

Unidad Particular de Trabajo
EMPRESA GENERAL

Revisado el 30-X-86

Valor \$ 2000

Inscripción 1986 C964 IC 75



624X404

624

Contracción
Encabados
Hormigón Armado

624-157
624



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

**“Proyecto Diseño y Construcción
de Encofrados para Estructuras
de Hormigón Armado”**

TESIS DE GRADO

Ingeniero Civil

GUSTAVO ADOLFO CUEVA MORENO

DIRECTOR DE TESIS:

Ing. Roberto Eguiguren

ASESORES DE TESIS:

Ing. Jorge Hidalgo

Ing. Vicente Torres

Loja-Ecuador

1986



Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>

Septiembre, 2017

Loja, a 29 de septiembre de 1986.

Señores

MIEMBROS DEL H. CONSEJO DE FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA,

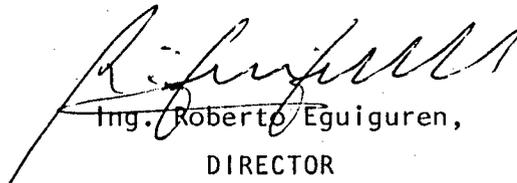
De nuestras consideraciones:

Nosotros, Director y Asesores de la Tesis "PROYECTO DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ENCOFRADOS PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO", realizada por el señor egresado Gustavo Cueva Moreno,

CERTIFICAMOS:

Haber efectuado minuciosamente la revisión y corrección del borrador original de la presente tesis; en la misma que se ha acatado - las sugerencias, recomendaciones y observaciones hechas individualmente; razón por la cual autorizamos su presentación ante el H. Consejo de Facultad, considerando su gran validez científica y práctica.

De Uds. muy atentamente,


Ing. Roberto Eguiguren,
DIRECTOR


Ing. Jorge Hidalgo,
ASESOR


Ing. Vicente Torres,
ASESOR

A U T O R I A :

La responsabilidad de la investigación, cálculos, resultados, recomendaciones, conclusiones, etc. - realizados, es de exclusiva responsabilidad del autor del presente trabajo.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Gustavo A. Cueva Moreno', written over a horizontal line.

Gustavo A. Cueva Moreno,

AUTOR

DEDICATORIA:

A la eterna memoria de mi hermano y amigo
Marco Vinicio, cuya valiosa existencia fue
tronchada cuando más podía darle a la vi-
da.

Para él, mi trabajo.

AGRADECIMIENTO

Todo trabajo de investigación científica como el presente, trae aparejada una serie de escollos y situaciones difíciles que requieren estudio, dedicación y esfuerzo permanentes, que en el presente caso se han visto - considerablemente disminuídas, gracias a la certera guía de los señores Ingenieros: Roberto Eguiguren, Jorge Hidalgo y Vicente Torres, Director y Asesores, respectivamente de este trabajo; quienes con profundo desinterés y absoluto inegoísmo, han canalizado y dirigido los esfuerzos realizados por el autor, aportando además con sugerencias valiosas, fruto del conocimiento y experiencia que individualmente poseen en el ejercicio de la noble - profesión de Ingeniería.

Para el Decano y demás señores profesores mi gratitud, así como para mi hermano Pío, quien ha aportado con sus valiosos consejos, comentarios y crítica, fruto de su basta experiencia en el ejercicio de la Ingeniería; - quien además, me ha permitido el acceso a su biblioteca.

Finalmente, deseo agradecer a mis padres y muy especialmente a mi madre, quienes me han ayudado material y moralmente para la culminación del presente trabajo; para todos mis hermanos que para mí representan algo de lo más querido.

PROYECTO DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ENCOFRADOS PARA
ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

CAPITULO I

ENCOFRADOS, UTILIZACION, MATERIALES UTILIZADOS Y COSTOS.

- 1.1. Concepto de encofrado
- 1.2. Requisitos que deben cumplir los encofrados
 - 1.2.1. Capacidad para resistir el peso del hormigón y cargas adicionales.
 - 1.2.2. Rigidez para evitar deformaciones excesivas
 - 1.2.3. Economía y seguridad
- 1.3. Costos de encofrados: Descomposición del costo
- 1.4. Construcción y economía de los encofrados y desencofrados
- 1.5. Materiales utilizados en los encofrados
 - 1.5.1. Encofrados de acero
 - 1.5.2. Encofrados de plástico
- 1.6. Montaje e instalación de encofrados y andamios
- 1.7. Causas de rotura y falla de los encofrados
 - 1.7.1. Naturaleza de la rotura y causa probable de la falla
 - 1.7.2. Condiciones de seguridad contra accidentes
 - 1.7.2.1. Clasificación de los accidentes de construcción

CAPITULO II

EFFECTOS DEL HORMIGON SOBRE LOS ENCOFRADOS

- 2.1. Efectos de la presión ejercida por el concreto

- 2.2. Influencia de la velocidad de llenado, temperatura, consistencia, métodos de compactación, efectos de impacto, altura de vaciado, - etc. sobre la presión lateral.
 - 2.2.1. Velocidad de vaciado del hormigón
 - 2.2.2. Efecto de la temperatura
- 2.3. Influencia de la dosificación del hormigón sobre la presión
- 2.4. Efectos e influencia de la consistencia, vibrado, compactado, impacto.
 - 2.4.1. Influencia de la consistencia
 - 2.4.2. Incidencia del sistema de compactado o vibrado del hormigón sobre la presión ejercida en los encofrados.
 - 2.4.3. Influencia del impacto sobre la presión
- 2.5. Influencia de la forma del encofrado, armadura, peso y altura de colocación del hormigón, sobre la presión.

CAPITULO III

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE ENCOFRADO

- 3.1. Generalidades
- 3.2. Propiedades de la madera de encofrado
- 3.3. Esfuerzos permisibles en la madera
 - 3.3.1. Calidad de la madera
 - 3.3.2. Esfuerzos admisibles, módulo de elasticidad
- 3.4. Diferentes sistemas y tipos de encofrado y andamios de madera, metálicos y otros.
- 3.5. Elementos que constituyen un andamio de madera
- 3.6. Diferentes sistemas y tipos de andamios



- 3.6.1. Andamios metálicos prefabricados
- 3.6.2. Andamios tubulares de acero
- 3.7. Resistencia al arranque de los clavos
- 3.8. Cargas de trabajo admisible en uniones múltiples

CAPITULO IV

ELEMENTOS DE DISEÑO Y CALCULO DE ENCOFRADOS.

- 4.1. Datos requeridos para el diseño.
 - 4.1.1. Datos del concreto
 - 4.1.2. Datos del material de encofrado
 - 4.1.2.1. Calidad de la madera
 - 4.1.2.2. Esfuerzos permisibles
 - 4.1.2.3. Módulos de elasticidad
 - 4.1.2.4. Estado de las cargas y su efecto
 - 4.1.2.5. Deterioro e intemperización
- 4.2. Determinación de cargas y cálculo de presiones
- 4.3. Expresiones empleadas en el cálculo de encofrados
- 4.4. Diseño de piezas que trabajan a tensión, compresión, flexión, flexión y carga axial, cortante, pandeo, uniones, clavos, pernos, tornillos, etc.
 - 4.4.1. Procedimiento de diseño de elementos sujetos a compresión
 - 4.4.2. Diseño de elementos a flexión
 - 4.4.3. Diseño a flexo tensión y flexo compresión
 - 4.4.4. Pandeo lateral
 - 4.4.5. Diseño de elementos de unión
- 4.5. Dimensionamiento de encofrados

- 4.6. Proyecto y dimensionamiento de vigas de madera, comprobación de esfuerzos.
- 4.7. Diseño de puntales verticales
 - 4.7.1. Cargas admisibles sobre puntales de madera
 - 4.7.2. Dimensionamiento y separación de puntales
 - 4.7.3. Andamios de madera y acero
 - 4.7.3.1. Elementos accesorios de los andamios metálicos
 - 4.7.3.2. Normas de seguridad recomendadas por el fabricante
 - 4.7.4. Encofrados soportados por andamios
 - 4.7.5. Detalles constructivos de andamios metálicos

CAPITULO V

ENCOFRADOS PARA CIMENTACIONES Y ZAPATAS

- 5.1. Generalidades
- 5.2. Sistemas de montaje de tableros, trazado y colocación en obra
- 5.3. Proyecto y diseño de encofrados para zapatas y muros de cimentación
 - 5.3.1. Encofrados de zapatas de muros
 - 5.3.2. Encofrados de muros de cimentación
- 5.4. Encofrados para vigas de cimentación
- 5.5. Encofrado para plintos y zapatas individuales
 - 5.5.1. Zapatas rectas
 - 5.5.2. Encofrado de zapatas escalonadas
 - 5.5.3. Encofrado de zapatas con paramentos inclinados
 - 5.5.4. Encofrado de zapatas circulares
- 5.6. Planos y detalles constructivos

CAPITULO VI

ENCOFRADOS PARA MUROS DE HORMIGON

- 6.1. Generalidades
- 6.2. Elementos componentes del encofrado de muros
- 6.3. Proyecto y dimensionamiento de encofrado para muros
 - 6.3.1. Datos y etapas a considerarse en el diseño
 - 6.3.2. Determinación de la presión lateral máxima
 - 6.3.3. Diseño del tablado vertical
 - 6.3.4. Dimensionamiento de correas y costillas
 - 6.3.5. Espaciamiento de tensores y dimensionamiento de listones
 - 6.3.6. Revisión por compresión en apoyos
- 6.4. Recomendaciones constructivas, hormigonado, replanteo y ejecución
 - 6.4.1. Ejecución de encofrados de esquinas de muros
 - 6.4.2. Hormigonado de muro y suelo
 - 6.4.3. Paramentos de encofrado de muros no continuos
- 6.5. Encofrados de muros con paramentos inclinados

CAPITULO VII

PROYECTO, CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO PARA ENCOFRADOS DE COLUMNAS, VIGAS Y LOSAS EN GENERAL

- 7.1. Diseño de encofrados para columnas
 - 7.1.1. Presión lateral del concreto
 - 7.1.2. Determinación del espaciamiento de yugos o abrazaderas
 - 7.1.3. Diseño de yugos

- 7.2. Diseño de encofrados para losas
 - 7.2.1. Introducción
 - 7.2.2. Cargas que actúan sobre las losas o forjados de hormigón
 - 7.2.3. Disposición del encofrado
 - 7.2.4. Dimensionamiento de largueros y puntales
 - 7.2.5. Cálculo de puntales
 - 7.2.6. Revisión de esfuerzos de compresión en apoyos
 - 7.2.7. Diseño de un tablero de encofrado para losa
- 7.3. Diseño de encofrados para vigas
 - 7.3.1. Generalidades
 - 7.3.2. Consideraciones estructurales para la separación de puntales bajo vigas
 - 7.3.3. Diseño del encofrado para vigas
 - 7.3.3.1. Diseño del tablado de fondo y lateral
 - 7.3.3.2. Diseño del tablado lateral
 - 7.3.3.3. Cálculo de puntales principales
- 7.4. Planos y detalles constructivos de encofrados de vigas
- 7.5. Recomendaciones constructivas de tipo general

CAPITULO VIII

ENCOFRADOS PARA CUBIERTAS LAMINARES Y CERCHAS PARA PUENTES CAMINEROS DE PEQUEÑA Y MEDIANA LUZ

- 8.1. Teoría de las cubiertas laminares: elementos componentes
 - 8.1.1. Relaciones en la circunferencia
 - 8.1.2. Determinación de varios puntos de la circunferencia
 - 8.1.3. Replanteo de los puntos del paramento superior del tablero

- 8.2. Encofrados para diferentes tipos de cubiertas laminares cilíndricas
 - 8.2.1. Recomendaciones constructivas, diseño del encofrado de una cubierta laminar cilíndrica.
- 8.3. Encofrados para tableros de puentes camineros
 - 8.3.1. Generalidades
 - 8.3.2. Encofrados de madera para losas de tablero acarteladas
- 8.4. Cerchas para puentes según las condiciones hidráulicas y topográficas
 - 8.4.1. Generalidades
- 8.5. Cerchas de madera para puentes en arco
- 8.6. Grupos de pilotes para apoyos de cerchas de madera
- 8.7. Detalles constructivos de encofrados según el tipo de acoplamiento o unión.
 - 8.7.1. Sistemas de apoyo
 - 8.7.2. Sistemas de apoyo sobre el terreno
- 8.8. Cálculo y diseño del sistema de encofrado de un puente de pequeña luz: planos y detalles constructivos del encofrado

CAPITULO IX

ENCOFRADOS PROVISIONALES UTILIZADOS EN CONSTRUCCION HIDRAULICA

- 9.1. Generalidades
- 9.2. Fuerzas actuantes sobre los encofrados
 - 9.2.1. Presión hidráulica sobre los encofrados ✓
- 9.3. Incidencia del agua de infiltración en ataguías
- 9.4. Tipos de encofrados en construcción hidráulica
- 9.5. Principales tipos de encofrados para agua



- 9.5.1. Encofrados mediante presas o ataguías de tierra
 - 9.5.2. Represas con terraplén de roca
 - 9.5.3. Encofrados mediante cerchas con ataguías a ambos lados
 - 9.5.4. Encofrados tipo cuna
 - 9.5.5. Encofrados tipo cajón
 - 9.5.6. Encofrados celulares del tipo circular
 - 9.6. Otros sistemas de encofrados utilizados en construcción hidráulica
- ANEXO # 1. Propiedades físicas y mecánicas de algunas maderas del Sur del Ecuador.
- ANEXO # 2. Fórmulas de vigas para encofrados.
- ANEXO # 3. Programa en Basic para el diseño de la cercha del apartado 8.8.
- ANEXO # 4. Programa en Basic para el diseño del encofrado de la cabeza de columna tipo parabólica.

