

5512

---

FACULTAD DE INGENIERIA

CIMBRAS DE MADERA

UNICO

T E S I S

Que para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

ALFONSO ANTONIO ARAMBURU CEÑAL



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

A MIS PADRES.



FACULTAD DE INGENIERIA  
Exámenes Profesionales  
Núm. 40-57  
Exp. Núm. 40/214.2/

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

Al Pasante señor ALFONSO ANTONIO ARAMBURU CEÑAL,  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Fernando Favela Lozoya, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

" CIMBRAS DE MADERA "

- I. Introducción
- II. Causas de fallas en cimbras
- III. Cargas y presiones
- IV. Procedimientos para el cálculo estructural
- V. Conclusiones

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

Atentamente,  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México, D. F., a 3 de abril de 1975  
EL DIRECTOR

*h.d.*

ING. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

EVC/GSA/plt.

# I N D I C E

	Página
<b>C A P I T U L O I</b>	
INTRODUCCION	1
<b>C A P I T U L O II</b>	
CAUSAS DE FALLAS EN CIMBRAS	4
II.1. Generalidades	4
II.1.1. Contraventeo Inadecuado	5
II.1.2. Vibrado	7
II.1.3. Suelo Inestable y Puntales no Plomeados	7
II.1.4. Control Inadecuado del Colado	8
II.2. Fallas donde la Cimbra no Interviene	9
II.2.1. Falta de Atención en los Detalles de la Cimbra	9
<b>C A P I T U L O III</b>	
CARGAS Y PRESIONES	10
III.1. Cargas Verticales	11
III.2. Cargas por Apuntalamiento en Edificios Altos	13
III.3. Presión Lateral del Concreto Fresco	14
III.3.1. Peso del Concreto	15
III.3.2. Velocidad de Colado	15
III.3.3. Vibrado	16

	Página
III.4. Valores de la Presión lateral para Cimbras	16
III.4.1. Fórmulas para la Presión Lateral en Muros	17
III.4.2. Fórmulas para la Presión Lateral en Columnas	20
III.5. Ajustes para Condiciones Anomales	22
III.6. Levantamientos debido a la Presión Lateral	23
III.7. Cargas Laterales	24
III.7.1. En Losas	25
III.7.2. En Muros	26
 <b>C A P I T U L O    I V</b>  	
PROCEDIMIENTOS PARA EL CALCULO ESTRUCTURAL	27
IV.1. Simplificaciones Básicas	28
IV.2. Criterios de Diseño	29
IV.2.1. Deflexión	30
IV.2.2. Flexión	33
IV.2.3. Cargas Concetradas	35
IV.2.4. Cortante	35
a) Vigas de Madera	36
b) Vigas Metálicas	37
c) Triplay	38
IV.2.5. Aplastamiento	38
IV.3. Diseño de Muros, Losas y Vigas	39
IV.3.1. Ejemplo de Diseño de un Muro	39
IV.3.2. Ejemplo de Diseño de Losas	50
IV.3.3. Ejemplo de Diseño de Vigas	57
 <b>C A P I T U L O    V</b>  	
CONCLUSIONES	63
A P E N D I C E	65
B I B L I O G R A F I A	79

# C A P I T U L O I

---

## INTRODUCCION

El desarrollo de las cimbras ha sido paralelo con el crecimiento del uso del concreto para la construcción a través del presente siglo.

Sabemos que el concreto armado es en nuestra época, uno de los materiales de construcción más versátiles, puesto que con él se puede realizar una variedad de formas infinitamente más grande que las realizadas anteriormente, con otros materiales de construcción. El concreto armado -- además, tiene la ventaja de combinar la resistencia de la piedra y el acero, con la plasticidad del barro, brindándonos así la posibilidad de darle casi cualquier forma, por medio de un molde apropiado cuya forma toma al endurecer.

En un tiempo la madera era el material más usado para el encofrado, pero el desarrollo en el uso de triplay, metales, plásticos y otros materiales, junto con la aparición de accesorios creados para este fin, han cambiado el panorama.

La obra falsa era antiguamente construida en el lugar, se usaba sólo una vez y era desechada.

La tendencia actual, es el incremento de los elementos prefabricados, el ensamblaje y la erección mediante medios mecánicos y el reuso de los elementos.

Pero no todas estas importantes ideas son nuevas, sin embargo a principios de siglo, se hacían debates acerca de los relativos méritos de las cimbras de madera y acero.

Por ese mismo tiempo, se empezó a hablar de las ventajas de los tableros modulados para la cimbra, que tenían la ventaja que se podían adaptar a cualquier tipo de trabajo y se podían volver a usar.

Existen amplias variaciones en los detalles de cimbrado de un país a otro, y muchas veces estas variaciones existen de una región a otra. Sin embargo, la proporción de que la elaboración de una obra falsa sea una ciencia o un arte nos plantea una pregunta abierta; y la mejor respuesta probablemente es aquella en que combina importantes elementos en ambas situaciones.

Estamos de acuerdo en que no existe sustituto de la habilidad y de la sensación de como debe hacerse, puesto que eso viene de la experiencia. Así como que con la ayuda de muchos principios de Ingeniería, que pueden ser usados para un mejoramiento de la seguridad, la calidad y economía de la cimbra.

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 cimbra y muchas veces se deja a la intuición y experiencia del carpintero. Pero hay que asentar que aunque la obra sea chica ó con mayor razón si es grande, la planeación y cálculo de la misma nos redundará en nuestra economía, calidad, amén de la seguridad de la misma.

Como conclusión, se puede llegar a establecer que los objetivos -

básicos en todo trabajo de cimbrado son:

i) Calidad.- Esta dada en términos de resistencia, rigidez, posición correcto y dimensiones de los moldes.

ii) Seguridad.- Para los trabajadores y para la estructura de concreto.

iii) Economía.- Nos determinará el costo mínimo más conveniente sin descuidar en ninguna forma, la calidad y la seguridad de la obra.

Todos estos objetivos antes enumerados únicamente serán alcanzados cuando exista una cooperación y coordinación entre el Ingeniero y el contratista o constructor.

# C A P I T U L O II

---

## Causas de Fallas en Cimbras

### II.1.- G E N E R A L I D A D E S .

Una de las principales causas de fallas y la más común, es el descimbrado prematuro, y es el que se hace antes de que el concreto haya tenido la resistencia necesaria para autosoportarse. Esta situación puede deberse a motivos de economía.

Otra de las causas frecuentes, es el quitar los puntales aún cuando no se encuentran las condiciones adecuadas, así como el poco cuidado en el reapuntalamiento ha causado igualmente muchas fallas o deficiencias que más tarde se manifestarán en la estructura de concreto. Cuando los métodos de descimbrado ó reapuntalamiento son deficientes, pueden llegar a producir el encombamiento de parte de la estructura de concreto y la aparición por consiguiente de pequeñas grietas, que en posteriores años crearon serios problemas de mantenimiento. El tamaño de los largueros y la separación entre madrinas o yugos son factores muy importantes, ya que una separación inadecuada puede también causar colapsos durante la construcción, - así como un daño en la estructura final.

Pero no sólo el mal reapuntalamiento o la rapidez en el descimbrado, las únicas causas de fallas, sino que existen varias causas que van desde el diseño inicial las erecciones y el ensamblaje de las cimbras. Las fuerzas que pueden causar que una cimbra falle no son usualmente simples - casos de excesos de cargas verticales, aunque esto también puede ocurrir - algunas veces; como cuando una carga extra de concreto es vaciada sobre -- una parte de la losa ya colada o que exista una concentración de equipo, materiales en alguna sección de la estructura temporal.

Pero los casos más frecuentes en fallas de cimbras, son otros efectos, como la aparición de fuerzas laterales o desplazamientos en los apoyos.

#### II.1.1.- CONTRAVENTEADO INADECUADO.

El mal contraventeo tanto transversal u horizontal de los puntales, son casos muy frecuentes de fallas. Investigaciones de casos que costaron miles de pesos, demostraron que el desastre pudiera haber sido prevenido - o por lo menos, haberse reducido, si tan sólo unos cientos de pesos hubieran sido gastados para proveer de elementos diagonales de contraventeo. -- Consideremos el caso siguiente:

El piso principal de exhibición del coliseo de Nueva York, falló - cuando se estaba colando en 1955. Los moldes de la losa estaban soportados por 2 hileras de puntales. Dentro de la estructura temporal, existían muy pocos elementos de contraventeo, tanto horizontales como diagonales. -- Cuando ocurrió el colapso, existían 8 o 9 buggies motorizados transportando concreto y alrededor de 500 m<sup>3</sup> de concreto habían sido colados a las -- 2.00 p.m., aparentemente la aparición de fuerzas horizontales, debido a la combinación de efectos tales como el poner en marcha, frenar los buggies, - el vaciado del concreto, el movimiento de las máquinas revolventoras y otras actividades fueron las que causaron la falla.



FALLA POR APLASTAMIENTO: en este ejemplo, se puede apreciar que los yugos dobles provocaron la falla.

Cuando se hizo la investigación, el abogado de distrito del condado de Nueva York, asentó: "Si hubiera existido un contraventeo adecuado en la estructura temporal, el colapso pudiera haber sido evitado". Después del accidente, 2 nuevas hileras de puntales se contraventearon, tanto horizontalmente como diagonalmente, uniendo así ambas hileras de puntales.

Cuando una falla ocurre en un punto, si el contraventeo es inadecuado, permitirá que el colapso se haga aún mayor y que se extienda a toda la estructura. Por ejemplo, supongamos que un trabajador golpea accidentalmente con su carretilla a un puntal y desequilibra así a un par de puntales, esto puede crear una reacción en cadena que nos haga que todo el piso se nos venga abajo. Uno de los principales objetivos del contraventeo, es prevenir cualquier pequeño accidente que como consecuencia nos producirá un gran desastre.

#### II.1.2.- V I B R A D O.

Las cimbras algunas veces fallan cuando los elementos que la soportan, se desplazan debido a vibraciones, que pueden ser causadas por el continuo movimiento de hombres y equipo, o por el efecto del vibrado del concreto para su consolidación. En una ocasión los moldes para una losa de piso, estaban soportados sobre puntales ajustables, sin que existiera contraventeo diagonal; y estos se desequilibraron debido al paso de los buggies. En otro caso, la cimbra de un segundo piso, estaba soportada por 2 hileras de puntales de 10 mts. de alto y contraventeados lateralmente; esta estructura falló cuando se estaba vibrando el concreto. Por lo que se puede apreciar a primera vista, el vibrado fué la principal causa del colapso, y también es evidente de que la falta de contraventeo diagonal fué el factor que permitió la falla completa.

#### II.1.3.- SUELO INESTABLE Y PUNTALES NO PLOMEADOS.

Una cimbra estará segura si el contraventeo es adecuado y además construida en tal forma, que todas las cargas se transmitan en forma sólida

da al piso; mediante elementos verticales.

Pero por otro lado, la colocación de los puntales se debe de hacer tomando en cuenta ciertas precauciones, tales como que el puntal al colocarse deberá estar perfectamente plomeado, logrando así la verticalidad -- del mismo; si no llegaran a estar perfectamente a plomo, nos puede llegar a producir situaciones que más tarde nos repercutirán en la estructura total. Así mismo, el suelo debe de tener la capacidad suficiente para soportar las cargas que le proporcionan estos elementos verticales, sin que --- existan hundimientos.

Para la colocación de puntales y durmientes, no hay que descuidar ciertas recomendaciones, una de las cuales es que se debe evitar a toda -- costa colocar estos elementos sobre tierra congelada; además la humedad y el calor que se dan a consecuencia del colado, o el cambio de la temperatura, originando que el suelo se empiece a descongelar y pudiendo ocurrir -- así hundimientos que serían tremendos para la estructura en cuestión.

De estas 2 condiciones posibles de fallas; la inestabilidad del -- suelo puede ser un problema muy grande siempre y cuando las condiciones climáticas sean extremas. Como en nuestro medio los casos de nevadas o heladas son cosa muy poco frecuente, debemos de darle poca atención a este fenómeno. Pero por el contrario, el plomeado de los puntales jugará un -- factor importante.

#### III.1.4.- CONTROL INADECUADO DEL COLADO.

La temperatura y la velocidad de colado del concreto son factores -- que tienen gran influencia en el desarrollo de presiones laterales que actuarán sobre los moldes.

Si la temperatura desciende durante el proceso de construcción, la velocidad de colado tendrá que ser disminuida para prevenir un incremento de la presión lateral y así evitamos sobrecargar la cimbra, si esto no se

hace, es de esperarse un colapso.

La omisión de la regularización adecuada de la velocidad de colado y la colocación del concreto, en superficies horizontales o curvadas, puede producir el desbalanceo de la estructura y consecuentemente a la falla.

## **II.2.- FALLAS DONDE LA CIMBRA NO INTERVIENE .**

Es natural, que cuando se presenta un colapso durante el colado, - se suponga que el error esta en la mala construcción de la cimbra. Pero - esto no siempre es cierto, En una ocasión un edificio de 4 pisos falló. - En un principio se pensó que se debió a la mala construcción de la cimbra, pero una investigación posterior mostró que uno de los muros exteriores no estaba cimentado sobre roca sólida, según se determinaba en los planos. - Además existen otros casos, en que han fallado losas y que se ha debido -- principalmente a la creación de ductos en zonas donde son altos los esfuerzos, entonces las losas más bajas fallarán y se llevarán consigo los pisos más altos, con todo y cimbra, y dará a entender que se debió a una falla - de la cimbra, hasta que más tarde por una investigación analítica demostro se lo contrario.

Como conclusión a todo esto, una cimbra bien diseñada y construida, podrá soportar cargas que no se habían previsto.

### **II.2.1.- FALTA DE ATENCION EN LOS DETALLES DE LA CIMBRA.**

Una vez que la cimbra ha sido concebida y más tarde diseñada, pequeñas diferencias en los detalles de ensamblaje, pueden causarnos debilitamientos o un incremento en los esfuerzos, que más tarde nos pueden provocar una falla. Esto puede ser tan simple como una insuficiencia en clavos.

Otros detalles que han causado fallas es la no previsión de la rotación de las vigas, el no muy bueno anclado de las losas causando levantamientos de las losas y presiones desiguales.

# C A P I T U L O III

---

## Cargas y Presiones

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

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 nos entrega el concreto, los levantamientos, las cargas concentradas de materiales y equipo. Raramente se obtendrá en forma precisa todas las cargas que actuan en una cimbra, y por lo tanto el diseñador tendrá que hacer ciertas suposiciones en bien de la seguridad.

A continuación se dará una pequeña guía para el diseñador, en la cual se podrá basar para determinar las condiciones de carga que normalmente ocurren al diseñar una cimbra.

### III.1.- CARGAS VERTICALES .

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

Por otro lado el concreto puede pesar de 640 Kg/m<sup>3</sup> a 9611 Kg/m<sup>3</sup>, - pero en la mayoría de los trabajos de cimbra, el concreto peso entre 2.32-2.40 ton/m<sup>3</sup>. Cuando existen variaciones muy pequeñas sobre el peso anteriormente dicho, no son muy significativas, y esto nos da por consecuencia que en la mayoría de los casos un peso de 2.40 ton/m<sup>3</sup>, que incluye el peso del acero reforzado, sea comúnmente supuesto en el diseño.

Los pesos de los moldes varían en diferente forma, y en el más pequeño rango entre 14.64 o 19.52 Kg/m<sup>2</sup> y en el mayor entre 48.8 y 73.2 Kg/m<sup>2</sup>. Cuando el peso de la cimbra es muy pequeño en relación con el peso del concreto, más la carga viva, generalmente es despreciado.

