

62 29

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



“ DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA ”

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

JOSE ALBERTO GONZALEZ GUADARRAMA
EDUARDO JIMENEZ JIMENEZ



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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 está 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.

INDICE

CAPITULO

I	INTRODUCCION.....	3
II	CLASIFICACION DE LA MADERA Y ELEMENTOS DE CIMBRA.....	7
II.1	Cuantificación de la madera.....	15
II.2	Clasificación y clases de madera.....	17
II.3	Regla de clasificación estructural para madera de pino.....	19
II.4	Regla de clasificación estructural para maderas latifoliadas.....	23
II.5	Resistencia de la madera.....	26
II.6	Elementos constitutivos de la cimbra....	34
III	USOS.....	37
III.1	Zapata.....	38
III.2	Columna.....	39
III.3	Muro.....	40
III.4	Losa.....	42
III.5	Trabe.....	44
III.6	Diversos tipos de acabados.....	46
III.7	Protección.....	48
IV	CALCULO DE CIMBRAS.....	49
IV.1	Datos requeridos para el diseño.....	52
IV.2	Esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad de la madera.....	53
IV.3	Cargas verticales.....	56
IV.4	Presión lateral del concreto fresco.....	58
IV.5	Valores de la presión lateral para cimbras.....	61
IV.6	Fórmulas para la presión lateral en muros.....	62
IV.7	Fórmulas para la presión lateral en columnas.....	63
IV.8	Levantamientos debidos a la presión lateral.....	65
IV.9	Cargas laterales.....	65
IV.10	Flexión.....	67
IV.11	Diseño por flexión.....	70
IV.12	Deflexiones.....	72

IV.13	Compresión.....	74
IV.14	Miembros sometidos a flexocompresión....	77
IV.15	Fuerza cortante.....	83
IV.16	Ayudas de diseño.....	85
V	EJEMPLOS DE DISEÑO.....	93
V.1	Zapata.....	93
V.2	Columna rectangular.....	94
V.3	Trabe.....	102
V.4	Muro.....	108
V.5	losa.....	114
VI	AUDIOVISUAL.....	119
VII	CONCLUSIONES.....	128
	Bibliografía.....	130

INTRODUCCION

La madera ha sido uno de los primeros materiales utilizados por el hombre en la actividad constructiva y por lo tanto para propósitos de ingeniería.

Presenta varias ventajas por su ligereza, es fácil de maniobrar y se le puede trabajar con simples herramientas manuales. La unión de piezas de madera es fácil de lograrla, ya sea con clavos, tornillos, pernos, pegamentos, etcétera; en otros países se tienen bien clasificados los conectores dependiendo del tipo de madera y cual va a ser su empleo.

No obstante a las ventajas que presenta, su uso como elemento estructural ha sido poco utilizado en el país, razón por la cual no se le ha dado destinos más permanentes y de mayor valor económico. ya que también se debe en gran parte a su poca tradición estructural en México (el 11% de las viviendas construidas en la República Mexicana tienen techo y paredes de madera como material predominante; en cambio en países como Estados Unidos, el 90% de las casas habitación son de madera); de igual forma por su alto costo comparado con otros materiales de construcción, la falta de información sobre sus características físico-mecánicas y de experiencias estructurales con diversas especies del país, la variabilidad de calidad que existe en el mercado, ya que se considera como material de inferior calidad al que no se le debe tener confianza.

El uso estructural que se le da principalmente en el país es como material para cimbra.

La cimbra es el recipiente dentro del cual se vacía el concreto para tener la configuración de diseño requerida.

En terminos generales, una cimbra se integra fundamentalmente por dos estructuras: cimbra de contacto y obra falsa.

La cimbra de contacto es la que se dispone en forma directa con el concreto y cuya función primordial es contener y configurar al concreto de acuerdo con el diseño de la estructura.

La obra falsa es la constituida por elementos que trabajan estructuralmente soportando a la cimbra de contacto y el peso del concreto ya sea reforzado o no.

De acuerdo con las especificaciones generales para la cimbra, se debe prestar atención especial a los siguientes aspectos:

- a).- Confinamiento del concreto para dar la forma según las dimensiones requeridas y ser suficientemente hermética para evitar fugas del mortero (mezcla cemento-agua-arena), durante el vaciado del concreto.

- b).- Resistencia suficiente para soportar la presión originada por la colocación y vibrado del concreto.
- c).- Rigidez adecuada para limitar los desplazamientos de la sección estructural a las tolerancias dimensionales especificadas.
- d).- Determinación del tiempo de permanencia de la cimbra, considerando: cargas de construcción, resistencia a edades tempranas del concreto y la posibilidad de recuperación de contraflechas.
- e).- Integridad de la estructura mediante juntas de colado convenientemente localizadas y sujetas previamente a la aprobación del diseñador, restringiendo su localización a los sitios en que se debilite el menor grado de la estructura.

El cálculo de la cimbra para una estructura de concreto tiene que ver con el alcance general de la economía y calidad de la obra terminada.

El costo de la cimbra para una obra de concreto puede representar entre el 35% y el 60% del costo total por concepto de concreto, por lo que el diseño y construcción de cimbras demanda buen juicio y una adecuada planeación que garanticen economía y seguridad. Por lo consiguiente al Reglamento de Construcciones

del Distrito Federal, estipula en el capítulo X para Obras Provisionales y Modificaciones:

Artículo 237.- Las obras provisionales, como tribunas para eventos especiales, pasos de carácter temporal para peatones o vehículos durante obras viales o de otro tipo, tapias, obras falsas y cimbras, deberán proyectarse para cumplir los requisitos de seguridad de este reglamento.

Es muy común, que dentro de las prácticas normales de la construcción la cimbra no se toma mucho en cuenta, es decir, no existe ni planeación ni diseño de la misma y muchas veces se deja a la intuición y experiencia del carpintero. Pero hay que asentar que no importando el tamaño de la obra, la planeación y el cálculo de la misma nos redundará en economía calidad y seguridad.

A lo largo de los años el estudio, la aplicación y el uso de la cimbra han necesitado del desarrollo constante de métodos más eficientes y técnicas más novedosas con el fin de simplificar y acelerar los trabajos de construcción y apuntalamiento de las cimbras, la colocación misma del concreto y desmantelamiento subsecuente de ésta.

CAPITULO II

CLASIFICACION DE LA MADERA Y ELEMENTOS DE CIMBRA

Existen más de doscientas clases de árboles que producen madera comercial de muy diferentes propiedades, desde maderas propias para todos los usos, hasta maderas de aplicaciones especiales, como la de balsa, la de ébano, etcétera.

Muchas propiedades de la madera dependen de su estructura, por lo cual es necesario hablar de ella en forma muy somera. El término "grano" representa la distribución y dirección de las células y fibras de la madera cortada, o sea, la dirección en la cual la madera se parte más fácilmente. La "figura" depende en parte del grano, pero principalmente de las condiciones de crecimiento, o sea, del grosor de las paredes y de la ausencia o presencia de poros, así como del corte.

La madera puede considerarse como un material anisotrópico, es decir, tiene diferentes propiedades según la dirección en que trabaje, debido a diferencias de estructura y falta de homogeneidad, esto varía más si se trata de maderas de distinta procedencia o de especies distintas.

De igual forma la presencia de defectos tiene gran influencia en las propiedades, dando distintos valores de las mismas de acuerdo con el tamaño de las piezas.

Se consideran como defectos, irregularidades de la madera que puedan disminuir su resistencia, su durabilidad, que la hagan impropia para determinado uso o perjudique su presentación. Los defectos más comunes son:

1.- Defectos naturales: Son la presencia de nudos y grietas a lo largo del grano, concentraciones de resina y fallas de compresión.

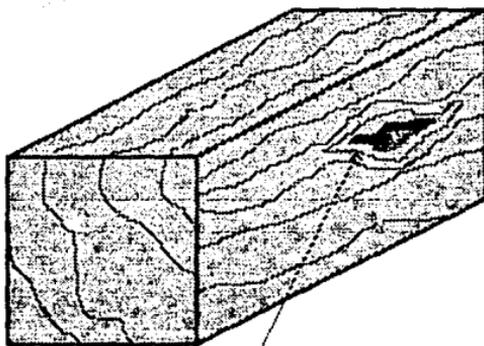
-Nudo: Son porciones de madera dura y compacta pertenecientes a ramas que quedaron incluidas en el tronco. Se les toma en cuenta al determinar los esfuerzos de trabajo. Los nudos se clasifican en:

-Nudo hueco: Es el espacio vacío o hueco dejado por un nudo al desprenderse de la madera. Al nudo suelto o con deterioro se le debe considerar como hueco.

-Nudo sano: Es la porción de rama entrecruzada con el resto de la madera que no se soltará o aflojará durante los procesos de secado y uso. No se presenta rasgos de deterioro ni de pudrición.

-Nudos arracimados: son dos o más nudos agrupados por las fibras desviadas que los rodean y alteran en gran proporción el hilo de toda la pieza. A todo racimo se le considera como unidad de nudo.

Defectos naturales de la madera



Nudo

-Concentraciones o bolsas de resina: Son las aberturas paralelas a los anillos anuales que contienen resina ya sea en estado líquido o sólido.

-Fallas de compresión: Son deformaciones o roturas de las fibras de la madera como resultado de una compresión o flexión excesivas de árboles en pie causadas por su propio peso o por acción de fuertes fenómenos atmosféricos.

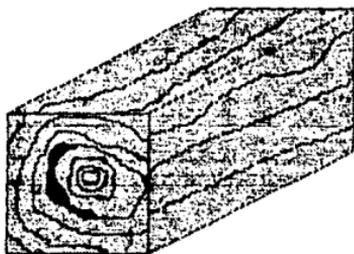
2.- Defectos del secado o curado: Son pérdidas de humedad debidas al secado al aire libre o en estufa, (el curado de la madera aserrada es realmente la reducción de la humedad de la madera hasta un contenido correcto. Este contenido correcto de humedad para la madera aserrada

curada al aire libre es del 10 al 15 por ciento; la madera aserrada curada en estufa debe contener cerca del 5 por ciento). Debido a la rapidez con que se efectúa este proceso, provoca: rajaduras, reventaduras, alabeos, acanalamientos (abarquillados), arqueamientos, encorvaduras y torceduras (espirada).

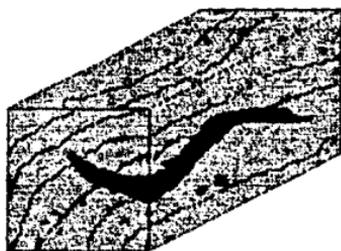
-Rajaduras: son endaduras o separaciones longitudinales de la madera que atraviesan los anillos anuales.

-Reventaduras: son las separaciones a lo largo del hilo principalmente entre anillos anuales.

Defectos de la madera



Reventadura



Grieta



Rajadura

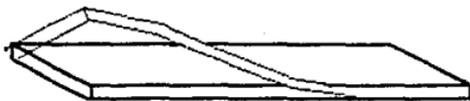
- Alabeos: son curvaturas de las piezas de madera por la deformación de uno de sus planos longitudinales o transversales o de ambos.
- Acanalamientos: son alabeos en la dirección transversal.
- Arqueamiento: alabeos en la dirección longitudinal.
- Encorvadura: alabeos de los cantos en sentido longitudinal.
- Torcedura: alabeos simultáneos en las direcciones longitudinal y transversal.



Arqueamiento



Encorvadura



Torcedura



Acanalamiento

Estos tipos de defectos reducen la resistencia al esfuerzo cortante, por lo tanto, los miembros sujetos a flexión resultan afectados directamente por su presencia.

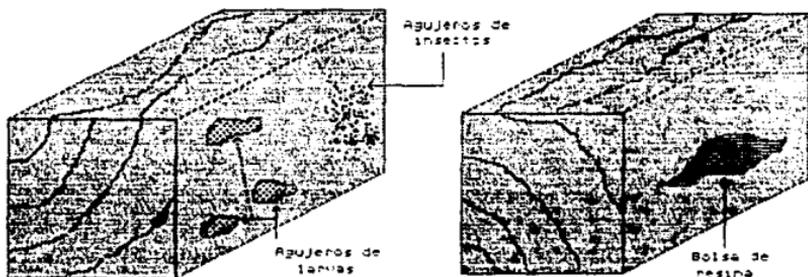
3.- Defectos debidos a la mala preservación: pudrición, manchas y perforación.

Pudrición: es la descomposición gradual de la sustancia leñosa, por la acción de hongos destructores de la madera. La pudrición se reconoce con facilidad porque la madera se hace blanda, esponjosa o se desmorona. Generalmente es difícil determinar el alcance de la pudrición, por lo tanto, en maderas destinadas a estructuras no se tolera ninguna forma de pudrición.

Manchas: son cambios en el color de la madera que no afectan la estructura leñosa y se producen por acción de los hongos.

Perforación: Es la presencia de galerías en la madera producidas por diferentes insectos en general.

Ejemplos de agujeros de insectos y bolsa de resina



Agujeros de insectos y larvas

Bolsa de resina

4).- Defectos debidos al corte: Aparece el grano no paralelo al eje de la pieza, no puede ser diagonal o espiral, disminuye la última fuerza de compresión, la tenacidad y la elasticidad. También se tiene la presencia del descantillado o gema.

Gema: Es la falta de una arista en una pieza de madera. La resistencia de la pieza puede resultar afectada por la gema, ya que disminuye el Área de la sección transversal.

Duramen quebradizo: Es la zona del duramen que presenta grietas o separaciones en la madera debidas a esfuerzos internos de la madera del árbol al ser éste aserrado.

MEDICION DE LA GEMA



Cantidad de
gema sobre
la cara de
la pieza



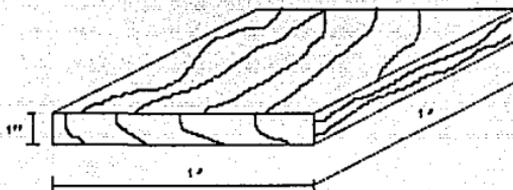
Cantidad de
gema sobre
el canto de
la pieza



Cantidad de gema
sobre el canto de
la pieza

Quantificación de la madera

En nuestro país, la madera debería cuantificarse en el Sistema Métrico Decimal, es decir, por metro cúbico, múltiplo o submúltiplo, más la práctica es hacerlo a base de la unidad denominada "Pie Tablón", a la que se le define como el volúmen de madera que integra un elemento de un pie de ancho (30.48 cms.) por un pie de largo (30.48 cms) por una pulgada de espesor (2.54 cms); por lo tanto, un pie tablón debe ser igual al volúmen contenido en una pieza de madera de esas dimensiones.



Así por ejemplo una superficie de madera de un metro cuadrado con un espesor de 2.54cms. tendrá el siguiente volúmen:

$$(1.00)/(0.3048) \times (1.00)/(0.3048) \times 1.00 = 11 \text{ pies tablón}$$

De manera práctica, se proponen las siguientes fórmulas para cuantificar pies tablón:

$$(a'' \times b'' \times c) / 12 = \text{P.T.}$$

$$(a'' \times b'' \times c') / 3.657 = \text{P.T.}$$

En donde:

a".- es la dimensión mínima de la pieza en pulgadas.

b".- es la dimensión media de la pieza en pulgadas.

c.- es la dimensión máxima de la pieza en pies.

c'.- en metros.

Para facilitar la cuantificación de la madera en cimbras, se propone el uso de "factores", los cuales son:

Factor de Contacto (F.C.).- Es el cociente expresado en forma de quebrado de la unidad a la cual se quiere referir el estudio (m^2 en nuestro caso) entre el área de contacto real (en la misma unidad) de la porción del elemento analizado.

Factor de Desperdicio (F.D.).- Es el porcentaje expresado en forma decimal de la cantidad total de madera rota o perdida en la elaboración y durante los diferentes usos de la cimbra.

Factor de Usos (F.U.).- Es el cociente expresado en forma de quebrado del uso unitario de un elemento de cimbra entre el número de usos propuestos.

Clasificación y Clases de Madera

Prescindiendo de la clasificación botánica y considerando únicamente aplicaciones y propiedades constructivas la madera se divide en:

Duras.- procede de árboles corpulentos de crecimiento lento, muy resistentes y madera compacta. La dureza es en general una función del peso específico aunque varía con las condiciones de crecimiento, así como del tipo de madera.

Blandas.- es originaria de árboles de crecimiento rápido, con madera poco densa y de baja resistencia.

En el país las principales maderas empleadas con fines estructurales son:

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. Por ejemplo el pino, el abeto, el cedro, etc.

Latifoliadas.- También llamadas angiospermas. Árboles de hoja caduca de forma ancha que producen sus semillas dentro de frutos. Su madera está constituida por células denominadas vasos,

fibras y parénquima.

Madera Contrachapada.- Son placas compuestas de un conjunto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en las cuales las chapas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicularmente entre sí.

Las reglas de calificación y clasificación estructural están orientadas a permitir la identificación, evaluación y determinación de aquellas características o defectos de la madera que son importantes para el comportamiento mecánico.

La calificación consiste en determinar y juzgar la magnitud y el efecto que tienen las características o defectos de la madera sobre sus propiedades mecánicas.

La clasificación es la selección de las piezas de madera en grupos, por grado de calidad, de acuerdo con criterios preestablecidos.

La madera de pino es la más usada para la cimbra, se clasifica en tres clases de acuerdo a su resistencia y debe ser aplicada a la madera seca y cepillada. La clasificación es:

CLASE A: Alta resistencia (Uso Estructural)

CLASE B: Mediana resistencia (Uso Estructural)

CLASE C: Baja resistencia (Uso no Estructural)

Regla de Clasificación Estructural para Madera de Pino

La clasificación de cada pieza se determina aplicando la regla a la sección transversal en la cual aparecen los mayores defectos. Las reglas describen las características principales que pueden ser aceptables dentro de cada clase o calidad y limitan el tamaño y la localización de los defectos.

En el caso de los pinos, los defectos que más influyen en la resistencia de la madera son los nudos.

En este caso, el tamaño permisible de nudos se expresa como fracción del área de la sección transversal que ocupan. Todos los nudos que aparezcan en una longitud de 150 mm o menor, se consideran como si estuvieran en la misma sección transversal, y por lo tanto sus proyecciones sobre el plano de esta sección se suman. Las áreas proyectadas que se traslapan no se duplican.

La pudrición no es permitida en ningún caso para la madera estructural, cualesquiera que sea el estado de avance de la misma.

Las manchas se permiten siempre que sean únicamente cambios de color no relacionadas con la pudrición.

Perforaciones grandes (agujeros de larvas), se permiten hasta dos en un cuadro de 6x6 cms. No debe haber infestación activa.

Perforaciones pequeñas (ataque de insectos), se permiten hasta diez perforaciones en un cuadro de 6x6 cms. No debe haber infestación activa.

Fallas de compresión no están permitidas.

Cuando la pieza presenta defectos simultáneos se debe rechazar totalmente.