PROYECTO DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ENCOFRADOS PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

CAPITULO I

ENCOFRADOS, UTILIZACION, MATERIALES UTILIZADOS COSTOS

1.1. CONCEPTO DE ENCOFRADO

El encofrado, constituye la parte soportante de toda estructura de hormigón; por lo tanto abarca un aspecto muy importante de la construcción debido a que representa además uno de los costos más significativos, en muchas ocasiones superior al costo del hormigón y armaduras juntos.

Pero no solamente es importante por constituir uno de los costos fundamentales de la construcción a tener presente en toda obra de ingeniería, sino fundamentalmente como estructura resistente que debe soportar las presiones transmitidas por el hormigón y otras cargas con seguridad y economía.

Los trabajadores encargados de la construcción de los encofrados, deben estar dirigidos siempre por un residente de construcción,

eficiente y responsable, para que éstos sean construidos de manera económica y segura, considerando además que los materiales utilizados para encofrados son siempre recuperables y suelen ser utilizados luego del desencofrado.

Los materiales para encofrados sufren daños por maltrato y mala utilización, es necesario extremar el control de la construcción de encofrados y tomar las siguientes precauciones al desencofrar:

- a) Desclavar y retirar cuidadosamente el material
- b) Limpiar el hormigón
- c) Amontonarlo adecuadamente; etc.

1.2. REQUISITOS QUE DEBEN CUMPLIR LOS ENCOFRADOS.

Los encofrados para estructuras de hormigón, deben cumplir tres requisitos indispensables a saber:

- a) Tener capacidad para resistir el peso del hormigón y las cargas adicionales.
- b) Tener rigidez para evitar excesivas deformaciones; y,
- c) Ser económicos y seguros.

1.2.1. CAPACIDAD PARA RESISTIR EL PESO DEL - HORMIGON Y CARGAS ADICIONALES.

Este es uno de los requisitos indispensables

que deben cumplir los encofrados; por lo tanto es necesario conocer y analizar el comportamiento de las presiones, las fuerzas y las cargas que actúan sobre los encofrados, para determinar a su vez las tensiones y esfuerzos admisibles. El diseño se hará con las mayores tensiones posibles.

1.2.2. RIGIDEZ PARA EVITAR DEFORMACIONES EXCESIVAS.

Es sabido, que los encofrados están sometidos a los máximos esfuerzos en tiempos cortos, debido que al ganar resistencia el hormigón a las pocas horas de vertido, puede soportarse a sí mismo y mejor aún al continuar fraguando en los siguientes días a la fundición.

Los esfuerzos de los encofrados son por lo tanto de menor duración que el tiempo de encofrado de una estructura, situación que nos permite utilizar encofrados de madera para absorber las cargas y sobrecargas de las estructuras sin deformaciones excesivas por la rigidez adecuada que presentan los encofrados.

1.2.3. ECONOMIA Y SEGURIDAD

El proyecto de encofrados para estructuras de hormigón, a más de los aspectos anotados anteriormente, deben considerar el factor económico.

Las situaciones que definen la economía de los encofrados son:



- a) Costo de materiales
- b) Costo de mano de obra en construcción, montaje o colocación y desencofrado.
- c) Costo de equipo de montaje e instalación
- d) Posibilidad de recuperación de los materiales.

Considerando los factores anteriormente anotados, se puede llegar a proyectar y construir encofrados económicos. Los encofrados, debe tratarse en lo posible de diseñarlos y construirlos por medio de elementos estructurales de fabricación común en los diferentes mercados locales (comerciales); en igual forma debe elegirse los materiales y métodos constructivos más adecuados para colocación y desencofrado.

1.3. COSTOS DE ENCOFRADOS: DESCOMPOSICIÓN DEL COSTO

Para poder realizar la determinación de los costos de los encofrados de las diferentes estructuras de hormigón armado es necesario previamente realizar el diseño de los mismos.

En términos generales los datos que se requieren para el diseño que será tratado en forma integral en los siguientes capítulos, es el siguiente:

- a) Datos del concreto
- b) Datos del material de encofrado
- c) Datos del ambiente
- d) Datos del proyecto.

Una vez que se dispone de toda la información anteriormente indicada y se conoce la geometría del concreto, la naturaleza de las cargas y su combinación, los esfuerzos admisibles que soportan las estructuras, etc. y se ha determinado la presión lateral del concreto se procede al diseño del encofrado de la estructura en cuestión, el mismo que como veremos en los siguientes capítulos presenta diferentes alternativas según el tipo de estructura.

Así por ejemplo para el diseño de la estructura de encofrado de un muro debe conocerse aspectos como los siguientes: Altura del muro, velocidad de fundición, si se va a utilizar vibrador, temperatura de fraguado aproximada, se determinará si el encofrado se utilizará una sola vez o varias veces. En el primer caso por consideraciones económicas que disminuirán el presupuesto del encofrado, un buen diseñador y constructor podría aumentar los esfuerzos admisibles en un determinado porcentaje por ejemplo en un 25% para disminuir las secciones transversales soportantes en los diferentes elementos.

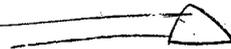
El diseño que como hemos visto es anterior a la elaboración del presupuesto correspondiente, debe continuar en este caso determinando la presión máxima y la profundidad.

Seguidamente y considerando la geometría del proyecto se deberá determinar el material a utilizarse en el tablado o parante vertical del muro para lo cual es necesario conocer el área de encofrado en metro cuadrado determinando el número de puntales, la sección y longitud de listones y puntales, etc. Lo cual se determinará mediante las consideraciones estructurales que fueren necesarias.

En el caso que estamos estudiando una vez que se ha diseñado el tablado vertical deberá dimensionarse los largueros verticales, calcularse el espaciamiento de viguetas determinando sus longitudes y secciones.

Una vez que se haya dimensionado la estructura de encofrado, el siguiente paso consistirá en preparar un cuadro con las cantidades y calidades del material a utilizarse determinando el número total de puntales, número de listones de determinada longitud y sección, etc.

En la mayoría de las veces resulta indispensable disponer de los planos del encofrado de la estructura a fin de preparar los presupuestos correspondientes.



Los costos de las estructuras de encofrados generalmente se descomponen de la siguiente manera:

- a) Costos de materiales
- b) Costo de mano de obra
- c) Costo de equipos de instalación.

El costo de materiales se lo calcula muy fácilmente averiguando los costos unitarios de los diferentes materiales, toda vez que éstos ya han sido determinados en cantidad y calidad en la etapa de diseño.

Los costos de mano de obra dependen de los rendimientos

de los trabajadores encargados de la construcción del encofrado. Finalmente se analizará los costos de instalación y montaje, los mismos que dependen de la naturaleza de la obra.

1.4: CONSTRUCCION Y ECONOMIA DE LOS ENCOFRADOS Y DESENCOFRADOS.

Algunos constructores dan poca importancia al cálculo y dimensionamiento de los encofrados y en no pocas veces se ha visto que la improvisación pueden resultar de consecuencias fatales.

Si no se realiza el dimensionamiento adecuado de los encofrados o si se recurre solamente a la experiencia, puede acontecer que al ir por el lado de la seguridad se sobredimensione éstos, lo cual evidentemente encarece la obra; también puede ocurrir que por exceso de economía se subdimensione los encofrados; en este último caso viene evidentemente la falla y el colapso de la estructura.

Al proyectar correctamente los encofrados, se obtendrá grandes ahorros y economías para el proyecto. Se recomienda seguir las siguientes recomendaciones:

- a.- Utilizar madera de bajo costo y gran resistencia como el eucalipto en nuestro medio, con la posibilidad de una nueva utilización.
- b.- Realizar un proyecto que funcione correctamente, disponiendo adecuadamente los elementos de soporte.

- c.- Utilizar tableros prefabricados en sitios cercanos a la obra cuando esto sea posible; según los planos y detalles constructivos disponibles; en algunos proyectos importantes esto puede ser de gran economía.
- d.- Considerar la utilización de la madera de plywood especialmente en cubiertas laminares, en vez del tradicional sistema de duelas, lo cual acelerará la rapidez del encofrado y desencofrado con la consiguiente economía.
- e.- En tableros que vayan a ser utilizados varias veces como acontece en cimentaciones, columnas, muros, es conveniente marcarlos para identificar la manera como deben ser acoplados.
- f.- Utilizar la menor cantidad de clavos; pero en los ensamblajes y uniones usar doble fila de clavos para evitar reparaciones.
- g.- En algunas ocasiones puede resultar conveniente dejar elementos longitudinales sobresalidos sin cortarlos para disminuir el tiempo de encofrado; sin embargo cuando no se disponga de suficiente espacio esto no es aconsejable.
- h.- Para aumentar la capacidad de carga de puntales y elementos verticales de mucha longitud, es necesario arriostar tanto longitudinal como diagonalmente en dos planos

mutuamente perpendiculares.

i.- Se debe desencofrar lo más rápidamente posible dentro de las normas de seguridad, especialmente cuando los tableros vayan a ser utilizados nuevamente.

j.- Se debe siempre aprender de la experiencia y utilizar sistemas y métodos que han dado buenos resultados en otros proyectos.

k.- Cuando se desee acabados lisos puede resultar conveniente los encofrados metálicos y los a base de madera contrachapada (plywood).

Seguidamente se incluye la tabla (1.4.1.) con la resistencia mínima que debe tener el hormigón para desencofrar con seguridad según el tipo de estructura y la sollicitación de carga y sobrecargas.

*	Tipos de estructura	Resistencia mínima necesaria Kg/cm ²
A	Hormigón no sujeto a flexiones apreciables o a tensiones directas, no colocado en encofrados sustentados con apoyos verticales, ni sometido a deterioros por el desencofrado u otras operaciones	35

EJEMPLOS:

Superficies verticales o aproximadamente verticales de gran sección.

Superficies exteriores de depósitos,
etc.

Muros laterales de túneles encofrados
contra roca.

Paramentos superiores de superficies
inclinadas.

B. Hormigón sometido a flexiones apreciables y/o tensiones directas, colocado en encofrados parcialmente sustentados con apoyos verticales
(1) Sometido solamente a carga permanente.

50

EJEMPLOS:

Superficies interiores de depósitos,
etc.

Bóvedas de túneles encofrados contra
roca sólida.

Paramentos inferiores de superficies
inclinadas (taludes 1:1 ó superiores)

Superficies verticales o aproximadamente
verticales delgadas.

(2) Sometidos a cargas permanentes y
sobrecargas

100

EJEMPLOS:

Interiores de galerías y otros huecos
en presas.

Muros laterales y bóvedas de túneles

encofrados contra terrenos inestables.

Pilares.

C. Hormigón sometido a altas tensiones de flexión, colocado en encofrados total o casi totalmanete sustentados con apoyos verticales

140

EJEMPLOS:

Cubiertas, forjados y vigas

Paramentos inferiores de superficies inclinadas (taludes menores a 1:1)

Paralelas y plataformas

Tableros y vigas de puentes.

* Tomado del libro encofrados de Peurifoy ,

1.5. MATERIALES UTILIZADOS EN LOS ENCOFRADOS

El tipo de encofrado más comunmente utilizado es el de madera. Hemos visto que debe utilizarse maderas baratas y resistentes, además los elementos resistentes deben ser diseñados y construídos con secciones comerciales, las longitudes comerciales varían generalmente en múltiplos de 0.50 m.

El objeto de este apartado, no es el de estudiar las tensiones admisibles, ni las propiedades que deben cumplir los diferentes materiales de encofrado, éstos se estudiarán en capítulos posteriores; por lo tanto nos limitaremos exclusivamente a señalar los encofrados de diferentes mate



riales.

Algunas veces se utiliza madera contrachapada (Plywood) para encofrados exteriores e interiores de superficies en contacto directo con el hormigón, mediante panelados o módulos suficientemente espaciados (según cálculo) para permitir la fundición y el retiro en forma rápida y económica.