Si consideramos que el concreto pesa 2.40 ton/m<sup>3</sup>, cuando esté en el molde tendrá un peso de 24 Kg. por metro cuadrado (teniendo un espesor de un centímetro).

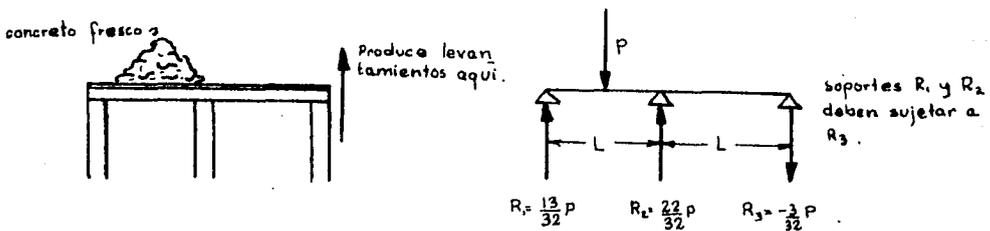
El Instituto Americano del concreto recomienda una carga mínima de  $244 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$ , de proyección horizontal, para prever de esta manera el peso de los trabajadores, el del equipo, y los deslizamientos e impactos. En condiciones por demás extraordinarias, se puede justificar una pequeña tolerancia a esto, pero la mayoría de los diseñadores usan 366 Kg/m<sup>2</sup> ó mas, para la construcción donde se usan calesines para el transporte del concreto. "El SCAFFOLDING AND SHORING INSTITUTE", recomienda que debe usarse --

una combinación de carga viva y carga muerta, la cual se usará para el diseño del apuntalamiento y que a su vez nunca deberá ser menor de  $488 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$ , independientemente del ancho de la losa.

La tabla No. 1 del apéndice, nos muestra la carga vertical que actúa en los moldes para varios tipos de losa y de espesor. Esta tabla se ha hecho tomándose en cuenta una carga viva de  $244 \text{ Kg/m}^2$  (Recomendada por el ACI) y despreciando el peso de los moldes, los cuales deberán ser agregados o no, según el criterio del diseñador.

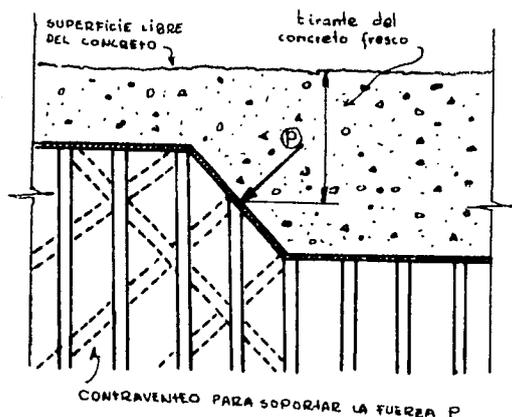
La acumulación o la descarga de grandes cantidades de material sobre la cimbra, debe ser prohibida por especificación. Si fuese necesario apilar acero y moldes en la cimbra, el diseñador deberá dar su autorización.

Quando los miembros que forman el molde de una losa, son continuos, el vaciado de concreto sobre un claro, puede causar levantamientos 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 no más de  $45^\circ$ , la tendencia del concreto fresco es a deslizarse hacia abajo del molde, y esta situación se hace menos notoria por la fricción existente entre el concreto y el molde. De todas maneras, la losa debe estar rígidamente sujeta a sus

apoyos, y la componente horizontal de la fuerza, que hace el concreto, deberá ser resistida por tirantes y contravientos.



### III.2.- CARGAS POR APUNTALAMIENTO EN EDIFICIOS ALTOS .

En trabajos en que la construcción va a constar de muchos pisos, los puntales que soportan el concreto recién vaciado necesitarán ser soportados por pisos más bajos, y que tal vez estos aún no han alcanzado su resistencia necesaria, y tal vez estos pisos no han sido diseñados para soportar cargas tan grandes como estas, sino de aquellas que únicamente le afectan durante el proceso constructivo.

De ahí que los puntales necesitan de otros pisos para poder soportar de estas cargas sin que hayan esfuerzos y deformaciones notorias.

Para que este tipo de trabajos se haga en forma rápida, se recomienda que los puntales que soportan el nivel en consideración, sean diseñados por lo menos 1.5 veces el peso del piso superior (concreto, moldes y cargas de construcción); en la mayoría de los casos una carga mayor se puede soportar.

Para determinar el número de pisos que deben ser apuntalados para soportar cargas superiores, el Instituto Americano del concreto, recomienda mucha atención en lo siguiente;

a) Determinar la capacidad de carga de la losa o miembro, incluyendo carga viva y cualquier otro tipo de cargas, para las cuales el ingeniero diseñó la losa.

b) Peso muerto del concreto y de la cimbra

c) Las cargas vivas que la construcción involucra, como equipos y tripulaciones.

d) La resistencia esperada por el concreto usado.

e) El ciclo entre los emplazamientos de nuevos pisos.

f) Desarrollo de la resistencia del concreto el tiempo necesario, para soportar nuevas cargas arriba.

g) Los claros de losa o miembros estructurales que existen entre las estructuras de soporte.

h) Tipo de sistema de cimbra. Por ejemplo, puntales individuales etc.

### **III.3.- 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 las cimbras verticales.

Cuando se cuela 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 y esto ocurre cuando se acaba de colar la parte de la 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 o de otros métodos de consolidación. La forma en como afectan estos factores, las discutiremos brevemente a continuación.

### III.3.1.- PESO DEL CONCRETO.

El 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 las direcciones, dado un tirante y actúa en ángulo recto hacia cualquier superficie que confine al líquido. Por otro lado, si el concreto se comportara como un verdadero líquido, la presión debería ser igual a la densidad del fluido ( $2400 \text{ Kg/m}^3$  es la que comúnmente se supone para el concreto) por la profundidad a la que es considerada 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.

### III.3.2.- VELOCIDAD DE COLADO.

Se entiende por esto a la mayor o menor cantidad de tiempo empleado para colocar el concreto fresco en el 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 ó 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.

### III.3.3.- V I B R A D O .

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

Desde que el vibrado interno es 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 de ser ajustado en la obra para evitar que se maltraten 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, la pérdida en calidad en el concreto se podría producir.

Como conclusión los efectos del vibrado externo y el revibrado, no han sido lo suficientemente investigados de tal forma que puedan ser expresados en alguna fórmula de presión. Por eso las recomendaciones que aquí hagamos serán referidas únicamente al vibrado interno.

### III.4.- VALORES DE LA PRESION LATERAL PARA CIMBRAS .

Después de 50 a 60 años de discusiones, pruebas de laboratorio e investigaciones de campo, todavía existe desacuerdo entre Ingenieros, Físicos, fabricantes de separadores de moño y contratistas acerca de la relativa importancia de las variables anteriormente expuestas. La cuestión es -

que, el problema de la presión lateral no puede aún resolverse completamente. Sin embargo el diseñador debe adoptar suposiciones con las cuales tengamos un buen rango de seguridad.

Tendrá que ser entendido, que las suposiciones acerca de la presión, tendrán un efecto muy importante en el ensamblaje y acabado de la cimbra, y que este ensamblaje va a ser sometido a efectos locales de carga (completamente diferente a lo que habíamos dicho antes, ya que suponíamos presión uniforme de concreto) como hinchamiento de las vigas o miembros -- superficies desiguales donde actúan los moños y tal vez actividades constructivas impredecibles, con el consiguiente encarecimiento de la obra.

Teniendo en cuenta lo anterior, se estará de acuerdo en que una recomendación acerca de la presión, que tenga una pequeña margen de seguridad, nos podría evitar fallas, sin llegar a entorpecer el proceso constructivo.

El Instituto Americano del concreto, nos da las siguientes recomendaciones para presión lateral, para diseñar con seguridad. Estas recomendaciones cubren 2 casos:

i) Para la máxima presión lateral en cimbras para muros, con velocidades de colado relativamente lentas y controladas. Donde la máxima presión lateral es limitada, hasta que el concreto comienza a fraguar.

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

#### III.4.1.- FORMULAS PARA LA PRESION 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.

que, el problema de la presión lateral no puede aún resolverse completamente. Sin embargo el diseñador debe adoptar suposiciones con las cuales tengamos un buen rango de seguridad.

Tendrá que ser entendido, que las suposiciones acerca de la presión, tendrán un efecto muy importante en el ensamblaje y acabado de la cimbra, y que este ensamblaje va a ser sometido a efectos locales de carga (completamente diferente a lo que habíamos dicho antes, ya que suponíamos presión uniforme de concreto) como hinchamiento de las vigas o miembros superficies desiguales donde actúan los moños y tal vez actividades constructivas impredecibles, con el consiguiente encarecimiento de la obra.

Teniendo en cuenta lo anterior, se estará de acuerdo en que una recomendación acerca de la presión, que tenga una pequeña margen de seguridad, nos podría evitar fallas, sin llegar a entorpecer el proceso constructivo.

El Instituto Americano del concreto, nos da las siguientes recomendaciones para presión lateral, para diseñar con seguridad. Estas recomendaciones cubren 2 casos:

i) Para la máxima presión lateral en cimbras para muros, con velocidades de colado relativamente lentas y controladas. Donde la máxima presión lateral es limitada, hasta que el concreto comienza a fraguar.

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

#### III.4.1.- FORMULAS PARA LA PRESION 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.

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

máxima = 9760 Kg/m<sup>2</sup>

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

$$\rho = 732 + 1406.18 \frac{(4.71 + R)}{(0.056 T + 1)} \dots \dots \dots (3-2)$$

máxima = 9760 Kg/m<sup>2</sup>

donde:

$\rho$  = máxima presión lateral, en Kg/m<sup>2</sup>

R = Velocidad de colado, en mts por hora

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

Estas 2 fórmulas dan muy buen resultado cuando el concreto es vibrado internamente y tiene una densidad normal así como cuando es colado con una velocidad de 3 mts/hora o menor, y con un revenimiento no mayor de 10 centímetros.

La profundidad de vibrado se limita a 1.20 mts. abajo de la superficie libre de concreto y el vibrado se usará para incrementar la consolidación y no para inducirle al concreto movimientos laterales.

En el apéndice, en la tabla II, se puede calcular directamente la presión lateral del concreto. A continuación veremos un ejemplo,

EJEMPLO: Una cimbra para muro de 5.00 mts de altura, va a ser colada a una velocidad de 3 mts/hora, y a una temperatura de 15°C

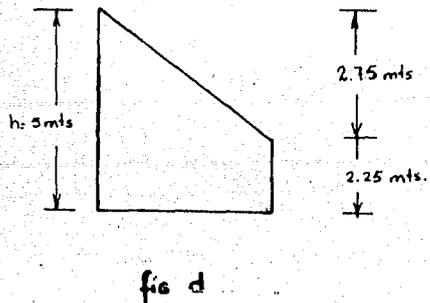
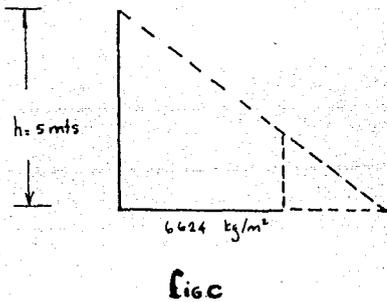
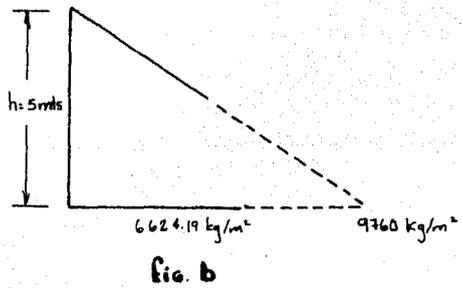
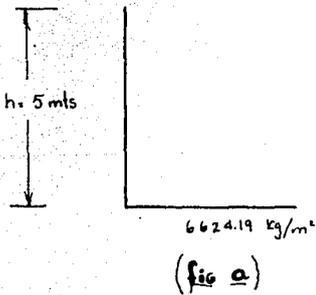
S O L U C I O N :

De la ecuación (3-2), sustituycamos

$$\rho = 732 + 1406.18 \frac{(4.71 + 3.00)}{(0.056) 15 + 1} = 732 + \frac{10841.64}{1.84} = 732 + 5892.19$$

$$\rho = 6.624.19 \text{ Kg/m}^2$$

Entonces hagamos el diagrama de presiones.



En la figura (a) se hace la comparación entre la altura del muro y la presión que nos va actuar. Debido a que esta presión es comparable con la hidrostática hasta que el concreto comienza a fraguarse. En la --

fig. (b) cerramos el triángulo haciendo la suposición que la máxima presión que tendremos será la hidrostática. Suponiendo que la presión aumenta uniformemente 2,402.7 Kg/m<sup>2</sup> por metro de profundidad, En la figura (c) trazamos una normal a la abscisa de las presiones y en el punto donde se cruce con la hipotenusa es donde alcanza la presión de 6,624 Kg/m<sup>2</sup>. En la figura (d) veremos finalmente el diagrama de presiones que también se puede obtener dividiendo 6,624/2,402.7 dándonos 2.75 mts. que es donde alcanza la máxima presión.

### III.4.2.- FORMULAS PARA LA PRESION LATERAL EN COLUMNAS.

En muchos tipos de construcción, las cimbras para columnas pequeñas (queriendo decir con esto de que al vaciar el concreto se hace en un tiempo relativamente pequeño), cuando vibramos estas vibraciones se extienden a lo largo de toda la pieza y de como resultado presiones laterales mucho más 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 Instituto Americano del concreto la cual, nos indicará la máxima presión lateral para cimbras de columna; pesando el concreto aproximadamente 2.4 ton/m<sup>3</sup>;

$$p = 732 + \frac{4,500 R}{0.056 T + 1} \dots \dots \dots (3-3)$$

máxima = 14,640 Kg/m<sup>2</sup> o 2,400 h  
la que sea menor.

Como las fórmulas para presión lateral en muros, esta fórmula fué establecida en base de 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 2,400 Kg/m<sup>2</sup> por metro de profundidad, hasta que alcanza la máxima dada por la ecuación (3-3). Esta presión máxima se mantendrá constante independientemente de la altura que se tenga.

#### E J E M P L O :

Se necesita cimbrar una columna, la cual será colada a una velocidad de 3 mts/hora y a una temperatura de 21°C y da altura de la columna de 4.50 mts.

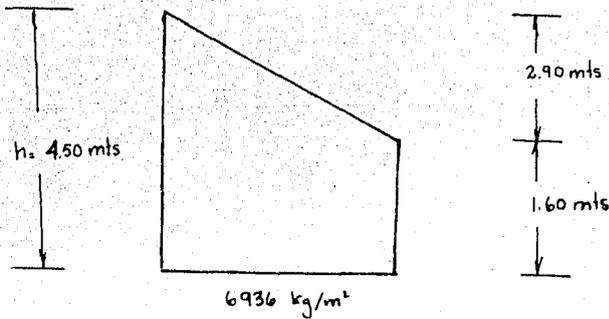
#### S o l u c i ó n :

De la ecuación (3-3) sustituyamos para obtener la máxima presión lateral.

$$\rho = 732 + \frac{4500 (3)}{0.056 (21) + 1} = 732 + \frac{13,500}{2,176} = 732 + 6,204$$

$$\therefore \rho = 6,936 \text{ Kg/m}^2$$

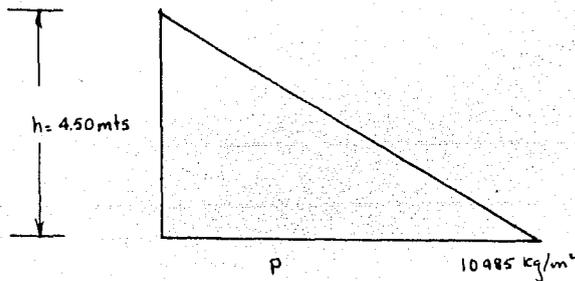
y dado esto, la máxima presión ocurrirá a una profundidad de 6,936/2,400- o sea 2.89 mts. abajo de la superficie libre de concreto.



