of decay on the strength of wood, decay is excluded from most structural grades. No allowable stress can be assigned with assurance to timber containing decay. Decay confined to knots and not present in wood surrounding them

may be permitted in some structural grades. Limited decay of pocket-type may be permitted in the lower dimension grades. Structural lumber exposed to the hazard of decay should be inspected at frequent and regular intervals. If decay is detected in or near highly stressed areas, the member should be replaced. Special attention given to such features as drainage and ventilation will help reduce or eliminate the necessity of removing lumber because of decay. Treated wood or the heartwood of species of high natural decay resistance should be used to prolong the life and eliminate the need for expensive replacements wherever conditions are favorable to decay.

7.6 Treated Wood:

7.6.1 It may be necessary in establishing allowable working stresses for preservative treated timber to take into account possible reductions in strength that may result from the high temperatures and pressures used for conditioning of wood at a high moisture content under approved methods of treatment. Results of tests of treated timber show reduction in stress in extreme fiber in bending and in compression perpendicular to grain ranging from a few percent up to 25 %, depending on the treating conditions. Compression parallel to grain is affected less and the modulus of elasticity very little. The effect on resistance to horizontal shear can be estimated by inspection for shakes and checks after treatment. Incising to increase retention of treatment may have an adverse effect on strength.

7.6.2 These reductions in strength can be minimized by restricting temperatures, heating periods, and pressures as much as is consistent in obtaining the absorption and penetration required for proper treatment.

7.6.3 Where structural design with treated timbers is on a conservative basis, any initial loss of strength from treatment is balanced against the progressive loss of strength of untreated wood with the incidence of decay.

7.7 *Temperature*—Allowable properties are applicable to lumber used under ordinary ranges of temperature. Occasional exposures up to about 150°F (65.6°C) and longer exposures up to about 125°F (51.7°C) are provided for. Special allowance should be made for lumber subjected to abnormally high temperature, particularly for long periods of time.

7.8 *Bearing Areas*—Allowable stresses are unit values that generally do not vary with the area loaded. In compression perpendicular to grain, however, there is a supporting action of fibers adjoining the loaded area that has the effect of increasing allowable unit stresses on small bearing areas. The values for compression perpendicular to grain apply to bearings 6 in. (152 mm) or more in length located anywhere in the length of a structural member and to bearings of any length located at the ends of beams or joists. For bearings shorter than 6 in. (152 mm) or for round bearing areas (as under washers) of the same diameters, if located 3 in. (76 mm) or more from the end of a member, the stresses may be increased in accordance with the following factors:

Length of Diameter of Bearing Area, in.	Adjustment Factor
1/2	1.75
1	1.38
1 1/2	1.25
2	1.19
3	1.13
4	1.10

6 or more

1.00

7.9 Multiple-Member Systems:

7.9.1 In many constructions, three or more load-carrying members such as joists, rafters, studs, or decking are contiguous or are spaced not more than 24 in. in frame construction and are joined by transverse floor, roof, or other load distributing element. Tests demonstrate that the interaction of such assemblies provides load-carrying capacity and stiffness of the assembly that are greater than the capacity predicted by these methods for the sum of the individual members. An increase in bending stress of 15 % for members used in such systems is therefore recommended as a design consideration.

7.9.2 A transverse distributing element is considered to be any adequate system that is designed or has been proven by experience to transmit the design load to adjacent members spaced as described in 7.9.1 without displaying structural weakness of unacceptable deflection. Subflooring, flooring, sheathing, or other covering elements and nail gluing or tongue and groove joints, and through nailing generally meet these criteria.

8. Example of Stress-Grade Development

8.1 This example is for dimension lumber for light building construction 1 1/2 in. (38 mm) thick and 5 1/2 in. (140 mm) wide, at 19 % maximum moisture content, and of a fictitious soft-wood species. It is desired to achieve a strength ratio in bending of 60 %, in compression parallel to grain of 65 %, and in shear of 50 %. It is desired to calculate compression perpendicular to grain both as proportional limit and as stress at a deformation.

8.1.1 Table 11 gives the limiting characteristics that will provide these strength ratios. Based on the tabulated values, the limiting provisions for this grade and size are:

- 8.1.1.1 Slope of grain no more than 1 in 10,
- 8.1.1.2 Knots on narrow face no larger than 3/4 in. (19 mm),
- 8.1.1.3 Knots at centerline of wide face no larger than 2 1/2 in. (29 mm),
- 8.1.1.4 Knots at edge of wide face no larger than 1 3/8 in. (35 mm),
- 8.1.1.5 Sizes of shakes and checks set independently of strength ratio.

TABLE 11 Example of Selection of Limiting Characteristics

Property	Limiting Characteristic	Strength	
		Ratio, %	From Table
Bending	narrow face knot = 3/4 in. (19 mm)	62	2
	knot on centerline of wide face = 2 3/8 in. (60 mm)	60	3
	knot at edge of wide face = 1 3/8 in. (35 mm)	60	4
	slope of grain 1 in 10	61	1
Compression strength parallel to grain	knot on any face = 2 1/2 in. (54 mm)	65	3
	slope of grain 1 in 8	66	1
Shear	size of shake or check = 1/2 in. (13 mm)	50	
	length of end split = 4 1/8 in. (105 mm)	50	

TABLE 12 Allowable Properties for the Sample Stress-Grade

Property in	Clear Wood Strength Value, psi (kPa)	Adjustment Factor	Strength Ratio ÷ 100	Seasoning Adjustment	Special Factors	Allowable Property, ^A psi (kPa)
Bending	4 432 (30 560)	1/2.1	0.60	1.25	0.89	1 400 (9 310)
Compression parallel to grain	2 174 (14 999)	1/1.9	0.65	1.50		1 100 (7 580)
Horizontal shear	576 (3 970)	1/2.1	0.50	1.08		150 (1020)
Tension parallel to grain	4 432 (30 560)	1/2.1	0.60 × 0.55	1.25		850 (5 860)
Modulus of elasticity	1 304 000 (8 991 080)	1/0.94	1.00	1.14		1 580 000 (10 894 100)
Compression perpendicular ^B	282 (1 940)	1/1.67	1.00	1.50		255 (1 745)
perpendicular ^C	491 (3 390)	1/1.67	1.00	1.50		440 (3 040)

^AObtained by multiplying together the 5 preceding columns.
^BCompression perpendicular to grain for proportional limit stress.
^CCompression perpendicular to grain at 0.04 in. (1 mm) deformation.

8.1.2 For this grade, a complete complement of allowable properties have been developed, and are given in Table 12.

9. Keywords

9.1 lumber; solid sawn structural lumber; structural grades; visually graded; wood

APPENDIX

(Nonmandatory Information)

X1. FORMULAS FOR DETERMINING STRENGTH RATIOS CORRESPONDING TO VARIOUS KNOT SIZES AND WIDTH OF FACE FOR BEAMS AND STRINGERS, DIMENSION LUMBER AND POSTS AND TIMBERS

NOTE X1.1—The strength ratios given in Table 2, Table 3, and Table 4 have been computed using the formulas given herein.

any point in the length of the piece. Strength ratios are for stress in extreme fiber in bending.

(2) Compression with knots at any point on any face. Strength ratios are for stress in compression parallel to grain.

In the following formulas:

- b* = actual narrow face width, in.,
- h* = actual wide face width, in.,
- k* = knot size, in.,
- w* = check width, in.,
- l* = split length, and
- S* = strength ratio, %

Limitations Formula

S ≥ 45 %;
 6 in. (152 mm) ≤ *h* ≤ 12 in. (305 mm) *S* = 100 [1 - $\frac{k - (1/24)}{h + (1/2)}$]

S ≥ 45 %; *h* < 6 in. (152 mm) *S* = 100 [1 - $\frac{k - (1/24)}{h + (3/8)}$]

S ≥ 45 %; *h* > 12 in. (305 mm) *S* = 100 [1 - $\frac{k - (1/24)}{\sqrt{12(h + (1/2))}}$]

S < 45 %; *h* ≤ 12 in. (305 mm) *S* = 100 [1 - $\frac{k - (1/24)}{h}$]

S < 45 %; *h* > 12 in. (305 mm) *S* = 100 [1 - $\frac{k - (1/24)}{\sqrt{12h}}$]

X1.1 Formulas for Strength Ratios Corresponding to Various Combinations of Size of Knot and Width of Narrow Face

NOTE X1.2—These formulas cover bending members with knots on narrow face within middle one third of length of piece. Strength ratios are for stress in extreme fiber in bending.

Limitations Formula

S ≥ 45 %; *b* ≥ 6 in. (152 mm) *S* = 100 [1 - $\frac{k - (1/24)}{\sqrt{6(b + (1/2))}}$]

S ≥ 45 %; *b* < 6 in. (152 mm) *S* = 100 [1 - $\frac{k - (1/24)}{b + (3/8)}$]

S < 45 % *S* = 100 [1 - $\frac{k - (1/24)}{b}$]

X1.2 Formulas for Strength Ratios Corresponding to Various Combinations of Size of Knot and Width of Wide Face

NOTE X1.3—These formulas cover:
 (1) Bending members with knots along the center line of wide face at

X1.3 Formulas for Strength Ratios Corresponding to Various Combinations of Size of Knot and Width of Wide Face

NOTE X1.4—These formulas cover bending members with knots at edge of wide face within middle one third of length of piece. Strength ratios are for stress in extreme fiber in bending.

Limitations Formula

6 in. (152 mm) ≤ *h* ≤ 12 in. (305 mm) *S* = 100 [1 - $\frac{k - (1/24)}{h + (1/2)}$]²

S ≥ 45 %; *h* < 6 in. (152 mm) *S* = 100 [1 - $\frac{k - (1/24)}{h + (3/8)}$]²

Limitations
 $S \geq 45\% ; h > 12 \text{ in. (305 mm)}$
Formula

$$S = 100 \left[1 - \frac{k - (1/24)}{\sqrt{12(h + (1/2))}} \right]^2$$

Limitations
 $S < 45\% ; h \leq 12 \text{ in. (305 mm)}$
 $S < 45\% ; h > 12 \text{ in. (305 mm)}$
Formula

$$S = 100 \left[1 - \frac{k - (1/24)}{\sqrt{12h}} \right]^2$$

REFERENCES

- (1) Forest Products Laboratory, "Wood Handbook: Wood as an Engineering Material," *Agriculture Handbook 72*, Washington, DC: U.S. Department of Agriculture; rev. 1987.
- (2) Wilson, T. R. C., "Guide to the Grading of Structural Timbers," *Miscellaneous Publication 185*, XAMPA, U.S. Department of Agriculture, 1934.
- (3) Wilson, T. R. C., "Effect of Spiral Grain on the Strength of Wood," *Journal of Forestry*, JFUSA, Vol XIX, No. 7, 1921, pp. 1-8.
- (4) Doyle, D. V., and Markwardt, L. J., "Tension Parallel-to-Grain Properties of Southern Pine Dimension Lumber," *Research Paper FPL 84*, XAFLA, U.S. Forest Products Laboratory, 1967.
- (5) Wood, L. W., "Strength Grading by Rules for Density and Close Grain," *Report No. 1797*, XAFRA, U.S. Forest Products Laboratory, 1951.
- (6) "Western Wood Density Survey; Report No. 1," *Research Paper FPL 27*, U.S. Forest Products Laboratory, 1965.
- (7) "Properties of Major Southern Pines: Part I- Wood Density Survey, Part II - Structural Properties and Specific Gravity," *Research Paper FPL 176-177*, Revised 1975, U.S. Forest Products Laboratory, 1975.
- (8) Bendtsen, B. A. and Galligan, W. L., "Modeling the Stress-Compression Relationships in Wood in Compression Perpendicular to Grain," *Forest Products Journal*, Vol 29, No. 2, 1979, pp. 42-48.
- (9) Green, David W., Evan, James W., "Evolution of Standardized Procedures for Adjusting Lumber Properties for Change in Moisture Content," Gen. Tech. Rep. FPL-GTR-127, U.S. Department of Agriculture, Forest Service; Forest Products Laboratory, Madison, WI, 2001, 50 pp.
- (10) Bohannon, B., "Effect of Size on Bending Strength of Wood Members," *Research Paper FPL 56*, XAFLA, U.S. Forest Products Laboratory, 1966.
- (11) Keeton, J. R., "Dynamic Properties of Small Clear Specimens of Structural Grade Timber," *Technical Report R573*, California Naval Civil Engr. Laboratory, 1968.
- (12) Wood, L. W., "Relation of Strength of Wood to Duration of Load," *Report No. 1916*, XAFRA, U.S. Forest Products Laboratory, 1951.

ASTM International takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM International Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, at the address shown below.

This standard is copyrighted by ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (www.astm.org).

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
ESTRUCTURAS DE MADERA**

ÍNDICE

Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera

DEFINICIONES

NOTACIÓN.....