En el cuadro siguiente se incluyen las dimensiones comerciales, calidad mínima y espesores de madera de Plywood utilizados en la construcción. (información proporcionada por el fabricante)

DIMENSIONAMIENTO, ESPESORES Y PRECIOS ACTUALES DE AGLOMERADOS Y PLYWOOD

ESPEJOR		0.40 2.14	0.40 2.44	0.60 2.14	0.60 2.44	0.80 2.14	1.22 2.14	0.80 2.44	0.90 2.44	1.22 2.44	2.14 2.44	2.14 3.66
4 mm sin lijar		83	95	122	139	159	256	189	214	298	504	755
4 mm lijado		84	97	125	145	164	263	194	222	309	519	779
6 mm		114	133	171	200	232	363	267	302	412	716	1058
9 mm		146	166	219	270	322	492	334	415	562	987	1481
12 mm		194	221	290	358	379	600	441	506	680	1184	1777
13 mm		209	238	314	389	412	650	475	547	737	1283	1926
15 mm		238	272	360	404	475	744	543	626	848	1444	2160
16 mm		253	289	376	427	506	794	573	668	906	1539	2304
19 mm		296	340	446	500	593	941	681	794	1073	1834	2723
25 mm		383	436	572	638	769	1174	872	991	1342	2330	3434
32 mm		494	562	742	844	991	1512	1127	1273	1726	3026	4541
40 mm		616	705	926	1054	1240	1891	1405	1590	2157	3784	5676
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)

Todos los numerales corresponden a aglomerados, excepto la columna 10 que es de plywood.

En ciertas ocasiones se utiliza también tableros de aglomerado, tubos de fibra especialmente en los encofrados de columnas circulares utilizando como impermeabilizantes tratamientos plastificantes que permiten recuperar fácilmente el encofrado.

1.5.1. ENCOFRADOS DE ACERO

Modernamente se utilizan con gran ventaja encofrados de acero prefabricados o diseñados especialmente para determinadas estructuras según el caso, por la rigidez y gran resistencia que poseen, por la facilidad de montaje, desmontaje y transporte, rapidez de instalación según la disponibilidad de equipo y experiencia del constructor, etc.

Resulta económico considerando que puede ser utilizado varias veces; otra ventaja importante podría ser el ahorro de revestimientos, ya que las superficies en las que se utiliza encofrado metálico quedan completamente lisas.

Los encofrados metálicos, pueden ser utilizados en la construcción de elementos prefabricados, ornamentales, construcción en situ especialmente de conducciones, para encofrado de muros, pilas de puentes, estribos, presas de hormigón, etc.

1.5.2. ENCOFRADOS DE PLASTICO

Es un sistema de encofrado no convencional el que utiliza plásticos reforzados con fibra de vidrio, que están por otro lado alcanzando notable desarrollo y que pronto se utilizarán en la industria de la

construcción de manera más generalizada.

Las principales ventajas de este tipo de encofrado son las siguientes:

- a) Fácil adaptabilidad como encofrado de estructuras de formas especiales.
- b) Evitar los revestimientos y acabados de las superficies
- c) Permite facilidad de montaje y adaptabilidad.
- d) Puede resultar sumamente económico cuando se industrialice y se produzca en grandes cantidades y cuando así mismo tenga gran aceptación.
- e) Al ser de poco peso resulta de fácil montaje y requiere de menos elementos soportantes, etc.

Los encofrados se construyen de la siguiente manera:

- 1.- Se construye el molde en yeso, madera o acero, de la forma y dimensiones de la estructura a encofrar.
- 2.- Seguidamente se coloca una capa de parafina, se pule y pulveriza mediante un separador para evitar la adhesión de la resina al molde principal.



- 3.- Cuando la resina ha secado y enfriado se extiende otra capa de fibra de vidrio y de resina poliéster, y así sucesivamente hasta alcanzar el espesor requerido.

1.6. MONTAJE E INSTALACION DE ENCOFRADOS Y ANDAMIOS

En la construcción de estructuras de hormigón armado los encofrados deben ser soportados por puntales colocados de manera aislada, - los mismos que deben quedar arriostrados en varios puntos mediante listones, (riostros) o elementos horizontales y diagonales para aumentar la estabilidad aumentando la capacidad de resistir los efectos de las cargas y sobrecargas que actúan sobre los encofrados.

Los andamios se construyen para soportar las vigas, losas, - cubiertas, tableros de puentes y otras estructuras de hormigón armado, hasta que éstas puedan soportar por sí mismas las cargas a las que se encuentran sometidas; luego de lo cual deben ser desmontadas y retiradas.

Los puntales deben colocarse y asegurarse de tal manera que quede impedida la posibilidad de desplazamiento de la cabeza y del pie del puntal, colocando además elementos laterales y transversales arriostrados para reducir las luces libres, cuando existe gran separación de puntales.

Un buen andamiaje, debe anular completamente la posibilidad de desplazamiento de los puntales durante el hormigonado.

En la figura 1.6.1. se ilustra la manera como debe asegurarse

se los puntales soportantes de encofrados de vigas. Si consideramos que las cargas se transmiten al puntal, en este caso por compresión; éstas (las cargas) son función del esfuerzo admisible en dirección perpendicular a las fibras de la cara inferior de los elementos laterales; ver figura.

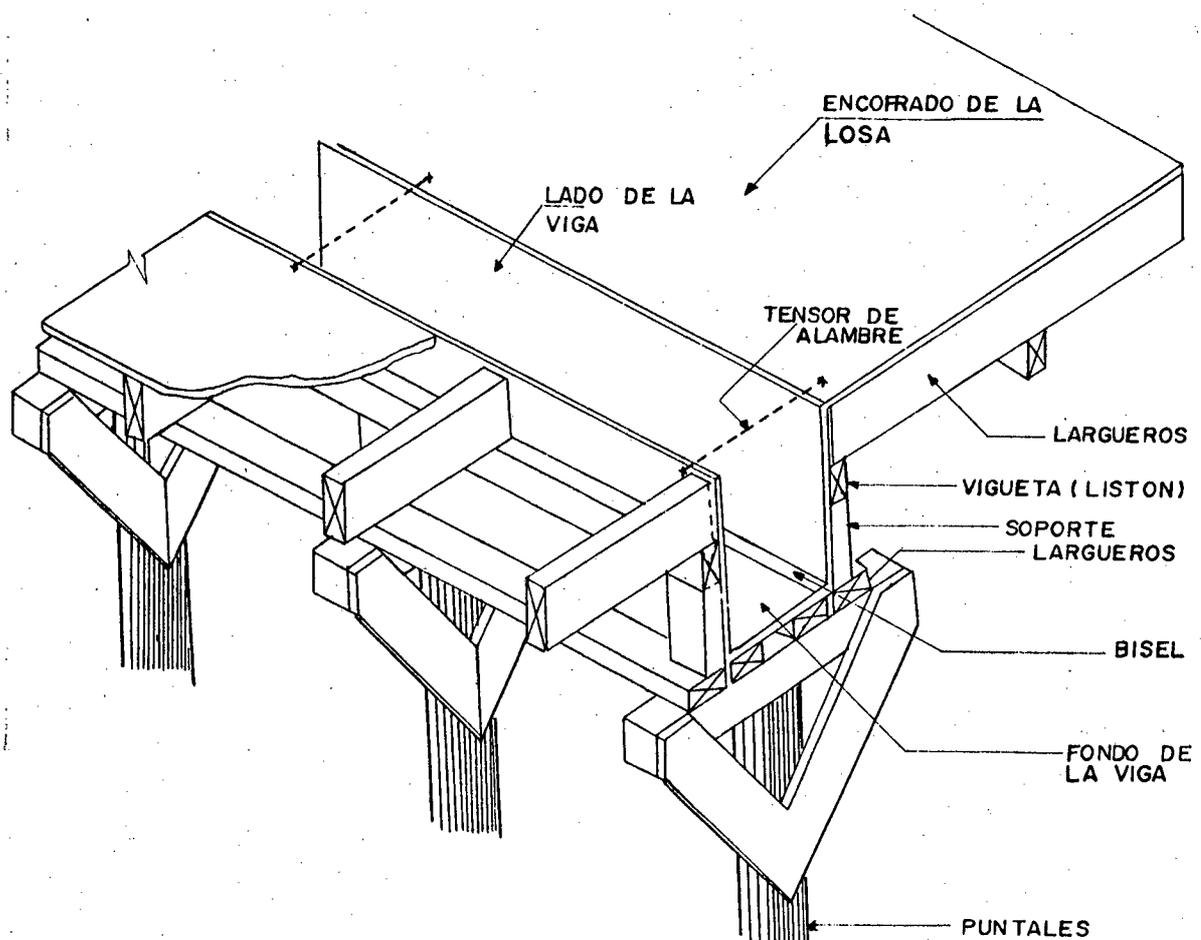


FIG. 1.6.1 ARREGLO TÍPICO DE ENCOFRADO PARA VIGA Y LOSA.

Pero parte de la carga de compresión debe ser reemplazada por los elementos diagonales (jabalcones) y por las bridas o tablillos que unen el puntal con los elementos transversales.

En la figura 1.6.2. y 1.6.3. se muestra en perspectiva la dis

posición del encofrado típico de una losa, mostrando la colocación de puntales sobre los largueros o elementos longitudinales que a su vez son soportados por las viguetas.

Se indica además la superficie de contacto de la losa sobre la cual se colocará la armadura y el hormigón.