Si por el contrario tenemos la misma columna, la cual colamos a la misma velocidad, pero a una temperatura de  $4^\circ\text{C}$ . Si sustituimos en la ecuación (3-3).

$$\rho = 732 + \frac{4,500 (3)}{(0.056) 4 + 1} = 732 + \frac{13,500}{1.22} = 11,797 \text{ Kg/m}^2$$

Pero este valor que es mayor que  $2400 h$  ( $2,400 \times 4.50 = 10,800$ ), - por lo tanto el máximo será la presión hidrostática.



### III.5.- AJUSTES PARA CONDICIONES ANORMALES .

Tanto en el diseño de cimbras para columnas ó para muros, una vez que se ha obtenido las presiones, estas deberán ser ajustadas a ciertas - condiciones las cuales explicaremos a continuación.

i) Peso para concretos que pesen entre 1,600 y 3,200 Kg/m<sup>3</sup>, tomese una cantidad proporcional del valor de la presión para un concreto de 2,400 Kg/m<sup>3</sup>. Por ejemplo, si el concreto pesa 2,080 Kg/m<sup>3</sup>, tome 2080/2,400 o 0.87 de la presión que correspondería para un concreto de 2,400 Kg/m<sup>3</sup>.

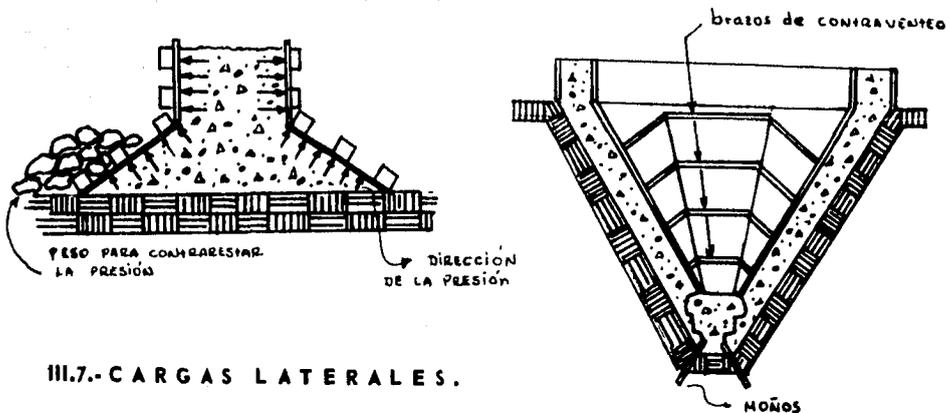
ii) Concreto vibrado a mano.- Las presiones dadas por las fórmulas deben de ser reducidas en un 10%, si el concreto es vibrado a mano.

iii) Efectos de los retardantes, cenizas finas.- Los retardantes son usados cuando se busca disminuir la velocidad de hidratación del cemento, con lo que logramos que aumente el tiempo del fraguado. Estos ingredientes son ordinariamente usados y producen un tiempo de fraguado equivalente al del concreto que tiene una temperatura de 21°C.

Cuando algún ingrediente retardante cenizas finas o un puzolano es usado en tiempos calientes, se deberá de usar un valor de la temperatura menor que el que se usa normalmente en la fórmula. Si por el contrario, estos ingredientes son usados en clima frío, la presión lateral deberá ser supuesta igual a la que ejerce un fluido que pesa 2,400 Kg/m<sup>3</sup>.

### **III.6.- LEVANTAMIENTOS DEBIDO A LA PRESION 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 como los mostrados en la figura siguiente, 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, etc.



### III.7.- 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 Instituto Americano del Concreto, recomienda que las cimbras deben ser contraventeadas para las siguientes cargas laterales (mínimas), que actúan en cualquier dirección;

i) Moldes para losa: 150 Kg. por metro lineal, 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).

ii) Cimbras para muro: La carga producida por el viento se considerará de  $50 \text{ Kg/m}^2$  o mayor si existe algún código local de construcción que así lo prescriba; en ningún caso será menor que 150 Kg. por metro lineal - 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 -

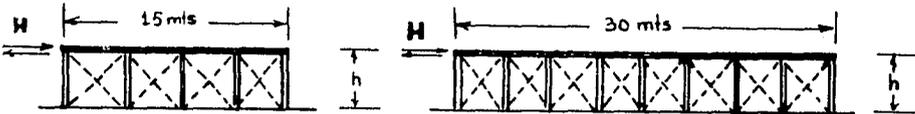
altos se deberán tomar consideraciones especiales.

### III.7.1.- EN LOSAS .

Los requerimientos mínimos para cargas laterales, se muestran en la tabla III del apéndice, 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 zona, si es que exceden los mínimos especificados.

Veámos ahora un ejemplo;

Encontremos la mínima carga lateral para diseñar el contraventeo para una losa de 15 x 30 metros y que tendrá un espesor de 15 cm. y una altura de 3.00 mts.



De la tabla III de el apéndice la fuerza H, a lo largo de 30 mts., tiene un ancho de 15 mts., por lo tanto será de 150 Kg. por metro lineal, que servirán para diseñar las líneas punteadas (fig. a).

En el otro sentido H, actuando en el lado de los 15 mts. será de 367.84 Kg. por metro (fig. b).

Supongamos ahora que la misma cimbra esté cerrada, y los códigos de construcción local nos determinan por ejemplo, una fuerza de viento -- que nos sobrepasa la nuestra, entonces tendríamos que diseñar bajo esta condición.

Debemos enfatizar de que estos son sólo requerimientos mínimos para el contraventeo de losas, si por el contrario, existieran pesos no muy

bien balanceados, o impactos producidos por el manejo de maquinaria, y todo esto puede ser previsto, si un análisis completo de la estructura que soportaría esas fuerzas laterales, se hace.

### III.7.2.- EN M U R O S.

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  $50 \text{ Kg/m}^2$ , el efecto del viento será  $h/2 \times \text{viento}$ . Por otro lado, el viento mínimo permitido por nuestras tablas es de  $50 \times h/2$ .

La tabla IV del apéndice, 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 de moños.

# C A P I T U L O IV

---

## Procedimientos para el Cálculo Estructural

Cuando los materiales para la cimbra han sido escogidos, y la carga actuante (como vimos en el capítulo anterior), el diseñador empieza entonces a resolver el problema ¿Como hacer la cimbra lo suficientemente -- fuerte, para que soporte las cargas accidentales con seguridad? ¿ como rigidizar lo suficiente para mantener la forma del molde, cuando esta actuando el total de la carga?. Pero al mismo tiempo el contratista desea mantener bajos los costos, al no sobre reforzar la cimbra. Algunos constructores resuelven en parte este problema, debido a su considerable experiencia.

Sin embargo, con la aparición de nuevos materiales y de nuevos sistemas en el campo de la cimbra, y con las demandas cada vez mayores en eficiencia y economía, aunadas a las medidas de seguridad; no está del todo mal que seamos capaces de hacer un diseño racional. Esto es, aquel que está calculado apoyándose en el conocimiento de la resistencia de materiales y las cargas estimadas.

En grandes o en pequeños proyectos, una planeación cuidadosa de la cimbra puede salvar al mismo tiempo, dinero y horas de trabajo.

Para cargas extremadamente pesadas, para construcción a gran altura, o donde el peligro de vida o daños a la propiedad privada, casi no existen, es necesario un completo y preciso diseño estructural, aunque para la mayoría de los trabajos de encofrado, un diseño basado en suposiciones y fórmulas simplificadas, es completamente satisfactorio.

En la mayoría de nuestros ejemplos, así como en la teoría expuesta, nos referiremos a elementos estructurales de madera. Pero no por esto estamos haciendo a un lado los elementos de acero. La utilización de cualquiera de estos materiales o de otros nuevos; su cálculo seguirá la misma secuencia que aquí expondremos, salvo que regirán sus resistencias límites.

Por lo tanto cuando se tenga que diseñar una cimbra, se deberá hacer el cálculo para los materiales que se tengan a la mano ya sea madera, acero o plásticos- y la que nos resulte más económica deberá ser desarrollada.

#### **IV.1.- SIMPLIFICACIONES BASICAS .**

Aún cuando se necesita una gran exactitud que no deja de usarse en ningún momento en el diseño de obras falsas, por otro lado, demasiado refinamiento nos haría perder el tiempo. La precisión absoluta en el cálculo de los momentos flexionantes, es ingarantizable cuando se han hecho demasiadas suposiciones en cargas, presiones laterales del concreto, calidad de materiales, trabajo manual y otros factores. A menos que haya un control casi extraordinario sobre las condiciones de campo, la construcción será un poco menos exacta que en los cálculos.

La conveniencia de modular espacios, puede también servir para reducir la significancia de hacer cálculos extremadamente precisos. Si existe una losa 3 mts. de claro, la cual vamos a encofrar, será más simple desde un punto de vista constructivo, dividir ese claro en 5 tramos de 0.60 mts. cada uno, aún cuando la separación de los apoyos sean calculados a 66 cm. Las grandes hojas de triplay, comunmente usadas, pueden ser sopor-

tadas en los cantos de los tableros y los claros así calculados son ajustados a este requerimiento, en vez de sujetarse rígidamente a un espacio calculado.

Estas 2 consideraciones - la naturaleza aproximada de muchas de -- las suposiciones de diseño, aún más simplificadas por la aproximación de -- la modulación, justifican una simplificación aproximada para el diseño.

Las siguientes simplificaciones se usan bastante excepto en raras -- excepciones;

a) Todas las cargas se suponen uniformemente distribuidas.- Las -- cargas en la superficie de contacto, en los cabezales y en los pies derechos, son siempre distribuidas, aunque no siempre uniformemente. Las cargas en largueros, madrinas son aplicadas en donde los pies derechos o puntales hacen contacto con ellas, pero es conveniente y suficientemente aproximado el usar una equivalencia uniforme de estas cargas para su diseño; - de tal forma que el espaciamiento y el número de cargas concentradas puedan ser despreciadas. Si la separación de las cargas concentradas excede de un tercio a un medio del claro entre apoyos, los esfuerzos en las fibras y la deflexión, deben ser investigados para la condición más desfavorable.

b) Vigas apoyadas sobre 3 ó mas claros son consideradas como continuas.

c) La resistencia de conexiones clavadas, es despreciada su revisión en determinados tamaños de miembros principales de la cimbra. Esto no es aplicable para empalmes, escuadras, etc.

#### IV.2.- CRITERIOS DE DISEÑO .

ESFUERZOS PERMISIBLES.- Los esfuerzos de trabajo que se usan en -- el diseño de cimbras, son enumerados en la tabla VII del apéndice. Esta tabla esta basada en reglas aplicables y especificaciones, teniendo en --

cuenta el uso que se le va a dar, sin descuidar ciertos factores que nos darán seguridad.

La cimbra siempre es pensada como una estructura temporal, ya que permanece corto tiempo en el lugar. El diseñador de la cimbra, por interés económico, tratará de sacar el mayor partido posible de estos esfuerzos permisibles, siempre que esto sea posible; sin despreciar que también puede ser económicamente incumbente utilizarlas el mayor número de veces, y si una tarima u otro miembro va a ser usado muchas veces, no puede ser considerado como una estructura temporal y más si vemos que esta cargada bajo condiciones temporales. Teniendo esto en consideración, el comité - 347 de ACI, hace la siguiente recomendación:

Para cimbras de naturaleza temporal, con un número limitado de -- reusos, el esfuerzo permisible será aquel que esté especificado en las tablas de diseño o en las especificaciones para estructuras provisionales, - o en tablas de cargas temporales sobre estructuras permanentes, en el --- apéndice.

Por otro lado, donde exista la posibilidad de usar la cimbra un -- considerable número de veces y donde la cimbra a usar sea fabricada de -- acero, aluminio o magnesio; se recomienda que la obra falsa sea diseñada -- como una estructura permanente, bajo la cual actúan cargas permanentes.

Además, existen factores de seguridad que están basados en el es -- fuerzo último de tal forma, que el punto crítico no debe ser excedido.

#### IV.2.1.- D E F L E X I O N.

El tipo de trabajo que se va a hacer o las especificaciones de cong -- rucción, nos determinará que deflexión es permitida, de tal forma que la cimbra que va a ser diseñada no presente ningún tipo de deflexión, supe -- rior a estos límites. Las líneas onduladas, los abombamientos, las cuar -- teaduras 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  $1/360$  del claro. Aunque existe un libro reciente, "Specifications for Structural Concrete for Buildings", donde este límite es de  $1/400$  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. Donde el claro del miembro es relativamente largo- 1.50 mts. o más- 0.635 cm, es frecuentemente aceptado como deflexión.

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 madrinas 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.

En las fórmulas de deflexión que a continuación daremos, aparece el factor E, el cual es el módulo de elasticidad. Este factor es una medida de la rigidez, la cual ha sido determinada por pruebas para todos los diferentes materiales de construcción. Por lo cual, debemos hacer notar que este factor variará según la madera a la que nos refiramos, esto quiere decir que para la misma carga y tamaño de larguero, algunas maderas --- presentarán menor o mayor deflexión que otras.

Cuando la madera está humedecida, como sucede frecuentemente, ésta se convierte más flexible reflejándonos esta pérdida de rigidez un valor de E 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.

$$\Delta_{max} = \frac{w \ell^4}{145 EI} \dots \dots \dots (4-1)$$

donde:

- $\Delta_{max}$  = deflexión en cm.
- w = peso uniforme en Ky. por cm.
- $\ell$  = claro de la viga en cm.

A partir de la fórmula (4-1), si hacemos la consideración de que nuestra deflexión máxima permisible es de 1/360 y la sustituimos en esa fórmula, se obtendrá un valor más simplificado.

$$\frac{\ell}{360} = \frac{w \ell^4}{145 EI} \quad ; \quad \frac{\ell}{360} = \frac{w \ell^3}{145 EI}$$

$$\ell^3 = \frac{145 EI}{360 w} \quad ; \quad \ell = \sqrt[3]{\frac{0.402 EI}{w}} \quad (4-2)$$

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

$$\Delta_{max} = \frac{5}{384} \frac{w \ell^4}{EI} \dots \dots \dots (4-3)$$

De igual manera que en la fórmula anterior, hagamos la considera-

ción de que  $\Delta_{\max} = 1/360$ , con la que obtenemos:

$$\ell = \sqrt[3]{\frac{384 EI}{5w (360)}}$$

y finalmente:

$$\ell = \sqrt[3]{\frac{0.213 EI}{w}} \dots \dots \dots (4-4)$$

Esta consideración de que  $\Delta_{\max} = \ell/360$ , 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 los resultados obtenidos en las fórmulas (4-2) y (4-4) para ver si han sido excedidos.