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

1.2 Unidades.....

1.3 Clasificación estructural

1.4 Dimensiones.....

1.5 Contenido de humedad.....

1.6 Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas

1.7 Cargas vivas concentradas para diseño de pisos de madera

2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

2.1 Métodos de diseño

2.2 Valores especificados de resistencias y rigideces

2.3 Factores de resistencia

2.4 Valores modificados de resistencias y rigideces

2.4.1 Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada

2.4.2 Factores de modificación para uniones

2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera

2.6 Encharcamiento en techos planos

3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA

3.1 Miembros en tensión

3.2 Miembros bajo cargas transversales.....

3.2.1 Requisitos generales.....

3.2.1.1 Claro de cálculo.....

3.2.1.2 Recortes

3.2.2 Resistencia a flexión

3.2.3 Estabilidad lateral

3.2.3.1 Requisitos generales.....

3.2.3.2 Cálculo del factor de estabilidad lateral, ϕ

3.2.4 Resistencia a cortante.....

3.2.4.1 Sección crítica

3.2.4.2 Resistencia a cortante de diseño

3.2.4.3 Factor de recorte, K_r

3.3 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión

3.3.1 Requisito general

3.3.2 Resistencia a carga axial

3.3.3 Efectos de esbeltez

3.3.3.1 Longitud sin soporte lateral.....

3.3.3.2 Longitud efectiva.....

3.3.3.3 Limitaciones

3.3.4 Fórmula de interacción para flexión uniaxial

3.3.5 Determinación del momento amplificado en miembros restringidos lateralmente.....

3.3.6 Momentos en los extremos.....

3.3.7 Momentos debidos a encorvadura

3.3.8 Fórmula de interacción para flexión biaxial

3.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión.....

3.4.1 Momento uniaxial y tensión

3.4.2 Momento biaxial y tensión

3.5 Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°

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

3.5.2 Efecto del tamaño de la superficie de apoyo

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

4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

4.1 Requisitos del material

4.2 Orientación de los esfuerzos

4.3 Resistencia a carga axial

4.3.1 Resistencia a tensión.....

4.3.2 Resistencia a compresión.....

4.3.3 Resistencia a tensión o compresión a un ángulo θ con la fibra de las chapas exteriores

4.4 Placas en flexión

4.4.1 Flexión con cargas normales al plano de la placa 71

4.4.2 Flexión con cargas en el plano de la placa.....

4.5 Resistencia a cortante

4.5.1 Cortante en el plano de las chapas debido a flexión.....

4.5.2 Cortante a través del grosor

4.6 Aplastamiento.....

5. DEFLEXIONES

5.1 Madera maciza

5.2 Madera contrachapada

6. ELEMENTOS DE UNIÓN.....

6.1 Consideraciones generales.....

6.1.1 Alcance

6.1.2 Resistencia a cortante

6.2 Clavos.....

6.2.1 Alcance

6.2.2 Configuración de las uniones

6.2.3	Dimensionamiento de uniones clavadas con madera maciza	7.5	Pendiente mínima de los techos.....
6.2.3.1	Resistencia lateral	7.6	Tolerancias.....
6.2.3.2	Resistencia a extracción de clavos lancers	7.7	Transporte y montaje
6.2.4	Dimensionamiento de uniones clavadas con madera contrachapada.....	8.	RESISTENCIA AL FUEGO.....
6.3	Pernos y pijas.....	8.1	Medidas de protección contra fuego.....
6.3.1	Requisitos comunes	8.1.1	Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera.....
6.3.1.1	Contacto entre las piezas unidas	8.1.2	Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos.....
6.3.1.2	Agujeros	8.1.3	Características de quemado superficial de los materiales de construcción
6.3.1.3	Grupos de elementos de unión	8.2	Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones.....
6.3.1.4	Rondanas	8.2.1	Diseño de elementos estructurales aislados
6.3.2	Requisitos particulares para pernos.....	8.2.2	Ejecución de uniones.....
6.3.2.1	Consideraciones generales.....	REFERENCIAS.....	
6.3.2.2	Grosos efectivos de las piezas	APENDICE A – PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCIÓN PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA.....	
6.3.2.3	Espaciamiento entre pernos	A.1	Aplicación
6.3.3	Resistencia de uniones con pernos	A.2	Propiedades de la sección
6.3.3.1	Resistencia lateral.....		
6.3.3.2	Resistencia a cargas laterales y axiales combinadas		
6.3.4	Requisitos particulares para pijas		
6.3.4.1	Consideraciones generales.....		
6.3.4.2	Colocación de las pijas en las uniones		
6.3.4.3	Penetración de las pijas		
6.3.5	Resistencia de uniones con pijas.....		
6.3.5.1	Resistencia a la extracción		
6.3.5.2	Resistencia lateral.....		
6.4	Uniones con placas dentadas o perforadas.....		
6.4.1	Consideraciones generales.....		
6.4.2	Dimensionamiento.....		
7.	EJECUCIÓN DE OBRAS.....		
7.1	Consideraciones generales		
7.2	Normas de calidad		
7.3	Contenido de humedad.....		
7.4	Protección a la madera.....		

Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera

DEFINICIONES

Columnas o postes

Elementos estructurales sometidos esencialmente a cargas de compresión y que actúan en forma aislada por tener gran separación entre sí.

Coníferas

También llamadas gimnospermas. Árboles de hoja perenne en forma de aguja con semillas alojadas en conos. Su madera está constituida esencialmente por un tipo de células denominadas traqueidas.

Contenido de humedad

Peso del agua en la madera expresada como un porcentaje del peso de la madera anhidra.

Contenido de humedad en equilibrio

Contenido de humedad que alcanza la madera en condiciones estables de humedad relativa y temperatura.

Cubierta

Duelas, tablas o placas de madera contrachapada que forman parte de sistemas de piso o techo y se apoyan sobre elementos de madera poco espaciados.

Chapa

Capa delgada de madera obtenida al desenrollar una troza en un torno especial o por rebanado de una troza.

Peso específico (Densidad)

Peso por unidad de volumen. En el caso de la madera debe especificarse el contenido de humedad al que se determinaron el peso y el volumen.

Peso específico básico (Densidad relativa o básica)

Peso anhidro de la madera dividido entre su volumen saturado ya que es la relación del peso específico de la madera y el peso específico del agua que es igual a la unidad en el sistema métrico.

Factor de modificación de resistencia

Factor que toma en cuenta el efecto que tiene sobre la resistencia alguna variable como la duración de carga, el contenido de humedad, el tamaño de la superficie de apoyo y otras.

Factor de resistencia

Factor, F_R , aplicado a la resistencia de un miembro o conexión que toma en cuenta la variabilidad de las dimensiones, las propiedades del material, la calidad de la mano de obra, el tipo de falla y la incertidumbre en la predicción de resistencia.

Fibra

Término utilizado para designar al conjunto de los elementos celulares constitutivos de la madera.

Forro

Sinónimo de cubierta.

Latifoliadas

También llamadas angiospermas. Árboles de hoja ancha que producen sus semillas dentro de frutos. Su madera está constituida por células denominadas vasos, fibras y parénquima.

Madera clasificada estructuralmente

Madera clasificada de acuerdo con la Norma Mexicana correspondiente: para madera de coníferas se aplica la norma NMX-C-239 y para el caso de madera de latifoliadas, la norma NMX-C-409-ONNCCE.

Madera contrachapada

Placa compuesta de un conjunto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en la cual las chapas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicular entre sí.

Madera húmeda

Madera aserrada cuyo contenido de humedad es mayor que 18 por ciento.

Madera seca

Madera aserrada con un contenido de humedad igual o menor que 18 por ciento.

Orientación de las fibras

Disposición de las fibras con respecto al eje longitudinal del tronco del árbol, cuya dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

Pies derechos

Piezas ligeras de sección rectangular que generalmente forman parte de sistemas de muros.

Sistema de carga compartida

Construcción compuesta de tres o más miembros esencialmente paralelos espaciados 610 mm o menos, centro a centro, de tal manera arreglados o conectados que comparten las cargas que actúan sobre el sistema. La resistencia de estos sistemas se modifica por el factor de modificación K_c .

Sistema de piso ligero

Construcción formada por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 810 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavada u otro material que proporcione una rigidez equivalente. A estos sistemas se les aplican cargas concentradas definidas en el Reglamento.

Valor especificado de resistencia

Resistencia básica especificada en esta Norma para el cálculo de la resistencia de diseño.

Valor modificado de resistencia

El producto del valor especificado de resistencia por el factor de resistencia y los factores de modificación de la resistencia.

Vigas

Elementos de madera sometidos a flexión que actúan en forma aislada por tener una separación grande y no estar unidos por un material de cubierta que les permita compartir la carga.

Viguetas

Elementos ligeros de madera sometidos a flexión y que están colocados a distancias cortas (menores que 1.22 m) entre sí, unidos por una cubierta de duelas, o madera contrachapada.

NOTACIÓN

A área total de la sección, mm^2 (cm^2)

A_1 área efectiva de la sección transversal de las chapas en la dirección considerada, mm^2 (cm^2)

A_a área de la superficie de apoyo por aplastamiento, mm^2 (cm^2)

A_l superficie de apoyo de la pija igual a $D l_p$, mm^2 (cm^2)

A_m área bruta del elemento principal, mm^2 (cm^2)

A_n área neta del elemento igual a A_m menos el área proyectada del material eliminado para conectores o cualquier otro tipo de corte, mm^2 (cm^2)

A_s suma de las áreas brutas de las piezas laterales, mm^2 (cm^2)

b ancho de la sección transversal, mm (cm)

C factor para obtener los valores efectivos de propiedades geométricas de madera contrachapada (tabla A.1)

CH contenido de humedad (sección 1.5)

C_k factor de esbeltez crítico (sección 3.2.3.2)

C_m factor de corrección por condición de apoyo para la determinación del momento amplificado (sección 3.3.5)

C_s factor de esbeltez (sección 3.2.3.2)

D diámetro del conector, mm (cm)

D_o diámetro o lado de la rondana (tabla 6.3), mm (cm)

d peralte de la sección, mm (cm)

d_e peralte efectivo para determinación de la resistencia a cortante de un miembro con conectores (sección 6.1.2), mm (cm)

d_r profundidad del recorte (sección 3.2.4.3), mm (cm)

$E_{0.05}$ módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil, MPa (kg/cm^2)

$E_{0.50}$ módulo de elasticidad promedio, MPa (kg/cm^2)

e_b excentricidad por encorvadura, mm (cm)

e_r longitud del recorte medido paralelamente a la viga desde el paño interior del apoyo más cercano hasta el extremo más alejado del recorte (sección 3.2.4.3), mm (cm)

F_R factor de resistencia

f_{cu} valor modificado de esfuerzo en compresión paralela a la fibra, MPa (kg/cm^2)

f_{cu}' valor especificado de esfuerzo en compresión paralelo a la fibra, MPa (kg/cm^2)

f_{fu} valor modificado de esfuerzo en flexión, MPa (kg/cm^2)

f_{fu}' valor especificado de esfuerzo en flexión, MPa (kg/cm^2)

f_{nu} valor modificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, MPa (kg/cm^2)

f_{nu}' valor especificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, MPa (kg/cm^2)

f_{ru} valor modificado de esfuerzo cortante en el plano de las chapas, MPa (kg/cm^2)

f_{ru}'	valor especificado de esfuerzo cortante en el plano de las chapas, MPa (kg/cm ²)	K_p	factor de modificación por peralte
f_{tu}	valor modificado de esfuerzo en tensión paralela a la fibra, MPa (kg/cm ²)	K_r	factor de modificación por recorte
f_{tu}'	valor especificado de esfuerzo en tensión paralelo a la fibra, MPa (kg/cm ²)	K_v	factor de modificación por condición de apoyo o compartición de carga en cortante
f_{vgu}	valor modificado de esfuerzo cortante a través del grosor, MPa (kg/cm ²)	k	factor para determinar la longitud efectiva de columnas (sección 3.3.3.2)
f_{vgu}'	valor especificado de esfuerzo cortante a través del grosor, MPa (kg/cm ²)	L	longitud del claro, mm (cm)
f_{vu}	valor modificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, MPa (kg/cm ²)	L_e	longitud efectiva de pandeo, mm (cm)
f_{vu}'	valor especificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, MPa (kg/cm ²)	L_u	longitud sin soporte lateral para columnas y vigas, mm (cm)
$G_{0.50}$	módulo de rigidez promedio, MPa (kg/cm ²)	l	longitud del clavo, mm (cm)
I	momento de inercia de la sección, mm ⁴ (cm ⁴)	l_p	longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta, mm (cm)
I_1	momento de inercia efectivo en la dirección considerada, mm ⁴ (cm ⁴)	M_1, M_2	momentos actuantes en los extremos de columnas, N-mm (kg-cm)
J_a	factor de modificación para clavos lanceros	M_c	momento amplificado que corresponde a la carga axial actuando conjuntamente con M_o , N-mm (kg-cm)
J_d	factor de modificación por duración de carga para uniones	M_o	máximo momento sin amplificar que actúa sobre el miembro, N-mm (kg-cm)
J_{di}	factor de modificación para clavos para diafragmas	M_p	resistencia a flexión de diseño por cargas perpendiculares al plano de una placa de madera contrachapada, N-mm (kg-cm)
J_{dp}	factor de modificación por doblado de la punta en clavos	M_Q	resistencia de diseño de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano, N-mm (kg-cm)
J_g	factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas	M_R	resistencia de diseño de miembros sujetos a flexión, N-mm (kg-cm)
J_{gc}	factor de modificación por grosor de piezas laterales en clavos	M_u	momento último actuante de diseño en miembros sujetos a cargas transversales, N-mm (kg-cm)
J_{gp}	factor de modificación por grosor de piezas laterales en pijas	M_{xR}	resistencia de diseño a momento respecto al eje X, N-mm (kg-cm)
J_h	factor de modificación por contenido de humedad para uniones	M_{xu}	momento último actuante de diseño respecto al eje X, N-mm (kg-cm)
J_m	factor de modificación por momento en los apoyos de las armaduras	M_{xua}	momento amplificado respecto al eje X, N-mm (kg-cm)
J_n	factor de modificación por carga perpendicular a la fibra en pijas	M_{yR}	resistencia de diseño a momento respecto al eje Y, N-mm (kg-cm)
J_p	factor de modificación para clavos hincados paralelamente a la fibra	M_{yu}	momento último actuante de diseño respecto al eje Y, N-mm (kg-cm)
K_a	factor de modificación por tamaño de la superficie de apoyo	M_{yua}	momento amplificado respecto al eje Y, N-mm (kg-cm)
K_c	factor de modificación por compartición de carga para sistemas de piso	N_R	resistencia de diseño de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra o normal al plano de placas contrachapadas, N (kg)
K_{cl}	factor de modificación por clasificación para madera maciza de coníferas	N_{ru}	resistencia lateral de diseño de una unión, N (kg)
K_d	factor de modificación por duración de carga para dimensionamiento de secciones		
K_h	factor de modificación por contenido de humedad para dimensionamiento de secciones		