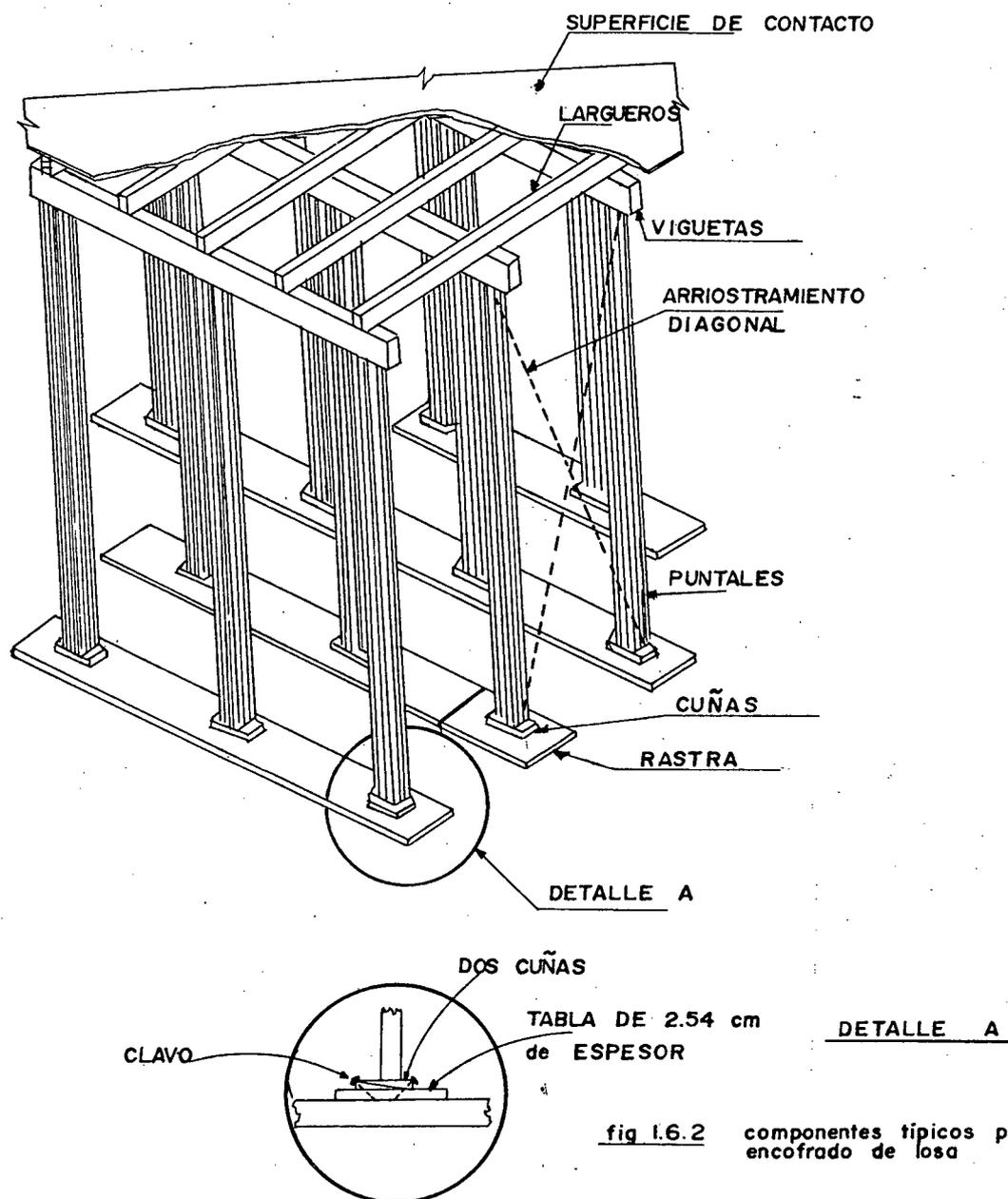


fig 1.6.2 componentes típicos para encofrado de losa

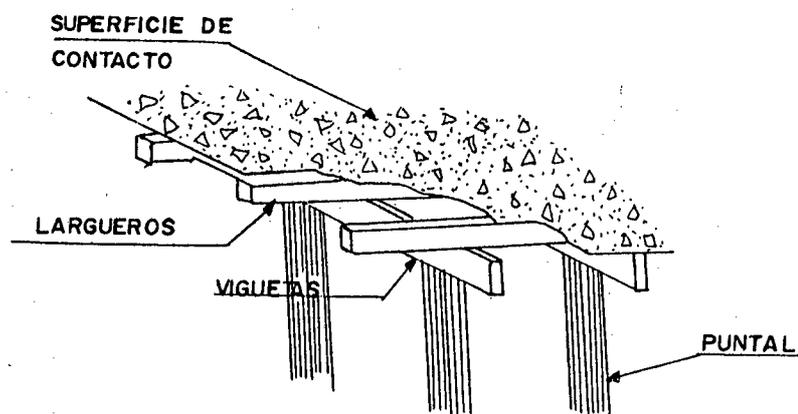


FIG. 1.6.3 ENCOFRADO TÍPICO DE LOSA

1.7. CAUSAS DE ROTURA Y FALLA DE LOS ENCOFRADOS

La causa principal de la rotura de encofrados es sin lugar a dudas el prescindir del correcto cálculo y dimensionamiento de los encofrados. La rotura y falla puede ser parcial o total, así por ejemplo la rotura de algún elemento soportante puede producir el hundimiento de una parte o de la totalidad de los encofrados, puede producir además una desestabilización y desnivelación de los encofrados con desplazamientos relativos. Es evidente, que esta situación ocasionará demoras y retrasos en el proyecto aumentando además los costos de construcción.

Se puede evitar roturas y fallas de los encofrados, realizando un adecuado dimensionamiento y cálculo de sus elementos componentes y realizando una adecuada supervisión durante la construcción a fin de que sean construidas con las debidas garantías y presenten rigidez y resistencia a la acción de las cargas y sobrecargas externas.

1.7.1. NATURALEZA DE LA ROTURA Y CAUSA PROBABLE DE LA FALLA.

En determinadas ocasiones, se puede analizar y

determinar la causa probable de la falla de los encofrados así por ejemplo la rotura o la falla de una losa puede deberse a varias causas como la retirada de los apoyos de la losa y desencofrado demasiado pronto, rotura o falla de los tableros soportantes de la losa, rotura de puntales, apuntalamiento inadecuado, apuntalamiento y arriostramiento insuficientes, etc.; pero en la mayoría de los casos las causas que producen las fallas y roturas pueden no estar perfectamente definidas.

En este apartado se incluirán 3 fotos de un encofrado de losa fallado recientemente en esta ciudad, las observaciones correspondientes las haré oportunamente tan pronto me revelen las fotos que he tomado.

1.7.2. CONDICIONES DE SEGURIDAD CONTRA ACCIDENTES.

Hemos analizado algunos aspectos relacionados con la falla y rotura de encofrados y andamios que suelen acontecer por fallas estructurales pero es muy importante prever las fallas y roturas para no lamentar accidentes de obreros y trabajadores, ya que cuando se produzcan fallas no se sabrá a quien culpar sobre las causas de los accidentes. Para evitar éstos y garantizar la seguridad de obreros y trabajadores se recomienda lo siguiente:

- a.- Adecuada supervisión y control de la construcción de encofrados y andamios.
- b.- Ajustarse a las normas de construcción de andamios y recomendaciones constructivas dadas por los códigos de construcción.

- c.- Vigilar el comportamiento de los trabajadores impidiendo que éstos se sometan a riesgos innecesarios.

En todo proyecto de ingeniería y particularmente en la construcción de la obra falsa (encofrados) debe realizarse un programa de prevención de accidentes, lo que reducirá los costos de construcción.

El sacrificio inútil de vidas humanas, las lesiones temporales o permanentes de obreros, la pérdida de materiales como resultado de accidentes, la pérdida o daño de equipos, los seguros de compensación de accidentes y las pérdidas de tiempo por accidentes deben ser evitados o por lo menos disminuídos al máximo tomando las debidas precauciones.

1.7.2.1. CLASIFICACION DE LOS ACCIDENTES DE CONSTRUCCION.

La experiencia enseña que las principales causas de accidentes en la construcción son las siguientes:

- 1.- Incontrolable vigilancia entre obreros, equipos y materiales.
- 2.- Fallas de estructuras falsas como encofrados, andamios, rampas, escaleras, ataguías, etc.
- 3.- Riesgos por mal empleo de explosivos, presencia de gases nocivos y tóxicos, etc.

4.- Por descuido de los trabajadores.

Un programa de seguridad contra accidentes puede constar de lo siguiente:

- a.- Designar un encargado para organizar y dirigir el programa por parte del patrono o contratista.
- b.- Publicar programas de seguridad.
- c.- Dotar a los obreros de prendas adecuadas de seguridad y protección contra accidentes, según el tipo de trabajo y obligarlos a utilizarlos adecuadamente. Estas prendas pueden ser: Ropa adecuada de trabajos contra incendios, cuando el caso lo amerita; cascos de protección, mascarillas contra polvo y gases tóxicos, gafas, guantes, zapatos de caucho, cabos de seguridad cuando se trabaje en terrenos con pendientes pronunciadas o alturas considerables.

CAPITULO II

EFFECTOS DEL HORMIGÓN SOBRE LOS ENCOFRADOS

2.1. EFECTOS DE LA PRESIÓN EJERCIDA POR EL CONCRETO

El hormigón es un material de utilización generalizada de la construcción, compuesto por cemento portland, arena, grava o ripio y agua en proporciones convenientes. Inicialmente puede considerarse como un material plástico; pero al solidificarse adquiere una gran solidez y resistencia que lo hacen apto para ser utilizado ampliamente en la construcción.

El proceso de endurecimiento del hormigón se conoce con el nombre de fraguado; siendo esta propiedad de considerable efecto o acción sobre la presión lateral que se produce en los encofrados cuando el hormigón ha sido depositado. Muchos investigadores han realizado diferentes estudios para determinar la presión lateral ejercida por el hormigón sobre los encofrados; pero no han logrado unificar criterios.

Todo hormigón debe ser convenientemente dosificado para que



pueda ser utilizado en obra; o sea que debe determinarse previamente las proporciones en las que intervienen los diferentes agregados, los mismos que influirán en el peso, resistencia y trabajabilidad.

El peso del hormigón depende de la densidad de los áridos y puede fluctuar entre 1500 Kg/m^3 o menos a 2600 Kg/m^3 o más; siendo el peso de los hormigones utilizados normalmente en construcción de 2400 kg/m^3

Existen muchos métodos de dosificación de hormigones; pero desde el punto de vista de los encofrados interesa conocer principalmente la influencia que tiene sobre la presión lateral, otros factores como la velocidad de llenado, consistencia, temperatura, sistema utilizado en la compactación, efectos de impacto durante la fundición, altura de vaciado, etc. que se tratan en el siguiente apartado de este mismo capítulo.

2.2. INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE LLENADO, TEMPERATURA, CONSISTENCIA, METODOS DE COMPACTACIÓN, EFECTOS DE IMPACTO, ALTURA DE VACIADO, ETC. SOBRE LA PRESION LATERAL

2.2.1. VELOCIDAD DE VACIADO DEL HORMIGÓN

En la construcción de estructuras de hormigón armado, la velocidad de vaciado del hormigón sobre los encofrados es el factor más importante e influyente en la presión lateral; aunque general-

mente no se ejerce ningún control durante la construcción.

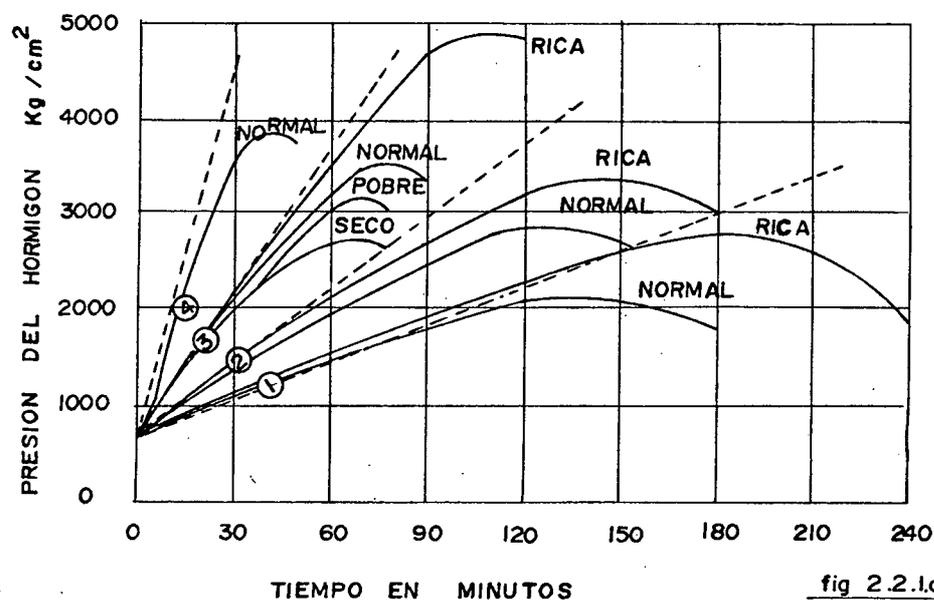
La determinación de la influencia que puede tener la velocidad de vaciado del hormigón se agrava sobremanera; puesto que el hormigón no es un líquido en cuyo caso la presión se calcularía muy fácilmente; sin embargo en casos especiales cuando la velocidad de vaciado es muy rápida como suele acontecer en la fundición de columnas, presas, etc. - puede determinarse la presión por métodos hidrostáticos; en cambio en la fundición de losas, puentes y otras estructuras la velocidad de vaciado del hormigón es lenta y el comportamiento diferente.

Diversos investigadores como Roby que realizó una serie de ensayos a escala natural, empleando columnas de sección cuadrada de aproximadamente 75 cm. x 75 cm. y 4.50 m. de longitud ha tratado de observar el efecto de la velocidad de llenado del hormigón sobre los encofrados.

Los parámetros o condiciones de ensayo realizados fueron:

- a) Temperatura del ensayo (15.5°C a 21°C).
- b) Tiempo medido a partir de una altura del hormigón de 0.3m
- c) Velocidad de llenado de los moldes variable: 0.30 m/h, 0.60 m/h, 1.20 m/h, 3.0 m/h.
- d) Utilizó diferentes dosificaciones.

Por su importancia he creído conveniente reproducir los resultados obtenidos de sus investigaciones.



INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE VACIADO DE LOS ENCOFRADOS SOBRE LA PRESION
MAXIMA (RÖBY)

Tipo de dosificación	Velocidad de llenado m/h	Presión máxima Kg/cm ²	Tiempo necesario para alcanzar la presión máxima h
Normal	0.30	2050	3
Normal	0.60	2783	2½
Normal	1.20	3271	1½
Normal	3.00	3808	¾
Rica	0.30	2636	4
Rica	0.60	3369	3
Rica	1.20	4882	2

	Normal	Seca	Rica	Pobre
Dosificación	1:2:3½	1:2:3½	1:1¼:2¼	1:2½:5
Asentamiento, cm.	17.8	7.6	17.8	17.8
Peso, Kg/cm ²	2419	2419	2403	2467

Cuadro 2.2.1.

La Portland Cement Association recomienda los datos experimentales dados por la Universal Form Clamp Company que se incluyen en el siguiente cuadro:

INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE VACIADO DE LOS ENCOFRADOS SOBRE LA PRESION
MAXIMA

Cuadro 2.2.2.

Temperatura ambiente °C	Velocidad de llenado m/h	PRESION MAXIMA		
		Kg/m ²	Altura de hormigón (m)	Tiempo para alcanzarla (min)
23.5	2.75	1.562	0.915	20
23.5	3.23	1.025	0.700	13
14	3.66	1.367	0.975	17
14	3.81	1.709	0.975	17
23.5	3.81	1.318	0.700	11
14	6.10	1.709	1.400	23
14	6.10	2.734	1.400	23

Otros investigadores como Rodin proponen las siguientes expresiones para determinar la presión máxima ejercida.