En la siguiente tabla se dan los valores de defectos que se permiten a las piezas que tendrán uso estructural (clase A y clase B).

CONSIDERACIONES GENERALES DE CALIFICACION Y CLASIFICACION.

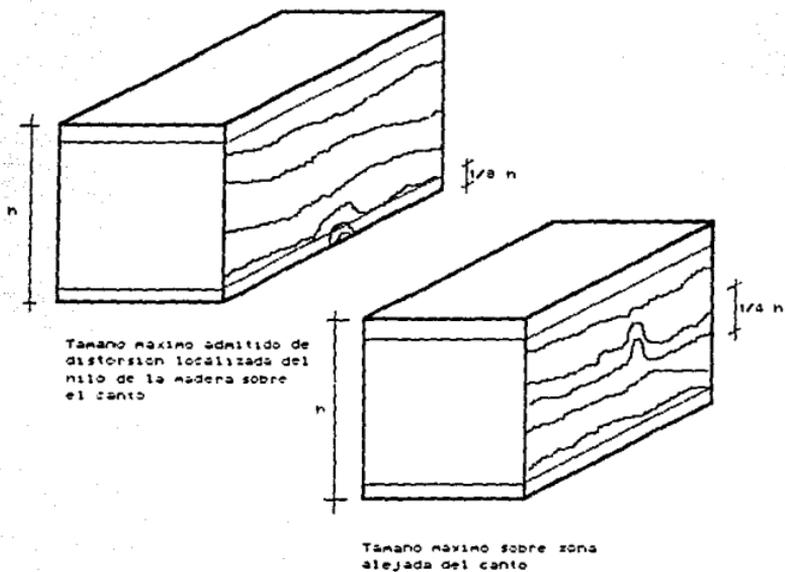
NOM - C - 239 - 1985

DEFECTOS MAXIMOS PERMISIBLES

CLASE

	A (1)	B (2)
Pendiente del hilo	1:10	1:8
Alabeos	Cualquier pieza alabeada (torcida) a más de lo especificado a continuación se rechaza. Límites aproximados de distorsión.	
Arqueamiento	En piezas de 38 mm de grosor no debe exceder 20 mm. En piezas de 88 mm de grosor no debe exceder 10 mm. (Se debe interpolar para tamaños intermedios).	
Encorvadura	En anchos de 88 mm no debe exceder 10 mm. En anchos de 290 mm no debe exceder 5 mm. (Se debe interpolar para tamaños intermedios).	
Torcedura	No debe exceder 1.5 por cada 12 mm de ancho.	
Acanalamiento	No debe exceder 1 mm por cada 50 mm de ancho.	
Gema (arista faltante)	1/4 del grosor 1/4 del ancho	1/3 del grosor o 1/3 del ancho
Ataque de insectos	No debe haber infestación activa	
Agujeros de larva	Se admite un tamaño máximo de 12 mm, siempre siempre que no haya infestación activa. No más de 2 agujeros en un área de 60 x 60 mm.	
Bolsas de resina	Se consideran defectos de la misma manera que los nudos y se mide su área proyectada sobre la sección transversal	
Distorsión localizada del hilo debida a los nudos.	Se mide sobre la superficie de las piezas limitándose su tamaño a la proporción de longitud (como se muestra en la siguiente figura).	

CRITERIO DE MEDICION DE LA DISTORSION LOCALIZADA DEL HILO DE LA MADERA



Regla de Clasificación Estructural para Maderas Latifoliadas

- Acanalamiento: Se permite en forma leve, no mayor de 2% del ancho de la pieza.
- Acebolladura: Se permite sobre una sola cara, hasta un cuarto de la longitud de la pieza, si tiene una profundidad menor de 3 mm.
- Arqueamiento: Se permiten menos de 20 mm en cada 2 m de longitud de la pieza para madera de 38 mm de grueso. Se permite únicamente la mitad de esta cantidad para madera de 88 mm de grueso.
- Arista faltante o gema: Se permite en una sola arista, no más de 1/4 del grosor o del ancho, dependiendo de la superficie en la cual ocurra.
- Duramen quebradizo: No se permite.
- Encorvadura o alabeo de canto: Se permite menos de 10 mm en cada 2 m de longitud de la pieza para madera de 88 mm de ancho. Se permite únicamente la mitad de esta cantidad para madera de 290 mm de ancho.

- Fallas de compresión: No se permiten.
- Grietas: Se permiten con distribución moderada. La suma de sus profundidades medidas desde ambos lados no debe exceder 1/4 del grosor de la pieza.
- Inclinación de la fibra: Se permite una inclinación de 1:8 en cualquier parte de la pieza.
- Manchas: Se permiten, siempre que sean únicamente cambios de color no relacionados con pudrición.
- Médula incluida: No se permite.
- Nudos arracimados: No se permiten.
- Nudo hueco: Se permiten con un diámetro máximo de 4 cms. en las caras o 1/6 del ancho de la cara, lo que resulte menor. No se permite en los cantos.
- Nudo sano: Se permiten con un diámetro máximo de 6 cms. en las caras o de 1/4 del ancho de la cara, lo que resulte menor. No se permiten en los cantos.
- Perforaciones grandes (agujeros de larvas): Se permiten hasta 2 en un cuadro de 6x6 cms. No debe haber infestación activa.
- Pudrición: No se permite en ningún grado de avance.

-Rajaduras: Se permiten solamente en uno de los extremos y de una longitud no mayor de 1.5 veces el ancho de la pieza. No se permiten las aristas.

-Perforaciones pequeñas (ataque de insectos): Se permiten hasta 10 perforaciones en un cuadro de 6 x 6 cms. No debe haber infestación activa.

-Torcedura: Se admiten menos de 1.5 mm por cada 25 mm de ancho de la pieza en una longitud de 2 m. Se admiten en una sola arista.

Si dentro de cualquiera de los siguientes grupos se presenta más de un defecto en el máximo tolerable, la pieza deberá ser rechazada.

- a).- Acanalamiento, arqueamiento, encorvadura y torcedura.
- b).- Inclinación general de la fibra, nudos.
- c).- Rajaduras, grieta, acebolladuras.
- d).- Perforaciones pequeñas, perforaciones grandes.

La pieza también deberá ser rechazada si la inclinación de la fibra es la máxima tolerable en la cara y en el canto que forman una sola arista.

Resistencia de la Madera

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (publicado en el Diario Oficial el día 3 de Julio de 1987, por lo tanto, en vigor). El diseño estructural se hará sobre la base de esfuerzos permisibles en condiciones de servicio (bajo cargas nominales especificadas en el reglamento).

A causa de los defectos y variaciones inherentes de la madera, es imposible asignarle esfuerzos unitarios de trabajo con la precisión requerida desde el punto de vista de la ingeniería, pues la madera presenta problemas más complejos y variados que muchos otros materiales estructurales; la determinación de los esfuerzos permisibles puede basarse en diferentes criterios, que están fundamentados en la información de las características de la madera que se emplea en la cimbra.

La elección del criterio para determinar los esfuerzos permisibles será entonces particular para las condiciones de cada obra.

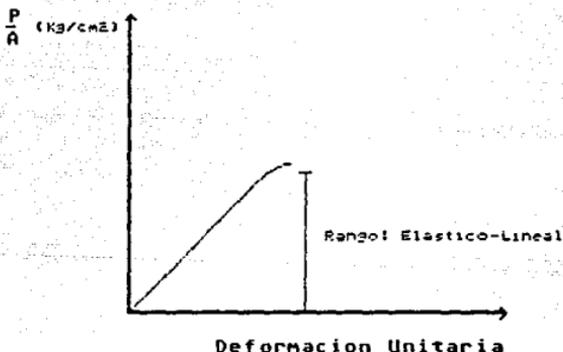
En las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de madera, se admiten los siguientes esfuerzos de trabajo y módulos de elasticidad a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, , sea igual o superior a 0.35 y a elementos estructurales de madera contrachapada.

El diseño de elementos de madera y de los dispositivos de Union requeridos para formar estructuras se llevará a cabo según los criterios de estados limite establecidos en el Título VI del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 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.

GRAFICA: ESFUERZO-DEFORMACION



Valores Especificados de Resistencias y Rigideces.

La tabla I proporciona valores especificados de resistencia y rigidez para madera de coníferas, para las clases estructurales A y B. La tabla II establece valores especificados para los tres grupos de maderas macizas latifoliadas. La tabla III contiene valores especificados de resistencia y rigidez para madera contrachapada de especie de coníferas. Los valores de las tres tablas corresponden a la condición seca. (El contenido de humedad (CH) se define como el peso original menos el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera madera seca a la que tiene un contenido de humedad menor o igual a 18 ± 2 por ciento y humedad, a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor. El valor máximo admisible se limita a 50%).

Tabla I Valores Especificados
de Resistencias y Módulos de Elasticidad
de Maderas de Especies de Coníferas (Kg/cm²)

		C L A S E	
		A	B
Flexión	f' f _u	170	100
Tensión paralela a la fibra	f' f _u	115	70
Compresión paralela a la fibra	f' f _{cu}	120	95
Compresión perpendicular a la fibra	f' f _{cu}	40	40
Cortante paralelo a la fibra	f' f _{vu}	15	15
Módulo de elasticidad	E e. s. s.	100000	80000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5 percentil	E e. s. s.	85000	50000

Tabla II Valores Especificados
de Resistencias y Módulos de Elasticidad
de Maderas de Especies Latifoliadas (k/cm²)

		G R U P O		
		I	II	III
Flexión	f' f _u	300	200	100
Tensión paralela a la fibra	f' f _u	200	140	70
Compresión paralela a la fibra	f' f _u	220	150	80
Compresión perpendicular a la fibra	f' f _u	75	50	25
Cortante paralelo a la fibra	f' f _u	25	20	12
Módulo de elasticidad promedio	E 0.00	160000	120000	75000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5 percentil	E 0.05	120000	85000	50000

Tabla III Valores Especificados
de Resistencias, Módulo de Elasticidad
y Módulo de Rigidez de Madera
Contrachapada de Especies Coníferas (kg/cm²)

Flexión	f' f _u	190
Tensión	f' f _u	140
Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas)	f' f _u	90
Compresión:		
En el plano de las chapas	f' f _u	160
Perpendicular al plano de las chapas	f' f _u	25
Cortante:		
A través del grosor	f' f _u	20
En el plano de las chapas	f' f _u	5
Módulo de elasticidad promedio	E 0.80	105000
Módulo de rigidez promedio	G 0.80	5000

Factores de Reducción de Resistencia.

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

T A B L A I V

A C C I O N	P R O D U C T O	
	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

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 del elemento de unión el valor modificado que resulta de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados.

Elementos Constitutivos de la Cimbra.

De acuerdo a la división de la forma en que se integra fundamentalmente la cimbra, se definirán a continuación sus elementos constitutivos:

La cimbra de contacto se compone principalmente de:

- 1.- Tablero: Son las caras del cimbrado que reciben directamente el concreto. Pueden ser tableros prefabricados (paneles) y tablas.
- 2.- Hojas de triplay: Están formadas por hojas delgadas de madera unidas entre sí por un pegamento especial.

Los espesores más usados son: 3mm, 6mm, 9mm, 12mm, 19mm y 21mm, las medidas de la hoja son de 1.22 x 2.44 m.

El tipo de triplay que se emplea en la cimbra es el llamado "marino" cuya característica esencial es que el pegamento es a prueba de agua y por lo tanto más resistente. Dado a la superficie tersa que presenta el triplay es apropiado para un concreto aparente.

La obra falsa está formada por los siguientes miembros:

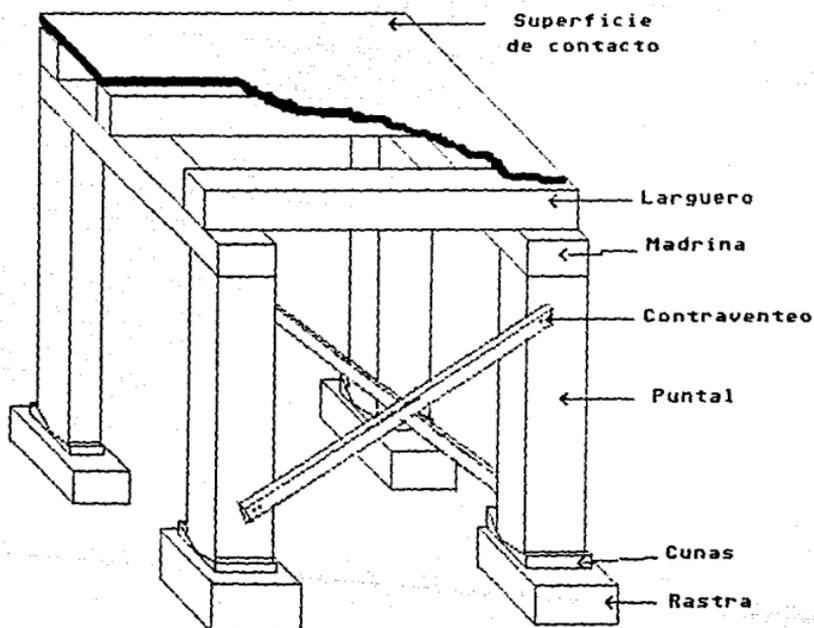
- 1.- Largueros: Son los elementos de refuerzo que proporcionan rigidez a los tableros, sus medidas son de 10 x 5 cm.

- 2.- Vigas madrina: También llamadas traviesas o largueros. Son piezas colocadas perpendicularmente unas con otras y sobre las que se apoya la cimbra de contacto y los largueros. Sus medidas son de 10 x 5 cm.
- 3.- Pie derecho: Apoyo vertical que soporta a la superficie de contacto, largueros, mdrinas y demás solicitaciones (peso del concreto reforzado, cargas vivas, etc.). Sus medidas mínimas serán de 8 x 8 cm, deben ser lo más recto posible.
- 4.- Cuñas: Sirven como apoyo al pie derecho e impiden su posible resbalamiento.
- 5.- Rastre o arrastre; Sirve de base a todo el conjunto.
- 6.- Contravientos: Refuerza el conjunto obra falsa cimbra de contacto contra empujes laterales.
- 7.- Cachetes: Son tableros laterales y también con este nombre se les conoce a los elementos que sirven para unir piezas.
- 8.- Yugos: Son elementos que impiden que se deformen los tableros y sirven para el ensamble de estos.

9.- Pata de gallo o espuela: Sostiene el conjunto cimbra de contacto obra falsa, transmitiendo las cargas vertical y horizontal del pie derecho al suelo.

10.- Estaca: Impide el deslizamiento de la pata de gallo o espuela.

Elementos constitutivos de una cimbra



CAPITULO III

USOS

La cimbra de madera, ha sido y es, el molde tradicional para dar configuración al concreto, por lo tanto su uso no se restringe a unos cuantos tipos de elementos por colar.

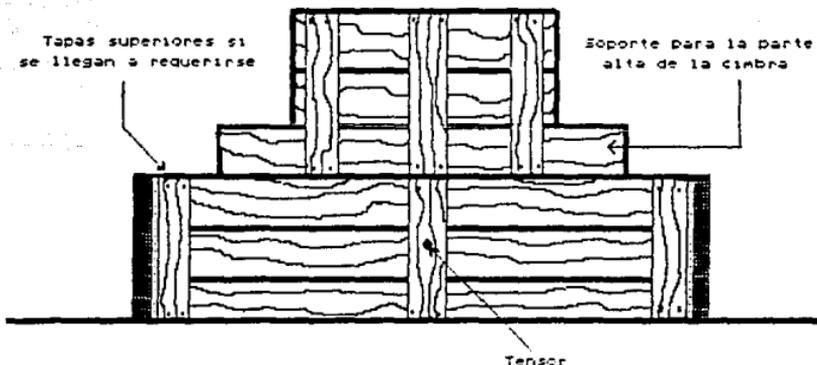
La cimbra se emplea principalmente en:

- 1.- Zapatas.
- 2.- Columnas.
- 3.- Muros.
- 4.- Losas.
- 5.- Trabes.

1.- Zapatas: Para el habilitado de una cimbra para construir cualquier zapata se deben tener las siguientes precauciones:

- a) Hacer coincidir los ejes de la cimbra con los trazos correspondientes de terreno. Para ello se tendrán marcados los ejes tanto en la cimbra como en el suelo.
- b) Alinear perfectamente los cuatro lados de la zapata. Esto se efectuará basandose en los trazos citados anteriormente y ayudandose con hilos y reventones.
- c) Troquelar muy bien la cimbra asegurandose que los apoyos no van a ceder ya que si esto sucede se tendrá una superficie no alineada.

Cimbra para zapata



2.- Columnas: En el caso de cimbras para columnas se deberá verificar lo siguiente:

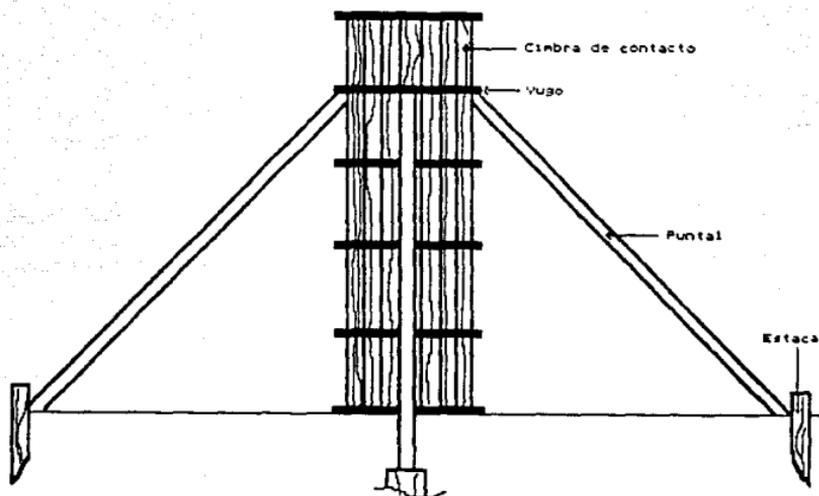
a) Trazar ejes de la columna sobre la base de donde se desplantará ésta.

b) Se colocan los costados sujetandolos provisionalmente al acero de refuerzo. Con el objeto de evitar el deslizamiento de estos elementos se colocan en la parte inferior topes clavados en el piso.

c) Una vez cimbrado se checa la verticalidad de la cimbra por medio de plomos en las dos direcciones. Se colocan puntales en cada uno de los costados para corregir con éstos la verticalidad después del colado ayudados por medio de cuñas que se introducen entre el puntal y la cimbra.

d) Se dejarán ventanillas en la cimbra que sirven para ir checando el colado y en algunos casos se puede ir efectuando el vibrado del concreto.