N_{R0}	resistencia a compresión de diseño sobre un plano con un ángulo θ respecto a las fibras, N (kg)	V_{R2}	resistencia a cortante de diseño a través del grosor en placas de madera contrachapada, N (kg)
N_u	resistencia lateral modificada por elemento de unión, N (kg)	Y_e	resistencia en extracción modificada para pijas, MPa (kg/cm ²)
N_u'	resistencia lateral especificada por elemento de unión, N (kg)	Y_e'	resistencia en extracción especificada para pijas, MPa (kg/cm ²)
n	número de elementos de unión	Y_u	resistencia lateral modificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, MPa (kg/cm ²)
n_p	número de planos de cortante	Y_u'	resistencia lateral especificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, MPa (kg/cm ²)
P_{cr}	carga crítica de pandeo (sección 3.3.5), N (kg)	γ	densidad relativa igual a peso anhidro / volumen verde
P_{pu}	resistencia lateral modificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra, N (kg)	δ	factor de amplificación de momentos en elementos a flexocompresión
P_{pu}'	resistencia especificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra, N (kg)	θ	ángulo formado entre la dirección de la carga y la dirección de la fibra
P_R	resistencia a compresión de diseño de un elemento, N (kg)	ϕ	factor de estabilidad lateral en vigas (sección 3.2.3)
P_{re}	resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra (sección 6.3.5.1), N (kg)		
P_{ru}	resistencia lateral de diseño de una unión para cargas paralelas a la fibra, N (kg)		
P_u	carga axial última de diseño que actúa sobre un elemento, N (kg)		
Q	factor de comportamiento sísmico		
Q_{pu}	resistencia modificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, N (kg)		
Q_{pu}'	resistencia especificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, N (kg)		
Q_{ru}	resistencia lateral de diseño para cargas perpendiculares a la fibra, N (kg)		
r	radio de giro mínimo de la sección, mm (cm)		
S	módulo de sección, mm ³ (cm ³)		
S_1	módulo de sección efectivo en la dirección considerada, mm ³ (cm ³)		
T_R	resistencia de diseño a tensión de un miembro, N (kg)		
T_u	carga de tensión última actuando sobre el elemento, N (kg)		
t	grosor neto de la placa de madera contrachapada, mm (cm)		
t_1	grosor de la pieza lateral del lado de la cabeza del elemento de unión, mm (cm)		
t_e	grosor efectivo de la placa de madera contrachapada, mm (cm)		
t_o	grosor de la rondana, mm (cm)		
V_R	resistencia a cortante de diseño, N (kg)		
V_{R1}	resistencia a cortante de diseño en el plano de las chapas para madera contrachapada sujeta a flexión, N (kg)		

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ , sea igual o superior a 0.30, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas usuales en la construcción se clasifican en coníferas y latifoliadas. Las latifoliadas se subdividen en los cuatro grupos siguientes de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$ para madera seca, cuyo contenido de humedad es igual o menor que 18 por ciento.

Tabla 1.1 Grupos de maderas latifoliadas

	Intervalo de valores de $E_{0.05}$	
	MPa	(kg/cm ²)
Grupo I	mayor que 11 800	(mayor que 120 000)
Grupo II	8 800 a 11 700	(90 000 a 119 000)
Grupo III	7 360 a 8 730	(75 000 a 89 000)
Grupo IV	4 400 a 7 260	(45 000 a 74 000)

El valor de $E_{0.05}$ deberá ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Los proyectos de elementos estructurales a base de madera no cubiertos por estas Normas, tales como la madera laminada encolada y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada) deberán ser aprobados por la Administración.

1.2 Unidades

Las disposiciones de estas Normas se presentan en unidades del sistema internacional, y entre paréntesis en sistema métrico (cuyas unidades básicas son metro, kilogramo fuerza y segundo).

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

1.3 Clasificación estructural

Para que sean aplicables los valores de diseño propuestos en estas Normas, las maderas de coníferas deberán clasificarse de acuerdo con la norma NMX-C-239 (ref. 1) "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales", la cual establece dos clases de madera estructural, A y B. Las maderas de latifoliadas deberán clasificarse de acuerdo con la norma MNX-C-409-ONNCCE (ref. 2).

Otros métodos de clasificación deberán ser aprobados por la Administración.

1.4 Dimensiones

Para efectos de dimensionamiento se utilizarán con preferencia las secciones especificadas en la norma NMX-C-224-ONNCCE (ref. 3) "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción". Para piezas con dimensiones mayores que las cubiertas en la norma citada y, en general, para secciones que no se ajusten a ellas deberá utilizarse la sección real en condición seca.

1.5 Contenido de humedad

El contenido de humedad, CH, se define como el peso original menos el peso anhidro dividido entre el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera madera seca a la que tiene un contenido de humedad igual o menor que 18 por ciento, y húmeda, a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor. El valor máximo admisible se limita a 50 por ciento.

1.6 Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas

Para el diseño de cubiertas se considerarán como anchos, b, de la sección que soporta las cargas vivas concentradas indicadas en la sección 1.7, los valores de la tabla 1.2, tanto para el cálculo de resistencia como de deflexión.

Tabla 1.2 Anchos, b, para soporte de cargas concentradas en cubiertas

Condición	b
Duelas a tope ¹	Ancho de una duela
Duelas machihembradas ²	2 × ancho de una duela + 150 mm, pero no más de 450 mm
Madera contrachapada ³	610 mm

¹ Grosor mínimo 19 mm;

² Grosor mínimo 13 mm;

³ Grosor mínimo 9 mm.

1.7 Cargas vivas concentradas para diseño de pisos de madera

Para el diseño de pisos ligeros de madera se deberán tomar en consideración las disposiciones señaladas en la sección 6.1.2 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, con las siguientes observaciones relacionadas a las cargas vivas concentradas:

- En el caso de sistemas de piso ligeros de madera con cubierta rigidizante destinados a habitación (inciso (a) de la tabla 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones) se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable una carga concentrada de 1.3 kN (130 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.
- Se considerarán sistemas de piso ligeros de madera aquellos formados por tres o más miembros a base de madera aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 800 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavada u otro material que proporcione una rigidez equivalente.
- En el caso de sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante definidos como en la nota

anterior, destinados a oficinas, despachos y laboratorios (inciso (b) de la tabla 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones) se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2 kN (200 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (150 kg) para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

2.1 Métodos de diseño

El diseño de elementos de madera y de los dispositivos de unión requeridos para formar estructuras se llevará a cabo según los criterios de estados límite establecidos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, que fija los requisitos que deben satisfacerse en cuanto a seguridad y comportamiento en condiciones de servicio.

El diseño podrá efectuarse por medio de procedimientos analíticos o experimentales.

En el diseño por métodos analíticos las acciones internas se determinarán considerando que los elementos estructurales y las estructuras tienen un comportamiento lineal elástico.

2.2 Valores especificados de resistencias y rigideces

La tabla 2.1 proporciona valores especificados de resistencia y rigidez para madera de coníferas, para las clases estructurales A y B. La tabla 2.2 establece valores especificados para los cuatro grupos de maderas de latifoliadas. La tabla 2.3 contiene valores especificados de resistencia y rigidez para madera contrachapada de especies de coníferas. Los valores de las tablas corresponden a condición seca.

Tabla 2.1 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies coníferas, MPa (kg/cm²)

		Clase	
		A	B
Flexión	f_{tu}'	15.2 (155)	9.8 (100)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	11.3 (115)	6.9 (70)
Compresión paralela a	f_{cu}'	11.8 (120)	9.3 (95)

la fibra

Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	3.9 (40)	3.9 (40)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	1.18 (12)	1.18 (12)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	9 810 (100 000)	7 848 (80 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	6 376 (65 000)	4 905 (50 000)

Tabla 2.2 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies latifoliadas, MPa (kg/cm²)

		Grupo			
		I	II	III	IV
Flexión	f_{tu}'	30.4 (310)	22.6 (230)	15.7 (160)	7.8 (80)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	20.1 (205)	15.7 (160)	10.8 (110)	5.4 (55)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	22.1 (225)	16.7 (170)	12.3 (125)	5.9 (60)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	7.4 (75)	5.4 (55)	3.9 (40)	2 (20)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	2.5 (25)	2 (20)	1.5 (15)	1 (10)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	16 680 (170 000)	11 770 (120 000)	8 830 (90 000)	6 870 (70 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	11 770 (120 000)	8 830 (90 000)	7 360 (75 000)	4 400 (45 000)

Tabla 2.3 Valores especificados de resistencias, módulo de elasticidad y módulo de rigidez de madera contrachapada de especies coníferas, MPa (kg/cm²)

Flexión	f_{tu}'	16.7 (170)
Tensión	f_{tu}'	14.7 (150)
Tensión: fibra en las chapas exteriores	f_{tu}'	8.8 (90)

perpendicular al esfuerzo
(3 chapas)

Compresión

En el plano de las chapas	f_{cu}'	15.7 (160)
Perpendicular al plano de la chapas	f_{nu}'	25 (25)

Cortante

A través del grosor	f_{gvu}'	25 (25)
En el plano de las chapas	f_{ru}'	1 (10)

Módulo de elasticidad promedio $E_{0.50}$ 10 800 (110 000)

Módulo de rigidez promedio $G_{0.50}$ 490 (5 000)

2.3 Factores de resistencia

La tabla 2.4 indica los factores de resistencia, F_R , para madera maciza y madera contrachapada. Los factores de resistencia correspondientes a las uniones en estructuras de madera se tomarán igual a 0.7 en todos los casos.

Tabla 2.4 Factores de resistencia para madera maciza y madera contrachapada, F_R

Acción	Producto	
	Madera maciza	Madera contrachapada
Flexión	0.8	0.8
Tensión paralela	0.7	0.7
Compresión paralela y en el plano de las chapas	0.7	0.7
Compresión perpendicular	0.9	0.9
Cortante paralelo, a través del espesor y en el plano de las chapas	0.7	0.7

2.4 Valores modificados de resistencias y rigideces

En los cálculos de las resistencias y deformaciones de diseño de los miembros o uniones se tomará como resistencia o módulo de elasticidad del material o el elemento de unión el valor modificado que resulta de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados, según las secciones 2.4.1 y 2.4.2.

2.4.1 Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada

- K_h factor por contenido de humedad (tabla 2.5).
- K_d factor por duración de carga (tabla 2.6).
- K_c factor por compartición de carga igual a 1.15. Aplicable en sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 610 mm centro a centro, o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente.
- K_p factor por peralte (tabla 2.7). Aplicable a secciones que tengan un peralte d , menor o igual a 140 mm.
- K_{cl} factor por clasificación (madera maciza de coníferas únicamente) (tabla 2.8).
- K_v factor por condición de apoyo o compartición de carga en cortante (sección 3.2.4.2).
- K_r factor por recorte (sección 3.2.4.3).
- K_a factor por tamaño de la superficie de apoyo (tabla 2.9).

Tabla 2.5 Factores de modificación por contenido de humedad, K_h (aplicables cuando CH $\geq 18\%$)

Concepto	K_h
a) Madera maciza de coníferas	
Flexión y tensión paralela a la fibra	1.00
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.70
Módulo de elasticidad	1.00
b) Madera maciza de latifoliadas	
Flexión y tensión paralela a la fibra	1.00
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.85
Módulo de elasticidad	1.00
c) Madera contrachapada	
Flexión, tensión, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.80
Compresión paralela y perpendicular a la cara,	0.60
Módulos de elasticidad y rigidez	0.85

2.4.2 Factores de modificación para uniones

J_h	factor por contenido de humedad (tabla 2.10).
J_g	factor por hilera de elementos para pernos y pijas (tabla 2.11).
J_d	factor por duración de carga (tabla 2.12).
J_{gp}	factor por grosor de piezas laterales en pernos y pijas (tabla 2.13).
J_{di}	factor para clavos para diafragmas igual a 1.3.
J_{gc}	factor por grosor de piezas laterales en clavos (tabla 2.14).
J_a	factor para clavos lanceros (tabla 2.15).
J_p	factor para clavos hincados paralelamente a la fibra igual a 0.6.
J_n	factor por carga perpendicular a la fibra en pijas (tabla 2.16).
J_{dp}	factor por doblado de la punta en clavos (tabla 2.17).