Para hormigones colocados manualmente sobre encofrados:

$$P_m = 2.900 R^{1/3}$$

$$= 1765 H_m$$

$$H_m = 1.64 R^{1/3}$$

$$T_m = \frac{1.64}{R^{3/2}}$$

En donde:

PM = Presión máxima en Kg/cm²

R = Velocidad de vaciado en m/h

Hm = Altura del hormigón a la presión máxima en m

Tm = Tiempo necesario para alcanzar la presión máxima en h.

Para el hormigón compactado mediante vibrador, da las siguientes expresiones:

$$P_m = 3920 R^{1/3}$$

$$= 2400 H_m$$

$$H_m = 1.64 R^{1/3}$$

$$T_m = \frac{1.64}{R^{2/3}}$$

Las expresiones anteriores han sido obtenidas para hormigones de dosificación 1:2:4 y la temperatura de los ensayos 21°C.

El A.C.I. (american concrete institute) ampliamente especializado en concretos, a su vez da las siguientes expresiones para calcular la presión máxima:

En muros:

$$P_m = 732 + \frac{720000 R}{9 T + 160}, \text{ válida para } R < 2 \text{ m/h}$$

$$P_m = 732 + \frac{1060000}{9 T + 160} + \frac{224000}{9 T + 160}, \text{ para } R > 2 \text{ m/h}$$

La tabla que se indica a continuación, resume los cálculos de la presión máxima, para diferentes velocidades de vaciado y a diferentes temperaturas, utilizando las fórmulas del A.C.I.

RELACION ENTRE LA VELOCIDAD DE VACIADO DE ENCOFRADOS DE MURÓS, LA PRESION MAXIMA Y LA TEMPERATURA (A.C.I.)

Cuadro 2.2.3.

Velocidad de vaciado m/h	PRESION MAXIMA, Kg/m ²						
	TEMPERATURA °C						
	4.5	10	15.5	21	26.6	32	37.5
0.30	1.830	1.610	1.465	1.360	1.280	1.220	1.170
0.60	2.930	2.490	2.200	2.000	1.830	1.710	1.610
0.90	4.025	3.370	2.930	2.620	2.380	2.200	2.050
1.20	5.125	4.250	3.660	3.240	2.930	2.680	2.490
1.50	6.225	5.125	4.400	3.870	3.480	3.170	2.930
1.80	7.315	6.000	5.125	4.500	4.025	3.660	3.360
2.10	8.400	6.875	5.850	5.125	4.550	4.150	3.800
2.40	8.750	7.150	6.075	5.315	4.750	4.280	3.940
2.70	9.100	7.425	6.300	5.520	4.920	4.450	4.075
3.00	9.340	7.680	6.540	5.705	5.080	4.600	4.215
4.50	10.765*	9.050	7.665	6.680	5.940	5.360	4.900
6.00	12.850*	10.400*	8.800	7.650	6.800	6.120	5.580

* Estos valores quedan limitados a 9.750 Kg/m²

En columnas:

El A.C.I. recomienda la expresión

$$P_m = 732 + \frac{720000 R}{9 T + 160}$$

La tabla resume los cálculos de la presión máxima en las mismas condiciones anteriores, se adjunta además, por considerarse de fundamental importancia, los gráficos que relacionan la presión del hormigón con la velocidad de llenado tanto en muros como en columnas.

RELACION ENTRE LA VELOCIDAD DE VACIADO DE ENCOFRADOS DE PILARES, PRESION MAXIMA Y TEMPERATURA (A.C.I.)

Cuadro 2.2.4.

Velocidad de llenado m/h	PRESION MAXIMA, Kg/m ²						
	TEMPERATURA °C						
	4.5	10	15.5	21	26.6	32	37.5
0.30	1.830	1.610	1.465	1.360	1.280	1.220	1.170
0.60	2.930	2.490	2.200	2.000	1.830	1.710	1.610
0.90	4.025	3.370	2.930	2.620	2.380	2.200	2.050
1.20	5.125	4.250	3.660	3.240	2.930	2.680	2.490
1.50	6.225	5.125	4.400	3.870	3.480	3.170	2.930
1.80	7.315	6.000	5.125	4.500	4.025	3.660	3.360
2.10	8.400	6.875	5.850	5.125	4.550	4.150	3.800
2.40	9.500	7.750	6.585	5.750	5.125	4.640	4.250
2.70	10.600	8.630	7.310	6.375	5.670	5.125	4.680
3.00	11.700	9.500	8.050	7.000	6.215	5.610	5.125
3.60	13.900	11.275	9.500	8.260	7.310	6.580	6.000
4.50	17.200*	13.900	11.700	10.200	8.950	8.050	7.310
6.00	22.650*	18.300*	15.350*	13.275	11.700	10.500	9.500

* Estos valores quedan limitados a 14.650 Kg/m²

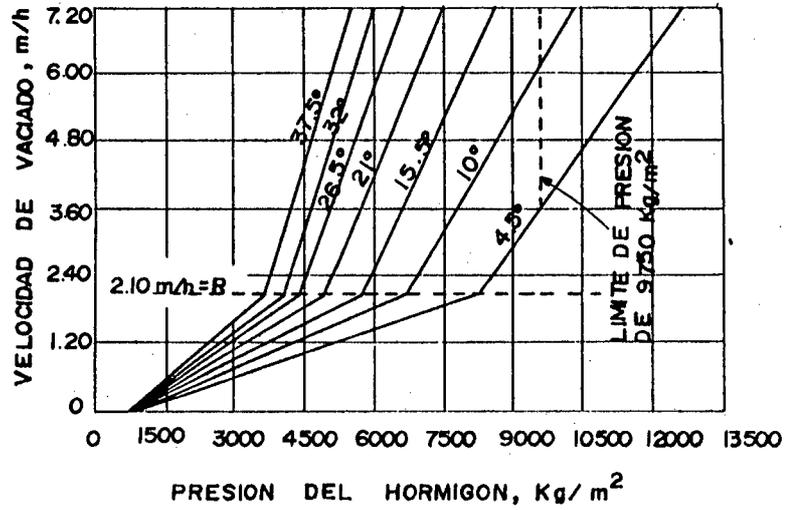


FIG. 2.2.1.b RELACION ENTRE LA VELOCIDAD DE VACIADO DE ENCOFRADOS DE MUROS, PRESION MAXIMA Y TEMPERATURA (A C I)

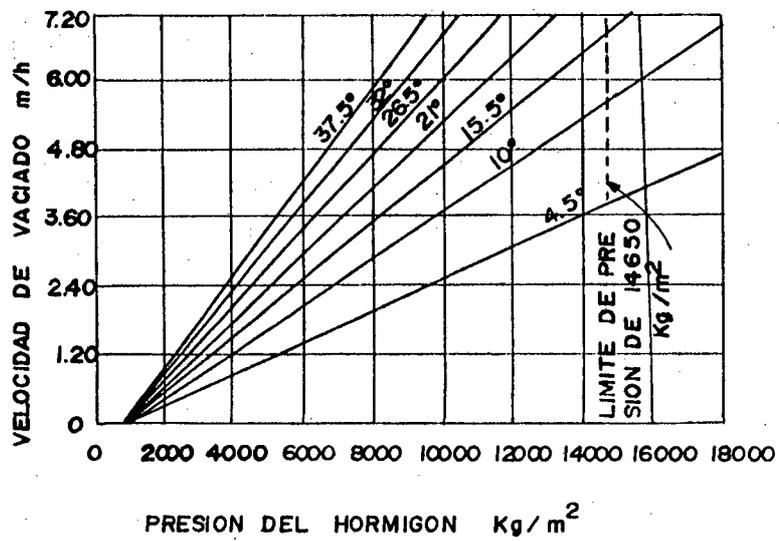


fig 2.2.1.c RELACION ENTRE LA VELOCIDAD DE VACIADO DE ENCOFRADOS DE PILARES, PRESION MAXIMA Y TEMPERATURA (A C I)

2.2.2. EFECTO DE LA TEMPERATURA

Si consideramos que el hormigón vertido o vaciado sobre el encofrado soportante de una estructura se encuentra inicialmente en estado fluido (semilíquido o plástico) y que con el tiempo se produce el endurecimiento o fraguado, resulta evidente que la temperatura incide de manera directa sobre la presión máxima ejercida por el hormigón sobre el encofrado. Además al variar la temperatura, lo hará también las presiones, situación que ha sido investigada por científicos como Macklin, Roby y Rodin en hormigón a mano y vibrado y por instituciones como la P.C.A. (portland cement asociation) y la A.C.I. (american concrete institute)

Se reproduce los resultados experimentales obtenidos por la P.C.A. y también el resumen de las medias de todos los tantos por cientos de los resultados obtenidos por los tres investigadores anotados anteriormente, el mismo que considero de mucho valor.

RELACION ENTRE LA PRESION MAXIMA Y LA TEMPERATURA (PCA)

Cuadro 2.2.2.1.

Velocidad de llenado m/h	Temperatura °C	Presión máxima Kg/m ²	Tanto por ciento de la presión a 21°C
0.60	21	1.710	100
	10	2.200	129
0.90	21	2.200	100
	10	2.930	133
1.20	21	2.680	100
	10	3.660	136
1.50	21	3.170	100
	10	4.400	138
1.80	21	3.660	100
	10	5.125	140
Media de todos los tantos por ciento	21		100
	10		135

RELACION ENTRE LA PRESION MAXIMA Y LA TEMPERATURA (MAXTON)

Velocidad de vaciado m/h	Temperatura °C	Presión máxi- ma Kg/m ²	Tanto por cien- to de la presión a 21°C
0.60	26.5	1.660	92
	21	1.805	100
	15.5	1.950	108
	10	2.200	122
	4.5	2.580	143
0.90	26.5	2.240	94
	21	2.390	100
	15.5	2.580	108
	10	3.080	128
	4.5	3.560	149
1.20	26.5	2.640	93
	21	2.830	100
	15.5	3.170	112
	10	3.510	124
	4.5	4.390	155
1.50	26.5	3.075	94
	21	3.270	100
	15.5	3.660	112
	10	4.250	130
	4.5	5.125	157
1.80	26.5	3.320	93
	21	3.560	100
	15.5	4.100	115
	10	4.780	134
	4.5	5.750	162

Continuación cuadro 2.2.2.2.

Media de todos los tan-	26.5	93
tos por ciento	21	100
	15.5	111
	10	128
	4.5	153

RELACION ENTRE LA PRESION MAXIMA Y LA TEMPERATURA (ACI) Cuadro 2.2.2.3.

Velocidad de vaciado m/h	Temperatura °C	Presión máxi- ma Kg/m ²	Tanto por cien- to de la presión a 21°C
0.30	37.5	1.610	78
	32	1.710	86
	26.5	1.830	92
	21	2.000	100
	15.5	2.200	110
	10	2.490	125
	4.5	2.930	146
1.20	37.5	2.490	77
	32	2.680	83
	26.5	2.930	90
	21	3.240	100
	15.5	3.660	113
	10	4.250	131
	4.5	5.125	158
1.80	37.5	3.370	75
	32	3.660	81
	26.5	4.025	90
	21	4.500	100

Continuación cuadro 2.2.2.3.

	15.5	5.125	114
	10	6.000	133
	4.5	7.315	163
2.40	37.5	3.940	74
	32	4.280	81
	26.5	4.750	89
	21	5.325	100
	15.5	6.075	114
	10	7.150	134
	4.5	8.750	164
3.00	37.5	4.220	73
	32	4.600	81
	26.5	5.080	89
	21	5.710	100
	15.5	6.540	114
	10	7.700	135
	4.5	9.450	165
4.50	37.5	4.885	78
	32	5.360	80
	26.5	5.940	89
	21	6.690	100
	15.5	7.675	115
	10	9.060	135
	4.5	10.650	159

Media de todos los tanto	37.5	76
por ciento	32	82
	26.5	86
	21	100
	15.5	113
	10	132
	4.5	159

RESUMEN DE LAS MEDIAS DE TODOS LOS TANTOS POR CIENTO Cuadro 2.2.2.4.