Cimbra para columna

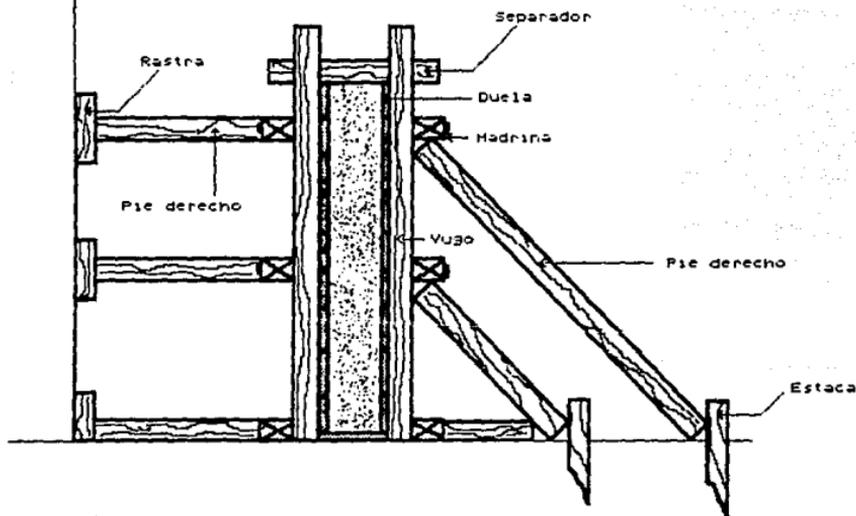


- 3.- Muros: en este tipo de cimbras los costados que están en contacto con el concreto transmiten los esfuerzos que produce éste a elementos verticales que a su vez se apoyan en tornillos o alambres que absorben finalmente los esfuerzos, en este caso también se utilizan puntales inclinados para corregir la verticalidad.

Hay algunos casos en que se tiene que colar el muro contra el terreno natural haciendo que se elimine un costado de la cimbra, como no se puede troquelar la cimbra por medio de tornillos, es necesario que los puntales absorban en su totalidad el empuje horizontal.

Otro caso es el de edificios en colindancia en los cuales se hace necesario que los costados de la cimbra se apoyen sobre la estructura interior para el cual ésta deberá ser colocada previamente a los muros de colindancia.

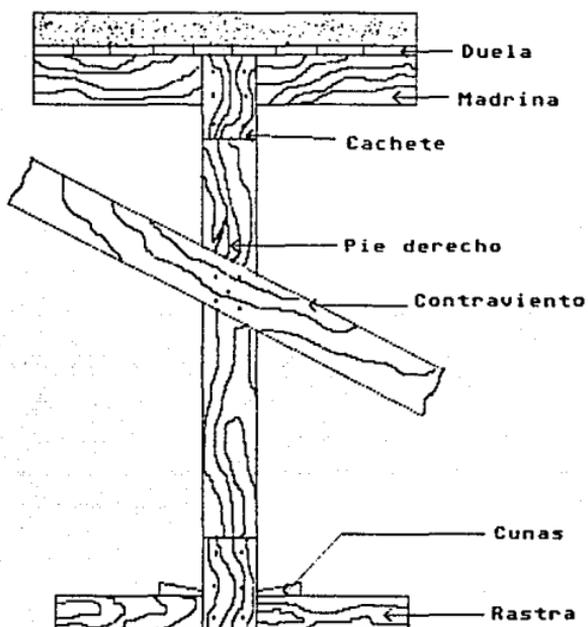
Cimbra para muro



- 4.- Losas: Para este tipo de cimbra se recomienda vigilar los siguientes puntos:
- a) Hacer coincidir los ejes de la cimbra con los de la estructura. Para esto se marcan los ejes para la estructura.
 - b) Nivelación: Se deberá tener en cuenta la contraflecha que se le dará a la cimbra; esta nivelación se efectúa tomando niveles base que se marcan sobre las columnas, de donde se lleva por medio de hilos o escantillones la nivelación de trabe y losa.
 - c) Apoyos: Se deberán checar los pies derechos ya que de fallar éstos producirían la deformación o aún el colapso de la totalidad de la cimbra.
 - d) Se colocarán el número suficiente de apoyos de tal manera que se eviten claros largos que den lugar a deformaciones de la cimbra.
 - e) En el caso de que el número de columnas no sea suficiente para evitar los desplazamientos laterales se contraventearán los pies derechos por medio de elementos colocados a manera de tensores.

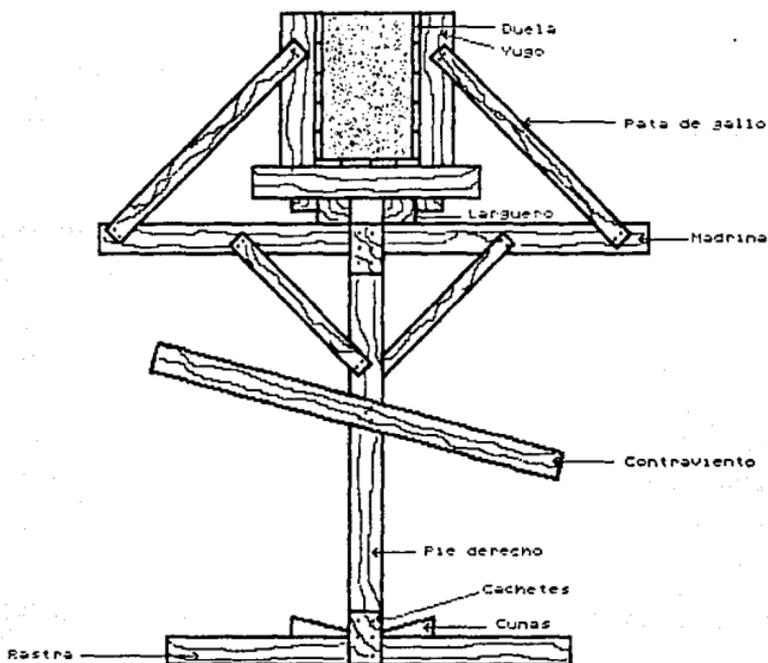
En todo tipo de cimbra se debe ver la forma de recibir las fuerzas horizontales y verticales a puntos que no se muevan.

Cimbra para losa



5.- Traveses: La parte de la cimbra que recibe la base de la trabe tiene el nombre de fondo a diferencia de los laterales que se les designa como cachetes o costados. Los costados reciben el empuje horizontal de la trabe y están rigidizados por medio de unos barrotes de madera o Angulos de hierro que reciben el nombre de marcos.

Cimbra para trabe



En la parte superior se troquela con unas patas de gallo apoyadas en los travesaños de los pies derechos. En caso que exista cimbra de losa entre trabe y trabe, se elimina las patas de gallo ya que el troquelamiento se efectúa con la cimbra de losa.

Los pies derechos se apoyan en la parte inferior en unas piezas de madera denominadas arrastres.

Cualquier ajuste que se tenga que hacer en la altura de la cimbra se efectúa colocando cuñas entre el arrastre y el pie derecho. El arrastre tiene por objeto repartir uniformemente las cargas.

Diversos tipos de acabados que producen las cimbras.

El concreto aparente, es aquel en que una o más de sus superficies estarán permanentemente expuestas a la vista y su apariencia es importante desde el punto de vista arquitectónico. Por lo anterior deberá tomar particular cuidado en la selección de los materiales y en el diseño y construcción de la cimbra así como en la colocación y consolidación del concreto para eliminar defectos superficiales y mantener la integridad de la textura superficial o de la configuración del elemento.

El concreto aparente también es llamado arquitectónico supone la mejor apariencia posible, para lo cual deben evitarse los orificios que dejan los amarres de la cimbra y eliminarse las burbujas de aire confinado entre las cimbras y el concreto producidas por un mal colado, para lo cual pueden utilizarse vibradores y la colocación del concreto debe efectuarse lenta y cuidadosamente.

Debe señalarse que el efecto arquitectónico logrado en las superficies de concreto puede afectarse en forma importante por otros factores independientes de la cimbra, como tipos y marcas de cementos, fuentes de agregados, uniformidad en la dosificación y las técnicas de colado, control de revenimiento, y los métodos de curado pueden alterar en forma importante el efecto visual deseado en las superficies expuestas no obstante el cuidado exhaustivo que se tenga en la cimbra, tanto en el diseño como en su montaje.

El retiro de las cimbras deberá ejecutarse hasta que el concreto haya endurecido lo suficiente para evitar daños a la superficies del mismo, procediendose de inmediato al curado del concreto especialmente en climas cálidos y secos. En climas fríos las superficies deben protegerse con material aislante para evitar los choques térmicos que producen agrietamiento superficial. También es conveniente pulir las juntas que quedan de la cimbra con piedras de carborundum y agua.

Protección

La protección en las cimbras de madera se debe tener muy en cuenta ya que la madera que está en contacto con el concreto tiene cambios de humedad y ésta se debe proteger con distintos productos, muchos de ellos patentados, pero el más económico y comunmente empleado es el aceite diesel o el aceite de motor. Con esta protección a la madera se le puede dar alrededor de seis usos, cuando está en contacto con el concreto, y de nueve a diez usos al resto de la madera como vigas, polines, etc.

Uno de los productos patentados es el desmoldante que evita el problema de adherencia del concreto a las cimbras, utilizable tanto en superficies de madera como metálicas.

Otro material usado para la protección de las cimbras son las resinas, como el barniz epoxición que se emplea principalmente para recubrir y proteger cimbras de madera contra la corrosión provocada por diferentes productos químicos tales como ácidos, alcalis, solventes, etcétera.

CAPITULO IV

DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA

La cimbra para concreto deberá soportar todas las cargas que actúen sobre ella, tanto verticales como horizontales hasta que la estructura de concreto esté lo suficientemente capacitada para soportarlas por sí misma. Cuando se hace referencia de las cargas que actúan en una cimbra, se debe incluir el peso del acero de refuerzo, así como también el peso del concreto fresco, peso de los moldes y varios tipos de carga viva que actúan durante el proceso de construcción. El vaciado del concreto, el movimiento de equipo de construcción y la acción del viento, le pueden producir fuerzas laterales que deberán ser resistidas por la cimbra para evitar así una falla.

En el diseño de cimbras se deben considerar situaciones como la no muy buena colocación del concreto al vaciarlo (asimetría, los impactos de la máquina que entrega el concreto, los levantamientos, las cargas concentradas de materiales y equipo. Rara vez se obtendrá en forma precisa la totalidad de las cargas que actúan en una cimbra, y por lo tanto el diseñador tendrá que hacer ciertas suposiciones en bien de la seguridad.

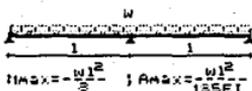
Al diseñar la cimbra el proyectista persigue los siguientes objetivos generales, que tienden a lograr una solución económica:

- 1) Aprovechamiento óptimo de las escuadrias disponibles en el mercado.
- 2) Aprovechamiento óptimo de la resistencia de los distintos elementos de la cimbra (diseño balanceado).
- 3) Modulación de los elementos de cimbra.
- 4) Fácil uso múltiple.
- 5) Mano de obra mínima.
- 6) Facilidad de descimbrado.
- 7) Sencillez constructiva.

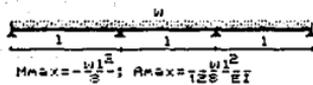
El grado de precisión con que se dimensiona una estructura debe ser congruente con las incertidumbres en las características de los materiales y las magnitudes de las cargas. En las cimbras estas incertidumbres son considerables de manera que, por lo general, no se justifica un gran refinamiento en el cálculo. En el diseño de cimbras es frecuente que rijan consideraciones ajenas a la resistencia. Es entonces usual recurrir a simplificaciones como las siguientes:

- 1) Suponer que las cargas están uniformemente distribuidas aún cuando esto no sea rigurosamente cierto.
- 2) Considerar que las vigas apoyadas sobre más de tres apoyos son continuas y utilizar fórmulas aproximadas. Como se indica en las siguientes figuras:

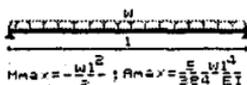
Viga continua sobre 2 claros iguales; carga uniforme



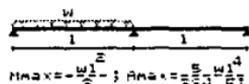
Viga continua sobre 3 o más claros; carga uniforme



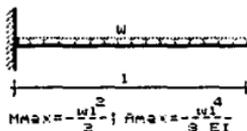
Viga simplemente apoyada carga uniforme



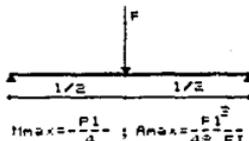
Viga con 2 apoyos sobresaliendo un extremo con carga uniforme entre apoyos



Viga en voladizo carga uniforme



Viga simplemente apoyada con carga concentrada al centro



- 3) Calcular las vigas continuas de dos claros como vigas libremente apoyadas.

Una vez planteada una alternativa estructural el diseño de los componentes estructurales correspondientes implica los siguientes aspectos:

- 1) Determinación de las fuerzas o cargas que actúan sobre la cimbra.
- 2) Análisis de los efectos de estas fuerzas sobre la estructura de la cimbra. (Determinación de acciones internas: cargas axiales, momentos, fuerzas cortantes).

- 3) Dimensionamiento de las componentes de manera que se garantice una seguridad razonable y un comportamiento adecuado. Esto implica la elección de dimensiones de manera que no se excedan los esfuerzos que se consideren permisibles en diversas condiciones, y la revisión de deflexiones de manera que no se excedan las que se consideren tolerables.

Datos requeridos para el diseño.

Por lo que respecta al concreto, los datos que se requiere saber básicamente es el peso volúmetrico del mismo, si será necesario vibrarlo y la velocidad en que se vaciará.

Para el material de cimbra se necesita conocer, los esfuerzos permisibles, densidad, módulo de elasticidad y calidad de dicho material.

En lo referente al medio ambiente, la temperatura en el momento de colado, así como la velocidad del viento.

Finalmente, del proyecto, la geometría del concreto y el monto de cargas vivas durante el colado.

El peso volúmetrico del concreto varía desde 1500 Kg/m³ para concretos ligeros, hasta 2400 Kg/m³ para concreto normal.

Esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad para la
madera

1.- Calidad de la madera: Para ser usadas en construcción, no se emplearán maderas con calidad inferior a la clase B del tipo coníferas o grupo III de maderas latifoliadas.

2.-Esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad de la madera: Los siguientes esfuerzos permisibles o de trabajo y los módulos de elasticidad que se muestran, son admitidos en función de la densidad aparente (γ), de la madera seca para la madera tipo tipo A y tipo B.

Si el valor de "gamma" , no se puede obtener experimentalmente, entonces se considerará igual a 0.5, obteniéndose valores consignados en la siguiente tabla, en la última columna.

Concepto	Gamma	kg/cm ²	= 0.5
Esfuerzo en flexión o tensión simple	196	1.25	98.0
Módulo de elasticidad en flexión o tensión simple	196000		9800.0
Esfuerzo en compresión paralela a la fibra	143.5		72.0
Esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra	54.2	2.25	27.1
Módulo de elasticidad en compresión	238000		119000.0
Esfuerzo cortante	35.0	1.25	17.5

3.- Cargas de corta duración: Cuando la duración de las cargas actuantes no exceda al lapso que a continuación se indica, entonces se incrementarán los esfuerzos permisibles de la siguiente forma:

- 15% para dos meses de duración
- 25% para siete días de duración
- 50% para viento o sismo
- 100% para impacto.

Estos factores de incremento se aplican también a las conexiones.

4.- Deterioro e intemperización de la madera: Los esfuerzos permisibles deberán de multiplicarse por coeficientes de

reducción, de acuerdo con el grado de deterioro e intemperización de la madera a través del tiempo.

5.- Elementos de unión: Para calcular la capacidad de carga de los diferentes elementos de unión, tales como los clavos, pernos, conectores, pijas y otros, se dividirán en tres grupos a las maderas, a saber:

- Coníferas livianas, gamma menor o igual que 0.5
- Coníferas densas, gamma mayor que 0.5
- Estructurales densas de hoja caduca (tales como cedro, alamo y similares).

6.- Clavos: Para uso estructural deberá de usarse clavo de acero estirado en frío. Mediante la siguiente ecuación se calculará su capacidad de carga lateral:

$$p = 10 \times \text{gamma} \times D^{1.9}$$

Donde:

D = diámetro del clavo en mm.

p = carga de trabajo en kilogramos por clavo.

Además es necesario que se cumplan las siguientes condiciones mínimas:

- Que el clavo penetre en la pieza principal, cuando menos 14 veces el diámetro del mismo.
- Que las separaciones entre clavos sean como sigue:

Paralelas a la carga

5D del borde no cargado

10D entre clavos de una hilera

20D de los extremos

20D entre clavos a lo largo de las fibras.

CARGAS VERTICALES

Carga muerta.

Las cargas verticales en cimbras, incluyen el peso del acero de refuerzo y el peso de los moldes; ambas están consideradas como carga muerta. Además hay que considerar las cargas vivas que actúan durante el proceso de construcción (trabajadores y equipo).

Como ya se indicó el concreto pesa de 1500 kg/m³ a 2400 kg/m³ debiéndose considerar como carga viva.

La cimbra de madera generalmente pesa entre 50 y 75 kg/m².

Carga viva.

El Instituto Americano del Concreto recomienda una carga viva uniforme de 250 kg/m² previendo de esta manera el peso de los trabajadores, el del equipo, y los deslizamientos e impactos. En condiciones por demás extraordinarias, se puede justificar una pequeña tolerancia a este, pero la mayoría de los diseñadores usa 370 kg/m² o más para la construcción donde se usa equipo motorizado para el transporte de concreto. EL SCAFFOLDING AND SHORING INSTITUTE, recomienda que debe usarse una combinación de carga viva con carga muerta, la que se usará para el diseño del

apuntalamiento y que a su vez nunca deberá ser menor de 500 kg/m², independientemente del ancho de la losa.

Según otro criterio, la carga viva puede suponerse equivalente a una carga actuante uniforme de 100 kg/m² más una carga concentrada de 700 kg, aplicada en cualquier punto de la cimbra.

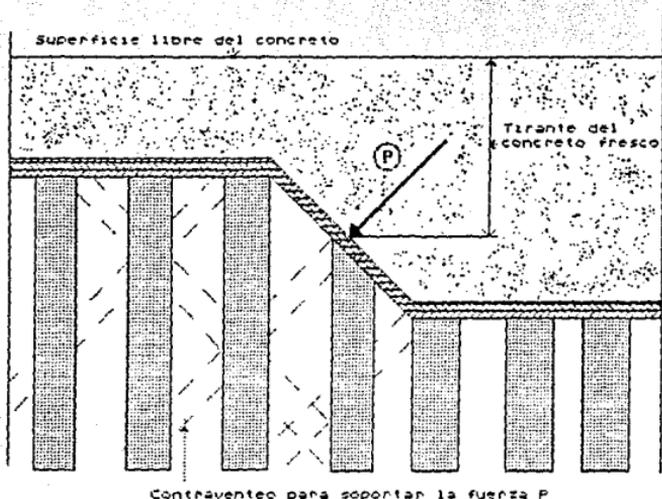
La acumulación o la descarga de grandes cantidades de material sobre la cimbra, debe ser prohibida por especificación. Si fuese necesario apilar acero y moldes en la cimbra, el diseñador deberá dar su autorización.