Tabla 2.6 Factores de modificación por duración de carga (aplicables para madera maciza y madera contrachapada)¹, K_d

Condición de carga	K_d
Carga continua	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 o 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.

Tabla 2.7 Factores de modificación por peralte, K_p , aplicables a secciones que tengan un peralte, $d \leq 140$ mm

Concepto	K_p
Flexión	1.25
Tensión y compresión paralelas a la fibra	1.15
Compresión perpendicular a la fibra	1.00
Cortante paralelo a la fibra	1.50
Módulo de elasticidad	1.10

Tabla 2.8 Factores de modificación por clasificación para madera maciza de coníferas¹, K_{c1}

Regla de clasificación (Según NMX-C-239)	K_{c1}
a) Para valores especificados de resistencia	
Regla general ²	0.80
Reglas especiales ³	1.00
Regla industrial ⁴	1.25
b) Para valores de módulo de elasticidad	
Regla general ²	0.90
Reglas especiales ³	1.00
Regla industrial ⁴	1.15

¹ Usar siempre $K_{c1} = 1.0$ para madera de latifoliadas;

² Aplicable a cualquier sección transversal especificada en la ref. 3;

³ Aplicables a secciones transversales particulares: todas las de 38 mm de grosor y las de 87×87 mm y 87×190 mm, únicamente cuando se utilicen de canto;

⁴ Aplicable a secciones transversales de 38 mm de grosor únicamente cuando se utilicen de canto.

Tabla 2.9 Factores de modificación por tamaño de la superficie de apoyo¹, K_a

Longitud de apoyo o diámetro de rondana, mm	K_a
15 o menor	1.80
25	1.40
40	1.25
50	1.20
75	1.15
100	1.10
150 o mayor	1.00

¹ Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 80 mm del extremo del miembro.

2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera

De acuerdo con el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, podrán utilizarse los siguientes valores de Q para estructuras cuya resistencia a fuerzas horizontales

sea suministrada por sistemas estructurales a base de elementos de madera:

- a) $Q = 3.0$ para diafragmas construido con madera contrachapada, diseñados de acuerdo con lo indicado en los Capítulos 4 y 6 de estas Normas;
- b) $Q = 2.0$ para diafragmas construido con duelas inclinadas y para sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza; y
- c) $Q = 1.5$ para marcos y armaduras de madera maciza.

Tabla 2.10 Factor de modificación por contenido de humedad en uniones, J_h

Condición de la madera cuando se fabrica la junta	Seca $CH \leq 18\%$		Húmeda $CH > 18\%$	
	Seca	Húmeda	Seca	Húmeda
Condición de servicio				
Pernos y pijas				
Compresión paralela a la fibra	1.0	0.67	1.0	0.67
Compresión perpendicular y pijas en extracción	1.0	0.67	0.4	0.27
Clavos	1.0	0.67	0.8	0.67

Tabla 2.11 Factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas¹, J_g

a) Para piezas laterales de madera			Número de conectores de una hilera						
Relación de áreas $\frac{A_m}{A_s}$	La menor de A_m o A_s , mm ² (cm ²)								
			2	3	4	5	6	7	8
0.5	8 000	(80)	1.00	0.92	0.84	0.76	0.68	0.61	0.55
	8 000 a 18 000	(80 a 180)	1.00	0.95	0.88	0.82	0.75	0.68	0.62
	18 000 a 42 000	(180 a 420)	1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.83	0.79
	mayor que 42 000	(mayor que 420)	1.00	1.00	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85
1.0	8 000	(80)	1.00	0.97	0.92	0.85	0.78	0.71	0.65
	8 000 a 18 000	(80 a 180)	1.00	0.98	0.94	0.89	0.84	0.78	0.72
	18 000 a 42 000	(180 a 420)	1.00	1.00	0.99	0.96	0.92	0.89	0.85
	mayor que 42 000	(mayor que 420)	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96	0.93	0.91
b) Para piezas laterales metálicas									
	A_m , mm ² (cm ²)		2	3	4	5	6	7	8
	16 000 a 26 000	(160 a 260)	1.00	0.94	0.87	0.80	0.73	0.67	0.61
	26 000 a 42 000	(260 a 420)	1.00	0.95	0.89	0.82	0.75	0.69	0.63
	42 000 a 76 000	(420 a 760)	1.00	0.97	0.93	0.88	0.82	0.77	0.71
	76 000 a 130 000	(760 a 1 300)	1.00	0.98	0.96	0.93	0.89	0.85	0.81
	mayor que 130 000	(mayor que 1 300)	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87

¹ Interpolarse para valores intermedios;

² Relación de áreas A_m/A_s o A_s/A_m , la que resulte menor, donde:

A_m Área bruta del miembro principal; y

A_s Suma de las áreas brutas de los miembros laterales.

Tabla 2.12 Factor de modificación por duración de carga en uniones, J_d

Condición de carga	J_d
Carga continua	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 o sismo y carga muerta más carga viva en techos (pendiente \geq 5 %)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

Tabla 2.13 Factor de modificación por grosor de piezas laterales de madera y metálicas para pernos y pijas, J_{gp}

Para piezas laterales de madera en pijas ¹	$\geq 3.5D$	1.00
	2.0D	0.60
Para piezas metálicas en pernos y pijas		1.50

¹ Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal; donde D es el diámetro de la pija.

Tabla 2.14 Factor de modificación por grosor de piezas laterales de madera para clavos, J_{gc}

Grosor de la pieza lateral ¹	J_{gc}
l/3	1.00
l/6	0.50

¹ Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal; donde l es la longitud del clavo.

Tabla 2.15 Factor de modificación para clavos lanceros, J_a

Condición de carga	J_a
Clavo lancero	0.80
Clavo normal	1.00

Tabla 2.16 Factor de modificación por carga lateral perpendicular a las fibras para pijas, J_n

Diámetro de la pija, mm	J_n
6.4	0.97
9.5	0.76
12.7	0.65
15.9	0.60
19.1	0.55
22.2	0.52
25.4	0.50

Tabla 2.17 Factor de modificación por doblado de la punta de clavos, J_{dp}

Condición	J_{dp}
Cortante simple	1.6
Cortante doble ¹	2.0

¹ Las piezas laterales deberán tener un grosor cuando menos igual a la mitad del grosor de la pieza central.

Para estructuras de madera del grupo B podrá utilizarse el método simplificado de análisis indicado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con los coeficientes sísmicos reducidos de la tabla 7.1 tomando los valores correspondientes a muros de piezas macizas para los diafragmas construidos con madera contrachapada y los correspondientes a muros de piezas huecas para los diafragmas construidos con duelas inclinadas y para los sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza. Para el caso de marcos y armaduras de madera maciza, deberá utilizarse el análisis estático (Capítulo 8 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo).

2.6 Encharcamiento en techos planos

Cada porción del techo deberá diseñarse para sostener el peso del agua de lluvia que pudiera acumularse sobre ella si el sistema de drenaje estuviera bloqueado.

3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA

3.1 Miembros en tensión

La resistencia de diseño, T_R , de miembros sujetos a tensión paralela a la fibra se obtendrá por medio de la expresión

$$T_R = F_R f_{tu} A_n \quad (3.1)$$

donde

$f_{tu} = f_{tu}' K_h K_d K_c K_p K_{cl}$; (secciones 2.4 y 2.4.1);

A_n área neta; y

F_R factor de resistencia que se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

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 tresbolillo para pernos o pijas se considerarán en la sección crítica analizada los taladros adyacentes cuya separación sea, igual o menor que ocho diámetros.

3.2 Miembros bajo cargas transversales

3.2.1 Requisitos generales

3.2.1.1 Claro de cálculo

Para vigas simplemente apoyadas el claro de cálculo se tomará 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 definida en la sección 3.5.1. En vigas continuas, el claro de cálculo se medirá desde los centros de los apoyos continuos.

3.2.1.2 Recortes

Se 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 recortes alejados de los apoyos se limita a un tercio del peralte.

3.2.2 Resistencia a flexión

La resistencia de diseño, M_R , de miembros sujetos a flexión se obtendrá por medio de la expresión

$$M_R = F_R f_{fu} S \phi \quad (3.2)$$

donde

$f_{fu} = f_{fu}' K_h K_d K_c K_p K_{cl}$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

S módulo de sección;

ϕ factor de estabilidad lateral según la sección 3.2.3; y

F_R se tomará igual a 0.8 (tabla 2.4).

3.2.3 Estabilidad lateral

3.2.3.1 Requisitos generales

Para vigas sin soportes laterales en sus apoyos que impidan la traslación y la rotación de sus extremos, el factor de estabilidad lateral, ϕ , podrá tomarse igual a la unidad, si la relación entre el peralte y el grosor de la viga no excede de 1.0. Cuando dicha relación es mayor que 1.0 deberá proporcionarse soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de los extremos de la viga; el valor de ϕ se determinará de acuerdo con la sección 3.2.3.2, excepto en los casos en que se cumplan las condiciones dadas en la tabla 3.1, cuando puede tomarse la unidad como valor de ϕ . Las reglas de las secciones siguientes son aplicables a miembros sujetos tanto a flexión simple como a flexocompresión.

3.2.3.2 Cálculo del factor de estabilidad lateral, ϕ

a) Longitud sin soporte lateral, L_u

Cuando no existan soportes laterales intermedios, la longitud sin soportes laterales, L_u , se tomará como la distancia centro a centro 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 esté 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 3.1 Relaciones d/b máximas admisibles para las cuales puede tomarse $\phi = 1$

Condición de soporte lateral ¹	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 cuando menos una vigueta o tirante al centro del claro	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 espaciamiento ≤ 610 mm	6.5
d) Cuando se cumplan las condiciones del inciso c, y además exista bloqueo o arrostramiento lateral a distancias no superiores a 8 d	7.5
e) Cuando la cara de compresión como la de tensión se mantenga eficazmente soportada lateralmente	9.0

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.

b) Factor de esbeltez, C_s

El factor de esbeltez, C_s , se determinará con la expresión

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u d}{b^2}} \quad (3.3)$$

c) Determinación del factor de estabilidad lateral, ϕ

El valor del factor de estabilidad lateral, ϕ , se determinará como sigue:

- 1) Cuando $C_s \leq 6$, el valor de ϕ se tomará igual a la unidad.
- 2) Cuando $6 < C_s \leq C_k$, el valor de ϕ se determinará con la expresión

$$\phi = 1 - 0.3 \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4 \quad (3.4)$$

donde

$$C_k = \sqrt{\frac{E_{0.05}}{f_{fu}}} \quad (3.5)$$

- 3) Cuando $C_s > C_k$ el valor de ϕ se determinará con la expresión

$$\phi = 0.7 \left(\frac{C_k}{C_s} \right)^2 \quad (3.6)$$

No se admitirán vigas cuyo factor de esbeltez, C_s , sea superior a 30.

3.2.4 Resistencia a cortante

3.2.4.1 Sección crítica

La sección crítica para cortante de vigas se tomará a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga.

3.2.4.2 Resistencia a cortante de diseño

La resistencia a cortante de diseño, V_R , en las secciones críticas de vigas se obtendrá por medio de la expresión

$$V_R = \frac{F_R f_{vu} b d}{1.5} \quad (3.7)$$

donde

$f_{vu} = f_{vu}' K_h K_d K_c K_r K_v$ (secciones 2.4 y 2.4.1); y F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

Podrá considerarse $K_v = 2$ en los siguientes casos:

- En las secciones críticas de apoyos continuos; y
- En todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de carga.

En todos los demás casos $K_v = 1.0$.

3.2.4.3 Factor de recorte, K_r

El factor de recorte, K_r , se calculará de acuerdo con las siguientes expresiones:

- Recorte en el apoyo en la cara de tensión

$$K_r = \left(1 - \frac{d_r}{d} \right)^2 \quad (3.8)$$

- Recorte en el apoyo en la cara de compresión y $e_r \geq d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r}{d} \quad (3.9)$$

- Recorte en el apoyo en la cara de compresión cuando $e_r < d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r e_r}{d(d - d_r)} \quad (3.10)$$

3.3 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión

3.3.1 Requisito general

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

3.3.2 Resistencia a carga axial

La resistencia a compresión de diseño, P_R , que deberá usarse en las fórmulas de interacción de las secciones 3.3.4 y 3.4.2 se obtendrá por medio de la expresión

$$P_R = F_R f_{cu} A \quad (3.11)$$

donde

$f_{cu} = f_{cu}' K_h K_d K_c K_p K_{cl}$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

A área de la sección; y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

3.3.3 Efectos de esbeltez

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta a través de la amplificación de momentos de acuerdo con lo previsto en la sección 3.3.5. En el caso de columnas compuestas de dos o más elementos, la esbeltez se considerará de manera independiente para cada elemento a no ser que se prevea un dispositivo que una los extremos de los elementos rígidamente y espaciadores adecuados.

3.3.3.1 Longitud sin soporte lateral

La longitud sin soporte lateral, L_u , de miembros bajo compresión se tomará como la distancia centro a

centro entre soportes laterales capaces de proporcionar una fuerza de restricción lateral por lo menos igual al cuatro por ciento de la carga axial sobre el miembro. Esta fuerza también deberá ser suficiente para resistir los efectos de los momentos en los extremos y las cargas laterales que pudieran existir.