Temperatura	Media de todos los tantos por ciento			Media de todas las tablas
	Tabla 2.2.2.1	Tabla 2.2.2.2	Tabla 2.2.2.3	
57.5			76	76
32			82	82
26.5		93	86	89
21	100	100	100	100
15.5		111	113	112
10	135	128	132	132
4.5		153	159	156

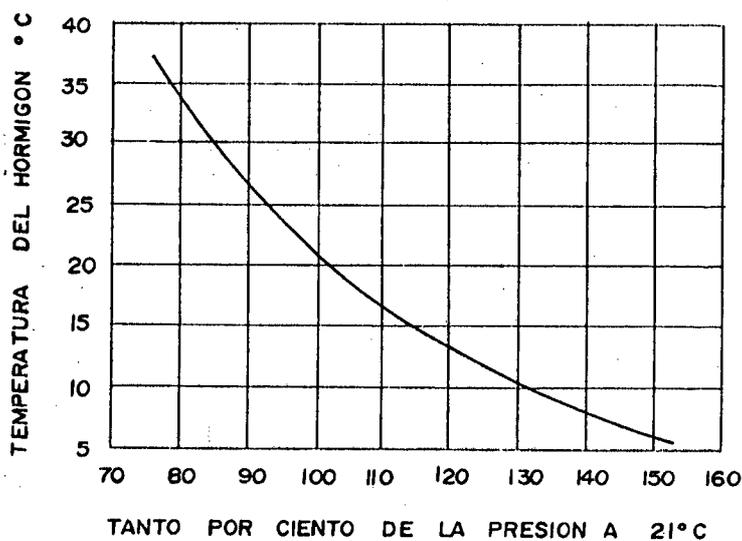


fig 2.2.2.a RELACION ENTRE PRESION MAXIMA Y TEMPERATURA



2.3. INFLUENCIA DE LA DOSIFICACION DEL HORMIGON SOBRE LA PRESION.

No solamente los diferentes aspectos estudiados anteriormente tienen influencia sobre la presión ejercida por el hormigón sobre los encofrados, sino además la forma y dimensiones de los encofrados e inclusive la armadura de los encofrados, el peso del hormigón y la altura del mismo que serán estudiados en detalle en el acápite 2-5.

La dosificación de los hormigones tiene una influencia directa sobre la presión que el hormigón ejerce sobre los encofrados, así por ejemplo, los hormigones de alta dosificación y resistencia fraguan a menor velocidad que los que poseen una dosificación más pobre en cemento.

Dosificar un hormigón significa determinar los coeficientes de aporte y las cantidades con que interviene cada componente en el volumen total de la mezcla (generalmente 1 m^3). Significa también determinar la resistencia del hormigón encontrando la relación agua cemento ideal para una condición de máxima durabilidad, la misma que es variable según la estructura, la relación agua cemento además influye en la resistencia a la compresión y a la flexión. La consistencia del hormigón se mide por el asentamiento que en todo caso será compatible con la adecuada colocación del hormigón en la obra.

Existen muchísimos métodos de dosificación de hormigones entre los que podemos señalar los siguientes:

a) Método del american concrete institute (I y II), el prime-

ro utilizado para todo tipo de hormigones y el segundo para obras pequeñas.

- b) Método de Boloméy el cual se utiliza para hormigones en masa con gran volumen de hormigonado.
- c) Método de la Cement and concrete association (I y II) preferibles en la dosificación de hormigones para pavimentos rígidos de carreteras.
- d) Método de Fuller.
- e) Método de poca precisión de García Balado II.
- f) Método de Jiménez Montoya para estructuras de hormigón armado.
- g) Método de la peña I y II utilizados para estructuras de hormigón armado y en masa respectivamente.
- h) Método de la Road Research Laboratory, etc.

A continuación se expone un método práctico para determinar las cantidades de materiales a utilizar en mezclas de hormigón, es un método rápido y práctico de suficiente aproximación.

Es sabido que el hormigón en obra se prepara mediante todos sus materiales componentes en volumen, utilizando parihuelas de dimensio

nes determinadas, por ejemplo (45 cm x 45 cm x 22.5 cm.), utilizando baldes o carretillas.

Al determinar la dosificación de los materiales en volumen mediante este sistema, tanto la arena como la grava o el ripio pueden medirse en volumen y el cemento en peso, de manera proporcional a su volumen en composición de mezcla.

Supongamos que deseamos una mezcla 1:2:4 y que las propiedades de los materiales son las que se indican.

MATERIALES	DENSIDAD RELATIVA	PESO DEL LITRO (Kg)
Cemento	3.15	1.12
Arena	2.55	1.58
Ripio	2.60	1.67
Agua	1.00	1.00

El volumen de una funda de cemento será

$$50 \text{ Kg} / 1.12 \text{ Kg} / \text{lit} = 45 \text{ lit.}$$

Las cantidades y volúmenes de los diferentes materiales por saco de cemento será:

MATERIAL	VOLUMEN (LITROS)	PESO (Kg)
Cemento	45 (1)	50
Arena	90 (2)	142.2
Ripio	180 (4)	300.6
Agua	* 31.5	31.5

$$\text{Volumen total} = 45 + 90 + 180 + 31.5 = 315 \text{ Lit.}$$

* Para el agua, tomar aproximadamente el 10% del volumen total de la mezcla $(0.10)(315) = 31.5 \text{ Lit.}$

Si en obra se utiliza por ejemplo baldes de 20 litros de capacidad, el procedimiento para determinar los volúmenes y pesos de los materiales es exactamente igual, o sea 20 litros de cemento (22.4 Kg), 40 litros de arena (63.2 Kg), 80 litros de ripio (133.6 Kg) y 14 litros de agua (0.10) (140).

El hormigón compactado y fraguado sufre una disminución de aproximadamente el 37% con respecto al volumen aparente inicial de los materiales; siendo el volumen efectivo de 63%. Cuando se utiliza grava en lugar de ripio la disminución es del 29% y el volumen efectivo 71%.

Supongamos que se necesita ejecutar 150m^3 de hormigón 1:2:4, (utilizando ripio) las cantidades reales de materiales deben ser calculadas de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Volumen real de hormigón} \\ \text{a prepararse} & \dots\dots\dots = 150/0.63 = 238.10 \text{ m}^3 \\ \text{Cantidad de cemento nece} \\ \text{saria} & \dots\dots\dots = \frac{238.10}{1 + 2 + 4} = 34.01 \text{ m}^3 \\ & \hspace{15em} (38091.20 \text{ Kg}) \end{aligned}$$

$$34010 \text{ lit (1.12 Kg/lit)} + 38091.20 \text{ Kg/50 Kg (f)} \approx 762 \text{ fundas}$$

$$\text{Arena} = 34.01 \text{ m}^3 (2) = 68.02 \text{ m}^3$$

$$\text{Ripio} = 34.01 \text{ m}^3 (4) = 136.04 \text{ m}^3$$

Comprobación de los cálculos anteriores:

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Cemento} & : 34.01 \text{ m}^3 \times 0.47 \text{ (Coeficientes de aporte)} & = 15.98 \text{ m}^3 \\
 \text{Arena} & : 68.02 \text{ m}^3 \times 0.63 & = 42.85 \text{ m}^3 \\
 \text{Ripio} & : 136.04 \text{ m}^3 \times 0.51 & = \underline{69.38 \text{ m}^3} \\
 & & 128.21 \text{ m}^3 \\
 * \text{ Agua} & : (0.092) (238.07) & = 21.90 \\
 & & + \underline{21.90 \text{ m}^3} \\
 & & 150.11 \text{ m}^3
 \end{array}$$

$$150.11 \cong 150.00 \text{ m}^3$$

Para el agua se tomó el 9.2% del volumen total de la mezcla.

Investigadores como Smith y Roby han estudiado la relación entre la dosificación del hormigón y la presión máxima.

En la figura 2.3.1. se muestra la influencia de la dosificación y de la consistencia sobre la presión según los ensayos realizados por Roby con hormigones de diferentes dosificaciones vaciados a 1.20m/h y a temperaturas variables entre 15 y 21°C, tal como se muestra en la tabla 2.3.1. se ha determinado el asentamiento y la relación agua cemento y el peso volumétrico del hormigón.

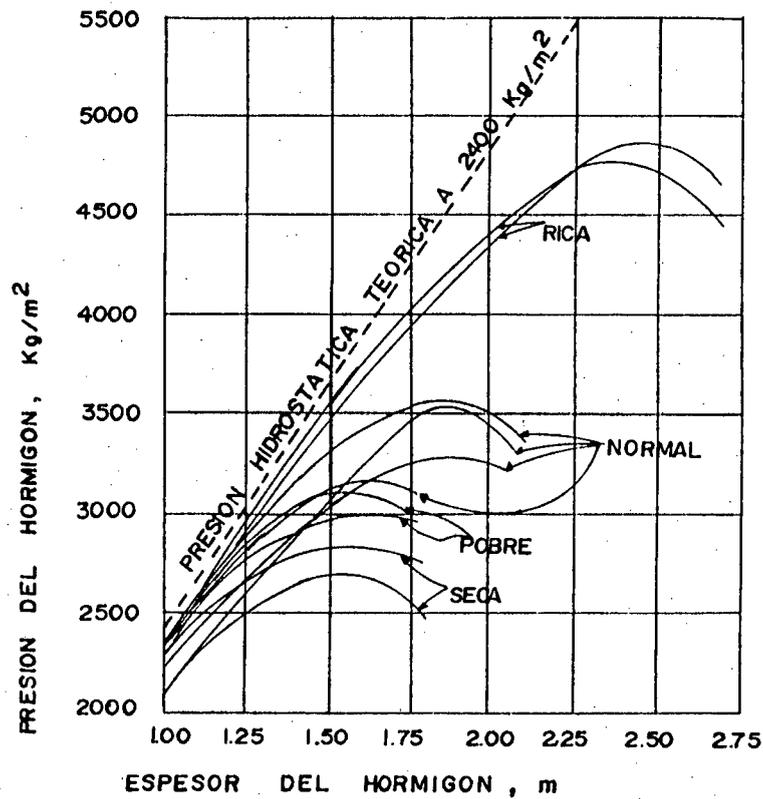


FIG. 2.3.1. INFLUENCIA DE LA DOSIFICACION Y LA CONSISTENCIA SOBRE LA PRESION, VELOCIDAD DE LLENADO DE LOS ENCOFRADOS, 1.20 m/h TEMPERATURA, 15 a 21°C (ROBY)

CARACTERISTICAS	RICA	NORMAL	POBRE	SECA
Dosificación	$1:1\frac{1}{4}:2\frac{1}{4}$	$1:2:3\frac{1}{2}$	$1:2\frac{1}{2}:5$	$1:2:3\frac{1}{2}$
Asentamiento medio, cm.	17.8	17.8	17.8	7.6
Relación agua-cemen to	0.66	0.91	1.10	0.86
Peso, Kg/m ³	2400	2420	2467	2420

TABLA 2.3.1. DOSIFICACION Y CONSISTENCIA DEL HORMIGON EMPLEADO EN LOS EN SAYOS POR ROBY.

En la tabla 2.3.2. se reproduce los resultados obtenidos por Roby y Smith, bajo las siguientes condiciones:

ROBY:

Velocidad de vaciado del hormigón 1.20 m/h

Temperatura variable entre 15.5°C y 21°C

SMITH:

Velocidad de vaciado del hormigón 0.55 m/h; 1.10 m/h; 2.20 m/h

Temperatura variable entre 18°C y 24°C

TABLA 2.3.2. RELACION ENTRE LA DOSIFICACION DEL HORMIGON Y LA PRESION MAXIMA.

VELOCIDAD DE LLENADO m/h	DOSIFICACION	PRESION MEDIA Kg/m ²	% DE LA PRESION DE LA DOSIFIC.NORMAL
ROBY			
1.20	1:1 ^{1/4} : 2 ^{1/4}	4770	143
	1:2:3 ^{1/2}	3370	100
	1:2 ^{1/2} :5	3175	90
SMITH			
0.55	1:1 ^{1/2} :3	1415	107
	1:2:4	1320	100
	1:2 ^{1/4} :3 ^{3/4}	488	37
	1:3:6	512	39
1.10	1:1 ^{1/2} :3	1710	167
	1:2:4	1025	100
	1:2 ^{1/4} :3 ^{3/4}	536	52
	1:3:6	440	43
2.20	1:1 ^{1/2} :3	2780	275
	1:2:4	1010	100
	1:3:6	561	56

TANTO POR CIENTO MEDIO DE PRESION DE LA DOSIFICACION NORMAL (SMITH)

1:1 ^{1/2} :3	1960	176
1:2:4	1118	100
1:2 ^{1/4} :3 ^{3/4}	512	46
1:3:6	502	45

2.4. EFECTOS E INFLUENCIA DE LA CONSISTENCIA, VIBRADO, COMPACTADO, IMPACTO.

En este acápite se estudia la influencia de la consistencia, vibrado y efectos de impacto que tiene el hormigón sobre la presión que ejerce sobre los encofrados.

2.4.1. INFLUENCIA DE LA CONSISTENCIA.

Analizando los resultados experimentales obtenidos por varios investigadores que han estudiado la influencia de la velocidad de vaciado, temperatura, método de colocación, compactado etc. que ejerce el hormigón sobre la presión lateral que se produce sobre los encofrados se llega a las siguientes conclusiones: que mientras mayor es el grado de asentamiento la presión desarrollada por el hormigón sobre los encofrados es mayor. Asimismo puede deducirse que hormigones con la misma dosificación que los normales excepto en el contenido de agua, producen presiones máximas del orden del 80 al 100% de los producidos por los hormigones normales.