#### IV.2.2.- F L E X I O N .

El diseño por flexión se basa en los esfuerzos permisibles o de -- trabajo en flexión, según sea el material usado. En la tabla VII del apén dice se dan los esfuerzos flexionantes permisibles para varios tipos de -- madera, triplay, etc. Igualmente de la tabla VIII del apéndice, se da el máximo momento flexionante para una viga simplemente apoyada e uniformemen te cargada, que es :

$$M_{\max} = \frac{w \ell^2}{8} \text{ Kg-cm.} \dots \dots \dots (4-5)$$

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

$$M_{\max} = \frac{w \ell^2}{10} \text{ Kg/cm.} \dots \dots \dots (4-6)$$

donde:

w = peso uniformemente distribuido en Kg. por cm.

$\ell$  = claro de la viga en cm.

Continuando, el momento resistente está dado por la expresión,

$$M_r = fS \dots \dots \dots (4-7)$$

en donde:

$M_r$  = Momento resistente en Kg-cm.

$f$  = Esfuerzo permisible de la fibra extrema en flexión, -  
Kg/cm<sup>2</sup>

$S$  = Módulo de la sección  $\left(\frac{bh^2}{6}\right)$  del miembro, en cm<sup>3</sup>.

Si el momento resistente que tenemos es igual o excede al momento flexionante actuante, el máximo claro permisible se calcula igualando  $M_r = M_{max}$  y despejando  $\ell$ , de tal manera:

$$fS = \frac{w \ell^2}{12} \quad ; \quad \ell = \sqrt[2]{\frac{12 fS}{w}}$$

(simplemente apoyada)  $\ell = 3.46 \sqrt{\frac{fS}{w}} \dots \dots \dots (4-8)$

Por otro lado,

$$fS = \frac{w \ell^2}{10} \quad ; \quad \ell = \sqrt{\frac{10 fS}{w}}$$

(viga continua)  $\ell = 3.17 \sqrt{\frac{fS}{w}} \dots \dots \dots (4-9)$

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.

#### IV.2.3.- CARGAS CONCENTRADAS.

Es de recordarse que el procedimiento de diseño aquí usado, se basa en que las cargas actuantes son uniformemente distribuidas, aunque algunos miembros componentes de la cimbra como yugos y madrinas soportan cargas concentradas. Esta simplificación es satisfactoria en la mayoría de los casos, pero si la distancia existente entre cargas concentradas excede de un tercio a un medio del claro (determinado esto por la distancia entre apoyos), se deberá entonces hacer una detallada investigación para la condición de carga más desfavorable. Esto deberá tenerse en cuenta cuando diseñemos con madera muy pesadas ó con moldes metálicos con amplio espaciamiento.

#### IV.2.4.- C O R T A N T E.

En una viga cargada existe la tendencia, de que una parte de la viga tienda a moverse verticalmente. Con respecto a su parte adyacente. A esto se le conoce como cortante vertical. Existe igualmente otra tendencia de las fibras a deslizarse en dirección horizontal, paralelamente a la longitud de la viga, siendo esto el cortante horizontal.

Obviamente los términos anteriores son cuando se examina a una viga como miembro horizontal, pero pensaremos en su dirección con relación a los ejes de la viga, por lo que también pueden aplicarse a vigas en posición vertical, estos términos. En cualquier punto de la viga, el esfuerzo cortante vertical u horizontal serán de igual intensidad, actuando en ángulos rectos uno contra otro. Materiales uniformes como el acero, pueden resistir cualquier tipo de cortante. Pero por el contrario materiales fibrosos como la madera no resisten muy bien esfuerzos cortantes entre las fibras (que son generalmente paralelas a los ejes de la viga), así como si resiste cortante cuando este actúa en forma perpendicular a la fibra. Debido a que el esfuerzo cortante horizontal es el más crítico en la madera, y este es un material muy usado en cimbbras, siempre cuando hablemos del -

cortante nos referiremos al horizontal.

La intensidad del cortante horizontal dentro de la viga, se calcula basándose en el esfuerzo cortante externo (vertical)  $V$ , de la sección considerada. En el diseño de cimbras, únicamente la sección donde  $V$  es máxima será la considerada. Los máximos valores de  $V$  se ven en la tabla VIII del apéndice.

a) Vigas de Madera.

El máximo esfuerzo cortante en una viga rectangular de madera se calcula mediante la fórmula,

$$H = \frac{3 V}{2 bh} \dots \dots \dots (4-10)$$

Donde  $V = w\ell/2$  para vigas simplemente apoyadas y uniformemente cargadas, y  $V = 0.6 w\ell$  para vigas continuas uniformemente cargadas de 3- o más claros.

Además,

- $\ell$  = claro de la viga en cm.
- $w$  = peso uniforme en Kg. por cm.
- $b$  = ancho de la viga en cm.
- $h$  = peralte de la viga en cm.

Hay que hacer notar que  $H$  no debe exceder el esfuerzo cortante permisible, para el grado o especie de madera que va a ser usado.

Si una viga de madera no resulta bien calificada para soportar el cortante, bajo el método anterior, este criterio nos permite recalcularlo, despreciando todas las cargas que se encuentren a una distancia " $h$ " de cualquier apoyo. Bajo esta circunstancia,  $V = w/2 (L - 2h)$  que es para vigas simplemente apoyadas y  $V = 0.6 w (L - 2h)$  para vigas continuas.

Sustituyendo en la fórmula (4-10) el esfuerzo cortante horizontal-  
es:

$$H = \frac{3 w (L - 2h)}{4 bh} \dots \dots \dots (4-11)$$

Que es para viga simplemente apoyada y uniformemente cargada. Por  
otro lado para viga continua, uniformemente cargada:

$$H = \frac{0.9 w}{bh} (L - 2h) \dots \dots \dots (4-12)$$

El esfuerzo cortante nos determinará el tamaño del miembro cuando  
existen pequeños claros pesadamente cargados. Donde la distancia entre -  
cargas concentradas es más grande que 1/3 y 1/2 del claro de la viga, será  
necesario checar el esfuerzo cortante, basándonos en lo expuesto para car-  
gas concentradas, en vez de usar un peso uniforme equivalente, el cual es  
suficientemente exacto para el diseño de cimbras.

b) Vigas Metálicas.

Debido a la manera en que el esfuerzo cortante se distribuye, se -  
ha supuesto que el alma de la viga de acero, es la única porción de toda -  
la sección que resiste el cortante. Por lo cual, si el promedio de esfuer-  
zos cortantes unitarios "v", no excede el esfuerzo cortante unitario que -  
se permite, que es el 40% del mínimo esfuerzo crítico, la viga no tendrá -  
problemas de cortante. Y para esto se usa la fórmula,

$$v = \frac{V}{A} \dots \dots \dots (4-13)$$

donde:

V = máxima fuerza cortante vertical, en Kg.

A = Area de la sección del Alma en cm<sup>2</sup>.

La mayoría de los grandes miembros, que son adecuados para resistir la flexión, lo son también para resistir el cortante; sin embargo, vigas cortas o vigas con grandes cargas cerca de los apoyos, deberán ser --  
checados para el cortante.

c) T r i p l a y.

Los paneles de triplay son checados por la fórmula para cortante--  
por rodamiento en el plano de las hojas, usando la fórmula:

$$v = \frac{V Q}{b I} \dots \dots \dots (4-14)$$

Donde  $V = w\ell/2$  para vigas simplemente apoyadas y  $V = 0.6 w\ell$  para vigas continuas de 3 o más claros. La constante del cortante de rodamien  
to  $I/Q$  la podemos ver en la tabla IX del apéndice.

IV.2.5.-- A P L A S T A M I E N T O.

Los esfuerzos de aplastamiento o de compresión perpendicular a la fibra, serán un factor muy importante en el diseño de miembros de madera--  
para la cimbra. Los yugos que descansan sobre las madrinas y a su vez es  
tas descansan sobre postes o puntales, todos estos miembros deberán tener el área suficiente en sus apoyos, para así evitar que sean aplastados.

El esfuerzo unitario permisible para compresión perpendicular al--  
grano, se muestra en la tabla V del apéndice, aplicados para aplastamien--  
tos, para cualquier longitud y terminación de viga. Cuando calculamos el  
área de aplastamiento en las terminaciones de las vigas, no se permite --  
ninguna tolerancia, como también cuando esta se flexione, ya que la pre--  
sión del canto interior, donde ocurre el aplastamiento, es mayor que en --  
la terminación de la viga.

Para longitudes de aplastamiento menores de 15 cm. y no muy cerca--  
nos a 7.5 cm. de la terminación de la viga, la máxima carga permisible --

por  $\text{cm}^2$  se obtiene multiplicando el esfuerzo unitario permisible en compresión perpendicular por el siguiente factor:

$$\frac{\ell + 0.952}{\ell}$$

En donde  $\ell$  es la longitud del aplastamiento en cm, medida a lo largo de la fibra de la madera. Para áreas de aplastamiento use una longitud igual al diámetro.

### IV.3.- DISEÑO DE MUROS, LOSAS Y VIGAS .

El diseño de cimbras involucra el análisis paso a paso de los miembros que servirán como forro y ensamblaje. La secuencia en los pasos del diseño depende en gran medida del plan general de trabajo. Un procedimiento está basado en ir resolviendo el forro y luego ir a los miembros que lo soportan.

Se puede decir que existen diferentes maneras para comenzar a diseñar cimbras, ya sea la cimbra de un muro o de una Losa. A continuación veremos unos ejemplos:

#### IV.3.1.- EJEMPLO DE DISEÑO DE UN MURO.

Diseñe la cimbra de un muro de 4.25 mts. de altura, que va a ser colado a una velocidad de 0.01 mts/hora, además será vibrado internamente. La temperatura que registrará durante el vaciado de concreto será de  $15^{\circ}\text{C}$ . - Además esta cimbra se usará solo una vez.

El revestimiento será de triplay de  $7/8$  in. de grueso y que se obtiene en hojas de  $1.20 \times 2.40$  mts. y los separadores de moños tienen una capacidad de 1360 Kg.

#### S O L U C I O N:

Paso No. 1.

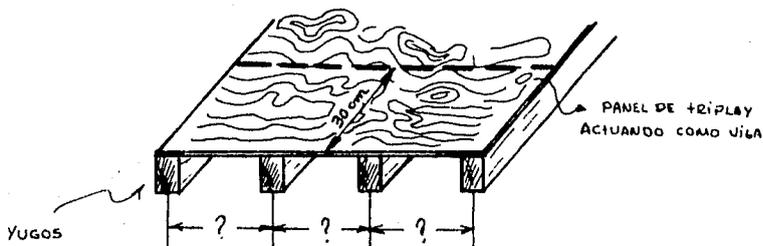
Calculemos la presión lateral del concreto, de la fórmula (3-1) -

$$P = 732 + \frac{4,500 (0.91)}{0.056 (5) + 1} = 732 + 2,225.54 = 2957.54 \text{ Kg/m}^2$$

de ahí que la máxima presión está a 1.20 mts. de la superficie libre del concreto.

P a s o No. 2.

El revestimiento será del mismo espesor y los soportes deberán estar espaciados uniformemente en todo lo largo del muro, se usará el triplay en la forma en que es más fuerte, es decir, con la fibra paralela al claro de la viga. Como estamos usando hojas de 1.20 x 2.40 mts., lo cual significa que colocaremos en el triplay en su dimensión de 2.40 mts. Estos paneles actuarán como vigas continuas.



Prueba de flexión; consideraremos una franja de 1 metro. Entonces el máximo claro permisible nos está dado por la fórmula (4-9)

$$L = 3.17 \sqrt{\frac{fS}{W}}$$

De la tabla V del apéndice el esfuerzo permisible es de 140 Kg. - por  $\text{cm}^2$  que obtenemos de la tabla V, cuando se diseña para un sólo uso. - El módulo de sección para un espesor de  $\frac{7}{8}$  de pulgada, considerando una franja de 30 cm. es según la tabla IX de  $9.58 \text{ cm}^3$ , cuando la fibra es paralela al claro de la viga.

El peso uniformemente distribuido ( $w$ ) es de 8.91 Kg. por cm. lineal, debido a que la presión lateral del concreto es de 2,957 Kg. por  $\text{cm}^2$  y se considera un ancho unitario, así sustituimos la ecuación (4-9):

$$\ell = 3.17 \sqrt[3]{\frac{140 (9.58)}{8.91}} \quad ; \quad \ell = 3.17 \sqrt[3]{150.52}$$

$$\ell = 38.89 \text{ cm.}$$

Este es el máximo claro permisible, basado en la resistencia a la flexión del triplay. Sin embargo, La deflexión deberá tomarse en cuenta.

Chequemos pues la deflexión: Nuevamente consideraremos una franja de 30 cm. de ancho en la hoja del triplay. La máxima deflexión permisible se supone que debe ser de  $\ell/142$  o 0.158 cm, la que sea menor.

Para una deflexión de  $\ell/142$

$$\ell = \sqrt[3]{\frac{0.402 EI}{w}} \dots \dots \dots (4-2)$$

Para una deflexión de 0.158 cm., se sustituye en la ecuación (4-2) obtenemos:

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{22.91 EI}{w}} \dots \dots \dots (4-15)$$

El módulo de elasticidad para el triplay es de 112,480 Kg. por  $\text{cm}^2$  y un momento de inercia, para fibras paralelas al claro de la viga, - de 12.52  $\text{cm}^4$  (tablas VIII y IX, respectivamente). El peso uniforme es de 8.91 Kg/cm. Por lo tanto lo sustituimos en la ecuación (4-2)

$$\ell = \sqrt[3]{\frac{0.402 (112,480) 12.52}{8.91}} \quad ; \quad \ell = \sqrt[3]{63,537.18}$$

$$\ell = 39.90 \text{ cm.}$$

Sustituimos ahora en la ecuación (4-15)

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{(22.91)(112,480)12.52}{8.91}} ; \quad \ell = \sqrt[4]{3.620,987.4}$$

$$\ell_1 = 43.62 \text{ cm.}$$

Revisemos el esfuerzo cortante rodante usando para esto la ecuación (4-14), con el máximo cortante para vigas continuas.

$$v = \frac{VQ}{bI} = \frac{0.6 w \ell}{b} \times \frac{Q}{I}$$

De la tabla V del apéndice, obtenemos que el máximo esfuerzo para este tipo de cortante es de 5.27 Kg/cm<sup>2</sup> y de la tabla IX  $I/Q = 1.78 \text{ cm.}$

Sustituimos:

$$5.27 = \frac{0.6(8.91)\ell}{30} \times \frac{1}{1.78} ; \quad \ell = \frac{5.27(30)(1.78)}{0.6(8.91)}$$

$$\ell = 52.64 \text{ cm.}$$

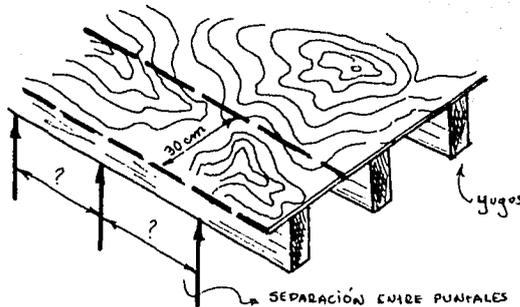
Veamos ahora el espaciamiento de los yugos. Sabemos que la deflexión de 1/360 del claro es la que gobierna la máxima separación de soportes, por lo que los yugos no pueden estar más apartados de 38.89 cm.

Como estamos usando el triplay a lo largo de sus 2.40 mts, podemos dividirlo en 7 espacios iguales de 34 cm. cada uno, lo cual entra dentro de lo permisible, ya que para deflexión no debe de ser mayor de 38.88 cm. Un espaciamiento de yugos de 30 cm. de centro a centro puede ser usada, si la facilidad de trazo y construcción es más importante que ahorrarnos un yugo.