3.3.3.2 Longitud efectiva

Los miembros en compresión se dimensionarán considerando una longitud efectiva, $L_e = k L_u$. Para miembros bajo compresión arriostrados contra desplazamientos laterales se tomará $k = 1.0$, salvo que se justifique un valor menor. Para miembros en compresión sin arriostramiento contra desplazamientos laterales, k se determinará por medio de un análisis.

3.3.3.3 Limitaciones

- a) Para miembros no arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si

$$\frac{k L_u}{r} \leq 40$$

donde r es el radio de giro mínimo de la sección.

- b) Para miembros arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si

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

donde

M_1, M_2 momentos actuantes en los extremos multiplicados por el factor de carga apropiado;

M_1 momento menor y se considera negativo cuando M_1 y M_2 producen curvatura doble; y

M_2 momento mayor y siempre se considera positivo.

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

3.3.4 Fórmula de interacción para flexión uniaxial

Los miembros sujetos a compresión y flexión uniaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_c}{M_R} \leq 1 \quad (3.12)$$

donde

M_c momento amplificado que se aplicará para diseño con la carga axial P_u ; y

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.

3.3.5 Determinación del momento amplificado en miembros restringidos lateralmente

El valor de M_c se determinará por medio del siguiente procedimiento:

$$M_c = \delta M_o \geq M_2 \quad (3.13)$$

donde

M_o máximo momento sin amplificar que actúa sobre el miembro en compresión y es igual al momento de servicio multiplicado por el factor de carga apropiado; y

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{cr}}} \quad (3.14)$$

El valor de la carga crítica de pandeo P_{cr} se obtendrá con la expresión

$$P_{cr} = F_R \frac{\pi^2 E_{0.05} I}{(k L_u)^2} K_p K_{cl} \quad (3.15)$$

donde

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

Para miembros restringidos contra el desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre apoyos, el valor de C_m podrá tomarse igual a

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3.16)$$

donde M_1 y M_2 tienen el mismo significado que en la sección 3.3.3.3.

Para otros casos tómesese $C_m = 1.0$.

3.3.6 Momentos en los extremos

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para una excentricidad en cada extremo igual al mayor de los siguientes valores

- a) La correspondiente al máximo momento asociado a la carga axial; o
- 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.

3.3.7 Momentos debidos a encorvadura

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para una excentricidad

$$e_b = \frac{L_u}{300} \quad (3.17)$$

considerando que dicha excentricidad se presenta a la mitad de la distancia entre soportes laterales. Se considerará que los momentos por encorvadura actúan en el mismo plano y en el mismo sentido que los momentos de la sección 3.3.6.

3.3.8 Fórmula de interacción para flexión 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 δ , 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 deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} \leq 1 \quad (3.18)$$

donde

- M_{xua} momento amplificado de diseño respecto al eje X;
- M_{yua} momento amplificado de diseño respecto al eje Y;
- M_{xR} momento resistente de diseño respecto al eje X; y
- M_{yR} momento resistente de diseño respecto al eje Y

3.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión

3.4.1 Momento uniaxial y tensión

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

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_u}{M_R} \leq 1 \quad (3.19)$$

donde los numeradores son acciones de diseño y los denominadores son resistencias de diseño.

3.4.2 Momento biaxial y tensión

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

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_{xu}}{M_{xR}} + \frac{M_{yu}}{M_{yR}} \leq 1 \quad (3.20)$$

donde

- M_{xu} momento último actuante de diseño respecto al eje X;
- M_{yu} momento último actuante de diseño respecto al eje Y;
- M_{xR} momento resistente de diseño respecto al eje X; y
- M_{yR} momento resistente de diseño respecto al eje Y.

3.5 Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°

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

La resistencia de diseño, N_R , de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R f_{nu} A_a \quad (3.21)$$

donde

- $f_{nu} = f_{nu}' K_h K_d K_c K_a$ (secciones 2.4 y 2.4.1);
- A_a área de la superficie de apoyo; y
- F_R se tomará igual a 0.9 (tabla 2.4).

3.5.2 Efecto del tamaño de la superficie de apoyo

Cuando la longitud de una superficie de apoyo o el diámetro de una rondana sea menor que 150 mm y ninguna porción de dicha superficie se encuentre a menos de 80 mm del extremo del miembro, la resistencia al aplastamiento podrá modificarse con el factor K_a de la tabla 2.9 (sección 2.4.1).

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

La resistencia a compresión de diseño, N_R , sobre un plano con un ángulo respecto a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R \frac{f_{cu} f_{nu}}{f_{cu} \sin^2 \theta + f_{nu} \cos^2 \theta} \quad (3.22)$$

donde F_R se tomará igual a 0.9.

4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

4.1 Requisitos del material

La manufactura de las placas de madera contrachapada que vayan a ser sometidas a acciones, deberán cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-326 (ref. 4) "Madera Contrachapada de Pino".

Las propiedades de resistencia y rigidez de estos productos, deberán ser determinadas experimentalmente para el tipo de acción a que vayan a estar sometidos en la estructura y su comportamiento estructural deberá estar sujeto a criterios aprobados por la Administración. Cuando las placas se utilicen para soportar cargas en estructuras permanentes deberán ser del Tipo 3 definido en la ref. 4 (exterior a prueba de agua) y la calidad de las chapas exteriores deberá ser C o D de acuerdo con esa misma referencia.

En el Apéndice A se presentan las propiedades de la sección para una serie de combinaciones adecuadas de chapas para placas de madera contrachapada. Las propiedades de la sección para cualquier otro tipo de combinación deberán ser calculadas a partir de los grosores de las chapas utilizadas con el procedimiento ahí descrito.

4.2 Orientación de los esfuerzos

Las placas de madera contrachapada son un material ortotrópico y, por lo tanto, las propiedades efectivas de la sección usadas en los cálculos serán

las correspondientes a la orientación de la fibra de las chapas exteriores prevista en el diseño.

4.3 Resistencia a carga axial

4.3.1 Resistencia a tensión

La resistencia de diseño, T_R , a tensión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$T_R = F_R f_{tu} A_1 \quad (4.1)$$

donde

$f_{tu} = f_{tu}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

A_1 área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice A); y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

4.3.2 Resistencia a compresión

La resistencia de diseño, P_R , a compresión paralela al canto de una placa de madera contrachapada restringida contra el pandeo se calculará como

$$P_R = F_R f_{cu} A_1 \quad (4.2)$$

donde

$f_{cu} = f_{cu}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1).

A_1 área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice A); y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

4.3.3 Resistencia a tensión o compresión a un ángulo θ con la fibra de las chapas exteriores

Los valores especificados de resistencia a tensión o compresión para esfuerzos aplicados a 45 grados con respecto a la fibra de las chapas exteriores serán los de la tabla 2.3. Para los cálculos se utilizará el grosor neto, t , de la placa.

Para ángulos entre 0 y 45 grados con respecto a la orientación de la fibra en las chapas exteriores puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia para la dirección paralela y el producto similar para el ángulo de 45 grados. Para ángulos entre 45 y 90 grados puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia correspondientes a 45 grados y el producto similar para la dirección perpendicular.

4.4 Placas en flexión

4.4.1 Flexión con cargas normales al plano de la placa

La resistencia de diseño, M_p , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas perpendiculares al plano de la placa se determinará con la ecuación

$$M_p = F_R f_{fu} S_1 \quad (4.3)$$

donde

$f_{fu} = f_{fu}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

S_1 módulo de sección efectivo de la placa (Apéndice A); y

F_R se tomará igual a 0.9 (tabla 2.4).

4.4.2 Flexión con cargas en el plano de la placa

La resistencia de diseño, M_Q , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano y que esté adecuadamente arriostrada para evitar pandeo lateral se calculará como

$$M_Q = F_R f_{tu} \frac{t_p d^2}{6} \quad (4.4)$$

donde

$f_{tu} = f_{tu}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

t_p grosor efectivo de la placa de madera contrachapada (Apéndice A);

d peralte del elemento; y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

4.5 Resistencia a cortante

4.5.1 Cortante en el plano de las chapas debido a flexión

La resistencia de diseño a cortante en el plano de las chapas, V_{R1} , para placas sujetas a flexión se calculará como

$$V_{R1} = F_R \frac{I b}{Q} f_{rv} \quad (4.5)$$

donde

$f_{rv} = f_{rv}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

$\frac{I b}{Q}$ constante para cortante por flexión (Apéndice A); y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

4.5.2 Cortante a través del grosor

La resistencia de diseño a cortante a través del grosor, V_{R2} , de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$V_{R2} = F_R f_{vgu} A \quad (4.6)$$

donde

$f_{vgu} = f_{vgu}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

A área total de la sección transversal de la placa; y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

4.6 Aplastamiento

La resistencia de diseño al aplastamiento normal al plano de las chapas, N_R , se calculará como

$$N_R = F_R f_{nu} A_a \quad (4.7)$$

donde

$f_{nu} = f_{nu}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

A_a área de la superficie de apoyo; y

F_R se tomará igual a 0.9 (tabla 2.4).

5. DEFLEXIONES

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

- 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.
- Para claros mayores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 + 5 mm o el claro entre 480 + 3 mm cuando se afecten elementos no estructurales, como se indica en la sección 4.1 de las Normas Técnicas Complementaras sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Las deflexiones de elementos tanto de madera maciza como de madera contrachapada deberán calcularse bajo las cargas de diseño, considerando un factor de carga igual a la unidad. Como módulo de elasticidad se tomará el valor promedio, $E_{0.50}$. Los efectos diferidos se calcularán multiplicando la deflexión inmediata debida a la parte de la carga que actúe en forma continua por 1.75, si la madera se instala en condición seca ($CH \leq 18$ por ciento) y por 2.0, si se instala en condición húmeda ($CH > 18$ por ciento).

5.1 Madera maciza

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

5.2 Madera contrachapada

Las deflexiones de las placas de madera contrachapada sometidas a cargas transversales a su plano, o de las vigas con alma de madera contrachapada y patines de madera maciza, deberán calcularse utilizando las fórmulas apropiadas basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico. El módulo de elasticidad presentado en la tabla 2.3 puede ser usado para todas las calidades de madera contrachapada de pino que cumplan con los requisitos de la sección 4.1. El mismo valor es aplicable independientemente de la dirección de la fibra en las chapas exteriores.

Para las vigas con alma de madera contrachapada, la deflexión total calculada deberá ser igual a la suma de las deflexiones debidas a momentos y debidas a cortante. Cuando se calcule la deflexión por cortante en forma separada de la deflexión por flexión el valor del módulo de elasticidad podrá incrementarse en 10 por ciento

En los cálculos deberán utilizarse los valores de las propiedades efectivas de las placas. Estos valores se calcularán considerando que únicamente contribuyen a resistir las cargas las chapas con la dirección de la fibra paralela al esfuerzo principal. Los valores de las propiedades efectivas (grosor, área, módulo de sección, momento de inercia y primer momento de área) de las placas de madera contrachapada para una combinación adecuada de chapas se presentan en el Apéndice A.

Cuando se use cualquier otro tipo de placa, deberán calcularse los valores reales de las propiedades de la sección sin incluir las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo principal, y multiplicarse estos valores por los factores C indicados en la tabla A.1 del Apéndice A para obtener los valores efectivos de la sección transversal.

Los efectos diferidos se tomarán en cuenta de la misma forma que para miembros de madera maciza.

6. ELEMENTOS DE UNIÓN

6.1 Consideraciones generales

6.1.1 Alcance

Este capítulo proporciona procedimientos para dimensionar uniones con clavos, pernos, pijas y placas dentadas o perforadas.

6.1.2 Resistencia a cortante

Cuando un elemento de unión o un grupo de elementos de unión produzca fuerza cortante en un miembro, la resistencia a cortante de diseño determinada de acuerdo con la sección 3.2.4, se calculará con base en la dimensión d_e en lugar de d . La dimensión d_e se define como la distancia, medida perpendicularmente al eje del miembro, desde el extremo del elemento de unión o grupo de elementos de unión hasta el borde cargado del miembro.

6.2 Clavos

6.2.1 Alcance

Los valores de resistencia dados en esta sección son aplicables únicamente a clavos de caña lisa que se ajusten a la norma NMX-H-64 "Clavos cilíndricos" (ref. 5).

Los valores para clavos de otras características deberán ser aprobados por la Administración.

6.2.2 Configuración de las uniones

Las uniones clavadas deberán tener como mínimo dos clavos.

Los espaciamientos entre clavos serán tales que se evite que la madera forme grietas entre dos clavos próximos, entre sí, o de cualquiera de los clavos a los bordes o extremos de la unión.

La longitud de penetración en el miembro principal deberá ser igual a por lo menos la mitad de la longitud del clavo.

El grosor de la pieza lateral, t_1 , deberá ser igual a por lo menos un sexto de la longitud del clavo, reduciendo la resistencia de la unión de acuerdo con el factor J_{gc} .

6.2.3 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera maciza

La resistencia lateral de diseño de clavos hincados perpendicularmente a la fibra deberá calcularse de acuerdo con la sección 6.2.3.1.

La resistencia a la extracción de clavos se considerará nula en todos los casos, exceptuando lo indicado en la sección 6.2.3.2.