2.4.2. INCIDENCIA DEL SISTEMA DE COMPACTADO O VIBRADO DEL HORMIGÓN SOBRE LA PRESIÓN EJERCIDA EN LOS ENCOFRADOS.

Para determinar la incidencia de los métodos de compactado y vibrado del hormigón sobre la presión ejercida en los encofrados el científico Teller realizó una serie de ensayos utilizando hormigones de dosificación 1:2:4 con agregados de tamaño máximo $1\frac{1}{4}$ pulgadas vaciando a temperaturas variables entre 9.4°C y 16.7°C con una velocidad constante de vaciado de 6.1 m/h. Los ensayos fueron hechos a escala natural sobre columnas de (0.6 x 0.2) de sección y 3.65 m de altura.

Las condiciones de realización de los ensayos fueron las siguientes:

PRIMER CASO: El hormigonado se realizó manualmente

SEGUNDO CASO: El hormigonado fue compactado mediante un vibrador de 3600 revoluciones/minuto.

En ambos casos los asentamientos fueron los siguientes:

Cuadro 2.4.2.1.

Tipo de compactación	ASENTAMIENTO		
	1o. ensayo	2o. ensayo	3o. ensayo
1.- A mano	8.9 cm	19 cm	
2.- Vibrado	3.8 cm	8.9 cm.	12.7 cm.

2.4.3. INFLUENCIA DEL IMPACTO SOBRE LA PRESION

El efecto del impacto sobre la presión que ejerce el hormigón sobre los encofrados puede ser relativamente pequeño o muy grande dependiendo del tipo de estructura.

Resulta por ejemplo sumamente pequeño cuando se vierte hormigón sobre el encofrado de muros, en el caso que se analiza el efecto del impacto sobre la solera del muro es prácticamente insignificante.

En cambio el impacto puede resultar de apreciable consideración cuando el hormigón es vertido desde una altura considerable, por ejemplo 3 m con una velocidad de colocación de alrededor de $1.5\text{m}^3/\text{min}$, suponiendo un hormigón de 2400 Kg/m^3 .

En este caso no es posible determinar exactamente el incremento de presión que resulta del impacto; pero un cálculo aproximado puede realizarse de la siguiente manera:

$V = \sqrt{2gh} = \sqrt{2(9.81)(3)} = 7.67\text{ m/seg}$. Supongamos que al final de la caída del hormigón, éste chocara con una capa de 20 cm. de espesor de hormigón colocado previamente disminuyendo su velocidad hasta cero (0) en dicha distancia; por lo tanto la velocidad media después del choque con la capa de hormigón será de:

$$V_m = \frac{V_f + V_o}{2} = \frac{7.67 + 0}{2} = 3.84\text{ m/seg}.$$

El tiempo para que la velocidad sea cero viene dado por la si



guiente expresión:

$$t = \frac{h}{v} = \frac{0.20}{3.84} = 0.052 \text{ seg.}$$

El peso del hormigón que cae durante ese tiempo será :

$$P = v \gamma \quad v = \text{volumen}; V = \text{velocidad}$$

$$v = A L$$

$$L = V t$$

Por lo tanto $v = A V t$; considerando una área unitaria $A = 1$

$$P = A V t \gamma$$

La velocidad de colocación del hormigón de $1.5 \text{ m}^3/\text{min.}$ reducida a unidades convenientes para poder aplicar la fórmula anterior da $0.025 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$$\text{Por lo tanto } P = (1)(0.025 \text{ m}^3/\text{seg})(0.052 \text{ seg})(2400 \text{ Kg/m}^3) = 3.12 \text{ Kg}$$

La aceleración a través de la capa de 20 cm será:

$$a = \frac{V_f - V_o}{t} = \frac{0 - 7.67 \text{ m/seg.}}{0.052 \text{ seg.}} = - 147.5 \text{ m/seg.}^2$$

Finalmente la fuerza media para detener la caída del hormigón en los 20 cm. será:

$$F = m a \quad \text{pero } m = \frac{P}{g}$$

$$\text{Por lo tanto } F = \frac{Pa}{g}$$

$$F = \frac{(3.12) (147.5)}{9.81} = 46.91 \text{ Kg.}$$

Del análisis anterior se desprende que la fuerza de impacto calculada ($F = 46.91 \text{ Kg}$) actúa sobre la capa de 20 cm. de hormigón, - que a su vez es transmitida hacia los encofrados como una presión extra; por lo tanto se recomienda incrementar las secciones transversales de los elementos soportantes del encofrado para aumentar la capacidad de los esfuerzos resistentes, cuando el hormigonado sea depositado desde gran altura y a altas velocidades.

2.5. INFLUENCIA DE LA FORMA DEL ENCOFRADO, ARMADURA, PESO Y ALTURA DE COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN SOBRE LA PRESION.

La influencia de la forma y dimensiones del encofrado sobre la presión es un aspecto que no ha sido suficientemente investigado, razón por la cual no se adjunta resultados numéricos; sin embargo es sabido que al vaciar el hormigón sobre los encofrados la presión en un punto cualquiera del mismo, aumentará proporcionalmente a la altura que vaya alcanzando el hormigón, hasta un máximo, disminuyendo seguidamente - aunque se siga vaciando el hormigón; en cambio el efecto que produce la armadura (parrillas, esteras, estribos, etc.) es aumentar las fuerzas internas de rozamiento en el hormigón, reduciendo a su vez la presión sobre los encofrados; siendo su efecto más pronunciado cuando se utiliza diámetros pequeños de hierro.

La presión ejercida por el hormigón sobre los encofrados está dada por la siguiente expresión de tipo general, la misma que en el estudio que vayamos realizando para el diseño de los encofrados de las diferentes estructuras las iremos modificando, según las condiciones particulares de diseño.

$$P = C W h^k$$

C = Coeficiente

P = Presión ejercida en Kg/m^2

W = Peso volumétrico del hormigón en Kg/m^3

h = Altura del hormigón en m.

k = Exponente variable.

La relación entre la presión y la altura del hormigón es variable según la estructura y superficie del encofrado que soporta los efectos de la presión, en la figura 2.5.1 se muestra esquemáticamente una superficie de encofrado de muro que soporta los efectos de la presión del hormigón.

El A.C.I. limita el valor de p_m en los muros a $p_m = 9765 \text{ Kg/m}^2$ independientemente de la altura del encofrado y de la velocidad de vaciado.

La figura 2.5.2. por el contrario representa la relación presión-altura a la que se encuentra sometido un encofrado de columna.

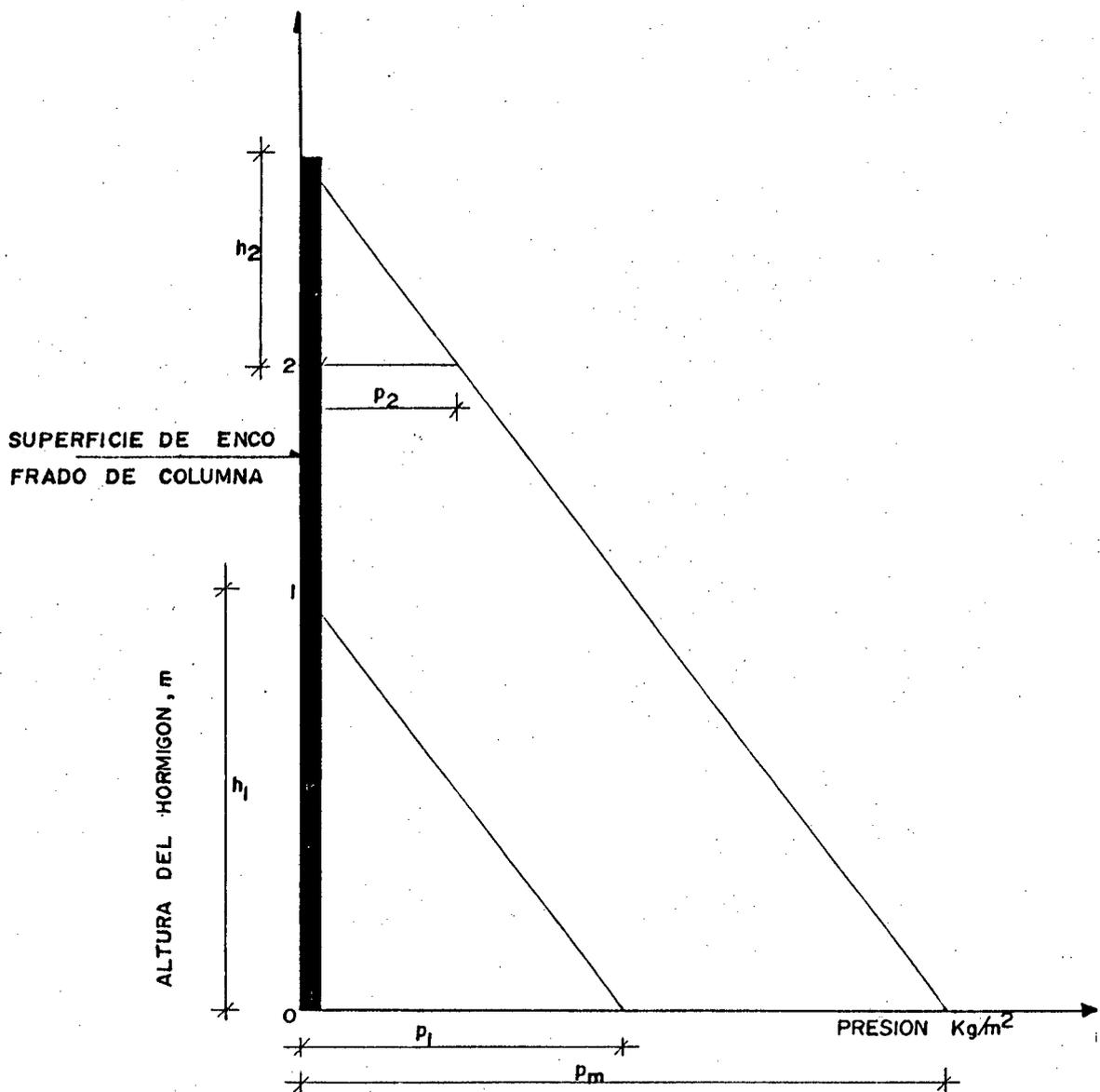


FIG. 2.5.2

Las características de estos encofrados es que la velocidad de llenado del hormigón es rápida; por lo tanto puede considerarse la presión máxima de variación triangular y correspondiente a la altura máxima del encofrado.

En el punto 1 a una altura h_1 , la presión será p_1 y en el punto 2 la presión será p_2 , tal como se muestra en el gráfico.

El A.C.I. fija la presión máxima en 14650 Kg/m^2 , independientemente de la altura del encofrado y de la velocidad de vaciado del hormigón.

CAPITULO III

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE ENCOFRADO

3.1. GENERALIDADES

Existe una gran variedad de materiales que pueden utilizarse para encofrados de estructuras de hormigón, dependiendo su utilización de aspectos tanto técnicos como económicos.

Desde el punto de vista técnico algunas de las propiedades que deben tener los materiales a utilizarse como encofrados son:

- a.- Ser resistentes
- b.- Presentar rigidez suficiente al efecto de las cargas exteriores.
- c.- Poder ser utilizados más de una vez
- d.- Presentar superficies relativamente lisas, etc.

En cambio desde el punto de vista económico:



- a.- Deben ser económicos
- b.- De bajo costo inicial y con posibilidad de reutilización
- c.- Recuperables al desencofrar, etc.

Algunos materiales más utilizados en el encofrado de estructuras de hormigón son la madera, madera contrachapada de plywood, los plásticos, acero, aluminio, yeso, etc.

Cada uno de ellos presenta determinadas características y propiedades que los hacen convenientes o inconvenientes para servir como encofrado de un determinado tipo de estructura.

3.2. PROPIEDADES DE LA MADERA DE ENCOFRADO

La madera de encofrado más comunmente utilizada en nuestro medio es el eucalipto por ser barata y resistente; sin embargo puede utilizarse otras variedades de madera tales como: bellamaria, alcanfor, etc.

En los aserríos se encuentra madera acabada o pulida por sus dos caras y costados (canteada) o solamente por sus dos caras o sin terminar; por lo tanto el constructor deberá hacer pedidos de acuerdo a sus necesidades.

Las dimensiones más comunes de tablas en nuestro medio son: 3 m x 0.22 x 0.025 aproximadamente; sin embargo en no pocas ocasiones -

podría resultar necesario adquirir tablas con secciones transversales determinadas; en tales casos debe distinguirse las dimensiones nominales y las efectivas o aprovechables, con los cuales para efecto de los cálculos se determinará áreas netas y momentos de inercia, resistencia rigidez, etc.

Los listones y otros elementos se encuentran en el mercado en las secciones transversales y longitudinales indicadas en el cuadro siguiente:

ESPECIES MADERABLES	LONGITUD (m)	SECCION (cm ²)	PRECIO SUCRES c/u
Tablas de encofrado (Bellamaría, Alcanfor, Eucalipto, etc.)	3	0.22 x 0.025	105
Listones de encofrar (Bellamaría, Alcanfor, Eucalipto, etc.)	3	0.03 x 0.04	50
	3	0.04 x 0.05	55
Puntales (eucalipto)	3	78.54	40
	4	78.54	50

Cuadro 3.1.1.