P a s o No. 3.

Aquí trataremos del tamaño del yugo y a que distancia deberán estar colocadas las maderas. Tomando en cuenta que los yugos están separados 30 cm. (separación que es usada por simplicidad de trazo). Usaremos yugos de 2 x 4 pulgadas S4S, encontremos pues el máximo claro donde la presión lateral del concreto es máxima. La carga uniforme equivalente para el diseño de yugos ( $w$ ), será la máxima presión lateral en  $\text{Kg}/\text{cm}^2$  por la separación entre yugos, en cm.

$$W \text{ yugos} = 0.295 \times 30.20 = 8.91 \text{ Kg. por cm. lineal.}$$



Suponiendo que los yugos actúan como vigas continuas, uniformemente cargadas, deberemos revisar los claros para que los yugos puedan soportar cortante, flexión y deflexión.

REVISION POR FLEXION: De acuerdo a la ecuación (4-9), el máximo claro permisible para los yugos está dado por la expresión:

$$l = 3.17 \sqrt{\frac{f_s}{w}}$$

$f$ , para el tipo de madera que estamos usando será de  $91.91 \text{ Kg. por cm}^2$ , - el módulo de sección para yugos de 2 x 4 es de  $50.14 \text{ cm}^3$ , sustituyendo --

\* NOTA: Hay que hacer notar que este valor de  $91.91 \text{ Kg}/\text{cm}^2$  es para un tipo de madera, para cualquier otro tipo se busca en la tabla VIII.

estos valores.

$$\ell = 3.17 \sqrt{\frac{91.91 (50.14)}{8.91}} \quad ; \quad \ell = 3.17 \sqrt{517.21}$$

$$\ell = 22.74 (3.17) = 72.08 \text{ cm.}$$

REVISION POR FLEXION: La deflexión permisible puede ser o 1/360 - del claro ó 0.317 cm., la que sea menor. Usando las fórmulas para vigas-continuas, para una deflexión de 1/360, el máximo claro permisible será:

$$\ell = \sqrt[3]{\frac{0.402 EI^3}{w}} \dots \dots \dots (4-2)$$

y para una deflexión máxima de 0.317 cm., se sustituye en la ecuación --- (4-1) y obtenemos:

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{45.96 EI^4}{w}} \dots \dots \dots (4-16)$$

De la tabla X del apéndice para maderas de 2 x 4, el momento de inercia (I) es igual a 223.10 cm<sup>4</sup> y E = 105 460 Kg./cm<sup>2</sup> y w = 8.91 Kg. por cm. lineal, sustituyamos:

Para una deflexión de 1/360

$$\ell = \sqrt[3]{\frac{0.402 (105\ 460) 223.10^3}{8.91}} \quad ; \quad \ell = \sqrt[3]{1,061\ 538.3}$$

$$\ell = 102.01 \text{ cm.}$$

Para una deflexión de 0.317 cm.

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{45.96 (105\ 460) 223.10}{8.91}} \quad ; \quad \ell = \sqrt[4]{1,213,633,680}$$

$$\ell = 104.90 \text{ cm.}$$

REVISION POR CORTANTE: Supongamos que el máximo esfuerzo cortante-permisible es de 16.17 Kg/cm<sup>2</sup>, y para una viga continua como la que forman los yugos, usaremos;

$$H = \frac{0.9 w}{bh} (l - 2h) \dots \dots \dots (4-12)$$

Donde, h = al peralte del larguero en cm.

b = ancho del larguero en cm.

w = carga uniforme, en Kg/cm.

Despejando  $\ell$ , el claro permisible en cm. es:

$$\ell = \frac{H bh}{0.9w} + 2h$$

Si b = 3.81 cm. y h = 8.89 cm. sustituyendo:

$$\ell = \frac{16.17 (3.81) (8.89)}{0.9 w} + 2 (8.89) \qquad \ell = 68.29 + 17.78$$

$$\ell = 86.07 \text{ cm.}$$

Continuemos ahora, tratemos de determinar el espaciamiento de las madrinas. De todos los cálculos anteriores, se observa que la flexión gobierna, y las madrinas que soportarán a los yugos no deberán estar más separadas de 72.08 cm. donde actúa la presión de 2957 Kg/m<sup>2</sup>. Hacer más grande este espacio es teóricamente correcto cuando estamos cerca de la parte más alta del muro, ya que desde 3 metros hacia arriba, esta presión empezará a descender hasta llegar a cero. En este tipo de cimbras, la madrina más alta podrá ser distanciada mucho más de 72 cm. Sin embargo algunas especificaciones de construcción nos pedirán distancias iguales. La-

madrina más alta y más baja se colocan a 30 cm. de sus respectivos límites. Dado lo cual empezando desde 30 cm., dejaremos espacios de 72 cm.

CARGA UNIFORME EQUIVALENTE  
SOBRE LAS MADRINAS EN Kg/m<sup>l</sup>

$$\frac{0.12}{2} (50+25) = 450$$

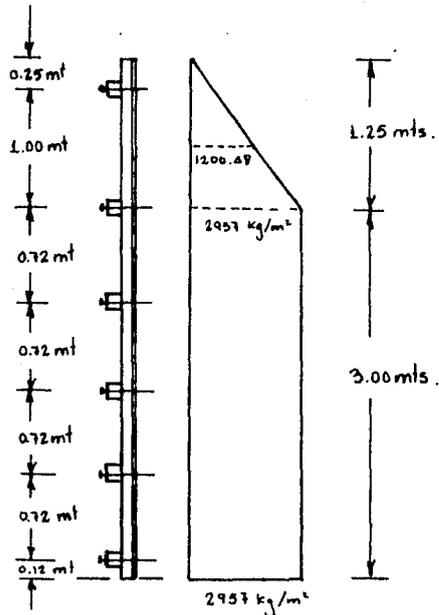
$$\frac{(0.12+0.29)}{2} 50 + 36(0.295) = 2069$$

$$0.295(36+36) = 2124$$

$$0.295(36+36) = 2124$$

$$0.295(36+36) = 2124$$

$$0.295(36+12) = 1416$$



P a s o No. 4.

A continuación determinaremos el tamaño de la madrina y la distancia entre separadores de moños. Para esto debemos dibujar al lado del diagrama de presiones, el croquis de los espaciamientos de las madrinas (como se muestra en la figura precedente) y obtener el peso uniforme equivalente por metro lineal de madrina, suponiendo que cada madrina soporta un peso dado por el área de contacto existente de la madrina, hasta la mitad de distancia que la separa de la otra madrina, en ambos sentidos.

Teniendo en cuenta que los moños tienen una capacidad de 1360 Kg., la separación entre moños será determinada en el paso No. 5.

REVISION POR FLEXION: Dado que el claro y la carga son conocidas,

sustituyamos  $fS$  por  $M_{max}$  en la ecuación (4-6), tomando la forma siguiente;

$$fS = \frac{w \ell^2}{10}$$

despejemos el módulo de Sección (S), para así conocer la requerida.

$$S = \frac{w \ell^2}{10 f} \dots \dots \dots (4-18)$$

Sustituyamos 91.91 Kg/cm<sup>2</sup> por f, y 64 cm. por  $\ell$  (esto veremos por que más adelante) y 20.69 Kg/cm. como w,

$$S = \frac{20.69 (64)^2}{10 (91.91)} ; \quad S = 92.20 \text{ cm}^3$$

Usando la tabla X, la cual nos muestra las características de varrios tomamos de madera, encontremos la sección que se ajusta a esos requerimientos. Si tenemos pensado poner mdrinas dobles, tendremos que escoger un módulo multiplicado por 2;

$$S = 2 (50.14 \text{ cm}^3) = 100.28 \text{ cm}^3$$

Que comparado con 92.20 cm<sup>3</sup>, cumple lo requerido con largueros de 2 x 4 pulgadas.

REVISION POR CORTANTE: Usemos la ecuación (4-12)

$$H = \frac{0.9 w}{bh} (\ell - 2h) ; \quad H = \frac{0.9 (20.69)}{2(33.87)} [ 64 - 2(8.9) ]$$

$$H = 0.274 ( 46.2 ) ; \quad H = 12.65 \text{ Kg/cm}^2$$

Esto nos resulta satisfactorio comparado con los 16.24 Kg/cm<sup>2</sup> que tenemos permitido para cortantes que actúan poco tiempo, teniendo en cuenta la madera que estamos usando. Para cargas concentradas, separadas intervalos mayores de la mitad del claro de la madrina, una revisión usando las cargas actuales, más que el equivalente de la carga uniforme, es prudente hacerlo.

P a s o No. 5.

**DISEÑO DE MOÑOS:** Dado que los separadores de moños tienen una capacidad de 1360 Kg., como la carga en Kg. que actúa sobre las maderas es conocida al principio del paso No. 4, el espaciamiento entre moños puede ser determinado. Hay que hacer notar que no todas las maderas soportan la misma carga, la separación la determinará la situación más crítica y se usará uniformemente en toda la cimbra y esto por la conveniencia en la perforación de los paneles de triplay. Dicho lo anterior, la máxima carga por centímetro es de 20.69 Kg., entonces.

$$\frac{\text{Capacidad del moño}}{\text{Carga sobre la madrina}} = \frac{1360 \text{ Kg.}}{20.69 \text{ Kg/cm}} = 65.73 \text{ cm.}$$

P a s o No. 6

**REVISIÓN POR APLASTAMIENTO:** Los puntos que debemos investigar en esta revisión, es donde las maderas soportan a los yugos. Supongamos que la madera que estamos usando tiene una compresión perpendicular a la fibra de 33.74 Kg/cm<sup>2</sup> (permisible).

**Moños:** El punto crítico es donde la carga que recibe el moño es de 20.69 Kg/cm x 64 cm. o 1324.16 Kg., supongase que la cuña del moño es de perfil irregular con un área de contacto de 29 cm<sup>2</sup>, suponga también que la longitud de aplastamiento no es mayor de 5 cm.

Debida a esta corta longitud de aplastamiento, la compresión per-

pendicular a la fibra, podrá ser incrementada al multiplicarse por el siguiente factor,

$$\frac{l + 0.952}{l} = \frac{5 + 0.952}{5} = \frac{5.952}{5} = 1.19$$

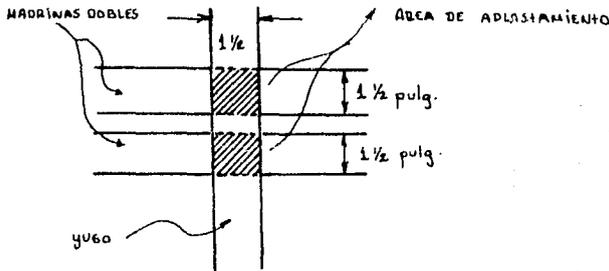
Ajustemos pues.

$$C = 33.74 (1.19) = 40.15 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto el esfuerzo de aplastamiento es:

$$\frac{\text{máxima carga en el moño}}{\text{área de aplastamiento}} = \frac{1324.16}{29} = 45.66 \text{ Kg/cm}^2$$

Esto excede los  $40.15 \text{ Kg/cm}^2$  y si usamos esto tendremos un cierto aplastamiento, como la diferencia entre lo calculado y lo permitido es -- muy pequeña, se puede usar este. Aunque esto será juzgado según las tolerancias que existan dentro de la obra que estamos haciendo.



Yugos sobre madrinan: El área de aplastamiento entre yugos y madrinan se muestra en la figura superior. Si usamos madrinan de 2 x 4 pulgadas 545, el área total es,

$$2(3.81 \times 3.81) = 29 \text{ cm. (ver tabla X)}$$

La máxima carga que los yugos transmiten a las madrinan, que es -

la máxima carga que actúa en los yugos por la máxima separación de madri--nas.

$$8.91 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \times 72 \text{ cm.} = 641.52 \text{ Kg.}$$

$$\text{Esfuerzo de aplastamiento} = \frac{641.52}{29} = 22.12 \text{ Kg/cm}$$

Que es mucho menor del permitido.

#### IV.3.2.- EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSAS.

Diseñe la cimbra para una losa de 20 cm. de espesor, siendo la madera que usaremos como revestimiento, de 2.5 cm. (1 pulgada). A una altura de 2.40 mts. y claros de 4.50 x 4.50 mts. La cimbra se usará sólo una vez.

#### S O L U C I O N :

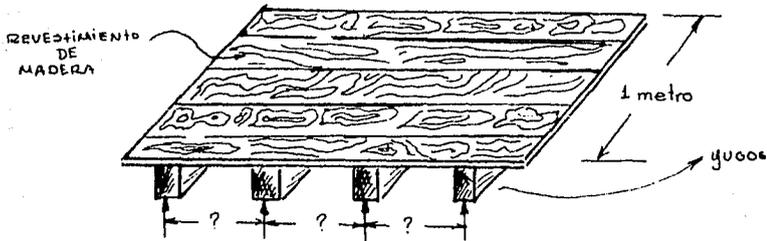
Paso No. 1: Estimemos las cargas

$$\text{Carga muerta del concreto más acero} = 0.20 \times 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga mínima recomendada (despreciando los moldes)} = \frac{244 \text{ Kg/m}^2}{724 \text{ Kg/m}^2}$$

P a s o No. 2

Veremos el diseño del revestimiento, que lo hemos supuesto de una pulgada (tamaño nominal) deberemos determinar el máximo, claro permisible.



Claro permisible; trabajaremos con una franja de un metro de ancho por conveniencia en el diseño. El acabado final de una tabla de una pulgada, es de 3/4 in.

$$I \text{ Para una franja de un metro} = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 (1.90)^3}{12} = 57.15 \text{ cm}^4$$

$$S \text{ Para una franja de un metro} = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 (1.90)^2}{6} = 60.16 \text{ cm}^3$$

REVISION POR FLEXION: Para una franja de 1 metro de revestimiento, cargado uniformemente con 724 Kg/m<sup>3</sup>, por la ecuación (4-9) (el máximo claro permisible), si el esfuerzo a flexión es de 79.37 Kg/cm<sup>2</sup>.

$$l = 3.17 \frac{fS}{w} ; \quad l = 3.17 \frac{(60.16) (79.37)}{7.24}$$

$$l = 3.17 \quad 659.51 \quad l = 25.68 (3.17) = 81.40 \text{ cm.}$$

Este es el máximo claro permisible basado en el esfuerzo a flexión

REVISION POR DEFLEXION: Considerando la misma franja. La máxima-deflexión debe ser 1/360 del claro o 0.158 cm. Si el módulo de elasticidad es de 102,296.68 Kg/cm<sup>2</sup> es,

$$\ell = \sqrt[3]{\frac{0.402 EI}{w}} \quad ; \quad \ell = \sqrt[3]{\frac{0.402 (102\ 296.68) 57.15}{7.24}}$$

$$\ell = \sqrt[3]{324\ 612.50} \quad \ell = 68.73 \text{ cm.}$$

y ahora sustituyendo en la ecuación (4-15)

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{22.91 EI}{w}} \quad ; \quad \ell = \sqrt[4]{\frac{22.91 (102\ 296.68) 57.15}{7.24}}$$

$$\ell = \sqrt[4]{18\ 499\ 683} \quad ; \quad \ell = 65.53 \text{ cm.}$$

Por lo que el máximo claro permisible estará en base de la deflexión límite de 0.158 cm., lo que nos equivale a 65.53 cm.