6.2.3.1 Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada, N_{ru} , deberá ser mayor que o igual a la carga actuante de diseño, y se obtendrá por medio de la expresión

$$N_{ru} = F_R N_u n \quad (6.1)$$

donde

$N_u = N_u' J_h J_d J_{gc} J_a J_{dp} J_p J_{di}$ (sección 2.4.2);

N_u' valor especificado de resistencia por clavo (tabla 6.1);

n número de clavos; y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

6.2.3.2 Resistencia a extracción de clavos lanceros

La resistencia a la extracción de clavos lanceros, T_R , se calculará con la expresión

$$T_R = 0.10 N_{ru} \quad (6.2)$$

donde

N_{ru} deberá ser calculada de acuerdo con la sección 6.2.4.

6.2.4 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera contrachapada

La resistencia de diseño bajo cargas laterales de una unión clavada con piezas laterales de madera contrachapada, N_{ru} , deberá calcularse de acuerdo con lo indicado en la sección 6.2.3.1 utilizando el valor de N_u' especificado en la tabla 6.2.

6.3 Pernos y pijas

6.3.1 Requisitos comunes

6.3.1.1 Contacto entre las piezas unidas

Las uniones con pernos y pijas deberán realizarse de manera que exista contacto efectivo entre las piezas unidas. Si el contenido de humedad es superior a 18 por ciento, al efectuarse el montaje de la estructura en cuestión deberán hacerse inspecciones a intervalos no superiores a seis meses hasta verificar que los movimientos por contracciones han dejado de ser significativos. En cada inspección deberán apretarse los elementos de unión hasta lograr un contacto efectivo entre las caras de las piezas unidas.

6.3.1.2 Agujeros

Los agujeros deberán localizarse con precisión. Cuando se utilicen piezas metálicas de unión, los agujeros deberán localizarse de manera que queden correctamente alineados con los agujeros correspondientes en las piezas de madera.

6.3.1.3 Grupos de elementos de unión

Un grupo de elementos de unión está constituido por una o más hileras de elementos de unión del mismo tipo y tamaño, dispuestas simétricamente con respecto al eje de la carga.

Tabla 6.1 Resistencia lateral especificada para clavos de alambre, N_u'

a) Estilo delgado (comunes)			N_u', N (kg)						
Longitud, l		Diámetro, D	Coníferas	Latifoliadas					
mm	pulg.			Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV		
38	1 ½	2.0	235 (24)	353 (36)	314 (32)	294 (30)	186 (19)		
45	1 ¾	2.3	245 (25)	451 (46)	402 (41)	373 (38)	245 (25)		
51	2	2.7	343 (35)	618 (63)	559 (57)	510 (52)	343 (35)		
64	2 ½	3.1	471 (48)	814 (83)	736 (75)	657 (67)	441 (45)		
76	3	3.4	589 (60)	981 (100)	883 (90)	775 (79)	520 (53)		

89	3 ½	3.8	746 (76)	1 226 (125)	1 109 (113)	942 (96)	628 (64)
102	4	4.5	1 050 (107)	1 717 (175)	1 550 (158)	1 265 (129)	844 (86)
114	4 ½	4.5	1 050 (107)	1 717 (175)	1 550 (158)	1 265 (129)	844 (86)
127	5	4.9	1 246 (127)	2 031 (207)	1 795 (183)	1 472 (150)	981 (100)
140	5 ½	4.9	1 246 (127)	2 031 (207)	1 795 (183)	1 472 (150)	981 (100)
152	6	5.3	1 462 (149)	2 374 (242)	2 060 (210)	1 687 (172)	1 128 (115)
b) Estilo grueso (americano)							
38	1 ½	2.2	275 (28)	412 (42)	373 (38)	343 (35)	216 (22)
45	1 ¾	2.7	392 (40)	618 (63)	559 (57)	510 (52)	314 (32)
51	2	3.1	500 (51)	814 (83)	736 (75)	657 (67)	422 (43)
64	2 ½	3.4	589 (60)	981 (100)	883 (90)	775 (79)	520 (53)
76	3	3.8	716 (73)	1 226 (125)	1 109 (113)	942 (96)	628 (64)
89	3 ½	4.1	814 (83)	1 422 (145)	1 285 (131)	1 079 (110)	716 (73)
102	4	4.9	1 109 (113)	2 031 (207)	1 795 (183)	1 472 (150)	981 (100)
114	4 ½	5.3	1 275 (130)	2 374 (242)	2 060 (210)	1 687 (172)	1 128 (115)
127	5	5.7	1 452 (148)	2 747 (280)	2 345 (239)	1 913 (195)	1 275 (130)
140	5 ½	6.2	1 678 (171)	3 257 (332)	2 717 (277)	2 217 (226)	1 481 (151)
152	6	6.7	1 923 (196)	3 796 (387)	3 110 (317)	2 541 (259)	1 697 (173)
178	7	7.2	2 178 (222)	4 385 (447)	3 522 (359)	2 884 (294)	1 923 (196)
203	8	7.8	2 511 (256)	5 150 (525)	4 052 (413)	3 316 (338)	2 207 (225)

Tabla 6.2 Resistencia lateral especificada para uniones con piezas laterales de madera contrachapada, N_u'

Grosor del contrachapado mm	Longitud del clavo, l mm	Longitud del clavo, l pulg.	N_u' N (kg)
a) Clavo de alambre estilo delgado (comunes)			
9	51	2	392 (40)
13, 16	64	2 ½	491 (50)
19, 21	76	3	589 (60)
b) Clavo de alambre estilo grueso (americano)			
9	51	2	441 (45)
13, 16	64	2 ½	540 (55)
19, 21	76	3	638 (65)

Una hilera de elementos de unión está constituida por:

- Uno o más pernos del mismo diámetro, bajo cortante simple o múltiple, colocados paralelamente a la dirección de la carga; o
- Una o más pijas de las mismas características, bajo cortante simple, colocadas paralelamente a la dirección de la carga.

Cuando los elementos de unión se coloquen en trespelillo y la separación entre hileras adyacentes sea menor que la cuarta parte de la distancia entre los elementos más próximos de hileras adyacentes, medida paralelamente a las hileras, las hileras adyacentes se considerarán como una sola hilera en relación con la determinación de la resistencia del grupo. Para grupos con un número par de hileras, esta regla se aplicará a cada pareja de hileras. Para grupos con un número non de hileras, se aplicará el criterio que resulte más conservador.

6.3.1.4 Rondanas

Se colocará una rondana entre la cabeza o la tuerca del elemento de unión y la madera, con las características generales dadas en la tabla 6.3. Las rondanas podrán omitirse cuando la cabeza o la tuerca del elemento se apoyen directamente sobre una placa de acero. El área de las rondanas de pernos que estén sujetos a tensión deberá ser tal que el esfuerzo de aplastamiento no sea superior a la resistencia de diseño en compresión perpendicular a la fibra de la madera calculada según la sección 3.5. Si se utilizan rondanas de acero, su grosor no deberá ser inferior a 1/10 del diámetro de rondanas circulares, ni inferior a 1/10 de la dimensión mayor de dispositivos de forma rectangular.

6.3.2 Requisitos particulares para pernos

6.3.2.1 Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pernos de las siguientes secciones son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la norma NMX-H-47 "Tornillos con cabeza hexagonal" (ref. 6).

Los valores tabulados de capacidades corresponden a un solo plano de cortante.

Los agujeros para alojar los pernos deberán taladrarse de manera que su diámetro no exceda al del perno en más de 2 mm, ni sea menor que el diámetro del perno más 1 mm.

6.3.2.2 Grosos efectivos de las piezas

a) Piezas laterales de madera

- 1) En uniones en cortante simple se tomará como grosor efectivo el menor valor del grosor de las piezas.
- 2) En uniones en cortante doble se tomará como grosor efectivo el menor valor de dos veces el grosor de la pieza lateral más delgada o el grosor de la pieza central.
- 3) La capacidad de uniones de cuatro o más miembros se determinará considerando la unión como una combinación de uniones de dos miembros.

Tabla 6.3 Dimensiones mínimas de rondanas para uniones con pernos y pijas

Tipo de rondana	Uso	Diámetro del perno o pija D, mm	Diámetro o lado de la rondana D _o , mm	Grosor t _o , mm
Rondana circular delgada de acero	No utilizable para aplicar cargas a tensión al perno o pija.	12.7	35	3
		15.9	45	4
		19.1	50	4
		22.2	60	4
		25.4	65	4
Rondana cuadrada de placa de acero	Utilizable para aplicar cargas de tensión o en uniones soldadas	12.7	65	5
		15.9	70	6
		19.1	75	6
		22.2	85	8
		25.4	90	10
Rondana circular de placa de acero	Para cualquier uso, salvo casos en que cargas de tensión produzca esfuerzos de aplastamiento excesivos en la madera.	12.7	65	5
		19.1	70	6
		22.2	85	8
Rondana de hierro fundido con perfil de cimacio	Para casos en que se requiera rigidez	12.7	65	13
		15.9	75	16
		19.1	90	19
		22.2	100	22
		25.4	100	25

b) Piezas laterales metálicas

Las piezas laterales metálicas deberán tener un espesor mínimo de 3 mm. Se dimensionarán de manera que sean capaces de resistir las cargas que transmiten.

6.3.2.3 Espaciamiento entre pernos

a) Espaciamiento entre pernos de una hilera

En hileras de pernos paralelas a la dirección de la carga, los espaciamientos mínimos, medidos desde los centros de los pernos, serán:

- 1) Para cargas paralelas a la fibra, cuatro veces el diámetro de los pernos.
- 2) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento paralelo a la carga entre pernos de una hilera dependerá de los requisitos de espaciamiento de la pieza o piezas unidas, pero no será inferior a tres diámetros.

b) Espaciamiento entre hileras de pernos

- 1) Para cargas paralelas a la fibra, el espaciamiento mínimo deberá ser igual a dos veces el diámetro del perno.
- 2) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento deberá ser por lo menos 2.5 veces el diámetro del perno para relaciones entre grosores de los miembros unidos iguales a dos, y cinco veces el diámetro del perno, para relaciones iguales a seis. Para relaciones entre dos y seis puede interpolarse linealmente.
- 3) No deberá usarse una pieza de empalme única cuando la separación entre hileras de pernos paralelas a la dirección de la fibra sea superior a 125 mm.

c) Distancia a los extremos

La distancia a los extremos no deberá ser inferior a:

- 1) Siete veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas de los grupos III y IV y de coníferas en tensión.
- 2) Cinco veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas de los grupos I y II en tensión.

- 3) El valor mayor de cuatro veces el diámetro del perno o 50 mm, para miembros en compresión, y para miembros cargados perpendicularmente a la fibra, de maderas de cualquier grupo.

d) Distancia a los bordes

Para miembros cargados perpendicularmente a las fibras, la distancia al borde cargado será igual a por lo menos cuatro veces el diámetro del perno y la distancia al borde no cargado será igual a por lo menos el menor de los valores siguientes: 1.5 veces el diámetro del perno, o la mitad de la distancia entre hileras de pernos.

6.3.3 Resistencia de uniones con pernos

6.3.3.1 Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión con pernos, P_{ru} , Q_{ru} o N_{ru} , deberá ser mayor o igual a la carga actuante de diseño y se obtendrá por medio de las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = F_R n_p P_{pu} n \quad (6.3)$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = F_R n_p Q_{pu} n \quad (6.4)$$

Para cargas a un ángulo θ con respecto a las fibras

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \sin^2 \theta + Q_{ru} \cos^2 \theta} \quad (6.5)$$

donde

n_p número de planos de cortante;

$P_{pu} = P_{pu}' J_h J_g J_d$ (sección 2.4.2);

$Q_{pu} = Q_{pu}' J_h J_g J_d$ (sección 2.4.2);

P_{pu}' resistencia especificada por perno para cargas paralelas a la fibra (tabla 6.4);

Q_{pu}' resistencia especificada por perno para cargas perpendiculares a la fibra (tabla 6.5);

n número de pernos en un grupo; y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

6.3.3.2 Resistencia a cargas laterales y axiales combinadas

Las resistencias tabuladas corresponden a cargas que actúan perpendicularmente al eje del perno. Si el perno está sujeto a una componente paralela a su eje, deberá considerarse esta componente en su dimensionamiento. Además, deberán instalarse rondanas capaces de resistir dicha componente.