Cuando los miembros que forman el molde de una losa, son continuos, el vaciado de concreto sobre un claro puede causar levantamiento en los puntales que sirven como apoyo de los claros adyacentes. La cimbra deberá estar diseñada para evitar esta situación, y si los miembros de la cimbra que se diseñan no pueden asegurarse para evitar esto, será mejor calcularlos no en forma continua, sino simplemente apoyados.

En losas muy inclinadas, aunque a no más de 45°, la tendencia del concreto fresco es deslizarse hacia abajo del molde; esta situación se hace menos notoria por la fricción existente entre el concreto y el molde. De todas maneras, la losa debe estar rigidamente sujeta a sus apoyos, y la componente horizontal de la fuerza, que produce el concreto, deberá ser resistida por tirantes y contravientos, como se muestra en la

figura.

Contraventeo para soportar la fuerza P



PRESION LATERAL DEL CONCRETO FRESCO

Las cargas impuestas por el concreto fresco contra los moldes, ya sean de columna o de muro, serán muy diferentes a las cargas por gravedad que actúan en una cimbra para losa horizontal.

Esto se debe a que el concreto fresco recién vaciado, se comporta temporalmente como un fluido, produciendo una presión hidrostática que actúa lateralmente contra cimbras verticales.

Cuando se vierte a una velocidad muy baja, el concreto que está en el fondo del molde, empieza a endurecerse y la presión lateral se reduce a un valor menor que el de la presión hidrostática, esto ocurre cuando se acaba de colar la parte de arriba.

La presión efectiva lateral o presión hidrostática modifica esta influencia por el peso del concreto, la velocidad de colado, la temperatura de la mezcla, el uso de aditivos, el vibrado u otros métodos de consolidación. La forma en que afectan estos factores, se exponen brevemente a continuación.

Peso del concreto, tiene una influencia directa, ya que la presión hidrostática en cualquier punto de un fluido se crea por el peso del líquido superpuesto. La presión líquida (hidrostática), es la misma en todas direcciones, dado un tirante y actúa en ángulo recto hacia cualquier superficie que conforme al líquido. Por otro lado, si el concreto se comportara como líquido verdadero, la presión debería ser igual a la densidad del fluido (2400 kg/m^3 la que comúnmente se supone para el concreto) por la profundidad a la que se considera dicha presión. Sin embargo el concreto fresco es una mezcla de sólidos y agua, cuyo comportamiento se asemeja a un líquido y sólo por tiempo limitado.

Rapidez de colocación, se entiende por esto a la mayor o menor cantidad de tiempo empleado para colocar el concreto fresco en un molde, el que le dará su acabado final. Cuando el concreto ha sido vaciado, la presión lateral en un punto dado aumenta, conforme va aumentando el tirante del concreto. Finalmente por consolidación, rigidización o una combinación de ambos, el concreto tiende a soportarse por sí mismo, pero mientras no pase esto, seguirá causando presión lateral en los moldes. La velocidad de colado tiene un efecto primario en la presión lateral y la máxima presión lateral es proporcional a la velocidad de colado hasta un límite en que es igual a la presión hidrostática.

Vibrado, el vibrado interno hace que el concreto se consolide de tal forma que no queden espacios libres y hace además que sea lo más homogéneo posible. Al vibrar, la presión lateral aumenta, aunque sea en forma local (de un 10 a un 20 por ciento más que cuando se patea), debido a esto, el concreto se comporta como un fluido en toda la profundidad donde está ocurriendo el vibrado.

Desde que el vibrado interno se hizo una práctica común, los moldes deberán ser diseñados para soportar esa enorme presión, así como su hermeticidad para evitar fugas o goteos.

El revibrado y el vibrado externo son prácticas aceptadas para cierto tipo de construcciones, ya que producen cargas

todavía mayores que las que produce el vibrado interno, y por lo tanto necesita de moldes especiales. El vibrado externo martillea los moldes contra el concreto, causando una amplia fluctuación en la presión lateral. La frecuencia y amplitud de este vibrado debe ser ajustado en la obra para evitar que sean maltratados los moldes; pero que sea suficiente para ayudar a la consolidación del concreto. Si la vibración máxima que pueden soportar los moldes es inadecuada para el fraguado del concreto, se podría producir pérdida en la calidad del concreto.

Como conclusión los efectos del vibrado externo y el revibrado no han sido suficientemente investigados, de tal forma que las recomendaciones que se hagan en el presente trabajo serán referidas únicamente al vibrado interno.

VALORES DE LA PRESION LATERAL PARA CIMBRAS.

El Instituto Americano del Concreto, da las siguientes recomendaciones para presión lateral, para diseñar con seguridad. Estas recomendaciones cubren 2 casos; que son aplicables a concretos de $\gamma = 2.2 \text{ ton/m}^3$, revenimiento inferior a 10 cm y profundidad de vibrado a 1.20 m.

i) Para máxima presión lateral en cimbras para muros, con rapidez de colado relativamente lentas y controladas, donde la máxima

presión lateral es limitada hasta que el concreto comienza a fraguar.

- ii) Para máxima presión en cimbras de columnas donde la pieza completa es llenada en menos tiempo que el que requiere el concreto para endurecerse.

Fórmulas para la presión lateral en muros

Para concreto estructural, donde la velocidad de colado es controlada, el ACI, mediante el comité 347 ha desarrollado fórmulas para la presión lateral, en los moldes, tomando en cuenta las condiciones de temperatura, velocidad de colado, vibrado, peso del concreto y aplastamientos.

Estas fórmulas de diseño se basan en experiencia de laboratorio, se pueden usar con seguridad aunque no se les puede pedir una gran exactitud. Para muros donde la velocidad de colado no sea mayor de 2.18 mts por hora.

$$p = 732 + \frac{4500 R}{0.056 T + 1} \dots\dots (1)$$

máxima = 9760 Kg/m²

Para muros donde la velocidad de colado sea mayor de 2.18 mts por hora.

$$p = 732 + 1406.18 \frac{(4.71 + R)}{(0.056 T + 1)} \dots\dots (2)$$

$$m\acute{a}xima = 9760 \text{ Kg/m}^2$$

donde:

p = m\acute{a}xima presi\o{n lateral, en Kg/m²

R = velocidad de colado, en mts por hora

T = temperatura del concreto en los moldes, en °C

Estas dos f\o{r}mulas dan muy buen resultado cuando el concreto es vibrado internamente y tiene una densidad normal asi como cuando es colado con una velocidad de 3 mts/hora o menor, y con un revenimiento no mayor de 10 centimetros.

La profundidad de vibrado se limita a 1.20 mts. abajo de la superficie libre de concreto y el vibrado se usar\acute{a} para incrementar la consolidaci\o{n y no para inducirle al concreto movimientos laterales.

F\o{r}mulas para la presi\o{n lateral en columnas

En muchos tipos de construcci\o{n, las cimbras para columnas peque\~{n}as (queriendo decir con esto de que al vaciar el concreto se hace en un tiempo relativamente peque\~{n}o), cuando vibramos estas vibraciones se extienden a lo largo de toda la pieza y da como resultado presiones laterales mucho m\acute{a}s grandes que las que ocurren en cimbras para muros.

Si toda la longitud de la columna es colada en menos tiempo que el que requiere el concreto para rigidizarse completamente, la presión será esencialmente hidrostática; esto es, que se incrementa uniformemente desde cero, que es la parte más alta de la cimbra, a un máximo que se encuentra en la base.

La siguiente fórmula fué desarrollada por el comité 347 del ACI, la cual, nos indicará la máxima presión lateral para cimbras de columna, pesando el concreto aproximadamente 2.4 ton/m³;

$$p = 732 + \frac{4500 R}{0.056 T + 1} \dots\dots\dots (3)$$

máxima = 14640 Kg/m² o 2400 h la que sea menor.

Como las fórmulas para presión lateral en muros, esta expresión fué establecida en base a datos experimentales y por la experiencia lograda en la construcción.

Esta fórmula se recomienda para el diseño de cimbras para columnas donde la altura no exceda los 5.50 mts., además esta ecuación deberá ser usada para determinados diseños de presiones, donde la máxima longitud horizontal no exceda 1.80 mts, para cualquier otra situación se aplicarán las fórmulas para diseño de muros.

Como la presión lateral en cimbras para columnas es comparable con la presión hidrostática, hasta que el concreto

comienza a fraguar; la máxima presión lateral se supone que se incrementará uniformemente 2400 Kg/m^2 por metro de profundidad, hasta que alcanza la máxima dada por la ecuación anterior. Esta presión máxima se mantendrá constante independientemente de la altura que se tenga.

Levantamientos debidos a la presión lateral

La presión lateral que nos ocurre al depositar el concreto, nos causará levantamientos, ya que la presión actúa en forma normal a la superficie que confina al concreto. Moldes para cimentaciones o para tanques deberán estar lo suficientemente sujetos para evitar este efecto. Para diseño, la presión se calcula igual que como para cimbras verticales, midiendo la velocidad de colado, el tirante de concreto.

Cargas laterales

Los moldes y los puntales deben ser contraventeados para que resistan toda clase de cargas laterales; como el viento, tensiones de cables, apoyos inclinados, el impacto del concreto al vaciarse u otro tipo de impacto como el que produce el parar o el poner en marcha la maquinaria.

El contraventeo se hace con la finalidad de soportar los

efectos que actúan oblicuamente, cuando el concreto es vaciado en forma no asimétrica sobre la cimbra para losa. Con la acostumbrada ausencia de especificaciones o información precisa sobre las cargas laterales que puedan aparecer, el ACI, recomienda que las cimbras deben ser contraventeadas para las siguientes cargas laterales (mínimas), que actúan en cualquier dirección;

1.- Moldes para losa: 150 Kg/m , en el canto de la losa, o el 2% del peso total de la carga muerta en los moldes de la losa (distribuida como una carga uniforme por metro lineal en el canto de la losa)

2.- Cimbras para muro: La carga producida por el viento se considerará de 50 Kg/m² o mayor si existe algún código local de construcción que así lo prescriba; en ningún caso será menor que 150 Kg/m de muro, y estará aplicada en la parte superior del muro (excepto sólo en muros menores de 2.40 mts. de alto). Si por otro lado existen muros muy altos se deberán tomar consideraciones especiales.

En losas.

Los requerimientos mínimos para cargas laterales, se muestran en la tabla número 2 , para varios espesores de losa.

Cuando la cimbra es cerrada, y está en una zona donde actúa mucho el viento, el contraventeo deberá ser muy considerado, y basarse en lo estudiado en esa región, si es que exceden los

mínimos especificados.

En muros

En este tipo de cimbras, el contraventeo deberá ser lateral para así poder soportar el viento o las cargas excéntricas. Si el viento excede de 50 Kg/m², el efecto del viento será $h/2 \times$ viento. Por otro lado, el viento mínimo permitido por nuestras tablas es de 50 x $h/2$.

La tabla número 3, nos muestra las mínimas fuerzas laterales que se recomiendan para el contraventeo. Estos valores se aplican a cimbras donde la presión lateral es soportada por separadores o moños.

FLEXION

En flexión, el comportamiento de la madera es prácticamente elástico hasta niveles de carga relativamente altos.

A pesar de que el comportamiento de las vigas de madera no es rigurosamente elástico se suele considerar aplicable la teoría convencional de flexión según la cual los esfuerzos pueden calcularse por medio de la fórmula de la escuadría:

$$f = \frac{M_c}{I} \dots \dots \dots (4)$$

que se considera aplicable para relaciones de peralte a anchos menores de cinco. Los esfuerzos calculados con esta expresión deben ser inferiores a los permisibles para flexión en condiciones normales, corregidos por los siguientes factores, que tienen en cuenta ciertas particularidades del comportamiento de

vigas de madera.

Factor de corrección para efecto del peralte. Los esfuerzos de flexión que alcanzan vigas muy aperaltadas ensayadas a la falla son menores que los que se presentan en vigas de menos peralte. Esto suele atribuirse a que en las vigas aperaltadas es menor la restricción proporcionada a las fibras extremas, expuestas a esfuerzos críticos de compresión, por las fibras vecinas, que soportan esfuerzos menores. Para tener el efecto en cuenta, el laboratorio de Productos Experimentales de los Estados Unidos ha propuesto la siguiente fórmula empírica para vigas rectangulares:

$$C_e = 0.81 \left(\frac{d^2 + 922}{d^2 + 568} \right) \dots\dots(5)$$

en donde "d" es el peralte en cm y C_e es un factor menor que la unidad utilizado para disminuir el esfuerzo permisible por flexión. También puede utilizarse la fórmula propuesta por Bohannan:

$$C_e = \left(\frac{12}{d} \right)^{1/4} \dots\dots\dots(6)$$

en la que d está en pulgadas. Los valores del coeficiente de corrección por efecto del peralte dados por ambas fórmulas varían entre 0.8 y 1.0. Las dos ecuaciones son aplicables para peraltes mayores de 30 cm. El momento permisible en una viga en la que haya que considerar el efecto del peralte, estará dado, entonces, por la ecuación:

$$M_{\text{permissible}} = C_e f_c S \dots (7)$$

donde f_c es el esfuerzo permisible de flexión en condiciones normales y S es el módulo de sección.

Factor de forma. El efecto del grado de apoyo proporcionado por las fibras vecinas a las fibras sometidas a esfuerzos críticos de compresión también debe considerarse en secciones que no son rectangulares, el ancho de la viga en la región de las fibras extremas es pequeño; existe abundancia de fibras contiguas que proporcionan apoyo porque el ancho de la sección aumenta al ir aumentando la distancia de la fibra superior. Para secciones circulares suele tomarse un factor de forma $C_e = 1.18$. Para secciones cuadradas con el plano de flexión paralelo a una diagonal, el factor de forma es 1.414. Gurfinkel propone ecuaciones para calcular el factor de forma de secciones I y de secciones cajón. En todos los casos el factor se aplica a los esfuerzos permisibles de flexión para condiciones normales, de manera que el momento permisible está dado por:

$$M_{\text{permissible}} = C_e C_f f_c S \dots (8)$$

Cuando deben considerarse los dos factores el momento permisible resulta:

$$M_{\text{permissible}} = C_e C_f f_c S \dots (9)$$

Las consideraciones anteriores son válidas cuando existen soportes laterales en la cara de compresión de las vigas. Cuando no se cuenta con estos soportes puede presentarse una tendencia al pandeo lateral que puede provocar una falla a cargas menores que las correspondientes a la falla de flexión. El pandeo lateral

es una función de la relación entre la distancia entre apoyos laterales y el ancho del lado comprimido. En muchos casos la restricción de pandeo lateral de la cara de compresión es adecuada, de manera que puede desprejiciarse la inestabilidad lateral.

Diseño por flexión

El diseño por flexión se basa en los esfuerzos permisibles o de trabajo, según sea el material usado en la tabla 10, se da el máximo momento flexionante para una viga simplemente apoyada e uniformemente cargada, que es:

$$M_{...} = \frac{w l^2}{8} \quad \text{Kg-cm} \quad \dots (10)$$

y para una viga continua uniformemente cargada (con más de tres apoyos).

$$M_{...} = \frac{w l^2}{10} \quad \text{Kg-cm} \quad \dots (11)$$

donde:

w = peso uniformemente distribuido en Kg/cm

l = claro de la viga en cm.

El momento resistente está dado por la expresión:

$$M_r = f_s \dots \dots \dots (12)$$

en donde:

M_r = Momento resistente en Kg-cm

f = Esfuerzo permisible de la fibra extrema en flexión
en Kg/cm²

s = Módulo de sección $bh^2/6$ del elemento, en cm³

Si el momento resistente que tenemos es igual o excede al momento flexionante actuante, el máximo claro permisible se calcula igualando $M_r = M_{a..}$ y despejando l , de tal forma:

$$f_s = \frac{wl^2}{12} \quad ; \quad l = (12 f_s/w)^{1/2} \quad \dots(13)$$

entonces para una viga simplemente apoyada:

$$l = 3.46 (f_s/w)^{1/2} \quad \dots\dots\dots(14)$$

En el otro caso:

$$f_s = \frac{wl^2}{10} \quad ; \quad l = (10 f_s/w)^{1/2} \quad \dots(15)$$

por lo tanto para una viga continua:

$$l = 3.16 (f_s/w)^{1/2} \quad \dots\dots\dots(18)$$

La fórmula $f = M/s$, puede ser usada para checar el esfuerzo flexionante cuando todas las condiciones del claro y de carga son conocidas.

Una viga de sección circular se puede suponer que tiene la misma resistencia en flexión, que una viga cuadrada de igual sección.

Deflexiones

El tipo de trabajo que se va hacer o las especificaciones de construcción, nos determinará que deflexión es permitida, de tal forma que la cimbra que va a ser diseñada no presente ningún tipo de deflexión, superior a estos límites. Las líneas onduladas, los abombamientos, las cuarteaduras estropearán la apariencia del concreto. El monto exacto de la deflexión permisible, depende del acabado final, así como su localización ya que una pequeña deflexión no será notada en una pared de acabado rugoso. Si las superficies quedan muy cerca del nivel de los ojos, o puedan ser observados de muy cerca, la deflexión tendrá que ser mucho más pequeña que la que pueda existir en pisos superiores, donde las irregularidades no son tan notadas.

Cuando existe la ausencia de especificaciones de construcción se usa frecuentemente un valor permisible de deflexión para concreto estructural y que es de $1/360$ del claro.

Algunos diseñadores prefieren limitar esta deflexión a un máximo de 0.158 cm. para las superficies en contacto directo con el concreto (triplay, tarimas, etc.), y de 0.317 cm. para otro tipo de miembros.

La deflexión gobernará, y por lo tanto tendrá que ser muy considerada, donde el peralte de un miembro es muy pequeño en relación al claro, y esto ocurre en las superficies que sirven de molde al concreto (forro).

Los yugos y madrinan deberán también ser checados por deflexión, aunque se debe poner más atención a la flexión y al cortante, que son los factores que los gobiernan.

Cuando la madera está humedecida, como sucede frecuentemente, ésta se hace más flexible reflejándonos esta pérdida de rigidez un valor del módulo de elasticidad más bajo.

Un valor aproximado de la deflexión máxima permisible para una viga continua de tres o más claros, esta dada por la siguiente expresión:

$$\Delta_{\dots} = \frac{wl^4}{145 EI} \dots \dots \dots (17)$$

donde:

Δ_{\dots} = deflexión en cm.

w = peso uniforme en Kg/cm.

l = claro de la viga en cm.