DISEÑO POR CORTANTE: usando la fórmula (4-10) y sustituyendo  $v$  por  $0.6 w \ell$  para una viga continua;

$$H = \frac{0.9 w \ell}{bh}$$

Por lo que el máximo claro permisible es:

$$\ell = \frac{H bh}{0.9 w}$$

Si el máximo esfuerzo soportable por el tipo de madera que estamos usando, es de 15.74 Kg/cm<sup>2</sup>; sustituyamos pues.

$$\ell = \frac{15.74 (100 \times 1.90)}{0.9 (7.24)} \quad \ell = 458 \text{ cm.}$$

Lo que nos dice que el cortante no es un factor que gobierne ya -

que nos permite claros muy grandes. Pero por otro lado, nuestro claro permisible es gobernado por la deflexión, por lo que los yugos no deberán estar más separados de 65.53 cm. Para escoger el claro, tendríamos que ver que tenemos que cubrir 4.50 x 4.50 mts., por lo que dividiremos el claro - en 7 partes, separadas 65 cm., excepto la última que sería 5 cm. menor.

P a s o No. 3.

Trataremos acerca del tamaño del yugo y la separación de las madriñas. Supongamos que tenemos a la mano largueros de 2 x 4, los cuales usaremos como yugos. Esta madera supuesta tiene un módulo de elasticidad de 105 460.50 Kg/cm<sup>2</sup>, un esfuerzo a flexión de 92.31 cm<sup>2</sup> y un esfuerzo al --- cortante de 16.24 Kg/cm<sup>2</sup>. La carga cortante equivalente (w) que actúa en cada yugo es:

$$\text{Separación de yugos (cm) x carga de diseño (Kg./cm}^2) = 65 (0.0724) \\ = 4.70 \text{ Kg/cm.}$$

Además para este larguero de 2 x 4 S4S, tenemos bh = 33.87 cm<sup>2</sup>, --  
I = 223.10 cm<sup>4</sup> y S = 50.14 cm<sup>3</sup>.

REVISION POR FLEXION:

$$l = 3.17 \sqrt{\frac{f_s S}{w}} \dots \dots \dots (4.9)$$

Sustituimos:

$$l = 3.17 \sqrt{\frac{92.31 (50.14)}{4.70}} \quad , \quad l = 3.17 \sqrt{984.77}$$

$$l = 99.47 \text{ cm. (máximo permisible).}$$

REVISION POR DEFLEXION: Para una viga continua, con una deflexión permisible de l/360:

$$\ell = \sqrt[3]{\frac{0.402 EI}{w}} \dots \dots \dots (4-2)$$

Sustituimos,

$$\ell = \sqrt[3]{\frac{0.402 (105,460.50) 223.10}{4.70}}$$

$$\ell = \sqrt[3]{2,012 415.2}$$

$$\ell = 126.25 \text{ cm.}$$

REVISION POR CORTANTE: Resolviendo la ecuación (4-12), despejando L, tomando en cuenta que h para 2 x 4 es de 3 1/2 pulgadas, sustituimos- ( bh = 3.50 pulg<sup>2</sup> = 8.89 cm<sup>2</sup>)

$$\ell = \frac{16.24 (33.87)}{0.9 (4.70)} + 2(8.89) \quad ; \quad \ell = 130.03 + 17.78$$

$$\ell = 147.81 \text{ cm.}$$

Comparando los 3 resultados, nos damos cuenta que la flexión gobierna, siendo el máximo claro permisible 99.47 cm., como nuestro claro es de 4.50 mts., lo dividiremos en 5 claros, de 0.90 mts. cada uno.

P a s o No. 4

Determinaremos el tamaño de la madrina y el claro. Primero encontremos el peso uniforme equivalente que actúa sobre las madrinas.

w = separación de las madrinas (cm) x carga en la cimbra

$$w = 90 (0,0724) = 6.51 \text{ Kg/cm.}$$

Vamos a suponer que estas madrinas son largueros de 2 x 6 pulgadas, y debido a esto h = 5 1/2 pulg., bh = 53.22 cm<sup>2</sup>, S = 123.88 cm<sup>3</sup>, --- I = 865.76 cm<sup>4</sup> (tabla X del apéndice).

REVISION POR FLEXION: Para una viga continua usemos la fórmula --  
(4-9)

$$l = 3.17 \sqrt{\frac{FS}{w}} \quad ; \quad l = 3.17 \sqrt{\frac{92.31 (123.88)}{6.51}}$$

$$l = 41.91 (3.17) = 132.85 \text{ cm.}$$

REVISION POR DEFLEXION: Trabajando con la deflexión límite de ---  
1/360 del claro, usemos la ecuación (4-2)

$$l = \sqrt[3]{\frac{0.402 EI}{w}} \quad ; \quad l = \sqrt[3]{\frac{0.402 (105\ 460.50) 865.76}{6.51}}$$

$$l = \sqrt[3]{5\ 638\ 095.1} \quad l = 177.99 \text{ cm.}$$

REVISION POR CORTANTE: Para viga continua la ecuación (4-12)

$$l = \frac{H bh}{0.9w} + 2h \quad ; \quad l = \frac{16.24 (53.22)}{0.9 (6.51)} + 2(13.97)$$

$$l = 147.517\ 27.94 \quad ; \quad l = 175.45 \text{ cm.}$$

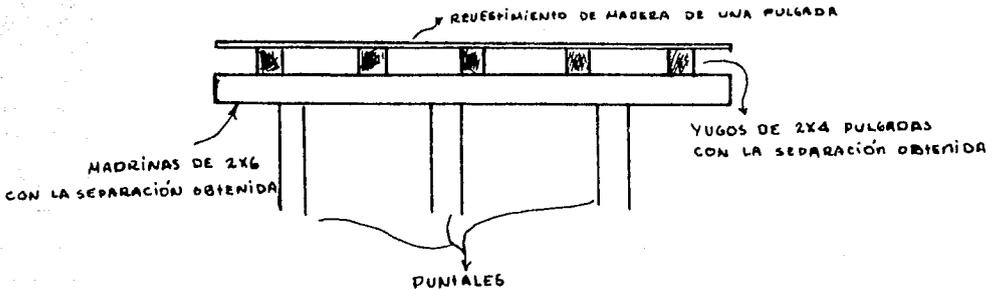
Nuevamente notamos que la flexión vuelve a gobernar el máximo claro permisible, teniendo en cuenta el claro de 4.50 mts. por cubrir, una separación de 1.12 mts. entre puntales sería probablemente seleccionada.

P a s o No. 5.

Diseñemos ahora los puntales. Sabemos que las madrinan están separadas 90 cm. de centro a centro y soportadas estas por puntales separadas a intervalos de 1.12 mts., esto nos da un de 0.90 x 1.12 ó 1 m<sup>2</sup> de -- cimbra que debe soportar cada puntal, que dicho en carga será

$$10,000 \text{ cm}^2 \times 0.0724 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 724 \text{ Kg.}$$

Sabemos que existen puntales prefabricados que soportan 1359 Kg., - ideales para alturas como estas de 2.40 mts.

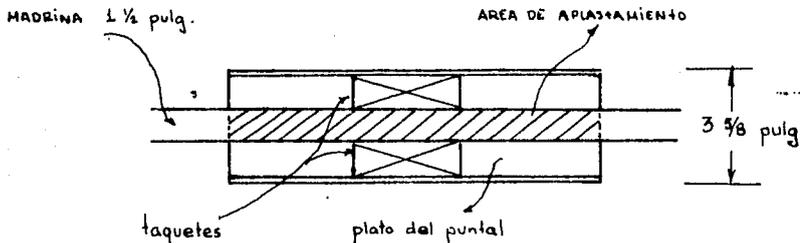


De la tabla XI del apéndice para puntales de madera, nos dice que para esta carga, puntales de 3 x 4 pueden resolver nuestro problema.

P a s o No. 6

Revisemos ahora los esfuerzos de aplastamiento que pueden actuar - en madrinatas sobre puntales o yugos sobre madrinatas.

Madrinatas sobre puntales: Supongamos que el plato del puntal ajustable es de 29 cm x 9 cm y la madrina de 2 x 6 pulgadas; tiene 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub> pulg. de ancho (3.81 cm). Si el plato se coloca paralelamente a la madera, el área

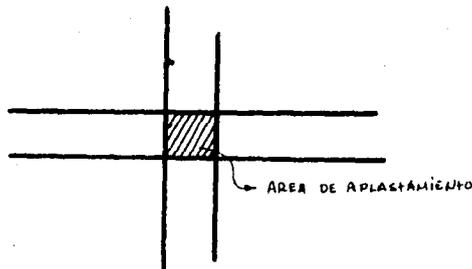


de aplastamiento es de 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub> x 11<sup>1</sup>/<sub>2</sub> o 110.49 cm<sup>2</sup>, por lo cual el esfuerzo de aplastamiento será,

$$\frac{\text{Carga total sobre el puntal}}{\text{Area de aplastamiento}} = \frac{724}{110.49} = 6.55 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Que esta muy abajo de los 33.74 Kg/cm<sup>2</sup> que habíamos supuesto para la madera que estamos usando.

Yugos sobre maderas: ambos miembros son de 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub> pulg. (3.81 cm). El área de aplastamiento es de 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub> x 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub> = 3.81<sup>2</sup> = 14.51 cm<sup>2</sup>.



La carga transmitida del yugo a la madrina es:

Espaciamiento de yugos x claro del yugo x la carga.

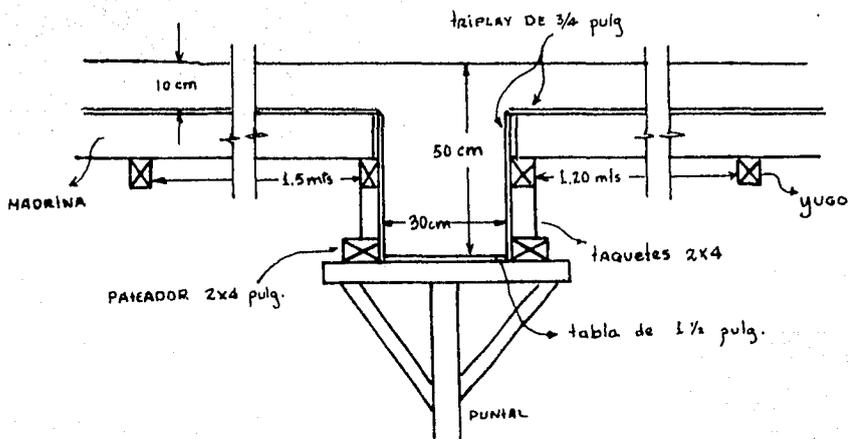
$$65 \times 90 \times 0.0724 = 423.54 \text{ Kg.}$$

$$\frac{423.54}{14.51} = 29.18 \text{ Kg/cm}^2$$

El aplastamiento en este punto está igualmente abajo del límite - de 33.74 Kg/cm<sup>2</sup> permisibles.

#### IV.3.3.- EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA.

Diseñe la cimbra de la viga que mostraremos más adelante suponiendo que el peso del concreto más el acero es de 2400 Kg/m<sup>3</sup>.



### S O L U C I O N :

Estimemos la carga actuante para diseñar el fondo de la viga:

$$\text{Peso muerto del concreto más acero} = 30 \times 50 \times 0.0024 = 3.6$$

$$\text{Carga viva @ } 244 \text{ Kg/m}^2 = 30 \times 0.0244 = 0.732$$

---


$$4.33 \text{ Kg/cm}$$

Suponiendo que el fondo de la viga tiene un revestimiento de  $1\frac{1}{2}$  (tamaño nominal), debemos encontrar el máximo claro entre apoyos si:

$$f = 79.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$H = 15.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 102\,296.68 \text{ Kg/cm}^2$$

Para un ancho de un metro tenemos además.

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

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

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

El fondo de la viga será continua sobre varios apoyos y su máxima deflexión entre soportes será de 0.158 cm.

REVISION POR FLEXION: usemos la ecuación (4-4)

$$\ell = 3.17 \sqrt{\frac{fS}{w}} \quad ; \quad \ell = 3.17 \sqrt{\frac{79.36 (50.40)}{4.33}}$$

$$\ell = 96.33 \text{ cm.}$$

REVISION POR DEFLEXION: con la ecuación (4-15) determinemos el máximo claro, siendo nuestro límite 0.158 cm.;

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{22.91 EI}{w}} \quad ; \quad \ell = \sqrt[4]{\frac{22.91 (102\ 296.68) 80}{4.33}}$$

$$\ell = \sqrt[4]{43\ 300\ 080} \quad ; \quad \ell = 81.13 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante: despejando  $\ell$  de la siguiente ecuación encontramos el máximo claro:

$$\ell = \frac{H bh}{0.9w} + 2h \quad ; \quad \ell = \frac{15.74 (95.25)}{0.9 (4.33)} + 2(3.175)$$

$$\ell = 384.71 + 6.35 \quad ; \quad \ell = 391.06 \text{ cm.}$$

La deflexión claramente gobierna, por lo que los claros no deberán ser mayores de 81.13 cm., por conveniencia en la construcción pongamoslas a 80 cm.

P a s o No. 2.

Diseñemos las caras laterales de la viga y supongamos que estarán

forradas por triplay de 3/4 de pulgada y un pateador de 2 x 4 pulgadas. - El espaciamiento de los puntales determinado en el paso No. 1 y el plan de construcción nos dice que debemos poner un atiesador en cada puntal para poder soportar los largueros, dado que el larguero será continuo sobre varios claros de 80 cm. Despreciaremos los esfuerzos que se puedan producir en zonas donde se utilizan clavos, deberemos determinar que tamaño de larguero necesitamos, si como características de la madera tenemos  $f = 92.31 \text{ Kg/cm}^2$  y  $H = 16.24 \text{ Kg/cm}^2$ .

Condiciones de carga sobre el larguero del lado derecho de la viga, el larguero soporta 60 cm. de ancho de la losa con un espesor de 10 cm., más la carga viva actuante:

$$\begin{aligned}
 \text{Carga de la losa} &= 60 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} \times 0.0024 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 1.44 \text{ Kg/cm.} \\
 \text{Carga viva} &= 60 \times 0.0244 = 1.46 \\
 \text{W (total sobre el larguero)} &= 2.90 \text{ Kg/cm.}
 \end{aligned}$$

En el lado izquierdo soporta 75 cm. de losa por el mismo espesor por tanto:

$$\begin{aligned}
 \text{Carga de la losa} &= 75 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} \times 0.0024 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 1.80 \text{ Kg/cm.} \\
 \text{Carga viva} &= 75 \text{ cm} \times 0.0244 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 1.83 \\
 \text{W (total sobre el larguero)} &= 3.63 \text{ Kg/cm.}
 \end{aligned}$$

Usando el valor más grande de W, 3.63 Kg/cm., determinemos la sección requerida para el larguero.

#### REQUERIMIENTO POR FLEXION.

La determinaremos resolviendo la ecuación (4.18) para S,

$$S = \frac{W l^2}{10 f} \quad ; \quad S = \frac{3.63 (80)^2}{10 (92.31)}$$

$$S = 25.16 \text{ cm}^3$$

#### REQUERIMIENTO POR DEFLEXION.-

Supongamos que 1/360 del claro es la deflexión permisible,

$$\frac{l}{360} = \frac{W l^4}{14 5EI} \quad ; \quad I = \frac{360 W l^3}{14 5EI}$$

$$I = \frac{360 (3.63) 80^3}{145 (105 460.5)} \quad ; \quad I = 43.75 \text{ cm}^4$$

#### REQUERIMIENTO POR CORTANTE.-

Resolvamos la ecuación (4-10) y sustituyamos  $V = 0.6 w l$  para una viga continua.

$$bh = \frac{0.9 w l}{H} \quad ; \quad bh = \frac{0.9 (3.63) 80}{16.24}$$

$$bh = 16.09 \text{ cm}^2$$

Comparando  $S$ ,  $I$ ,  $bh$  con las propiedades de sección enmarcadas en la tabla X del apéndice, es evidente que una sección de 2 x 4 pulgadas, - que es además, la sección más pequeña que se usa en el mercado.