Tabla 6.4 Valores de P_{pu} ' por plano de cortante para cargas paralelas a la fibra con piezas laterales de madera en uniones con pernos, N (kg)

Diámetro perno mm	Grosor efectivo mm	Coníferas	Latifoliadas			
			Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV
6.4	38	1 432 (146)	2 001 (204)	1 785 (182)	1 177 (120)	981 (100)
	64	1 815 (185)	2 305 (235)	2 119 (216)	1 462 (149)	1 167 (119)
	87	1 815 (185)	2 305 (235)	2 119 (216)	1 560 (159)	1 344 (137)
	mayor que 140	1 815 (185)	2 305 (235)	2 119 (216)	1 560 (159)	1 344 (137)
9.5	38	2 727 (278)	3 816 (389)	3 463 (353)	2 021 (206)	1 501 (153)
	64	3 306 (337)	4 719 (481)	4 169 (425)	2 688 (274)	2 227 (227)
	87	3 875 (395)	5 072 (517)	4 679 (477)	3 071 (313)	2 472 (252)
	mayor que 140	3 993 (407)	5 072 (517)	4 679 (477)	3 443 (351)	2 972 (303)
12.7	38	3 640 (371)	5 866 (598)	4 993 (509)	2 698 (275)	2 011 (205)
	64	5 366 (547)	7 348 (749)	6 583 (671)	4 483 (457)	3 384 (345)
	87	5 955 (607)	8 518 (868)	7 514 (766)	4 836 (493)	4 002 (408)
	140	7 142 (728)	9 064 (924)	8 358 (852)	6 092 (621)	4 827 (492)
	mayor que 190	7 142 (728)	9 064 (924)	8 358 (852)	6 151 (627)	5 307 (541)
15.9	38	4 562 (465)	7 348 (749)	6 249 (637)	3 384 (345)	2 521 (257)
	64	7 681 (783)	10 713 (1 092)	9 702 (989)	5 690 (580)	4 238 (432)
	87	8 603 (877)	11 909 (1 214)	10 624 (1 083)	7 142 (728)	5 768 (588)
	140	10 595 (1 080)	14 205 (1 448)	13 096 (1 335)	8 417 (858)	6 808 (694)
	190	11 193 (1 141)	14 205 (1 448)	13 096 (1 335)	9 633 (982)	7 917 (807)
	mayor que 240	11 193 (1 141)	14 205 (1 448)	13 096 (1 335)	9 633 (982)	8 319 (848)
19.1	38	5 474 (558)	8 819 (899)	7 505 (765)	4 061 (414)	3 021 (308)
	64	9 221 (940)	14 852 (1 514)	12 645 (1 289)	6 838 (697)	5 101 (520)
	87	11 880 (1 211)	16 020 (1 633)	14 431 (1 471)	9 300 (948)	6 926 (706)
	140	13 881 (1 415)	20 061 (2 045)	17 638 (1 798)	11 213 (1 143)	9 212 (939)
	190	16 147 (1 646)	20 493 (2 089)	18 904 (1 927)	12 959 (1 321)	10 359 (1 056)
	240	16 147 (1 646)	20 493 (2 089)	18 904 (1 927)	13 901 (1 417)	11 782 (1 201)
	mayor que 290	16 147 (1 646)	20 493 (2 089)	18 904 (1 927)	13 901 (1 417)	12 007 (1 224)
22.2	38	6 367 (649)	10 251 (1 045)	8 721 (889)	4 719 (481)	3 522 (359)
	64	10 722 (1 093)	17 266 (1 760)	14 695 (1 498)	7 946 (810)	5 925 (604)
	87	14 568 (1 485)	20 748 (2 115)	18 816 (1 918)	10 811 (1 102)	8 054 (821)
	140	17 589 (1 793)	24 868 (2 535)	22 033 (2 246)	14 411 (1 469)	11 998 (1 223)
	190	20 326 (2 072)	27 684 (2 822)	25 535 (2 603)	16 187 (1 650)	13 116 (1 337)
	240	21 817 (2 224)	27 684 (2 822)	25 535 (2 603)	18 394 (1 875)	14 597 (1 488)
	mayor que 290	21 817 (2 224)	27 684 (2 822)	25 535 (2 603)	18 786 (1 915)	16 216 (1 653)
25.4	38	7 279 (742)	11 733 (1 196)	9 987 (1 018)	5 405 (551)	5 925 (604)
	64	12 263 (1 250)	19 757 (2 014)	16 814 (1 714)	9 094 (927)	6 779 (691)
	87	16 667 (1 699)	26 448 (2 696)	22 857 (2 330)	12 361 (1 260)	9 212 (939)
	140	21 994 (2 242)	30 499 (3 109)	27 193 (2 772)	18 237 (1 859)	14 823 (1 511)
	190	24 790 (2 527)	35 914 (3 661)	31 569 (3 218)	19 993 (2 038)	16 393 (1 671)
	240	28 214 (2 876)	36 248 (3 695)	33 432 (3 408)	22 288 (2 272)	17 893 (1 824)
	mayor que 290	28 557 (2 911)	36 248 (3 695)	33 432 (3 408)	24 594 (2 507)	19 689 (2 007)

Tabla 6.5 Valores de Q_{pu} por plano de cortante para cargas perpendiculares a la fibra con piezas laterales de madera o metal en uniones con pernos, N (kg)

Diámetro perno mm	Grosor efectivo mm	Coníferas	Latifoliadas			
			Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV
6.4	38	804 (82)	1 226 (125)	1 059 (108)	579 (59)	481 (49)
	64	1 226 (125)	1 628 (166)	1 501 (153)	853 (87)	706 (72)
	87	1 285 (131)	1 628 (166)	1 501 (153)	1 059 (108)	952 (97)
	mayor que 140	1 285 (131)	1 628 (166)	1 501 (153)	1 059 (108)	952 (97)
9.5	38	1 285 (131)	2 021 (206)	1 756 (179)	873 (89)	706 (72)
	64	1 942 (198)	2 992 (305)	2 580 (263)	1 393 (142)	1 177 (120)
	87	2 502 (255)	3 581 (365)	3 306 (337)	1 756 (179)	1 452 (148)
	mayor que 140	2 825 (288)	3 581 (365)	3 306 (337)	2 335 (238)	2 099 (214)
12.7	38	1 717 (175)	2 757 (281)	2 345 (239)	1 167 (119)	952 (97)
	64	2 835 (289)	4 238 (432)	3 689 (376)	1 962 (200)	1 599 (163)
	87	3 522 (359)	5 415 (552)	4 670 (476)	2 521 (257)	2 119 (216)
	140	5 052 (515)	6 406 (653)	5 906 (602)	3 659 (373)	3 021 (308)
	mayor que 190	5 052 (515)	6 406 (653)	5 906 (602)	4 169 (425)	3 757 (383)
15.9	38	2 148 (219)	3 453 (352)	2 943 (300)	1 462 (149)	1 187 (121)
	64	3 610 (368)	5 690 (580)	4 954 (505)	2 462 (251)	2 001 (204)
	87	4 689 (478)	7 073 (721)	6 131 (625)	3 345 (341)	2 717 (277)
	140	6 759 (689)	10 045 (1 024)	9 084 (926)	4 768 (486)	3 963 (404)
	190	7 917 (807)	10 045 (1 024)	9 261 (944)	6 151 (627)	5 062 (516)
	mayor que 240	7 917 (807)	10 045 (1 024)	9 261 (944)	6 533 (666)	5 062 (516)
19.1	38	2 580 (263)	4 150 (423)	3 532 (360)	1 756 (179)	1 422 (145)
	64	4 336 (442)	6 995 (713)	5 945 (606)	2 953 (301)	2 403 (245)
	87	5 896 (601)	8 917 (909)	7 779 (793)	4 012 (409)	3 267 (333)
	140	8 682 (885)	12 988 (1 324)	11 183 (1 140)	5 984 (610)	5 013 (511)
	190	10 850 (1 106)	14 489 (1 477)	13 371 (1 363)	7 593 (774)	6 278 (640)
	240	11 419 (1 164)	14 489 (1 477)	13 371 (1 363)	9 280 (946)	7 632 (778)
	mayor que 290	11 419 (1 164)	14 489 (1 477)	13 371 (1 363)	9 418 (960)	8 486 (865)
22.2	38	2 992 (305)	4 827 (492)	4 110 (419)	2 040 (208)	1 658 (169)
	64	5 042 (514)	8 123 (828)	6 916 (705)	3 434 (350)	2 796 (285)
	87	6 857 (699)	10 899 (1 111)	9 398 (958)	4 670 (476)	3 796 (387)
	140	10 094 (1 029)	15 451 (1 575)	13 342 (1 360)	7 289 (743)	6 102 (622)
	190	12 871 (1 312)	19 581 (1 996)	17 266 (1 760)	9 084 (926)	7 554 (770)
	240	15 421 (1 572)	19 581 (1 996)	18 060 (1 841)	10 997 (1 121)	9 074 (925)
	mayor que 290	15 421 (1 572)	19 581 (1 996)	18 060 (1 841)	12 724 (1 297)	10 663 (1 087)
25.4	38	3 424 (349)	5 523 (563)	4 699 (479)	2 335 (238)	1 893 (193)
	64	5 768 (588)	9 300 (948)	7 907 (806)	3 934 (401)	3 198 (326)
	87	7 848 (800)	12 635 (1 288)	10 752 (1 096)	5 337 (544)	4 346 (443)
	140	12 017 (1 225)	18 149 (1 850)	15 745 (1 605)	8 594 (876)	6 985 (712)
	190	15 078 (1 537)	23 377 (2 383)	20 111 (2 050)	10 732 (1 094)	8 986 (916)
	240	18 335 (1 869)	25 624 (2 612)	23 642 (2 410)	12 861 (1 311)	10 663 (1 087)
	mayor que 290	20 189 (2 058)	25 624 (2 612)	23 642 (2 410)	15 088 (1 538)	12 439 (1 268)

6.3.4 Requisitos particulares para pijas

6.3.4.1 Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pijas de las siguientes secciones son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la norma NMX-H-23 “Tornillos de acero para madera” (ref. 7).

Los valores tabulados de capacidades corresponden a una sola pija en extracción o en cortante simple.

6.3.4.2 Colocación de las pijas en las uniones

a) Taladros para alojar las pijas

Los taladros para alojar las pijas deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) El taladro guía para la caña deberá tener el mismo diámetro que la caña y su profundidad deberá ser igual a la longitud del tramo liso de ésta.
- 2) El taladro guía para el tramo con rosca deberá tener un diámetro entre 65 y 85 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo I, a 60 a 75 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo II, y a 40 a 70 por ciento del diámetro de la caña para maderas de los grupos III y IV y coníferas. En cada grupo los porcentajes mayores se aplicarán a las pijas de mayor diámetro. La longitud del taladro guía será por lo menos igual a la del tramo con rosca.

b) Inserción de la pija

El tramo roscado deberá insertarse en su taladro guía haciendo girar a la pija con una llave. Para facilitar la inserción podrá recurrirse a jabón o algún otro lubricante, siempre que éste no sea a base de petróleo.

c) Espaciamientos

Los espaciamientos y las distancias a los bordes y los extremos para uniones con pijas deberán ser iguales a los especificados en la sección 6.3.2.3 para pernos con un diámetro igual al diámetro de la caña de la pija en cuestión.

6.3.4.3 Penetración de las pijas

En la determinación de la longitud de penetración de una pija en un miembro deberá deducirse del tramo roscado la porción correspondiente a la punta.

6.3.5 Resistencia de uniones con pijas

6.3.5.1 Resistencia a la extracción

a) Resistencia a tensión de la pija

La resistencia de las pijas determinadas con base en la sección correspondiente a la raíz de la rosca deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

b) Resistencia de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra o determinada con la ecuación 6.6 deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

$$P_{re} = F_R Y_e I_p n \quad (6.6)$$

donde

$Y_e = Y_e' J_h J_d J_{gp}$ (sección 2.4.2);

Y_e' resistencia especificada de extracción por unidad de longitud de penetración (tabla 6.6);

I_p longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta;

n número de pijas en el grupo; y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

c) Resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra deberá tomarse igual a la mitad de la correspondiente a las pijas hincadas perpendicularmente a la fibra.

6.3.5.2 Resistencia lateral

a) Longitud de penetración, I_p , para el cálculo de resistencia lateral

Las longitudes máximas de penetración utilizadas en la determinación de la resistencia lateral, P_{ru} y Q_{ru} de las pijas, no deberán exceder los valores dados en la tabla 6.7.

b) Pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia lateral de diseño de un grupo de pijas, P_{ru} , Q_{ru} o N_{ru} , deberá ser igual o mayor que el efecto de las cargas de diseño y se calcularán de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$P_{ru} = F_R A_1 n Y_u \quad (6.7)$$

Tabla 6.6 Resistencia especificada a la extracción de pijas, Y_e' , N/mm (kg/cm)

Diámetro		Coníferas	Latifoliadas			
mm	pulg.		Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV
6.4	1/4	34 (35)	118 (120)	69 (70)	39 (40)	14 (14)
7.9	5/16	47 (48)	146 (149)	88 (90)	54 (55)	24 (24)
9.5	3/8	61 (62)	174 (177)	108 (110)	69 (70)	33 (34)
11.1	7/16	74 (75)	201 (205)	127 (129)	82 (84)	42 (43)
12.7	1/2	86 (88)	227 (231)	144 (147)	95 (97)	52 (53)
15.8	5/8	110 (112)	275 (280)	179 (182)	121 (123)	69 (70)
19.0	3/4	132 (135)	323 (329)	211 (215)	145 (148)	85 (87)
22.2	7/8	154 (157)	368 (375)	243 (248)	169 (172)	102 (104)
25.4	1	176 (179)	412 (420)	274 (279)	191 (195)	117 (119)

Tabla 6.7 Valores máximos de la longitud de penetración, l_p , para cálculo de resistencia lateral

	Coníferas	Latifoliadas			
		Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV
Longitud de penetración	10D	8D	9D	10D	11D

Tabla 6.8 Valores especificados de resistencia lateral para cargas paralelas a la fibra en pijas, Y_u' , MPa (kg/cm²)

	Coníferas	Latifoliadas			
		Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV
Y_u'	3.0 (31)	5.3 (54)	4.1 (42)	3.2 (33)	2.5 (25)

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = P_{ru} J_n \quad (6.8)$$

Para carga a un ángulo θ con respecto a la fibra

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \sin^2 \theta + Q_{ru} \cos^2 \theta} \quad (6.9)$$

donde
 $Y_u = Y_u' J_n J_d J_{gp} J_g$ (sección 2.4.2);

- Y_u' valor especificado (tabla 6.8);
- J_n factor de modificación por carga perpendicular a la fibra (tabla 2.16);
- A_1 superficie de apoyo de la pija, igual a $D l_p$;
- n número de pijas en un grupo; y
- F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

c) Pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia lateral de pijas hincadas paralelamente a la fibra, deberá tomarse igual a 0.67 de los valores correspondientes para pijas hincadas perpendicularmente a la fibra. No es aplicable el factor de incremento por pieza lateral metálica, J_{gp} .