A partir de la fórmula anterior, si se hace la consideración de que la deflexión máxima permisible es de 1/360 y se sustituye en la expresión mencionada, se obtendrá un valor más simplificado:

$$\frac{l}{360} = \frac{wl^4}{145 EI} \quad ; \quad \frac{l}{360} = \frac{wl^3}{145 EI} \dots \dots (18)$$

$$l^2 = \frac{145 EI}{380 w} ; l = (0.402 EI/W)^{1/3} \dots (19)$$

En forma muy similar para una viga simple, la máxima deflexión permisible es en cm.

$$\Delta_{max} = \frac{5 w l^4}{384 EI} \dots (20)$$

De igual manera que en la fórmula anterior, se hará la consideración de que $\Delta_{max} = 1/380$, con la que se obtiene:

$$l = (384 EI/5W 380)^{1/3} \dots (21)$$

y finalmente :

$$l = (0.213 EI/W)^{1/3} \dots (22)$$

Esta consideración de que $\Delta_{max} = 1/380$, dependerá del criterio bajo el cual se haga el diseño, en otras palabras este criterio se usará cuando no existan especificaciones en el proceso constructivo. Por otro lado, los límites de 0.158 cm y 0.317 cm serán comparados con las fórmulas 21 y 22 para ver si son excedidos.

COMPRESION

Los miembros estructurales de madera sometidos esencialmente a compresión se presentan bajo la forma de columnas, miembros de armaduras y puntales. Se construyen de manera que las fibras queden paralelas a los esfuerzos de compresión ya que, la resistencia a este tipo de esfuerzos en sentido perpendicular a las fibras es baja.

Los miembros de madera sujetos a compresión pueden clasificarse en tres tipos:

- a) Enterizos o (macizos)
- b) De sección compuesta
- c) De elementos espaciados

Macizos; las columnas están formadas por una sola pieza a veces sin un tronco de árbol sin labrar.

Las columnas de sección compuesta están formadas por varias piezas ligadas entre sí. La unión puede hacerse por medio de clavos, pijas o pernos, dispuestos según recomendaciones empíricas. Un caso particular de este tipo de miembro son las columnas de madera laminada, constituidas por piezas unidas por medio de adhesivos.

Las columnas de elementos espaciados están formadas por dos o más piezas con los ejes longitudinales paralelos, y ligadas por empaques y pernos o conectores.

De hecho es raro el miembro estructural sujeto a carga axial de compresión exclusivamente, ya que es difícil evitar alguna excentricidad por curvatura del eje debida a errores de fabricación, momentos introducidos en los detalles de conexión, o efectos de acciones no previstas en el análisis. Por ello en la práctica actual se tiende a considerar una excentricidad mínima

aun cuando el análisis de la estructura no indique la presencia de momentos. Así, todas las columnas y miembros semejantes se calculan como miembros sometidos a flexocompresión.

**Dimensionamiento de miembros enterizos sometidos a
compresión axial**

Los miembros enterizos de madera sometidos a compresión pueden dividirse en dos clases: columnas cortas, en las que los efectos de esbeltez pueden despreciarse, y columnas largas que fallan por inestabilidad antes de que la madera alcance su capacidad en compresión.

El esfuerzo crítico de pandeo para columnas largas está dado por la ecuación de Euler :

$$f'_{cr} = \frac{(3.1416)^2 E}{(kl/r)^2} \dots\dots\dots (23)$$

donde k es el factor de longitud efectiva, l es la longitud libre de la columna, r es el radio de giro mínimo de la sección y los demás términos son conocidos. El producto kl recibe el nombre de longitud efectiva y, físicamente, es la distancia entre puntos de inflexión.

Para miembros rectangulares de madera se puede sustituir l/r por l/b, donde b es la dimensión de la sección perpendicular al

eje de pandeo, es decir, la dimensión mínima. Es fácil comprobar que el radio de giro de una sección rectangular está dado por $r = b / (12)^{1/2}$. Sustituyendo r por $b / (12)^{1/2}$ en la ecuación se obtiene:

$$f' = \frac{(3.1416)^2 E}{(kl / (b / (12)^{1/2}))^2} = \frac{0.82 E}{(kl / b)^2} \dots (24)$$

Si se utiliza un factor de 2.75 contra falla por pandeo la ecuación 24 se convierte en :

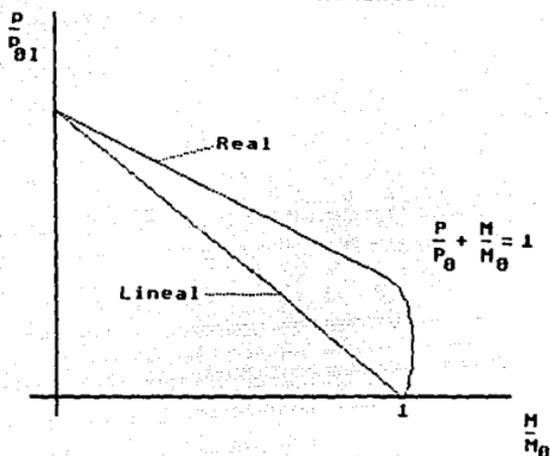
$$c = \frac{0.82 E}{2.75 (kl / b)^2} = \frac{0.3 E}{(kl / b)^2} \dots (25)$$

donde c es el esfuerzo que debe utilizarse para el dimensionamiento de la columna.

Miembros sometidos a flexocompresión

Los miembros de madera sometidos a flexocompresión son muy frecuentes (columnas con cargas excéntricas o expuestas a cargas transversales). Su comportamiento se puede ilustrar por medio de diagramas de interacción adimensionales como el representado en la curva (a) de la siguiente figura; basado en ensayos efectuados sobre modelos de columnas de madera. La forma curva del diagrama, que acusa el comportamiento inelástico de la madera, es semejante a la de los diagramas de interacción correspondientes a las columnas de concreto reforzado. En forma conservadora la interacción puede representarse por la recta (b) que une a $P/P_0 = 1$ con $M/M_0 = 1$, donde P_0 es la capacidad para resistir

Diagramas de interacción carga axial momento



carga axial, M_0 es la capacidad para resistir momento y P y M son las acciones aplicadas a la columna. La ecuación de la recta es

$$\frac{P}{P_0} + \frac{M}{M_0} = 1 \dots\dots\dots (26)$$

Puede establecerse una expresión análoga, en términos de esfuerzos producidos por las acciones aplicadas y de los esfuerzos permisibles. La condición que deben cumplir los esfuerzos en una columna sometida a flexocompresión quedaría entonces expresada por

$$\frac{f_c}{f_{c,p}} + \frac{f_f}{f_{f,p}} = 1 \dots\dots\dots(27)$$

donde:

f_c = P/A = esfuerzo axial de compresión

$f_{c,p}$ = esfuerzo axial de compresión permisible

f_f = M/S = esfuerzo de flexión

$f_{f,p}$ = esfuerzo de flexión permisible

Este método de tratar el problema de la combinación de esfuerzos consiste en suponer que una parte de la capacidad de la columna es absorbida por la carga axial y el resto por la flexión. El procedimiento no toma en cuenta el efecto de esbeltez. Sin embargo, es útil para cálculos preliminares.

Se han propuesto diversos métodos para el dimensionamiento de miembros sometidos a flexocompresión, más precisos que el descrito y que intentan tener en cuenta los efectos de esbeltez.

El que se describe a continuación, es uno de los que más aceptación ha tenido.

El método sugerido es aplicable a miembros rectangulares sometidos simultáneamente a carga axial de compresión excéntrica y a momento debido a cargas transversales.

$$\frac{P/A}{c} + \frac{M/S + P/A \cdot 6eB/d}{f_{c,p} - P/A} \leq \dots\dots\dots(28)$$

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

$$\frac{P/A_n}{f_{cs}} + \frac{M/S + P/A_n - 6eB/de}{f_{cs} - C_1} \dots \dots (29)$$

En esta expresión:

- P = carga axial
- A = Área de la sección
- d = dimensión del lado mayor de la columna
- e = excentricidad de la carga axial
- M = momento debido a cargas transversales
- S = módulo de sección del miembro
- f_{cs} = esfuerzo permisible en flexión
- cd = factor de tamaño
- c = esfuerzo permisible en compresión
paralela a las fibras, corregido por
esbeltez
- = factor de duración de la carga
- = coeficientes de amplificación

El valor de c está dado por $0.3 E / (kl/b)^2$, donde:

- E = módulo de elasticidad en dirección paralela a la fibra
- l = longitud libre de la columna
- b = dimensión del lado menor de la columna
- k = coeficiente de longitud efectiva

Este valor no debe ser superior a f_{cs} , es esfuerzo permisible a compresión en dirección paralela a las fibras, en miembros cortos.

Los coeficientes de amplificación dependen de la relación l/b , que no debe exceder de 50. Se consideran como columnas cortas aquellas en que $l/b \leq 0.3 E / f_{c,c}$. En este caso se toma $B = 1$ y $\nu = 0$. Para columnas largas $B = 1.25$ y $\nu = 1$.

La ecuación se basa en las consideraciones que se resumen a continuación. Se parte de la hipótesis siguiente:

- 1.- La madera se comporta como un material elástico, isotrópico y homogéneo bajo las cargas de servicio.
- 2.- El diagrama de interacción de cargas axiales y momentos a nivel de condiciones de servicio es lineal.
- 3.- La columna es de sección rectangular y está articulada en ambos extremos.
- 4.- Ambos extremos de la columna están restringidos contra los desplazamientos laterales y la columna está deformada en curva simple.
- 5.- La columna está sometida a carga axial excéntrica y a carga transversal simétrica respecto al claro.

En la sección crítica el momento es igual a M , el momento debido a la carga transversal, más P_e , que es el momento producido por la carga excéntrica, multiplicado por un factor de magnificación $B > 1$. El valor de B que se propone para uso en la ecuación 29, cuando la columna es larga es 1.25.

Evidentemente para columnas cortas, en donde la deformación transversal puede considerarse despreciable, el valor de B será 1. El esfuerzo máximo de flexión está dado por

M/S + (P/A)/(6e/d). El esfuerzo directo de compresión está dado por P/A.

Suponiendo un diagrama de interacción lineal resulta:

$$\frac{P/A}{c} + \frac{M/S + P/A \cdot 6e/d}{f_c} \dots (30)$$

El valor de c depende de la relación de esbeltez de la columna, l/b; si el miembro está arriostrado en la dirección del lado mínimo, se toma como relación de esbeltez, el valor l/d.

Para tener en cuenta la influencia del tamaño en la resistencia a flexión, el esfuerzo permisible f_c , debe multiplicarse por el coeficiente C_c . Con un criterio conservador, se considera que el dimensionamiento de columnas largas debe tomarse la diferencia entre $C_c f_c$ y P/A, como esfuerzo neto permisible en flexión. Cuando la columna es corta, es decir, $l/b < 0.3 E/f_c$, está claro que no habrá efecto de esbeltez significativo, por lo que no es necesario restar el término correctivo P/A. Para que la expresión sea aplicable tanto a columnas cortas como a columnas largas, el esfuerzo neto permisible en flexión puede hacerse igual a $C_c f_c - P/A$ en donde $\alpha = 1$ para columnas largas y $\alpha = 0$ para columnas cortas. Sustituyendo este valor por f_c en la ecuación anterior se obtiene:

$$\frac{P/A}{C} + \frac{M/S + P/A (6e/d)}{C_c f_c - P/A} \leq 1 \dots (31)$$

Si se multiplican los esfuerzos permisibles que figuran en la expresión anterior y que corresponden a duración normal de carga, , la expresión se convierte en:

$$\frac{P/A}{C} + \frac{M/S + P/A \cdot 6e/d}{(C \cdot f_r - P/A)} \leq 1 \dots\dots\dots (32)$$

Las consideraciones anteriores se refieren a columnas rectangulares enterizas. Para columnas compuestas y columnas formadas por piezas especiales deben tenerse en cuenta las modificaciones y ajustes particulares que recomienda el reglamento.

Fuerza cortante

En un elemento sujeto a cargas transversales, la fuerza cortante produce esfuerzos cortantes en planos perpendiculares y paralelos al eje del elemento. La madera tiene considerable resistencia a esfuerzos paralelos a las fibras. Sin embargo su resistencia a esfuerzos paralelos es baja. Puesto que las vigas se fabrican de manera que las fibras queden orientadas en sentido paralelo a su eje longitudinal cuando la fuerza cortante resulta crítica, provoca fallas en planos horizontales, debidas a esfuerzos cortantes horizontales o (rasantes). Los esfuerzos cortantes se revisan con la expresión clásica para materiales elásticos:

$$v = \frac{V Q}{I b} \dots\dots\dots (33)$$

Para secciones rectangulares esta expresión se convierte en:

$$v = \frac{3}{2} \frac{V}{bh} \dots\dots\dots (34)$$

donde V es la fuerza cortante y b y h son las dimensiones de la sección. Esta expresión da a los esfuerzos en el plano neutro, que son los máximos.

AYUDAS DE DISEÑO

TABLA 1

CARGA VERTICAL PARA EL

DISEÑO DE LOSA

LOSA SOLIDA

Espesor de losa:	7.50ca	10.00ca	12.50ca	15.00ca	17.50ca	20.00ca	22.50ca	25.00ca	27.50ca	30.00ca
45.30 Kg.conc	366.18	404.14	444.18	488.24	527.30	571.24	610.30	649.36	693.31	732.36
56.70 " "	395.48	302.71	498.01	551.71	600.54	654.25	703.07	751.89	805.60	854.43
67.95 " "	429.65	488.24	551.71	610.30	673.78	732.36	795.84	854.43	917.90	976.49

TABLA 2

MINIMA FUERZA LATERAL PARA CONTRAVIENTO DE UNA LOSA

Nota: condiciones especiales requerirán un
contraviento más fuerte

H, Kg por metro lineal, aplicada a lo largo del
canto de la losa en cualquier dirección

Espesor de la losa: ca	Carga muerta Kg/m ²	ANCHO DE LA LOSA EN DIRECCION DE LA FUERZA (a):				
		6	12	18	24	30
10	317	148.81	148.81	148.81	154.76	193.45
15	439	148.81	148.81	160.71	214.28	267.85
20	561	148.81	148.81	205.35	275.81	342.26
25	683	184.81	166.66	250.00	333.33	416.66
30	805	148.81	196.42	294.64	392.85	491.07
35	927	148.81	226.19	339.28	452.38	565.47
40	1049	148.81	255.95	383.92	511.90	639.88
50	1293	157.73	315.47	473.21	630.95	788.69

TABLA 3

MÍNIMA FUERZA LATERAL PARA DISEÑAR EL CONTRAVIENTO EN MUROS

Mínima fuerza lateral H, en Kg por metro lineal, aplicada en la parte más alta del muro h, puede actuar en cualquier dirección.

altura del muro h en metros	COMITE 347, MÍNIMO 148.81 Kg/m o 48.82 Kg/m ²	FUERZA DEL VIENTO PRESCRITA POR CODIGO LOCAL			
		73.23 Kg/m ²	97.64	122.06	146.47 Kg/m ²
Grado superior o menos					
1.20	97.64	146.47	195.29	244.12	282.94
1.80	146.47	219.70	292.94	366.18	343.41
2.40	488.24	488.24	488.24	488.24	488.24
3.00	488.24	488.24	488.24	610.30	732.36
3.60	488.24	488.24	585.88	732.36	878.83
4.25	488.24	512.65	683.53	854.42	1025.30
4.85	488.24	585.88	781.18	976.48	1171.77
5.45	488.24	659.12	878.83	1098.54	1318.24
6.00	488.24	732.36	976.48	1220.60	1464.72
6.70 o más	24.41h	36.61h	48.82h	61.03h	72.23h

TABLA 4

PRESIONES HORIZONTALES PARA DISEÑO DE CIMERAS DE MUROS

Velocidad vertical de colado (m/h)	Máxima presión lateral (Kg/m ²) para la temperatura indicada					
	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
0.30	1230	1280	1355	1465	1610	1830
0.60	1710	1830	1985	2195	2490	2930
0.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3660	4025	4495	5125	6000	7320
2.10	4150	4575	5125	5855	6860	8420
2.45	4300	4750	5320	6080	7155	8760
2.75	4450	4920	5515	6310	7425	9100
3.00	4600	5090	5710	6540	7700	9440

NOTA: No deben utilizarse presiones de diseño, mayores de 10,000 Kg/m², o 2,400 x altura en metros, del concreto fresco dentro de la forma, la que sea menor.

TABLA 5

MÁXIMA PRESIÓN HORIZONTAL PARA DISEÑO DE CIMERAS DE COLUMNAS

Velocidad vertical de colado (m/h)	Máxima presión lateral (Kg/m ²) para la temperatura indicada:					
	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
0.30	1220	1280	1355	1465	1610	1830
0.60	1710	1830	1985	2125	2490	2930
0.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3170	3475	3870	4390	5125	6220
2.10	4150	4580	5125	5855	6880	8420
2.40	4635	5125	5750	6590	7760	9515
2.70	5125	5675	6380	7320	8635	10615
3.00	5610	6220	7000	8025	9515	11710
3.30	6100	6775	7630	8785	10395	12810
3.60	6590	7320	8260	9515	11270	13910
3.90	7075	7870	8890	10250	12150	14640
4.20	7565	8420	9515	10980	13030	
5.00	8540	9515	10770	12445	14640	
5.50	9515	10615	12025	13910		
6.00	10490	11710	13280	14640		
6.50	11470	12810	14540			
7.00	12445	13910	14640			
7.50	13420	14640				
8.00	14395					
9.00	14640					

NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores de 15,000 Kg/m², o 2400 x altura en metros del concreto dentro de la forma, la que sea menor.

TABLA 6

MINIMA FUERZA LATERAL PARA DISEÑO DE CONTRAVIENTOS DE CIMERAS DE LOSAS.