#### P a s o No. 3

El diseño del puntal requiere la determinación de la carga total - que soportará cada elemento.

En el paso No. 1 la separación entre puntales fué determinada de 80 cm, por lo que la carga que recibe este elemento será de.

$$\text{de la viga : } 4.33 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \times 80 \text{ cm} = 346.4 \text{ Kg.}$$

$$\text{del lado izq: } 2.90 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \times 60 \text{ cm} = 174.0$$

$$\text{del lado derecho: } 3.63 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \times 75 \text{ cm} = 272.25$$

$$\text{Total por puntal} \qquad \qquad \qquad \underline{792.65 \text{ Kg.}}$$

Teniendo esta carga, un puntal adecuado podfa ser obtenido de la -  
tabla XI del apndice.

P a s o No. 4.

La prueba de aplastamiento es similar al ejemplo anterior.

# C A P I T U L O V

---

## CONCLUSIONES

En la vida real nos encontramos con la falta, en la mayoría de los casos, de especificaciones en la construcción de la cimbra, por lo que se tiene que recurrir al sentimiento y experiencia del carpintero y del Ingeniero. Esto nos da como consecuencia problemas tales como el encarecimiento, lentitud en la ejecución y en casos extremos la falla de la estructura temporal; esto se debe principalmente a la falta de planeación de la obra, que como ya dijimos anteriormente, la magnitud de la obra no nos impedirá el cálculo ó planeación de la obra falsa.

Este trabajo no pretende en ninguna forma ser un tratado completo sobre cimbras de madera, sino una pequeña guía en ciertos detalles de la construcción y cálculo de la obra falsa.

Por otro lado, en ninguna forma se quiere limitar al estudiante a utilizar un material en especial, sino que se da la posibilidad de usarse cualquier otro material basándonos en el ejemplo de la madera. Referente a los materiales hay que hacer notar que existe una amplia variedad en el mercado actual, sin desdeñar los nuevos materiales que puedan introducirse

en un futuro dentro de la construcción de cimbras.

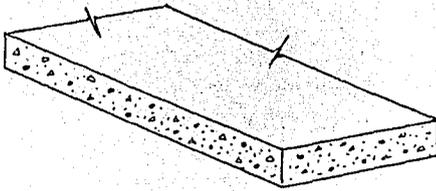
En nuestro medio existen pequeñas limitaciones acerca de la madera, pero no limitaciones en construcción, sino en el cálculo, ya que se carece información acerca de sus propiedades (especies usadas en la construcción y resistencias); aunque actualmente se están iniciando trabajos para subsanar esto.

Para cualquier trabajo de cimbra, se deberá hacer un estudio completo con el fin de determinar el material más adecuado, tanto económicamente como estructuralmente; sin menospreciar la calidad. Como ejemplo se podría decir que en nuestro medio la madera es un material muy usado en los trabajos de cimbra, pero las formas metálicas nos proporcionan un mayor número de usos, una comparación exhaustiva de ambos dependiendo el tipo de la obra-nos dará como resultado el material a usar.

A P P E N D I C E

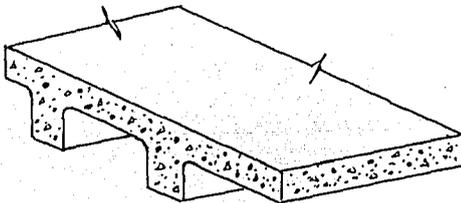
# TABLA I

## CARGA VERTICAL PARA EL DISEÑO DE LOSAS



LOSA SOLIDA

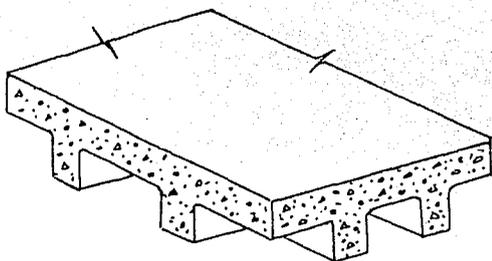
ESPAESOR losa	7.50 cm	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	27.50	30.00
45.30 kg conc.	366.18	405.24	444.18	488.24	527.30	571.24	610.30	649.36	693.31	732.36
56.70 " "	395.48	302.71	498.01	551.71	600.54	654.25	703.07	751.89	805.60	854.43
67.95 " "	429.65	488.24	551.71	610.30	673.78	732.36	795.84	854.43	917.90	976.49



LOSA CON VIGAS EN UN SOLO SENTIDO

PROFUNDIDAD DE LA CINTERA METÁLICA	MOLOES DE 50 cm. DE ANCHO				MOLOES DE 75 cm. DE ANCHO			
	ANCHO DE LA VIGA	5cm. LOSA	6.25 cm.	7.50 cm.	ANCHO VIGA	5cm. LOSA	6.25 cm.	7.50 cm.
15cm	10.00	434.54	463.83	498.01	10.00	444.30	478.48	—
	12.50	449.19	478.48	512.66	12.50	454.07	488.24	517.54
	15.00	458.95	488.24	522.42	15.00	463.83	498.01	527.30
20cm	10.00	463.83	493.13	527.30	10.00	463.83	493.13	—
	12.50	478.48	507.77	541.95	12.50	478.48	507.77	541.95
	15.00	493.13	522.42	556.60	15.00	488.24	517.54	551.71
25cm	10.00	488.24	517.54	551.71	10.00	488.24	517.54	—
	12.50	507.77	537.07	571.24	12.50	498.01	527.30	566.36
	15.00	527.30	556.60	590.77	15.00	512.66	541.95	576.13
30cm	10.00	522.42	551.71	581.01	10.00	507.77	537.07	—
	12.50	541.95	571.24	605.42	12.50	522.42	551.71	585.89
	15.00	566.36	595.66	624.95	15.00	541.95	571.24	605.42
35cm	10.00	551.71	585.89	615.19	10.00	546.83	576.13	605.42
	12.50	576.13	610.30	639.60	12.50	566.36	595.66	634.72
	15.00	600.54	634.72	664.01	15.00	585.89	615.19	649.36

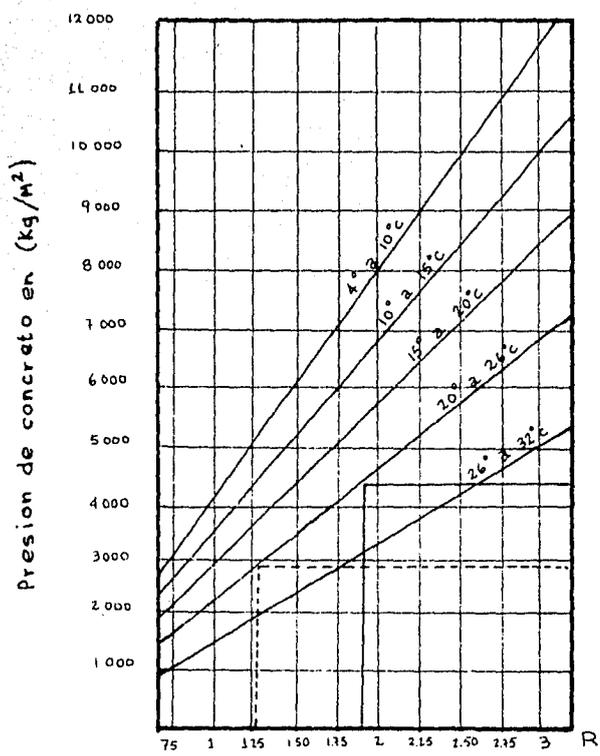
continúa



LOSA CON SISTEMA DE VIGAS  
EN AMBOS SENTIDOS.

TAMAÑO DEL MOLDE, en cm.			ESPESOR DE LA LOSA ARRIBA DEL MOLDE, en cm.				
PROFUNDIDAD	PROYECCION HORIZONTAL EXTERNA	PROYECCION HORIZONTAL INTERNA	5.00	6.25	7.50	8.75	11.25
10.00	60x60	48x48	468	502	532	561	—
15.00	60x60	48x48	532	566	595	624	—
20.00	60x60	48x48	600	629	659	688	—
	90x90	76x76	541	571	600	634	698
25.00	60x60	48x48	629	664	693	722	—
	90x90	76x76	585	624	649	678	742
30.00	60x60	48x48	707	742	771	800	—
	90x90	76x76	649	678	707	742	805
35.00	90x90	76x76	688	722	751	781	844

# TABLA II



## VELOCIDAD DEL COLADO

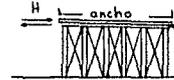
Para hacer uso del anterior nomograma calcúlese la "velocidad del llenado" expresada en M de altura colada por hora nótese que no son M<sup>3</sup>/hora el empuje es irrespectivo del ancho del elemento y solo intervienen R velocidad del colado y T temperatura ambiente a la hora del colado Entrando a la gráfica con R en eje R y llegar a la recta de temperatura leer en el margen izquierdo la presión esperada.

## TABLA III

### 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.



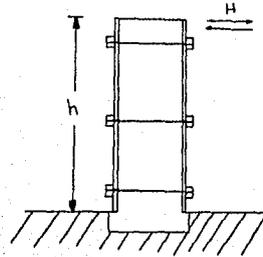
espesor de la losa * cms.	carga muerta kg/m <sup>2</sup>	ancho de la losa en dirección de la fuerza, en mts.				
		6	12	18	24	30
10	317	148.81	148.81	148.81	154.76	193.45
15	439	148.81	148.81	160.71	214.28	267.65
20	561	148.81	148.81	205.35	273.81	342.26
25	683	148.81	166.66	250.00	333.33	416.66
30	805	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	266.95	385.92	511.90	639.88
50	1293	151.73	315.47	473.21	630.95	788.69

\* ESPESOR DE LA LOSA, PARA CONCRETO QUE PESA 2400 KG/M<sup>3</sup>, CON TOLERANCIA DE 73 KG/M<sup>3</sup> POR EL PESO DE LOS MOLDES.

# TABLA IV

## MINIMA FUERZA LATERAL PARA DISEÑAR EL CONTRAVIENTO DE 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 mts.	comite 347, MÍNIMO, 148.81 kg/m <sup>2</sup> o 48.82 kg/m <sup>2</sup> .	Fuerza del viento prescrita por código Local *			
		73.23 kg/m <sup>2</sup>	97.64	112.06	146.47 kg/m <sup>2</sup>
(6000 superior) 1.20 (o menos)	97.64	146.47	145.29	244.12	292.94
1.80	146.47	219.70	202.94	366.18	439.41
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	589.88	732.36	876.83
4.25	488.24	512.65	681.53	854.42	1026.30
4.85	488.24	595.88	787.18	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)	24.41 h	36.61h	48.82h	61.03h	73.23h

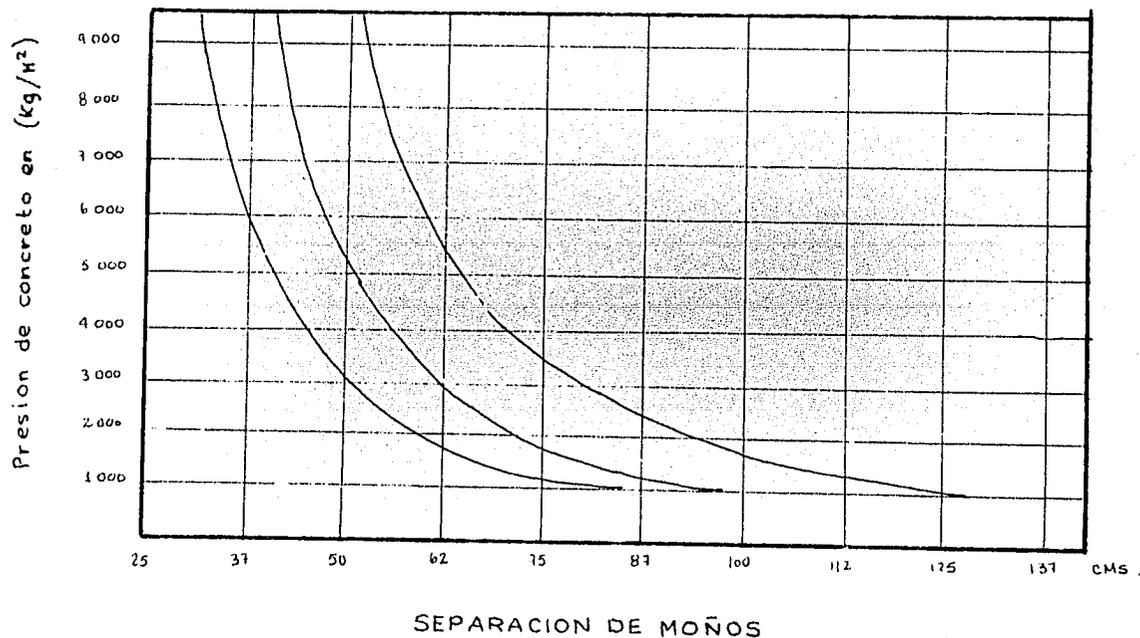
### Muros de menor grado

2.40 mts o menos	0	—	—	—	—
más de 2.40 mts	488.24	—	—	—	—

\*

# TABLA V

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



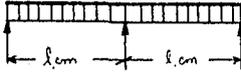
# TABLA VI

## FACTORES DE SEGURIDAD PARA ACCESORIOS

ACCESORIO	TIPO DE CONSTRUCCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD DEL ACCESORIO BASADO EN EL ESFUERZO ULTIMO
PARA AMARRES	cimbra ligera, con alturas iguales o menores de 4.90m	1.5
	cimbra pesada, o cimbras con alturas mayores de 4.90m	2.0
PARA ANCLAJES	cimbras ligeras, anclajes de paneles sin peligro de vida inminente.	1.5
	cimbras pesadas - donde exista peligro de vida -, soportando peso de moldes y presiones de concreto.	2.0
	Lo anterior más cargas de trabajo e impactos.	3.0
PARA COLGADORES	cimbra ligera. Con una carga que incluye peso de los moldes, carga viva, total menos de 2400 kg/m <sup>3</sup> .	1.5
	cimbras pesadas, donde el concreto pesa más de 2400 kg/m <sup>3</sup> y es trabajo difícil.	2.0
accesorios para alzamientos	tableros inclinados	2.0
	tableros precolados	3.0
ACCESORIOS DESHECHABLES EN TORONES CONCRETO PRETENSADO		2.0
ACCESORIOS REUSABLES EN TORONES CONCRETO PRETENSADO		3.00

# TABLA VII : FORMULAS DE VIGAS, APLICABLES EN CÍBRAS

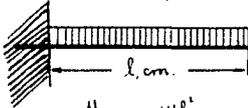
VIGA CONTINUA SOBRE 2 CLAROS IGUALES  
CARGA UNIFORME



$$M_{\max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{wl^4}{185 EI}$$

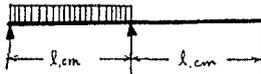
VIGA CANTILIVER (CARGA UNIFORME)



$$M_{\max} = \frac{wl^2}{2}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{wl^4}{8EI}$$

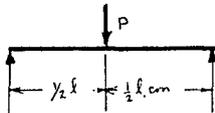
VIGA CON 2 APOYOS SOBRESALIENDO UN EXTREMO,  
CON CARGA UNIFORME ENTRE APOYOS.