6.4 Uniones con placas dentadas o perforadas

6.4.1 Consideraciones generales

Se entiende por uniones con placa dentadas o perforadas, uniones a base de placas de pequeño calibre en las que la transferencia de carga se efectúa por medio de dientes formados en las placas o por medio de clavos.

Las placas deberán ser de lámina galvanizada con las propiedades mínimas indicadas en la norma NMX-B-009, "Láminas de acero al carbón galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general" (ref. 8).

Las uniones deberán detallarse de manera que las placas en los lados opuestos de cada unión sean idénticas y estén colocadas en igual posición.

Cuando se trate de placas clavadas deberá entenderse el término “clavo” en lugar de “diente”.

Para que sean aplicables las reglas de dimensionamiento de las siguientes secciones deberán satisfacerse las siguientes condiciones:

- a) Que la placa no se deforme durante su instalación;
- b) Que los dientes sean perpendiculares a la superficie de la madera;
- c) Que la madera bajo las placas no tenga defectos ni uniones de “cola de pescado”; y
- d) Que el grosor mínimo de los miembros unidos sea el doble de la penetración de los dientes.

6.4.2 Dimensionamiento

El dimensionamiento de uniones a base de placas dentadas o perforadas podrá efectuarse por medio de cualquiera de los siguientes procedimientos:

- a) Demostrando experimentalmente que las uniones son adecuadas, mediante pruebas de los prototipos de las estructuras en que se utilicen dichas uniones. Las pruebas deberán realizarse de acuerdo con los lineamientos que establezca la Administración.
- b) Determinando las características de las placas requeridas de acuerdo con las capacidades de las placas obtenidas por medio de las pruebas que especifique la Administración.

7. EJECUCIÓN DE OBRAS

7.1 Consideraciones generales

Las indicaciones dadas en esta sección son condiciones necesarias para la aplicabilidad de los criterios de diseño dados en estas Normas.

Cuando la madera se use como elemento estructural, deberá estar exenta de infestación activa de agentes biológicos como hongos e insectos. Se permitirá cierto grado de ataque por insectos, siempre que éstos hayan desaparecido al momento de usar la madera en la construcción. No se admitirá madera con pudrición en ningún estado de avance.

Se podrá usar madera de coníferas de clases A o B o maderas latifoliadas de calidad estructural.

7.2 Normas de calidad

La calidad de la madera de coníferas se regirá por la norma NMX-C-239, “Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales” (ref. 1). Para madera de especies latifoliadas deberá utilizarse norma NMX-C-409-ONNCCE, “Clasificación visual para maderas latifoliadas de uso estructural” (ref. 2).

7.3 Contenido de humedad

Antes de la construcción, la madera deberá secarse a un contenido de humedad apropiado y tan parecido como sea práctico al contenido de humedad en equilibrio promedio de la región en la cual estará la estructura.

La tabla 7.1 indica la relación existente entre humedad relativa, temperatura del bulbo seco y contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas. Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y para madera maciza de latifoliadas se calculan de los datos de esta tabla como se indica al pie de la misma.

Tabla 7.1 Contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas¹ de acuerdo con la humedad relativa y la temperatura de bulbo seco

Humedad relativa, %	Rango de temperatura del bulbo seco, grados K (°C)	Contenido de humedad en equilibrio ± 0.5 (%)
45	273 a 313 (0 a 40)	8.3
50	273 a 313 (0 a 40)	9.1
55	273 a 313 (0 a 40)	10.0
60	273 a 313 (0 a 40)	10.8
65	273 a 313 (0 a 40)	11.8
70	273 a 313 (0 a 40)	12.9
72	273 a 313 (0 a 40)	14.2
75	273 a 313 (0 a 40)	15.8
80	273 a 313 (0 a 40)	17.8
mayor que 80	273 a 313 (0 a 40)	20.3

¹ Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y madera maciza de latifoliadas son aproximadamente 2 por ciento más bajos que los dados en la tabla.

Si el contenido de humedad de la madera excede el límite indicado en estas Normas para la madera seca (18 por ciento), el material solamente podrá usarse si el riesgo de pudrición en el tiempo que dure el secado es eliminado.

La madera deberá ser almacenada y protegida apropiadamente, contra cambios en su contenido de humedad y daño mecánico, de tal manera que siempre satisfaga los requerimientos de la clase estructural especificada.

7.4 Protección a la madera

Se cuidará que la madera esté debidamente protegida contra cambios de humedad, insectos, hongos, y fuego durante toda la vida útil de la estructura. Podrá protegerse ya sea por medio de tratamientos químicos, recubrimientos apropiados, o prácticas de diseño adecuadas.

Los preservadores solubles en agua o en aceite utilizados en la preservación de madera destinada a la construcción deberán cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-178-ONNCCE "Preservadores para madera – Clasificación y requisitos" (ref. 9).

Cuando se usen tratamientos a presión deberá cumplirse con la clasificación y requisitos de penetración y retención de acuerdo con el uso y riesgo esperado en servicio indicado por la norma NMX-C-322 "Madera Preservada a Presión – Clasificación y Requisitos" (ref. 10).

Para disminuir el riesgo de ataque por termitas se deberán tomar en cuenta las indicaciones para prevenir el ataque por termitas subterráneas y termitas de madera seca en construcciones con madera de la norma NMX-C-222 "Prevención de Ataque por Termitas" (ref. 11).

7.5 Pendiente mínima de los techos

La superficie de los techos deberá tener una pendiente mínima de 3 por ciento hacia las salidas del drenaje para evitar la acumulación de agua de lluvia. Deberán revisarse periódicamente estas salidas para mantenerlas libres de obstrucciones.

7.6 Tolerancias

Las tolerancias en las dimensiones de la sección transversal de un miembro deberán conformar con los requerimientos prescritos en la norma NMX-C-224-ONNCCE "Dimensiones de la madera aserrada

para su uso en la construcción" (ref. 3). Cuando se utilicen miembros de dimensiones distintas a las especificadas en la norma, las dimensiones de la sección transversal de un miembro no serán menores que las de proyecto en más de 3 por ciento.

7.7 Transporte y montaje

El ensamblaje de estructuras deberá llevarse a cabo en tal forma que no se produzcan esfuerzos excesivos en la madera no considerados en el diseño. Los miembros torcidos o rajados más allá de los límites tolerados por las reglas de clasificación deberán ser reemplazados. Los miembros que no ajusten correctamente en las juntas deberán ser reemplazados. Los miembros dañados o aplastados localmente no deberán ser usados en la construcción.

Deberá evitarse sobrecargar, o someter a acciones no consideradas en el diseño a los miembros estructurales, durante almacenamiento, transporte y montaje, y esta operación se hará de acuerdo con las recomendaciones del proyectista.

8. RESISTENCIA AL FUEGO

8.1 Medidas de protección contra fuego

8.1.1 Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera

Las especificaciones de diseño relacionadas con esta sección, deberán tomar como base las indicaciones de la norma NMX-C-145 "Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera" (ref. 12).

8.1.2 Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos

La determinación de la resistencia al fuego de los muros y cubiertas deberá hacerse de acuerdo con lo especificado en la norma NMX-C-307 "Resistencia al fuego. Determinación" (ref. 13).

8.1.3 Características de quemado superficial de los materiales de construcción

Las características de quemado superficial de los materiales utilizados como recubrimiento se deberán determinar de acuerdo a lo indicado en la norma NMX-C-294 "Determinación de las características del

quemado superficial de los materiales de construcción” (ref. 14).

8.2 Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones

8.2.1 Diseño de elementos estructurales aislados

En el diseño de elementos aislados deberá proporcionarse una resistencia mínima de 30 minutos a fuego, de acuerdo a lo especificado en la norma NMX-C-307 “Resistencia al fuego. Determinación” (ref. 13), pudiendo emplearse métodos de tratamiento, recubrimientos, o considerando la reducción de sección de las piezas.

8.2.2 Ejecución de uniones

Cuando se diseñe una estructura con juntas que transfieran momentos o fuerzas concentradas importantes de un elemento a otro, se deberá tener especial cuidado en el comportamiento de dichas juntas, ya que como efecto de elevadas temperaturas, pueden presentarse asentamientos o plastificación parcial o total de los elementos de unión que causen redistribución de cargas.

REFERENCIAS

1. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales. NMX-C-239-1985. México, D.F., 1985.
2. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Clasificación visual para maderas latifoliadas de uso estructural. NMX-C-409-ONNCCE-1999. México, D.F., 1999.
3. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción. NMX-C-224-ONNCCE-2000. México, D.F., 2000.
4. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Madera contrachapada de pino. NMX-C-326-1978. México, D. F., 1978
5. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Clavos cilíndricos. NMX-H-64-1960. México, D.F., 1960.
6. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Tornillos con cabeza hexagonal. NMX-H-47-1979. México, D.F., 1979.
7. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Tornillos de acero para madera. NMX-H-23-1976. México, D.F., 1976.
8. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Láminas de acero al carbón galvanizadas

por el proceso de inmersión en caliente para uso general. NMX-B-9-1979. México, D.F., 1979.

9. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Preservadores solubles en agua y aceite. NMX-C -178-ONNCCE-1983. México, D.F., 1983.
10. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Madera preservada a presión. Clasificación y requisitos. NMX-C-322-ONNCCE-1999. México, D.F., 1981.
11. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Prevención de ataque por termitas. NMX-C-222- 1983. México, D.F., 1983.
12. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera. NMX-C-145-1982. México, D.F., 1982.
13. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Resistencia al fuego. Determinación. NMX-C-307- 1982. México, D.F., 1982.
14. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Determinación de las características del quemado superficial de los materiales de construcción. NMX-C-294-1980. México, D.F., 1980.

APENDICE A – PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCIÓN PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

A.1 Aplicación

En este apéndice se presentan las propiedades efectivas de la sección que pueden ser utilizadas en el diseño estructural con placas de madera contrachapada.

Las placas de madera contrachapada pueden ser fabricadas con un número de combinaciones diferentes de chapas, para cada uno de los diversos grosores nominales de las placas. Se entiende por grosor nominal, la designación comercial del grosor de las placas o de las chapas. El grosor real de las placas puede variar ligeramente, dependiendo de la tolerancia en manufactura y la combinación de chapas empleada.

Para determinar las propiedades de las diferentes secciones incluidas en este apéndice se consideraron chapas con grosores nominales comerciales disponibles en México actualmente. Se incluyen únicamente las cuatro combinaciones que se estima son más convenientes para el uso

estructural, de los seis grosores nominales comerciales más comúnmente producidos en el país.

Las propiedades de la sección dadas en la tabla A.3 son para diseños realizados de acuerdo con las especificaciones de estas Normas y para placas de madera contrachapada de una calidad y comportamiento estructural que cumplan con los requisitos de la sección 4.1 de las mismas.

A.2 Propiedades de la sección

Las propiedades de la sección incluidas en la tabla A.3 para flexión, tensión, compresión y cortante en el plano de las chapas se calcularon considerando únicamente las chapas con la fibra paralela a la dirección del esfuerzo. Para tomar en cuenta la contribución de las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo, se multiplicaron los valores de las propiedades así obtenidos por las constantes C de la tabla A.1. Para los cálculos de resistencia a cortante a través del grosor deberá utilizarse el área total de la sección transversal de la placa de madera contrachapada.

El cálculo de las propiedades de esta sección se realizó utilizando el siguiente procedimiento:

La suma de los grosores nominales de las chapas para una combinación particular se disminuyó en 0.8 mm en forma simétrica, para tener en cuenta las tolerancias en grosor comunes en procesos de fabricación con control de calidad adecuado. Al valor del grosor disminuido se le llama grosor neto. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores paralelas al esfuerzo se consideró que las chapas con menor grosor eran las exteriores. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo, se tomaron como grosores disminuidos, los de las chapas transversales contiguas a las exteriores. En ambos casos el cálculo resulta en la condición más conservadora.

Los grosores de las chapas consideradas se mantuvieron dentro de los siguientes límites:

Tabla A.2 Límites en grosores de chapas

1) Grosor mínimo de chapa	2.5 mm (excepto como se indica en 4, 5 y 6)
2) Grosor máximo de chapas exteriores	3.2 mm (excepto como se indica en 7)
3) Grosor máximo de chapas interiores	6.4 mm
4) Chapas transversales que pueden usarse en placas con 5 chapas de 12 mm de grosor	2.1 mm
5) Cualquier chapa que se desee en placas con 5 chapas con grosor menor que 12 mm	1.6 mm
6) Chapas centrales en placas de 5 chapas	1.6 mm
7) Las placas de 5 chapas con 19 mm de grosor nominal deberán tener todas las chapas del mismo grosor	4.0 mm

Tabla A.1 Valores de C para obtener las propiedades efectivas de las placas de madera contrachapada

Número de chapas	Orientación	Módulo de sección	Momento de inercia
3 chapas	90°	2.0	1.5
4 chapas y más	90°	1.2	1.2
Todas las chapas	0°	1.0	1.0