Espesor de la losa (cm)	Carga muerta Kg/m ²	Fuerza lateral por metro de losa para el ancho de losa indicada (Kg)				
		6.0 (m)	12 (m)	18 (m)	24 (m)	30 (m)
10	317	148	148	148	153	192
15	493	148	148	160	213	266
20	561	148	148	204	272	340
25	683	148	166	249	332	414
30	805	148	195	293	391	488
35	927	148	225	337	450	562
40	1049	148	225	362	509	639
50	1293	157	314	471	628	784

TABLA 7

MINIMA FUERZA LATERAL PARA DISEÑO DE CONTRAVIENTOS DE CIMERAS DE MUROS APLICADA EN LA PARTE ALTA DEL MOLDE.

altura del muro (m)	Mínimos: 148 Kg/m ó 50Kg/m ² (ACI-622)	FUERZA LATERAL PARA LA PRESION DE VIENTO (Kg/m)			
		73 Kg/m ²	98 Kg/m ²	122 Kg/m ²	146 Kg/m ²
(Sobre el terreno)					
1.22 ó menos	29.6	44.4	59.2	74.0	88.8
1.83	44.4	66.6	88.8	111.0	132.2
2.44	148.0	148.0	148.0	148.0	148.0
3.05	148.0	148.0	148.0	185.0	222.0
3.66	148.0	148.0	177.0	222.0	266.4
4.27	148.0	155.4	207.2	259.0	310.8
4.88	148.0	177.6	236.8	296.0	355.2
5.49	148.0	199.8	266.4	333.0	399.6
6.10	148.0	222.0	296.0	370.0	444.0
6.70 ó más	24.4h	36.6h	48.8h	61.0h	73.2h

TABLA B

Hoja de Número	Espesor de las capas			ca de ancho con la veta visible paralela al claro			ca de ancho con la veta visible perpendicular al claro			Peso	
Triplay de pulido. Capas				Central							Aproxi - mado
Espesor neto.	Externa	Inte - rior	para 5 y 7 capas	Area de Sección Trans - versal	Momento de Inercia	Módulo de Sección	Area de Sección Trans - versal	Momento de Inercia	Módulo de Sección	Hoja de 1,22 x 2,44	Kg
mm	mm	mm	mm	ca ²	ca ⁴	ca ³	ca ²	ca ⁴	ca ³		
3,20	3	1,60	1,60	0,16	0,0023	0,0145	0,1575	0,0003	0,0041		7,2640
4,75	3	2,12	2,12	0,26	0,0081	0,0343	0,2100	0,0008	0,0074		9,080
6,35	3	2,82	2,82	0,35	0,0144	0,0612	0,2793	0,0019	0,0132		11,350
9,50	3	3,20	4,80	0,47	0,0626	0,1321	0,4725	0,0089	0,0378		16,344
9,50	5	2,54	2,12	12 2,12	0,53	0,0512	0,1079	0,4200	0,0204	0,0644	116,344
112,70	5	3,20	3,20	12 2,54	0,76	0,1259	0,1987	0,5040	0,0440	0,1071	122,246
115,90	5	3,20	4,80	12 3,20	0,95	0,2271	0,2867	0,6300	0,1048	0,1890	126,332
119,00	5	3,20	4,80	12 4,80	0,95	0,3413	0,3598	0,9450	0,2325	0,3265	132,234
119,00	7	3,20	12 2,12	13 3,20	0,95	0,3889	0,4097	0,9450	0,1849	0,2701	132,234
122,20	7	3,20	12 4,00	13 3,20	1,27	0,5807	0,5241	0,9450	0,3305	0,3796	137,682
125,40	7	3,20	12 3,20	13 4,80	1,11	0,7344	0,5799	1,4175	0,6256	0,6073	143,584
128,60	7	3,20	12 4,80	13 4,80	1,42	1,0485	0,7362	1,4175	0,8881	0,7491	148,578

Tabla 9

Estos diagramas se proporcionan para facilitar el cálculo de espacios aproximados sin incurrir por ello en la responsabilidad alguna ya que el cálculo exacto debe realizarse en caso de tener margen de seguridad específico o diferente

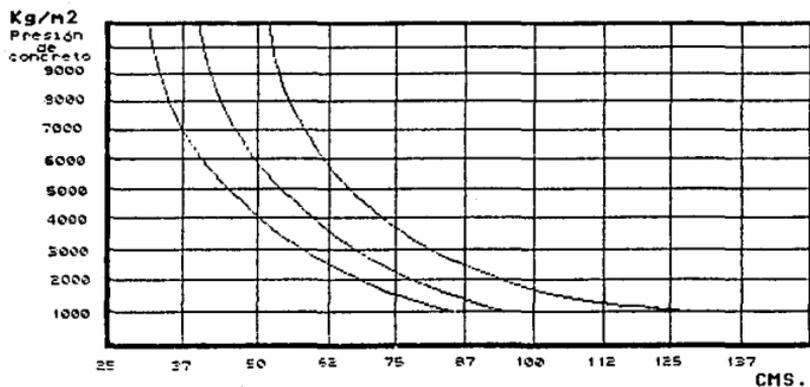


TABLA 10

PROPIEDADES FÍSICAS DE POLINES NORMALMENTE USADOS

Tamaño nominal en cm	Tamaño nominal en pulg.	Tamaño neto en pulg. 19 % de humedad	Área de la sección A = bh [cm ²]		Momento de Inercia I = bh ³ /12 [cm ⁴]		Módulo de sección S = bh ² /6 [cm ³]	
			Tipo B	Tipo A	Tipo B	Tipo A	B	A
			10 x 2.50	4 x 1	3 1/2 x 3/4	20.45	16.90	8.32
15 x 2.50	6 x 1	5 1/2 x 3/4	31.57	26.58	12.90	7.71	11.80	8.52
20 x 2.50	8 x 1	7 1/4 x 3/4	41.61	35.10	17.07	10.41	15.40	11.14
25 x 2.50	10 x 1	9 1/4 x 3/4	52.90	44.77	21.64	13.32	19.66	14.26
30 x 2.50	12 x 1	11 1/4 x 3/4	64.19	54.45	26.22	16.23	23.76	17.21
10 x 3.00	4 x 1 1/4	3 1/2 x 1	26.32	22.58	17.99	12.07	12.45	9.50
15 x 3.00	6 x 1 1/4	5 1/2 x 1	40.84	35.48	28.30	19.15	19.50	15.08
20 x 3.00	8 x 1 1/4	7 1/4 x 1	53.54	46.76	35.21	24.97	25.56	19.93
25 x 3.00	10 x 1 1/4	9 1/4 x 1	68.05	59.66	46.20	32.05	32.45	25.24
30 x 3.00	12 x 1 1/4	11 1/4 x 1	82.56	72.56	56.19	39.13	39.33	30.64
10 x 4.00	4 x 1 1/2	3 1/2 x 1 1/4	32.12	28.19	32.47	23.73	18.68	19.41
15 x 4.00	6 x 1 1/2	5 1/2 x 1 1/4	49.86	44.31	50.78	37.04	29.01	23.43
20 x 4.00	8 x 1 1/2	7 1/4 x 1 1/4	65.40	56.44	66.60	49.12	38.02	30.97
25 x 4.00	10 x 1 1/2	9 1/4 x 1 1/4	83.14	74.56	84.49	62.43	48.34	39.49
30 x 4.00	12 x 1 1/4	11 1/4 x 1 1/4	100.88	90.69	102.39	76.17	58.67	48.01
10 x 5.00	4 x 2	3 1/2 x 1 1/2	37.99	33.87	54.11	40.79	26.22	21.47
15 x 5.00	6 x 2	5 1/2 x 1 1/2	58.97	53.23	83.66	64.52	40.64	33.76
20 x 5.00	8 x 2	7 1/4 x 1 1/2	77.29	70.13	109.89	84.91	53.26	44.57
25 x 5.00	10 x 2	9 1/4 x 1 1/2	98.26	89.48	139.44	108.22	67.87	56.86
30 x 5.00	12 x 2	11 1/4 x 1 1/2	119.23	108.94	169.41	131.53	82.10	68.99
5.00 x 10	2 x 4	1 1/2 x 3 1/2	38.00	33.87	268.47	223.10	58.34	50.14
5.00 x 15	2 x 6	1 1/2 x 5 1/2	58.97	53.23	1003.10	865.76	140.44	123.89
5.00 x 20	2 x 8	1 1/2 x 7 1/4	77.29	70.13	2260.97	1982.51	241.38	215.33
5.00 x 25	2 x 10	1 1/2 x 9 1/4	98.26	89.48	4644.31	4117.78	390.01	350.52
5.00 x 30	2 x 12	1 1/2 x 11 1/4	119.23	108.94	8295.91	7407.67	574.20	518.49
7.50 x 10	3 x 4	2 1/2 x 3 1/2	61.42	56.45	433.71	371.69	94.93	83.57
7.50 x 15	3 x 6	2 1/2 x 5 1/2	95.29	86.71	1620.39	1417.68	226.80	206.48
7.50 x 20	3 x 8	2 1/2 x 7 1/4	124.90	116.90	2652.01	2304.46	390.01	358.88
7.50 x 25	3 x 10	2 1/2 x 9 1/4	158.77	149.16	7502.16	6883.24	630.08	584.20
7.50 x 30	3 x 12	2 1/2 x 11 1/4	192.64	181.42	13400.99	12346.57	927.67	864.09
10.00 x 10	4 x 4	3 1/2 x 3 1/2	84.77	79.03	598.96	520.29	130.11	117.17
10.00 x 15	4 x 6	3 1/2 x 5 1/2	131.55	124.19	2237.66	2019.97	313.97	284.23
10.00 x 20	4 x 8	3 1/2 x 7 1/4	172.45	163.74	5042.48	4626.41	538.48	502.43
10.00 x 25	4 x 10	3 1/2 x 9 1/4	219.23	209.90	10363.42	9609.29	870.15	817.88
15.00 x 7.50	6 x 3	5 1/2 x 2 1/2	95.29	86.71	352.96	298.02	105.86	93.90
15.00 x 15	6 x 6	5 1/2 x 5 1/2	204.15	195.15	3472.62	3174.18	486.04	454.01
15.00 x 20	6 x 8	5 1/2 x 7 1/2	276.71	266.13	8649.71	8173.12	893.26	844.92
20.00 x 20	8 x 8	7 1/2 x 7 1/2	375.10	362.90	11724.82	10974.77	1210.64	1152.17

TABLA 11

CARGA PERMISIBLE EN Kg SOBRE EL FUNTAL.

Tamaño nominal del puntal	2 x 4		3 x 4		4 x 4		4 x 2		4 x 3		4 x 6		6 x 6	
	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A
1.22 (M)	1270	977	3039	2766	4173	3900	1859	1678	3039	2766	6486	6123	10024	9616
1.52	816	625	3039	2766	4173	3900	1859	1678	3039	2766	6486	6123	10024	9616
1.83	589	450	2404	1995	4173	3900	1859	1678	3039	2766	6486	6123	10024	9619
2.13			1769	1496	4173	3900	1859	1678	3039	2766	6486	6123	10024	9616
2.44			1360	1123	3569	3084	1597	1315	2585	2221	5533	4853	10024	9616
2.74			1088	907	2612	2449	1270	1043	2041	1769	4399	3855	10024	9616
3.05			861	735	2267	1995	1043	861	1672	1406	3538	3129	10024	9616
3.35					1905	1632	861	680	1360	1179	2948	2585	10024	9616
3.66					1587	1360	725	589	1133	997	2449	2177	9207	8791
3.96					1360	1179	589	498	997	816	2086	1859	7897	7166
4.27					1179	997	544	453	861	725	1814	1587	6758	6168
4.57					997		453		725		1587		5846	5397
4.88													5170	4717
5.18													4581	4173
5.49													4082	3719
5.79													3674	3220
6.10													3311	3039

Compresión paralela a
la fibra = 49.21 kg/cm²

E = 98429.8 Kg/cm²

CAPITULO V

EJEMPLOS DE DISEÑO

Diseño de una zapata

-Se propone una zapata cuadrada de 1.00 x 1.00 m con un peralte de 0.10 mts.

-El concreto será de peso normal, 2400 Kg/m³.

-Se utilizará duela de 1" x 4", madera clase B de pino.

-La velocidad de colado será de 0.90 m/h a una temperatura de 15°C.

Solución

Esfuerzos permisibles: en Kg/cm².

Flexión 100

Cortante 15

Módulo de Elasticidad 80000

Cálculo de la presión horizontal:

$$p = 732 + (4500 \times 0.9) / (0.056 \times 15 + 1) = 2933.1 \text{ Kg/m}^2$$

La presión máxima debida a esas condiciones es:

$$p_{...} = 2400 \times 0.10 = 240 \text{ Kg/m}^2$$

Rige la presión de 240 Kg/m².

La carga uniformemente distribuida es:

$$w = 240 \times 1.00 = 240 \text{ Kg/m}$$

Propiedades de la sección:

$$I = \frac{2.54 (10.16)^3}{12} = 222 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{2.54 (10.16)^2}{6} = 43.70 \text{ cm}^3$$

Espaciamiento de apoyos:

Por flexión:

$$l_{...} = 0.32 ((100 \times 43.70)/240)^{1/2} = 1.38 \text{ mts.}$$

Por flecha:

$$l_{...} = 0.034 ((80000 \times 222)/240)^{1/3} = 1.42 \text{ mts.}$$

Por corte:

$$l_{...} = ((15 \times 2.54 \times 10.16)/0.9(240)) = 1.79 \text{ mts.}$$

Se colocarán apoyos a cada 50.00 cms.

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA COLUMNA

Diseñar una cimbra para columna de 0.5 x 0.5 m con una altura de 2.85 m.

El concreto será de peso normal: 2400 Kg/m³.

El colado se efectuará en una hora, a una temperatura de 16°C.

Se dispone de madera de pino (especie de coníferas), de la clase B, con un contenido de humedad del 18%, las tablas son de 1 1/2 pulgadas (espesor efectivo de 1 1/16" = 1 1/16 x 2.54 = 3.33 cm).

SOLUCION

De acuerdo al R.C.D.F. los esfuerzos admisibles son:

	Kg/cm ²
Flexión	80
Tensión	49
Compresión paralela a la fibra	76
Compresión perpendicular a la fibra	18
Cortante	13
Módulo de elasticidad	40000

Presión lateral:

$$P = 732 + \frac{4500 R}{0.056 T + 1} = 732 + \frac{4500 \times 2.85 \times 1}{0.056 \times 18 + 1} = 7119 \text{ Kg/m}^2 = 0.712 \text{ K/cm}^2$$

Pero asimismo se tiene que:

$P_{...} = H = \text{peso del concreto} \times \text{altura de colado}$

$P_{...} = 2400 \times 2.85 = 6840 \text{ Kg/m}^2 = 0.684 \text{ Kg/cm}^2$

Características geométricas de las tablas:

$$A = bh = 50 \times 3.33 = 166.5 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \times 3.33^3}{12} = 153.9 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{50 \times 3.33}{6} = 92.4 \text{ cm}^3$$

Espaciamiento de yugos o abrazaderas.

Colocando el primer yugo a 15 cm de la base se tiene:

$$P = 6840 \times \frac{2.70}{2.85} = 6480 \text{ Kg/m}^2$$

$$w = Ph$$

$$L_{\text{flexión}} = 0.32 \left(\frac{f_s}{w} \right)^{1/2}$$

$$L_{\text{fluencia}} = 0.034 \left(\frac{E I}{w} \right)^{1/3}$$

$$L_{\text{corte}} = \frac{Vbh}{0.9w}$$

$$w = 6480 \times 0.5 = 3240 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{flexión}} = 0.32 \left(\frac{80 \times 92.4}{3240} \right)^{1/2} = 0.48 \text{ m.}$$

$$L_{\text{fluencia}} = 0.034 \left(\frac{40,000 \times 153.9}{3240} \right)^{1/3} = 0.42$$

$$L_{\text{corte}} = \frac{13 \times 166.5}{0.9 \times 3240} = 0.74 \text{ m}$$

Usar $s_1 = 0.40 \text{ m.}$

Presión a 0.55 m de la base.

$$P = 6840 \left(\frac{2.85 - 0.55}{2.85} \right) = 5520.0 \text{ Kg/m}^2$$

$$w = 5520.0 \times 0.5 = 2760.0 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{planta}} = 0.32 \left(\frac{80 \times 92.4}{2760.0} \right)^{1/2} = 0.52 \text{ m}$$

$$L_{\text{plancha}} = 0.034 \left(\frac{40000 \times 153.9}{2760.0} \right)^{1/2} = 0.44 \text{ m}$$

$$L_{\text{correa}} = \frac{13 \times 166.5}{0.9 \times 2760.0} = 0.87 \text{ m}$$

$$\text{Usar } e_2 = 0.4 \text{ m}$$

Presión a 0.95 m de la base

$$P = 6840 \left(\frac{2.85 - 0.95}{2.85} \right) = 4560.0 \text{ Kg/m}^2$$

$$w = 4560.0 \times 0.5 = 2280.0 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{planta}} = 0.32 \left(\frac{80 \times 92.4}{2280.0} \right)^{1/2} = 0.58 \text{ m}$$

$$L_{\text{plancha}} = 0.034 \left(\frac{40000 \times 153.9}{2280.0} \right)^{1/2} = 0.47 \text{ m}$$

$$L_{\text{correa}} = \frac{13 \times 166.5}{0.9 \times 2280.0} = 1.05 \text{ m}$$

$$\text{Usar } e_2 = 0.45 \text{ m}$$

Presión a 1.40 m de la base

$$P = 8840 \left(\frac{2.85 - 1.40}{2.85} \right) = 3480.0 \text{ Kg/m}^2$$

$$w = 3480.0 \times 0.5 = 1740.0 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{plancha}} = 0.32 \left(\frac{80 \times 92.4}{1740.0} \right)^{1/2} = 0.66 \text{ m}$$

$$L_{\text{plancha}} = 0.034 \left(\frac{40000 \times 153.9}{1740.0} \right)^{1/2} = 0.52 \text{ m}$$

$$L_{\text{corte}} = \frac{13 \times 166.5}{0.9 \times 1740.0} = 1.38 \text{ m}$$

$$\text{Usar } e_1 = 0.5 \text{ m}$$

Presión a 1.90 m de la base

$$P = 8840 \left(\frac{2.85 - 1.90}{2.85} \right) = 2280.0 \text{ Kg/m}^2$$

$$w = 2280.0 \times 0.5 = 1140.0 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{plancha}} = 0.32 \left(\frac{80 \times 92.4}{1140.0} \right)^{1/2} = 0.62 \text{ m}$$

$$L_{\text{plancha}} = 0.034 \left(\frac{40000 \times 153.9}{1140.0} \right)^{1/2} = 0.60 \text{ m}$$

$$L_{\text{corte}} = \frac{13 \times 166.5}{0.9 \times 1140.0} = 2.12 \text{ m}$$

Usar $e_s = 0.50 \text{ m}$

Presión 2.40 m de la base

$$P = 6840 \left(\frac{2.85 - 2.40}{2.85} \right) = 1080.0 \text{ Kg/m}^2$$

$$w = 1080.0 \times 0.5 = 540.0 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{flexión}} = 0.32 \left(\frac{80 \times 95.4}{540.0} \right)^{1/2} = 1.18 \text{ m}$$

$$L_{\text{flexión}} = 0.034 \left(\frac{40000 \times 153.9}{540.0} \right)^{1/2} = 0.77 \text{ m}$$

$$L_{\text{corte}} = \frac{13 \times 166.5}{0.9 \times 540.0} = 4.45 \text{ m}$$

Usar $e_s = 0.40 \text{ m}$.