$$M_{\max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{5}{384} \frac{wl^4}{EI}$$

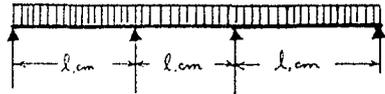
VIGA SIMPLEMENTE APOYADA, CON CARGA  
CONCENTRADA AL CENTRO.



$$M_{\max} = \frac{Pl}{4}$$

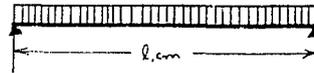
$$\Delta_{\max} = \frac{Pl^3}{48EI}$$

VIGA CONTINUA SOBRE 3 O MÁS CLAROS  
CARGA UNIFORME



$$M_{\max} = \frac{wl^2}{10}$$

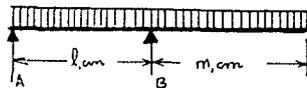
$$\Delta_{\max} = \frac{wl^4}{143 EI}$$



VIGA SIMPLEMENTE APOYADA (CARGA UNIFORME)

$$M_{\max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{5wl^4}{384 EI}$$



VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS, PERO SOBRESALIENDO UNO CON CARGA UNIFORME.

$$M_{\max} = \frac{w}{8EI} (l+m)^2 (l-m)^2$$

$$V_{\max} = \frac{w}{2I} (l^2 + m^2)$$

# TABLA VIII: ESFUERZOS PERMISIBLES EN MADERA.

PROPIEDADES ESPECIES	LOCALIDAD DE RECOLECCIÓN	FIBRA ENLEMA A. FLEXIÓN	COMPRESIÓN ⊥ A LA FIBRA	COMPRESIÓN II A LA FIBRA	CORRIENTE HORIZONTAL	MÓDULO DE ELASTICIDAD
PINO AVACAHUITE	ACAJETE, VER.	226.75	21.73	141.90	53.04	79 878
	CHIGNAHUAPAN, PUE.	213.31	17.07	138.60	62.62	71 747
	San Juan Tella, PUE.	242.69	21.10	149.30	54.02	93 926
PINO CHINO	CHIGNAHUAPAN, PUE.	233.94	30.96	159.90	52.86	83 683
	San Rafael, Mex.	229.58	25.31	156.60	59.72	79 813
	Uruapan, Mich.	247.53	26.72	164.00	59.18	93 954
PINO COLORADO	ACAJETE, VER.	329.34	43.15	231.00	81.04	120 917
	CHIGNAHUAPAN, PUE.	312.00	32.90	216.50	74.56	107 549
	ZACUALPAN, HGO.	298.73	34.41	214.70	83.37	113 953
PINO REAL	SIERRA DE JUAREZ BAJA CALIF.	205.16	24.80	134.60	65.48	69 331
	San Pedro Martir, BAJA CALIF.	246.66	32.07	164.60	77.18	76 115
OCHOE BLANCO	Ajusco, D.F.	269.92	35.14	172.40	77.13	80 660
	CHIGNAHUAPAN, PUE.	257.88	26.91	154.90	64.13	90 555
	PARKER VAL. NE- VADO DE TOLUCA.	195.85	24.17	122.50	62.84	62 710
PINO PONDEROSA	U. S. A.	217.95	217.95	145.63	25.31	68 197
RED PINE	U. S. A.	224.98	224.98	165.92	21.79	75 228
JACK PINE	U. S. A.	239.04	239.04	145.63	25.31	68 197
TRIPLY CARGOS perman. CARGOS parciales	—	140.66 112.49	20.04 16.17	— —	5.27 4.21	112, 491.13 112, 491.13
SHORTLEAF PINE	U. S. A.	274.19	274.19	175.77	31.22	97 730
INCREMENTO CUANDO SON CARGOS PARCIALES	—	25%	25%	25%	25%	—

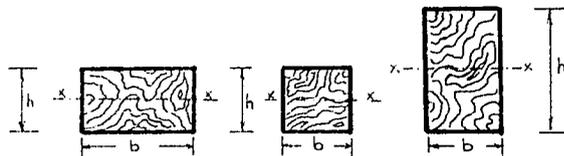
# TABLA IX

## PROPIEDADES DE LA SECCION EFECTIVA DE TRIPLAY (en franjas de 30 cm.)

TRIPLAY LIJADO espesor neto cm	TRIPLAY LIJADO espesor neto pulgadas	espesor efectivo usando pegamen- to exterior	número de hojas	FRANJA DE 30 cm, CON LAS FI- BRAS PARALELAS AL CLARO DE VIGA				FRANJA DE 30 cm, CON LAS FIBRAS PERPENDICULARES AL CLARO DE VIGA				Peso aprox. kg	
				AREA EN TENSION Y COMPRESION cm <sup>2</sup>	MOMENTO INERCIA I cm <sup>4</sup>	MÓDULO SECCIÓN S cm <sup>3</sup>	CORRIENTE RODAMEN. I/Q cm	AREA EN TENSION Y COMPRESION cm <sup>2</sup>	MOMENTO INERCIA I cm <sup>4</sup>	MÓDULO SECCIÓN S cm <sup>3</sup>	CORRIENTE RODAMEN. I/Q cm	Hojas 1.20x2.40	100 m <sup>2</sup>
0.63	1/4	0.612	3	10.93	0.541	1.491	0.454	3.970	0.041	0.311	—	11.79	409.30
0.95	3/8	0.774	3	10.93	1.664	2.966	0.794	6.774	0.166	0.968	—	15.87	551.00
1.21	1/2	1.143	5	15.48	3.329	4.440	1.107	7.741	0.645	1.884	0.546	21.77	765.90
1.58	5/8	1.290	5	15.529	5.535	5.999	1.414	9.399	1.664	3.506	0.800	26.30	913.10
1.90	3/4	1.440	5	17.922	9.366	7.472	1.744	14.193	3.662	5.997	0.998	31.75	1102.40
2.22	7/8	1.805	7	19.303	12.528	9.586	1.788	18.664	6.035	8.127	1.348	37.64	1306.94
2.54	1	1.953	7	23.225	17.939	12.011	1.938	21.438	9.739	11.175	1.605	43.54	1511.80
2.95	1 1/8	2.095	7	24.703	23.558	14.010	2.156	21.335	13.902	13.814	1.999	48.08	1669.40

# TABLA X

## PROPIEDADES FÍSICAS DE POLI- NES NORMALMENTE USADOS



TAMAÑO NOMINAL EN CMS.	TAMAÑO NOMINAL EN DULG.	TAMAÑO NETO EN DULG. 10% de humedad	ÁREA DE LA SECCIÓN		MOMENTO DE INERCIÁ		MÓDULO DE SECCIÓN	
			A = bh cm <sup>2</sup>		I = bh <sup>3</sup> /12 cm <sup>4</sup>		S = bh <sup>2</sup> /6 cm <sup>3</sup>	
			RUGOSO	S4S	RUGOSO	S4S	RUGOSO	S4S
10 x 2.50	4 x 1	3 1/2 x 3/4	20.45	16.90	8.32	4.99	7.54	5.41
15 x 2.50	6 x 1	5 1/2 x 3/4	31.74	26.58	12.90	7.91	11.80	8.52
20 x 2.50	8 x 1	7 1/4 x 3/4	41.61	36.10	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	26.72	16.23	23.74	17.21
10 x 3.00	4 x 1 1/4	3 1/2 x 1	26.32	22.58	17.90	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	55.54	46.76	36.21	24.97	25.64	19.83
25 x 3.00	10 x 1 1/4	9 1/4 x 1	68.05	59.66	46.20	32.05	32.45	26.24
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	14.91
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	58.44	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 1/2	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	53.73	85.66	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	67.68	56.86
30 x 5.00	12 x 2	11 1/4 x 1 1/2	119.23	108.84	169.41	131.53	82.10	68.99
500 x 10	2 x 4	1 1/2 x 3 1/2	38.00	33.87	268.47	223.10	58.34	50.14
500 x 15	2 x 6	1 1/2 x 5 1/2	58.97	53.73	1005.10	865.76	140.44	123.89
500 x 20	2 x 8	1 1/2 x 7 1/4	77.29	70.13	2260.97	1982.51	241.38	215.33
500 x 25	2 x 10	1 1/2 x 9 1/4	98.26	89.48	4644.81	4117.78	390.01	350.52
500 x 30	2 x 12	1 1/2 x 11 1/4	119.23	108.84	8295.91	7407.67	574.20	516.49
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	88.71	1620.39	1417.68	226.80	204.48
7.50 x 20	3 x 8	2 1/2 x 7 1/4	124.90	116.90	3652.01	3304.96	390.01	358.88
7.50 x 25	3 x 10	2 1/2 x 9 1/4	158.77	149.16	7502.16	6863.24	630.08	584.20
7.50 x 30	3 x 12	2 1/2 x 11 1/4	192.64	181.42	13400.99	12346.63	923.67	864.09
10 x 10	4 x 4	3 1/2 x 3 1/2	84.77	79.03	598.96	520.29	150.11	117.17
10 x 15	4 x 6	3 1/2 x 5 1/2	131.55	124.19	2237.66	2019.97	313.32	289.23
10 x 20	4 x 8	3 1/2 x 7 1/4	172.45	163.74	5043.48	4626.49	538.48	502.43
10 x 25	4 x 10	3 1/2 x 9 1/4	219.23	208.90	10360.42	9408.29	870.15	817.88
15 x 7.50	6 x 3	5 1/2 x 2 1/2	95.29	88.71	352.96	298.02	105.86	93.96
15 x 10.00	6 x 4	5 1/2 x 3 1/2	131.55	124.19	929.44	817.89	201.89	184.03
15 x 15	6 x 6	5 1/2 x 5 1/2	204.13	196.16	3472.62	3174.18	486.04	454.01
15 x 20	6 x 8	5 1/2 x 7 1/4	276.71	266.13	8649.71	8173.12	813.26	844.92
20 x 20	8 x 8	7 1/2 x 7 1/2	375.10	367.90	11724.82	10974.77	1210.84	1152.17

# CARGA PERMISIBLE EN KGS, SOBRE PUNTAL

# TABLA XI

TAMAÑO NOMINAL DEL PUNTAL	SE NECESITA CONTRAVIENTO													
	2x4		3x4		4x4		4x2		4x3		4x6		6x6	
	R	S45	R	S45	R	S45	R	S45	R	S45	R	S45	R	S45
1.22 mts	997	771	3220	2993	4490	4173	1495	1369	3220	2993	6939	6531	10750	10296
1.52	635	498	2721	2267	4490	4173	1495	1369	3220	2993	6939	6531	10750	10296
1.93	453	362	1905	1597	4490	4173	1495	1369	3220	2993	6939	6531	10750	10296
2.13	—	—	1406	1179	3674	3175	1632	1360	2630	2267	5669	4999	10750	10296
2.44	—	—	1043	907	2912	2449	1270	1043	2041	1723	4354	3810	10750	10296
2.74	—	—	861	680	2228	1905	997	816	1587	1360	3447	3039	10750	10296
3.05	—	—	680	544	1814	1542	816	680	1315	1133	2766	2449	10432	9525
3.35	—	—	—	—	1496	1270	680	544	1088	907	2313	2041	8618	7847
3.66	—	—	—	—	1224	1088	544	453	907	771	1950	1678	7257	6622
3.96	—	—	—	—	1043	907	453	408	771	635	1632	1451	6168	5624
4.27	—	—	—	—	907	771	408	317	680	544	1406	1270	5307	4853
4.57	—	—	—	—	816	—	362	—	589	—	1224	—	4626	4218
4.88	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4082	3719
5.18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3583	3311
5.49	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3220	2948
5.79	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2902	2630
6.10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2585	2358

$$C_{II} \text{ a la fibra} = 52.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 77\,337.70 \text{ kg/cm}^2$$

TAMAÑO NOMINAL DEL PUNTAL	SE NECESITA CONTRAVIENTO													
	2x4		3x4		4x4		4x2		4x3		4x6		6x6	
	R	S45	R	S45	R	S45	R	S45	R	S45	R	S45	R	S45
1.22 mts	997	771	3900	3538	5352	4989	2404	2131	3900	3583	8300	7847	12927	12337
1.52	635	498	2721	2267	5352	4989	2404	2131	3900	3583	8300	7847	12927	12337
1.93	453	362	1905	1587	4989	4309	2222	1859	3628	3084	7756	6803	12927	12337
2.13	—	—	1406	1179	3674	3175	1632	1360	2630	2267	5669	4989	12927	12337
2.44	—	—	1043	907	2812	2449	1270	1043	2041	1723	4354	3810	12927	12337
2.74	—	—	861	680	2222	1905	997	816	1587	1360	3447	3039	12837	11703
3.05	—	—	680	544	1814	1542	816	680	1313	1133	2761	2449	10387	9525
3.35	—	—	—	—	1496	1270	680	544	1088	907	2313	2041	8618	7847
3.66	—	—	—	—	1224	1088	544	453	907	771	1950	1678	7212	6622
3.96	—	—	—	—	1043	907	453	408	771	635	1633	1451	6169	5625
4.27	—	—	—	—	907	771	408	317	680	544	1406	1270	5307	4853
4.57	—	—	—	—	816	—	362	—	589	—	1225	—	4627	4218
4.88	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4082	3719
5.18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3583	3311
5.49	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3221	2948
5.79	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2903	2631
6.10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2585	2359

$$C_{II} \text{ a la fibra} = 63.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 77\,337.70 \text{ kg/cm}^2$$

SE NECESITA CONTRAVENTEO														
TAMAÑO NOMINAL DEL DUNIAL	2x4		3x4		4x4		4x2		4x3		4x6		6x6	
	R	S4S	R	S4S	R	S4S	R	S4S	R	S4S	R	S4S	R	S4S
1.27 mls	1270	997	3039	2766	4173	3900	1859	1678	3039	2766	6486	6123	10024	9616
1.52	816	635	3039	2766	4173	3900	1859	1678	3039	2766	6486	6123	10024	9616
1.83	589	453	2404	1996	4173	3900	1859	1678	3039	2766	6486	6123	10024	9616
2.13	—	—	1769	1496	4173	3900	1859	1678	3039	2766	6486	6123	10024	9616
2.44	—	—	1360	1133	3569	3084	1587	1315	2585	2222	5533	4853	10024	9616
2.74	—	—	1088	907	2812	2449	1270	1043	2041	1769	4399	3855	10024	9616
3.05	—	—	861	725	2267	1995	1043	861	1632	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	8391
3.96	—	—	—	—	1360	1179	589	498	997	816	2084	1859	7847	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

$$C_{II} \text{ a la fibra} = 49.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 98\,429.80 \text{ Kg/cm}^2$$

R = madera rugosa, sin pulir.

S4S = madera terminada, pulida por los 4 lados y cantos.

# B I B L I O G R A F I A

- 1.- FORMWORK FOR CONCRETE  
ACI. TERCERA EDICION.
- 2.- ALGUNAS CARACTERISTICAS TECNOLOGICAS DE LA MADERA DE UNCE ESPECIES MEXICANAS.  
Por Ramón Echenique M.  
Victor Díaz G.  
Boletín Técnico N<sup>o</sup> 27, Set. 72, S. A.G.
- 3.- CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LA MADERA DE 5 ESPECIES MEXICANAS.  
Por. Joel Octavio Quiñones O.  
Boletín Técnico N<sup>o</sup> 42, Oct. 74, S.A.G.
- 4.- ACCESORIOS TECNICOS PARA CONCRETO.  
Boletín Técnico Informativo.
- 5.- APUNTES DE CONSTRUCCION III.
- 6.- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.