Diseño de yugos :

Los elementos que forman los yugos estarán trabajando a flexotensión. Se usará la siguiente distribución de yugos:

$$\frac{T/An}{f_{ts}} + \frac{M/S}{f_{cs} \times c_r} < 1$$

En donde:

T : fuerza de tensión en Kg

An : Área neta del elemento en cm²

M : momento flexionante

S : módulo de sección

f_{ts} : esfuerzo permisible en tensión en Kg/cm²

f_{tb} : esfuerzo permisible en flexión en Kg/cm²

c_d : valor que depende de "d" y vale 1.0 para
d < 30 cm.

f_{td} : esfuerzo de diseño en flexión en Kg/cm²

Para el yugo # 1:

$$P_1 = 6480.0 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad e_1 = 0.40 \text{ m}$$

$$w = 6480.0 \times 0.40 = 2592 \text{ Kg/m}$$

$$T = (2592 \times 0.55) / 2 = 712.0 \text{ Kg}$$

$$M = (w l^2) / 10 = (2592 \times (0.55)^2) / 10 = 78.41 \text{ Kg-m}$$

Probar tiras de 2" x 6" (espesor efectivo = 1 5/8" =
4.13cm).

$$A_n = 4.13 \times 15.24 = 62.94 \text{ cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 4.13 (15.24)^2/6 = 159.9 \text{ cm}^3$$

$$f_{ts} = f_{tb} = 80.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de C_s para la obtención de f_{td}:

$$C_s = 1.4 (d l / b^2)^{1/2} = 1.4 (15.24 \times 55 / (4.13)^2)^{1/2} =
= 9.81 < 10.0$$

Entonces de acuerdo al reglamento del Distrito Federal :

$$f_{..} = f_{..} = 80.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$C_1 = 1$, ya que $d < 30 \text{ cm}$

Sustituyendo valores en la ecuación:

$$\frac{712/62.94}{80} + \frac{7841/159.9}{80 \times 1} = 0.14 + 0.613 = 0.75$$

como $0.75 < 1$ esta correcto

Usar para el yugo 1 tiras de $2" \times 6"$.

$$I = bh^3/12 = 40 \times (3.33)^3/12 = 123.1 \text{ cm}^4$$

Por flexión :

$$F = 196 = 196(0.5) = 98.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_{...} = 0.32 (FS/w)^{1/2} = 0.32 (98 \times 74 / 542.5)^{1/2} = 1.17 \text{ m}$$

Por flecha :

$$E = 196000 = 196000(0.5) = 98000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_{...} = 0.033 (EI/w)^{1/3} = 0.033 (98000 \times 123.1 / 542.5)^{1/3} = 0.93 \text{ m}$$

Por corte :

$$L_{...} = 23.33 (bh/w) = 23.33 (133.4/542.5) = 5.7 \text{ m}$$

Se usarán apoyos @ 0.90 m.

El tableado lateral será de triplay de 3/4" y el travesaño inferior de 2 x 4", a razón de 0.90 m de espaciamiento de puntales, que resultó del tableado de fondo se pondrán también los puntales laterales que bajan las cargas de los largueros de la losa a través de los travesaños laterales:

Cálculo de travesaños laterales :

Cargas en la losa (10 cm):

$$2400 \times 0.1 = 240.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{carga viva} = 200.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\hline 440.00 \text{ Kg/m}^2$$

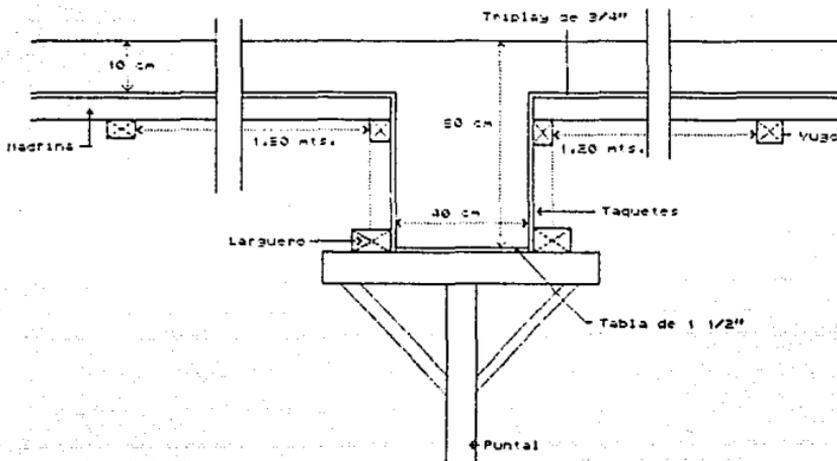
Cargas en el travesaño del lado derecho:

$$440 \times (1.20/2) = 144 \text{ Kg/m}$$

Cargas en el travesaño del lado izquierdo:

$$440 \times (1.5/2) = 330 \text{ Kg/m}$$

Diseño de una cimbra para trabe



- La cimbra para la trabe de 0.40 x 0.50 m se usará varias veces.
- El concreto será de peso volumetrico normal (2400 Kg/m³).
- Se usará madera de pino clase B con una densidad de 0.5.

Tablado de fondo:

Cargas que soporta:

$$\text{Carga muerta} = 0.4 \times 0.5 \times 2400 = 480.00$$

$$\text{Carga viva} = 0.25 \times 250 = 62.5$$

$$\hline 542.5 \text{ Kg/m}$$

Se usará tablón de 1 1/2" de espesor nominal, el espesor efectivo es 1 5/16" (2.54) = 3.33 cm.

$$bh = 40 \times 3.33 = 133.4 \text{ cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 40 \times (3.33)^2 = 74.00 \text{ cm}^2$$

Se usará una carga $w = 330 \text{ Kg/m}$ por ser mayor.

Revisión por flexión: $M_{..} = w l^2 / 10$

Donde: $w =$ carga uniformemente distribuida en Kg/m

$l =$ longitud en metros

$M =$ momento flexionante en Kg - m

Para obtener $M_{..}$ en Kg - cm :

$$M_{..} = (w l^2 / 10) \times 100 = 10 w l^2$$

$M_r = FS$; Donde: $S =$ módulo de sección cm^3

$F =$ esfuerzo admisible en Kg/cm^2

$M_r =$ momento resistente en Kg - cm

Igualando momentos:

$$FS = 10 w l^2$$

$$S = (10 w l^2) / F = (10 (330) (0.9)^2) / 98 = 27.3 \text{ cm}^3$$

Revisión por flecha:

$$\Delta_{..} = (3 w l^4) / 384 EI \times 10000$$

Considerando $\Delta_{..}$ admisible = $1/360$

Igualando flechas:

$$1/360 = (3 w l^4) / 384 EI \times 10000$$

$$I = (360 (3) w l^4) / 384 E \times 10000$$

$$I = ((360 (3) 330 (0.9)^4) / 384 \times 98000) \times 10000 = 62.14 \text{ cm}^4$$

Revisión por cortante:

$$l = (23.33 bh) / w$$

$$bh = (lw) / 23.33 = (0.9 (330)) / 23.33 = 12.7 \text{ cm}^2$$

Proponiendo polín de 2" x 4" (sección más pequeña en el mercado).

$$bh = 2 \times 2.54 \times 4 \times 2.54 = 51.6 \text{ cm}^2 \text{ si pasa}$$

$$S = bh^2/6 = 2(2.54)[4(2.54)]^2/12 = 87.4 \text{ cm}^3 \text{ si pasa}$$

$$I = bh^3/12 = 2(2.54)[4(2.54)]^3/12 = 444 \text{ cm}^4 \text{ si pasa}$$

Cálculo de largueros:

Carga del larguero del lado derecho:

$$\text{Carga losa} = 0.1 \times 0.6 \times 2400 = 144 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga viva} = 0.75 \times 0.6 \times 0.1 \times 2400 = 108 \text{ Kg/m}$$

$$\hline 252 \text{ Kg/m}$$

Carga del larguero del lado izquierdo:

$$\text{Carga losa} = 0.1 \times 0.75 \times 2400 = 180 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga viva} = 0.7 \times 0.1 \times 0.75 \times 2400 = 135 \text{ Kg/m}$$

$$\hline 315 \text{ Kg/m}$$

Se usará una $w = 315 \text{ Kg/m}$ por ser mayor.

Revisión por flexión:

$$S = (10 w l^2)/F = (10 \times 315 (0.9)^2)/98 = 26 \text{ cm}^3$$

Revisión por flecha:

$$I = [(360 \times 3 w l^4)/(384 E)] \times 10000$$

$$I = [(360 \times 3 \times 315 (0.9)^4)/(384 \times 98000)] \times 10000 = 59.3 \text{ cm}^4$$

Revisión por cortante:

$$bh = (w l) / 23.33 = (0.9 \times 315)/23.33 = 12.2 \text{ cm}^2$$

También se usarán polínes de 2" x 4".

Cálculo de puntales principales:

Las cargas son:

Por trabe =	542.5 x 0.9	= 488.25 Kg
Por losa lado derecho =	252 x 0.6	= 151.2 Kg
Por losa lado izquierdo =	330 x 0.75	= 247.5 Kg

		886.95 Kg

Probando un puntal de 2" x 4" y suponiendo una altura de $l = 3$ m.

$$b_n = 5.08 - 1 = 4.08 \text{ cm}$$

$$h_n = 10.16 - 1 = 9.16 \text{ cm}$$

El coeficiente de columna C_c vale:

$$C_c = [(0.3 E) / f_{c,c}]^{1/2}; \text{ donde: } f_{c,c} = \text{compresión paralela a la fibra}$$

bra

para este caso $f_{c,c} = 40$ de acuerdo a la tabla 1 del capítulo I.

$$C_c = [(0.3 \times 98000) / 40]^{1/2} = 27.11$$

La relación de esbeltez es:

$$k l / b_n = 1(300) / 4.08 = 73.5$$

$$k l / h_n = 1(300) / 9.16 = 32.8$$

Como $k l / b_n > k l / h_n$ el pandeo ocurrirá en dirección de b_n .

Como $k l / b_n > C_c$ el pandeo es elástico, y el esfuerzo admisible será:

$$f_{c,e} = [(0.3 E) / (k l / b_n)^2]$$

$$f_{c,e} = [(0.3 \times 98000) / (73.5)^2] = 5.4 \text{ Kg/cm}^2$$

La carga admisible será:

$$P = A_n \times f_{c,c} = 4.08 \times 9.16 \times 5.4 = 201.8 \text{ Kg} \quad \text{no pasa}$$

Probando con una sección de 3" x 4" se tiene:

$$b_n = 7.62 - 1 = 6.62 \text{ cm}$$

$$h_n = 10.16 - 1 = 9.16 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez:

$$k_l/b_n = 1(300)/6.62 = 45.3$$

$$k_l/h_n = 1(300)/9.16 = 32.8$$

Esfuerzo admisible será :

$$f_{c,c} = [(0.3 \times 98000)/(45.3)^2] = 14.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Carga admisible:

$$P = A_n \times f_{c,c} = 6.62 \times 9.16 \times 14.3 = 868.8 \text{ Kg}$$

Probando el esfuerzo crítico de pandeo para no tener los
18.15 Kg de incertidumbre:

$$f_{c,r} = [((3.1416)^2 \times E)/(12(k_l/b_n)^2)]$$

$$f_{c,r} = [((3.1416)^2 \times 98000)/(12(45.3)^2)] = 39.3 \text{ Kg/cm}^2$$

La carga crítica es :

$$P = A_n \times f_{c,r} = 6.62 \times 9.16 \times 39.3 = 2381.8 \text{ Kg}$$

Se usarán polines de sección de 3" x 4" sin tener
problemas.

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA MURO

El muro tendrá 3.00 metros de altura. El colado se hará a razón de $R = 0.90$ m/hr y se empleará vibrador para compactarlo.

La temperatura de colado se considera $T = 15^{\circ}\text{C}$.

El concreto será de peso normal (2400 Kg/m^3).

La densidad de la madera será de 0.5 con un contenido de humedad inferior al 18%.

La madera que se empleará será de pino clase A.

SOLUCION

Los esfuerzos permisibles son (Tabla 1)

	Kg/cm ²
Flexión	170
Tensión	115
Compresión paralela a la fibra.	120
Compresión perpendicular a la fibra	40
Cortante paralelo a la fibra	15
Módulo de elasticidad	100000

Madera contrachapada (triplay)

Flexión	190
Cortante	20
Módulo de elasticidad	105000

Se dispone de hojas de triplay de 7 capas, $7/8''$ (2.22cm) de espesor que miden 1.20×2.40 y tensores de 1000 Kg de capacidad.

Determinación de la presión lateral máxima:

$$P = 732 + \frac{4500 R}{0.056 T + 1}$$

MAXIMA = 9760 Kg/m²

$$P = 732 + \frac{4500 (0.90)}{0.056 (15) + 1} = 2933 \text{ Kg/m}^2$$

Profundidad a la que se alcanza la presión máxima:

$$\frac{2933}{2400} = 1.22 \text{ m}$$

Tablado vertical:

El triplay será el mismo en toda la altura y los apoyos de este se espaciarán uniformemente, de acuerdo con sus dimensiones. El triplay se colocará en el sentido paralelo al claro; esto significa colocar la dimensión de 2.40 m horizontal actuando como losa continua.

Revisión por flexión:

$$M_{\dots} = \frac{wl^2}{10} \quad (\text{Viga continua})$$

$$M = \frac{wl^2}{10} \times 100 = 10 wl^2$$

w en Kg/m
l en m
M en Kg-cm

Momento resistente: $M_r = fS$

f = Esfuerzo admisible (cm²)
S = Módulo de sección (Kg/cm²)

Igualando momentos:

$$fS = 10 w l^2$$

$$l = 0.32 \left(\frac{fS}{w} \right)^{1/3}$$

$$l = 0.32 \left(\frac{190 \times 52.41}{2933} \right)^{1/3} = 0.59 \text{ m} \sim 0.60 \text{ m}$$

$$S = 100 \times 0.542 = 52.41 \text{ cm}^2 \text{ (para un metro de ancho ver tabla \# 8)}$$

Revisión por flecha

$$\frac{w l^4}{145 E I} \times 10000$$

l en m.
 l en m
 E en Kg/cm²
 I en cm⁴

$$\frac{l}{360} = \frac{l}{360}$$

Igualando flechas:

$$\frac{l}{360} + \frac{w l^4}{145 E I} \times 10000$$

$$l = 0.034 \left(\frac{E I}{w} \right)^{1/3}$$

$$E = 105000$$

$$I = 100 \times 0.5807 = 58.07 \text{ cm}^4 \text{ (para 1.00 de ancho ver tabla \# 8)}$$

$$l = 0.034 \left(\frac{105000 \times 58.07}{2933} \right)^{1/3} = 0.43 \text{ m}$$

Usar espaciamentos de 0.40 m para los largueros verticales.

Dimensionamiento de largueros y espaciamento de vigas madrina:

Se pueden fijar medidas de los largueros y calcular el claro máximo admisible que será el espaciamento de mdrinas, o se puede fijar el espaciamento de mdrinas y calcular las medidas necesarias de los largueros. En este caso fijaremos largueros de 2 x 4".

Por flexión:

Como el ancho efectivo de largueros de 2 x 4" es 1 5/8, se tiene:

$$S = \frac{1}{h/2} = \frac{4.13 \times (10.2)^2}{12/5.1} = 71.61 \text{ Cm}^2$$

$$w = 2933 \times 0.40 = 1173.20 \text{ Kg/m}$$

$$L \dots = 0.32 \left(\frac{170 \times 71.61}{1173.20} \right)^{1/2} = 1.03 \text{ m}$$

Por flecha:

$$L \dots = 0.034 \left(\frac{EI}{w} \right)^{1/3}$$

$$L \dots = 0.034 \left(\frac{10000 \times 365.23}{1173.20} \right)^{1/2} = 1.03 \text{ m}$$

Por corte:

$$v = 3/2 V/bh \qquad V = 0.6 w l \text{ (viga continua)}$$

$$v = 3/2 (0.6 w l/bh) \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{Esfuerzo de corte admisible} = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

Despejando l de (1).

$$l = \frac{vbh}{0.9w}$$

$$l = \frac{15 \times 4.13 \times 10.2}{0.9 \times 1173.20} = 0.59 \text{ cm}$$

El claro máximo aceptable de largueros es de 0.60 m

Espaciamiento de tensores y dimensionamiento de vigas
madrina.

$$\text{Carga en mdrinas: } 2933 \times 0.60 = 1759.80$$

Espaciamiento de tensores

$$e = \frac{1000}{1759.80} = 0.57 \text{ m}$$

Se usarán tensores a cada 0.50 m y este será el claro de las vigas madrina.

$$\text{Entonces } T = 1759.80 \times 0.50 = 880 \text{ Kg.}$$

Dimensionamiento de vigas madrina.

Por flexión:

$$l = 0.32 (fS/w)^{1/3}$$

$$S = \frac{10 w l^3}{f} = \frac{10 \times 1759.80 \times 0.50^3}{170} = 25.88 \text{ cm}^3$$

Por corte

$$v = 3V/2bh$$

$$bh = 3V/2v$$

$$bh = 3 (0.6 w l) / 2v = 1.8 w l / 2v$$

$$bh = \frac{1.8 \times 1759.80 \times 0.5}{2 \times 15} = 52.79 \text{ cm}^2$$

Probando con polln de 4 x3

$$bh = 4 \times 2.54 \times 3 \times 2.54 = 77.42 \text{ cm}^2$$

$$S = b h^2 / 6$$

$$S = \frac{4 \times 2.54 (3 \times 2.54)^2}{6} = 98.32 \text{ cm}^3$$

Se usarán polines de 4 x 3 ". Las vigas madrina se acostumbra colocarlas en pares para evitar hacer perforaciones al colocar los tensores.

Diseño de una cimbra para losa

- La losa será de 10 cm, de espesor de concreto de peso normal
2400 Kg/m³.

-Altura libre de piso a techo 2.30 m.

-Tablero de losa de 4.00 x 4.00 m.

-Se utilizará madera de pino clase A.

Solución

Esfuerzos admisibles: Kg/cm²

-Flexión 170

-Tensión 115

-Compresión
paralela a la
fibra 120

-Compresión
perpendicular a la
fibra 40

-Cortante 15

-Módulo de elasticidad 100000

Peso propio: $2400 \times 0.10 = 240.00 \text{ Kg/m}^2$

Carga viva : $= 250.00 \text{ Kg/m}^2$

Entarimado. Se usarán tablonces de 1" de espesor. El
espesor efectivo de las tablas de 1" es de 25/32" (~2.00 cm).

Se analizará una franja de 1.00 metro de ancho.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 (2)^3}{12} = 66.67 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 (2)^2}{6} = 66.67 \text{ cm}^3$$

$$w = 490.00 \times 1.0 = 490.00 \text{ Kg/m}$$

Por flexión: $f = 170 \text{ Kg/cm}^2$

$$l_{\dots} = 0.32 ((f \times S)/w)^{1/3}$$

$$l_{\dots} = 0.32 ((170 \times 66.67)/490)^{1/3} = 1.54 \text{ m.}$$

Por flecha:

$$l_{\dots} = 0.034 ((E \times I)/w)^{1/3}$$

$$l_{\dots} = 0.034 ((100000 \times 66.67)/490)^{1/3} = 0.81 \text{ m}$$

Por corte: $v = 15 \text{ Kg/cm}^2$

$$l_{\dots} = ((v \times b \times h)/0.9(w))$$

$$l_{\dots} = ((15 \times 100 \times 2)/0.9(490)) = 6.80 \text{ m}$$

Se usarán largueros a cada 0.80 m , lo cual da como resultado 5 espaciamientos de 0.80 m.

Proponiendo largueros de 2" x 4" con sección efectiva de 4.13 x 10.2 cm.

$$I = 365.23 \text{ cm}^4$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3$$

Carga en largueros: $w = 490 \times 0.80 = 392 \text{ Kg/m}$

Por flexión:

$$l_{\dots} = 0.32 ((170 \times 71.61)/392)^{1/3} = 1.78 \text{ m}$$

Por flecha:

$$l_{...} = 0.034 ((100000 \times 365.23) / 392)^{1/3} = 1.53 \text{ m}$$

Por corte:

$$l_{...} = ((15 \times 4.13 \times 10.2) / 0.9(392)) = 1.79 \text{ m}$$

Dado que el tablero mide 4.00 metros, se usarán 4 claros de 1.00 metro, lo que será el espaciamiento de las vigas mdrinas.

Revisión del claro máximo con el esfuerzo de diseño en flexión de acuerdo al reglamento del D.F.

$$C_s = 1.4 ((d \times l) / b^2)^{1/2} < 10$$

$$C_s = 1.4 ((10.2 \times 100) / (4.13)^2)^{1/2} = 10.82 > 10$$

$$C_k = ((3 \times E) / 5 f_{...})^{1/2}$$

$$C_k = ((3 \times 100000) / 5(170))^{1/2} = 18.79$$

$$f_{...} = f_{...} [1 - 0.33(C_s / C_k)^4]$$

$$f_{...} = 170 [1 - 0.33(10.82 / 18.79)^4] = 163.77 \text{ Kg/cm}^2$$

Por flexión:

$$l_{...} = 0.32 ((163.77 \times 71.61) / 392)^{1/2} = 1.75 \text{ m}$$

Es correcto colocar @ 1.00 metro las vigas mdrinas.

Dimensionamiento de vigas mdrinas y espaciamiento de puntales. Probar mdrinas de 2" x 4" pulgadas.

$$I = 365.23 \text{ cm}^4$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3$$

$$w = 490 \times 1.00 = \text{Kg/m}$$

Por flexión:

$$l_{...} = 0.32 ((170 \times 71.61) / 490)^{1/2} = 1.60 \text{ m}$$

Por flecha:

$$l_{...} = 0.034 ((100000 \times 365.23) / 490)^{1/3} = 1.43 \text{ m}$$

Por corte:

$$l_{...} = ((15 \times 4.13 \times 10.2) / 0.9(490)) = 1.43 \text{ m}$$

Para el ancho de 4.00 metros se usarán puntales a cada 1.00 metro.

Verificación del claro máximo con el esfuerzo de diseño en flexión de acuerdo al reglamento del D.F.

$$C_b = 1.4 ((10.2 \times 100) / (4.13)^2)^{1/2} = 10.82 > 10$$

$$C_k = ((3 \times 100000) / 5(170))^{1/2} = 18.79$$

$$f_{...} = [1 - 0.33(10.82/18.79)^4] = 163.77 \text{ Kg/cm}^2$$

Por flexión:

$$l_{...} = 0.32 ((163.77 \times 71.61) / 490)^{1/2} = 1.58 \text{ m}$$

Es correcto, se dejarán puntales @ 1.00 metro.

-Cálculo de puntales:

$$\text{Area tributaria} = 1.00 \times 1.00 = 1.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga} = w = 490.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 490 \times 1.00 = 490 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo admisible a compresión paralelo a la fibra:

$$f'_{...} = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

Se probarán puntales de 3" x 3".

$$d = 2 \frac{5}{8} = 6.67 \text{ cm.}$$

$$\text{Area} = (6.67)^2 = 44.46 \text{ cm}^2$$

-Revisión por flexocompresión:

$$\frac{P/An}{f_{cs}} + \frac{P/An \times 6e / de}{f_{cs} \times C_r} \leq 1$$

$$L = 230 - 23 = 207 \text{ cm.}$$

$k = 1$ (articulado en ambos extremos sin desplazamiento lateral).

$$f_{cs} = \frac{P/An = 490 / 44.46 = 11.02 \text{ K/cm}^2}{0.30 E} = \frac{0.30 \times 100000}{(kL/b)^2} = \frac{0.30 \times 100000}{(207/6.67)^2} = 31.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_c = (0.30 \times E / (f_{cs}))^{1/2}$$

$$C_c = ((0.30 \times 100000) / 120)^{1/2} = 15.81$$

$$B = 1.25$$

$$C_r = 1.0 \text{ puesto que } d = 6.67 \text{ cm} < 30 \text{ cm.}$$

$$C_s = 1.4 ((6.67 \times 207) / (6.67)^2)^{1/2} = 7.80 < 10$$

$$f_{cs} = f_{cs} = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e_{s1} = 0.1 \times 6.67 = 0.67 \text{ cm.}$$

$$\frac{11.02}{31.15} + \frac{490 \times 6(0.67) \times 1.25}{44.46 \times 6.67 \times 170 \times 1.0} = 0.40 < 1.0 \text{ es correcto}$$

Revisión de esfuerzos de compresión en los apoyos.

Apoyo de la viga madrina en puntal:

$$\text{Area de apoyo} = 4.13 \times 6.67 = 27.55 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo admisible perpendicular a la fibra:

$$f = \frac{490}{27.55} = 17.78 \text{ Kg/cm}^2 < 120 \text{ Si pasa}$$

CAPITULO VI

TEXTO

DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA.

La madera es uno de los primeros materiales utilizados por el hombre con fines constructivos, debido a la gran facilidad que se tiene para trabajar con ella, existen más de doscientas clases de árboles que producen madera comercial de muy diferentes propiedades, desde las propias para todos los usos, hasta las de aplicaciones especiales.

Pero no obstante a las ventajas que presenta su uso como elemento estructural es poco utilizado en México, dado que tan solo el 11 % de las viviendas tienen techo y paredes de madera.

Prescindiendo de la clasificación botánica y considerando únicamente aplicaciones y propiedades constructivas la madera se divide en: maderas duras y maderas blandas.

El uso que se le da en la industria de la construcción en el país es principalmente como material para cimbra, siendo la de pino la más utilizada para este fin, la cual se clasifica en:

Clase A : Alta resistencia

Clase B : Mediana resistencia.

Clase C : Baja resistencia (uso no estructural). Nos referimos únicamente a la madera.

La cimbra es el recipiente dentro del cual se vacía el concreto para que este tome la configuración requerida en el diseño.

En términos generales la cimbra se integra por dos estructuras: la cimbra de contacto y la obra falsa.

La cimbra de contacto es la que recibe en forma directa con el concreto, su función primordial es contener y configurar al concreto de acuerdo con el diseño de la estructura, se compone principalmente de: tableros que pueden ser prefabricados, tablas u hojas de triplay, la cimbra de contacto debe ser hermética para evitar fugas de lechada (mezcla cemento-agua).

La obra falsa esta formada por elementos que trabajan estructuralmente soportando a la cimbra de contacto y el peso del concreto, debe ser lo suficientemente resistente para soportar la presión originada por la colocación y vibrado del concreto. Componen principalmente a la obra falsa los siguientes miembros.

Largueros: son elementos de refuerzo que proporcionan rigidez a los tableros.

Vigas madrina: también llamadas traviesas. Son piezas colocadas perpendicularmente unas con otras, sobre las que se apoya la cimbra de contacto y los largueros.

Pie derecho, es el apoyo vertical que soporta a la superficie de contacto, maderas y demás solicitaciones como el peso del concreto reforzado, cargas vivas, etc.

Rastre o arrastre, sirve de base a todo el conjunto.

Contravientos, sirven de refuerzos al conjunto obra falsa cimbra de contacto contra empujes laterales.

Cachetes, son tableros laterales y con este nombre se les conoce también a los elementos que sirven para unir piezas.

Yugos, son elementos que impiden que se deformen los tableros y sirven para el ensamble de estos.

Pata de gallo o espuela, sostiene el conjunto cimbra de contacto, obra falsa, transmitiendo las cargas vertical y horizontal al pie derecho.

Estaca, impide el deslizamiento de la pata de gallo o espuela.

La cimbra de madera, ha sido y es, el molde tradicional que da al concreto la configuración deseada, su uso no se restringe a unos cuantos tipos de elementos por vaciar, sin embargo se emplea principalmente en:

Zapatas

Columnas

Muros

Losas

Trabes

Para dar un buen acabado al concreto, la selección de los materiales, el diseño y construcción de la cimbra, deberán ser

hechos con particular cuidado, para dar el efecto visual deseado a las superficies expuestas.

Existen en el mercado productos patentados para dar protección a la cimbra pero el más económico y comunmente empleado es el aceite de motor y el diesel.

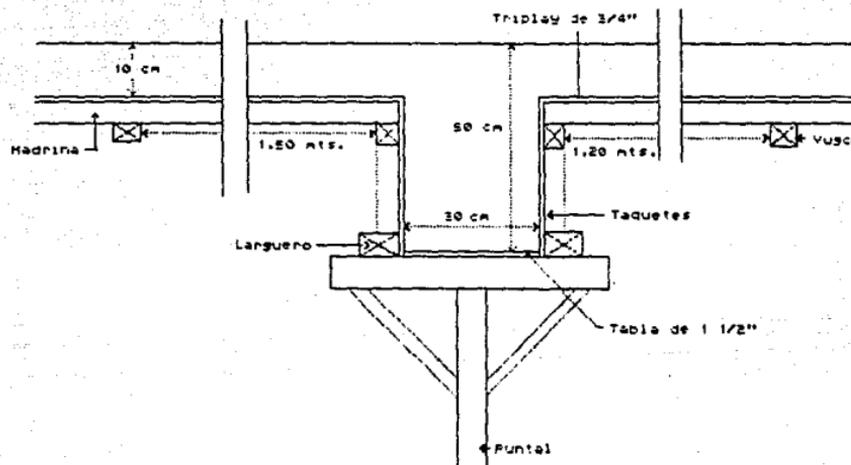
El retiro de las cimbras deberá hacerse hasta que el concreto haya endurecido lo suficiente para evitar daños a la superficie del mismo.

El cálculo de la cimbra para una estructura de concreto tiene mucho que ver con el alcance general de la economía y calidad de la obra terminada. El costo de la cimbra representa entre el 35 y el 60 por ciento del costo total por concepto de concreto, por lo tanto un buen diseño garantiza economía y sobre todo seguridad.

Es muy común, dentro de las practicas normales de la construcción que no se tome mucho en cuenta a la cimbra, es decir, no existe planeación ni diseño de la misma, dejandolo a la intuición y experiencia del carpintero. Pero hay que asentar que no importando el tamaño de la obra, la planeación y el cálculo nos redundará en economía, calidad y seguridad, evitandonos sorpresas desagradables.

A manera de ejemplo se diseñará una cimbra para trabe con las siguientes características:

Cimbra para trabe



El concreto es de peso normal.

Se dispone de madera de pino clase B y madera contrachapada (triplay).

Madera de pino clase B.

flexión 100 Kg/cm²

E = 80000 Kg/cm²

V = 5 Kg/cm²

Madera contrachapada (triplay).

flexión 190 Kg/cm²

E = 105000 Kg/cm²

v = 5 Kg/cm²

Tanto el esfuerzo permisible para flexión como el módulo de elasticidad y el esfuerzo cortante son las únicas propiedades necesarias para el cálculo.

Para el diseño del tablado de fondo se requieren las propiedades geométricas siguientes del triplay.

$$\text{El área } A = bh = 30 (3.175) = 95.25 \text{ cm}^2$$

El momento de inercia

$$I = bh^3/12 = ((30 \times (3.175)^3)/12) = 80.00 \text{ cm}^4$$

Y el módulo de sección

$$S = bh^2/6 = ((30 \times (3.175)^2)/6) = 50.40 \text{ cm}^3$$

La carga actuante para el diseño se calcula:

$$\text{Peso muerto del concreto} = 30 \times 50 \times 0.0024 = 3.60 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Carga viva [250 Kg/m}^2 \text{]} = 30 \times 0.0250 = 0.75 \text{ Kg/cm}$$

$$W = 4.35 \text{ Kg/cm}$$

En el peso muerto intervienen el ancho de la viga, el peralte y el peso del concreto.

La carga viva recomendada por el reglamento de construcciones incluye todas las cargas actuantes sobre el elemento como maquinaria, vaciado y vibrado del concreto, peso de los trabajadores. etc.

Para calcular la longitud máxima entre apoyos, se debe revisar por:

Flexión:

$$L_{...} = 0.32 ((190 \times 50.40)/435)^{1/2} = 1.5 \text{ m.}$$

En la que interviene el esfuerzo permisible por flexión, el módulo de sección, y la carga uniformemente repartida.

Por flecha:

$$L_{...} = 0.034 ((105000 \times 80)/435)^{1/3} = 0.91 \text{ m.}$$

En donde se utiliza el módulo de elasticidad, el momento de inercia y la carga uniformemente repartida.

Y en la revisión por corte:

$$l_{...} = (5 \times 30 \times 3.175)/(0.9 \times 435) = 1.22 \text{ m.}$$

Se usan el área el esfuerzo permisible por corte y una parte proporcional de la carga uniformemente repartida.

Con los resultados anteriores la separación correspondiente a los apoyos (puntales) es de

0.90 metros.

Para el diseño de largueros se analizarán ambos lados de la trabe.

Las condiciones de carga para el larguero del lado derecho son: el larguero soporta 60 cm de ancho de losa con un espesor de 10 cm, más la carga viva actuante:

$$\text{Carga de losa} = 0.60 \times 0.10 \times 2400 = 144 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga viva} = 0.60 \times 250 = 150 \text{ Kg/m}$$

$$w = \begin{array}{r} 144 \\ 150 \\ \hline 294 \end{array} \text{ Kg/m}$$

Para el larguero del lado izquierdo, este soporta 75 cm de ancho de losa con un espesor de 10 cm, más la carga viva actuante:

$$\begin{aligned}
 \text{Carga de losa} &= 0.75 \times 0.10 \times 2400 = 180 \text{ Kg/m} \\
 \text{Carga viva} &= 0.75 \times 250 = 188 \text{ Kg/m} \\
 & \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \text{-----} \\
 w &= 368 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

Se diseñará con la mayor de las cargas anteriormente calculadas, por ser esta la más crítica.

Las características geométricas del larguero que soportará esta carga se calcula despejando de la ecuación de flexión el módulo de sección.

$$S = (l/3.17)^2 (w/f) = (90/3.17)^2 (3.68/100) = 29.86 \text{ cm}^3$$

De la ecuación de deflexión se obtiene el momento de inercia.

$$\begin{aligned}
 I &= ((l^3) \times w) / (0.213 \times E) = ((90)^3 \times 3.68) / (0.213 \times 80000) = \\
 & \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad = 157.44 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Y de la ecuación de corte el área.

$$bh = (0.9 \times w \times l) / v = (0.9 \times 3.68 \times 90) / 15 = 19.87 \text{ cm}^2$$

Con estas propiedades la sección que soporta esta carga es un larguero de:

$$2 \times 4 \text{ "}$$

El diseño del puntal se hace con las siguientes cargas:

$$\begin{aligned}
 \text{De la viga} &= 4.35 \text{ Kg/cm} \times 90 \text{ cm} = 391.5 \text{ Kg} \\
 \text{Del lado izquierdo} &= 3.68 \text{ Kg/cm} \times 75 \text{ cm} = 276.0 \text{ Kg} \\
 \text{Del lado derecho} &= 2.94 \text{ Kg/cm} \times 60 \text{ cm} = 176.4 \text{ Kg} \\
 & \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \text{-----} \\
 & \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad 843.9 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

En la viga intervienen la carga uniforme y la distancia entre apoyos.

Del lado derecho e izquierdo la carga uniforme y su claro respectivo de losa.

La sección que soportará ésta carga es:

4 x 4"

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

La falta de información sobre el diseño y cálculo de cimbras obliga a recurrir a la destreza y experiencia del carpintero lo que da como consecuencia a problemas tales como el encarecimiento, la lentitud en la ejecución y en casos extremos la falla de la estructura temporal.

El presente estudio no pretende ser un tratado completo sobre el diseño y cálculo de cimbras de madera, sino una simple guía en ciertos detalles de la construcción y el cálculo de la obra falsa.

De igual forma no se pretende limitar a el uso de la madera como material único para cimbra, dado que existen en el mercado una amplia variedad de materiales que pueden dar mejores resultados.

Para cualquier trabajo en el que se requiera el uso de cimbras, se deberá hacer un estudio completo con el fin de determinar el material más adecuado, tanto económicamente como estructuralmente, sin menospreciar la calidad que proporcionará en el acabado del concreto.

Como ejemplo se podría decir que en México la madera es uno de los materiales más usados para obra falsa pero las formas metálicas, como el sistema Meccano, nos proporcionan un mayor número de usos, lo que implica que una comparación exhaustiva de materiales dependiendo del tipo de la obra nos dará como resultado el material óptimo.

A manera de observación se puede decir que si se siguen al pie de la letra los esfuerzos y coeficientes que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para estructuras de madera, las piezas quedan sobradas lo que implica un deterioro en la economía de la obra.

Bibliografía

- 1).- Apuntes sobre Diseño y Construcción de Cimbras de Madera .
IMCYC. México D.F. 1979
- 2).- Diseño de Cimbras. Tomo I
J. G. Richardson, IMCYC. México D.F. 1979
- 3).- Materiales, Montaje y Accesorios para Cimbras. Tomo II
J. G. Richardson, IMCYC. México D.F. 1980
- 4).- Fallas, Seguridad de la Cimbra y Descimbrado. Tomo IV
J. G. Richardson, IMCYC. México D.F. 1980
- 5).- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera.
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
México D.F. Diciembre de 1987
- 6).- Calificación y Clasificación Visual para Madera de Pino en Usos Estructurales. NOM - C - 239 - 1985
Dirección General de Normas. SECOFI.
México D.F. 1985
- 7).- Dimensiones de la Madera Aserrada para su Uso en la Construcción. NOM - C - 224 - 1983
Dirección General de Normas. SECOFI
México D.F. 1983

- 8).- Manual de Obra Negra del Carpintero.
ICIC. México D.F. 1986
- 9).- Apuntes de Mecánica de Materiales III.
Facultad de Ingeniería. UNAM México D.F. 1986
- 10).- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
Departamento del Distrito Federal.
México D.F. 1987
- 11).- Biología.
Claudio A. Ville. Editorial Herrero.
México D.F. 1970
- 12).- Diccionario Técnico Larousse
Larousse. México D.F. 1988
- 13).- Cimbras y Moldes - Guía Práctica para su Construcción
y Uso.
J. G. Richardson. INCYC. México D.F. 1980
- 14).- Madera Contrachapada de Pino. NOM - C - 326 - 1978
Dirección General de Normas. SECOFI.
México D.F. 1978
- 15).- Apuntes de Mecánica de Materiales I
Facultad de Ingeniería. UNAM.
México D.F. 1974

16).- Introducción a la Mecánica de Sólidos.

Egor P. Popov. Editorial Limusa.

México D.F. 1985