3.3. ESFUERZOS PERMISIBLES EN LA MADERA

Las maderas que se utilizan en la construcción de encofrados, están sometidas a diferentes sollicitaciones de cargas de corta o de larga duración y por lo tanto, sujetas a diferentes tipos de esfuerzos: flexión esfuerzo cortante, compresión paralela y perpendicular a la fibra y esfuerzos combinados.

3.3.1. CALIDAD DE LA MADERA

Hemos visto las diferentes sollicitudes de carga a que se encuentran sometidas las maderas comunmente utilizadas en encofrados, así como los diferentes esfuerzos que deben soportar por efecto de dichas cargas. La magnitud de estos esfuerzos admisibles depende de la especie de madera, de su calidad, de la duración del esfuerzo y del contenido de humedad entre otros factores.

3.3.2. ESFUERZOS ADMISIBLES, MODULO DE ELASTICIDAD.

Las cargas que actúan sobre los encofrados soportantes de las estructuras de hormigón armado, son de dos tipos:

- a) De corta duración
- b) Permanentes.

Las cargas de corta duración como las que actúan por ejemplo,

en encofrados para muros de hormigón armado, permiten el desarrollo por parte de la madera de tensiones admisibles mucho más grandes que si actuaran cargas de larga duración.

En el caso de maderas de encofrado, sometidas a cargas permanentes los valores de esfuerzos admisibles pueden aumentarse hasta en $1/3$ de los máximos admisibles; esto debido a que el incremento por tratarse de cargas de corta duración, sobrepasa a la reducción debido al contenido de humedad; sin embargo pese a lo dicho el módulo de elasticidad deberá conocerse igual en ambos casos.

En el cuadro posterior se indica los esfuerzos admisibles y el módulo de elasticidad para varias maderas, así como las propiedades físicas y mecánicas de varias especies maderables del sur del Ecuador, la mayoría de las cuales son utilizadas con fines estructurales. La información ha sido obtenida de varias fuentes, entre las cuales se puede citar "Tesis ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE ALGUNAS MADERAS DEL SUR DEL ECUADOR" de los autores Ingenieros Augusto Bustamante y Ovidio Castillo.

También ha sido posible obtener para varias otras especies maderables del Ecuador amplia información, mediante un estudio integral de la madera para la construcción realizado por la "Junta del Acuerdo de Cartagena".

Finalmente a fin de obtener una mejor y más amplia información de las propiedades mecánicas de algunas maderas estructurales ha sido posible obtener los datos referentes a ensayos mecánicos de algu-

nas maderas estructurales del país según información proporcionada por el laboratorio de "Ensayo de Materiales de la Universidad Central del Ecuador" y de la tesis del Ingeniero Wenceslao Vásquez Román, ex Decano de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Central del Ecuador.

Toda la información obtenida sobre propiedades físicas y mecánicas se anexan en los cuadros que se indican a continuación, en los cuales se indica también las respectivas normas INEM y ASTM en las cuales se han basado los diferentes ensayos. Considerando el carácter absolutamente investigativo de la presente tesis ya se podrá valorar la amplia información de que se dispone para la realización de los diferentes diseños de las estructuras de encofrado que se estudian en los siguientes capítulos; Ver anexo # 1.

Vale indicar una vez más, que mucho más importante que los resultados de los diferentes ensayos obtenidos mediante las diferentes investigaciones y fuentes de consulta anteriormente explicadas, es la manera como pueda manejarse dicha información en el diseño de estructuras de encofrado. Atendiendo las valiosas sugerencias anotadas en los reportes iniciales que sobre la validez técnica y el carácter investigativo de la presente tesis se realizó inicialmente, por los encargados de tal situación, se realizará diseños comparativos cuando el caso lo amerite, se darán las recomendaciones pertinentes para un mejor diseño y utilización de las estructuras de encofrado realizando además estudios económicos ya que éste constituye el objetivo fundamental de la presente tesis tal como ésta ha sido concebida, planificada y desarrollada y no meramente el estudio de propiedades físicas y mecánicas de diferentes espe-

cies maderables del país, las cuales como ya lo hemos anotado anteriormente, serán de significativa utilidad en el diseño de encofrados.

El diseño de estructuras de encofrado se lo haré preferentemente con especies de la zona sur del país que es nuestra realidad geográfica.

3.4. DIFERENTES SISTEMAS Y TIPOS DE ENCOFRADO Y AN DAMIOS DE MADERA, METÁLICOS Y OTROS.

Hemos visto ya en el primer capítulo que a más de los encofrados de madera, ampliamente difundidos en nuestro medio, existen otros materiales de encofrado como: encofrados de acero, aluminio, yeso, plástico, etc. de los cuales se ha señalado sus principales ventajas e inconvenientes.

Se ha mencionado también la utilización de puntales y los sistemas de puntalamiento, métodos de arriostamiento, ventajas e inconvenientes de los puntales, etc.

Debe indicarse además que la industria de la construcción modernamente utiliza puntales prefabricados como elementos soportantes de vigas, losas, etc. que al ser comparados con los de madera presentan las siguientes ventajas y desventajas:



VENTAJAS:

- a) De fácil acoplamiento y de diferentes longitudes
- b) Son resistentes y durables
- c) Pueden utilizarse muchas veces
- d) Son diseñados para proporcionar adecuadas superficies de contacto a los elementos longitudinales y transversales - que descansan sobre los puntales.
- e) Costos de montaje reducidos (mano de obra)
- f) Rapidez y facilidad de instalación.

DESVENTAJAS:

- a) Elevados costos iniciales
- b) El montaje puede requerir de planos con detalles constructivos difíciles de manejar por personal no especializado.
- c) Requiere mano de obra especializada.
- d) Menor resistencia al pandeo debido a su gran longitud, etc.

3.5. ELEMENTOS QUE CONSTITUYEN UN ANDAMIO DE MADERA

Los elementos componentes de un andamio se conocen con diferentes nombres, según las distintas localidades. En lo referente a la tecnología utilizada en la construcción de andamios, se presentan muchas variantes y modalidades de acuerdo con la resolución de un caso particular por lo tanto en este capítulo se estudiará los sistemas clásicos de

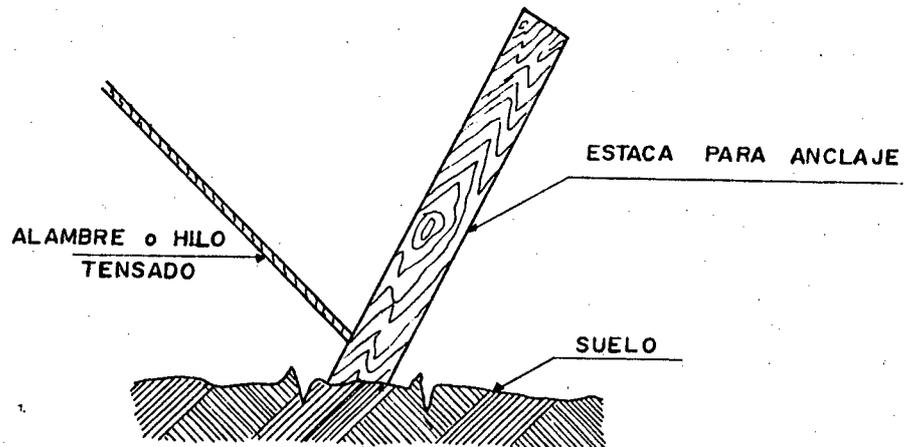
andamiaje más frecuentemente utilizados.

En general todo andamio de madera es soportado o resistido mediante puntales. Las principales características de los puntales de madera son las siguientes:

- 1.- Son de reducido costo y pueden conseguirse muy fácilmente en los mercados locales.
- 2.- Son adecuados como elementos soportantes
- 3.- Resisteen grandes cargas
- 4.- Permiten arriostramiento y la colocación de elementos diagonales.
- 5.- Son de fácil instalación y retiro.

En nuestro medio los puntales generalmente son de 3m de longitud, pudiendo ser muy fácilmente colocados y también acoplados a longitudes mayores a la indicada. Cuando se realice empalmes debe tomarse las debidas precauciones debido al debilitamiento que sufre el puntal con la mayor longitud. Para fijarlos definitivamente se acostumbra utilizar cuñas, ladrillos, calces de madera, etc.

En algunas ocasiones es indispensable realizar ANCLAJES en el suelo para lo cual se clava verticalmente una estaca, la misma que sirve para amarrar o sujetar las cuerdas o tensores; en algunas ocasiones es conveniente dar a la estaca un determinado ángulo de inclinación para aumentar los esfuerzos de tracción. Ver figura 3.5.1.



ANCLAJE . FIG. 3.5 .1

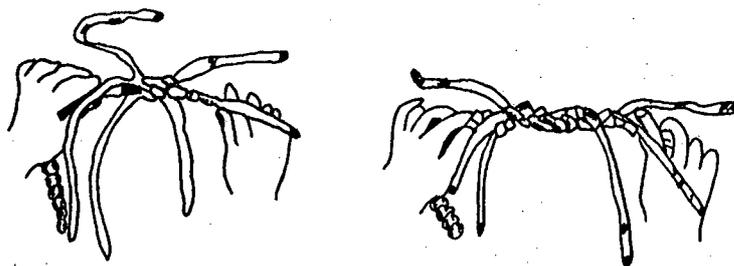
Las UNIONES O ACOPLAMIENTOS entre los diferentes elementos de un andamio pueden hacerse de diferente manera:

- a) Por atadura o amarre
- b) Mediante colocación de clavos (clavazón)
- c) Por anclaje.

Al elegir cualquiera de los sistemas anteriores debe obtenerse resistencia y seguridad.

En la figura 3.5.2. se ilustra algunos sistemas de nudos para uniones de cuerdas utilizados comunmente en nuestro medio que se ha logrado investigar en la construcción de encofrados de diferentes construcciones.





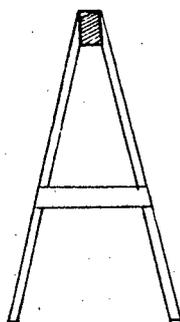
NUDOS CORTOS PARA UNIONES DE CUERDAS FIG. 3.5.2

Elementos verticales postes o PIES DERECHOS son los puntales principales que sostienen tablas, tablonés, largueros y demás elementos de un andamio.

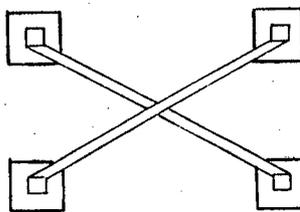
En la construcción de andamios se conoce con el nombre de pie derecho, en general a todo elemento vertical resistente que en algunas ocasiones puede ser un poste de madera o un puntal, etc.

En algunas ocasiones, especialmente en el caso de revestimiento de paredes, suele utilizarse elementos soportantes de andamios sencillos conocidos en el argot de la construcción con el nombre de "burros".

En la figura 3.5.3. se ilustra este elemento tanto en planta como en perfil, al elemento anotado anteriormente se lo conoce también con el nombre de "caballete".



PERFIL



PLANTA

CABALLETE o "BURRO" FIG. 3.5.3

Otros elementos componentes de los andamios son los elementos longitudinales, transversales y diagonales que proporcionan la estabilidad a la estructura. En andamios de gran longitud, se utilizan elementos cortos que hacen de puntales entre dos vanos consecutivos.

Se conoce con el nombre de DURMIENTES a los elementos longitudinales que se colocan debajo de los pies derechos y que reciben directamente la carga. El tablero de un andamio está constituido por los tablonnes y tablas sobre las cuales se apoyan directamente los trabajadores de la construcción, los cajones de mezcla, los baldes, herramientas, etc.; en cambio el esqueleto de un encofrado está constituido por la parte del andamio en la cual no se han colocado aún los arriostramientos ni los tableros.

En el lenguaje común utilizado por los trabajadores en nuestro medio, se denomina LARGUERO a los elementos longitudinales formados por listones o tablonnes de madera colocados en el sentido longitudinal.

Las RIOSTRAS son elementos colocados diagonalmente para asegurar la indeformación del sistema estructural del andamiaje.

VANO o LUZ, se conoce con este nombre a la separación entre 2 apoyos, de eje a eje.

En el lenguaje común de la construcción se llama VIENTO a una cuerda de alambre de amarrar # 18 de 3 hilos utilizada para erigir elementos verticales como columnas, pies derechos, etc. y mantenerlos en su correcta posición; estos vientos que deberán ser llamados correctamente tensores van fijados a estacas.



En andamiaje son utilizados también los siguientes términos:

ZAPATA: Que es una tabla utilizada para calzar un elemento vertical o pie derecho, con este mismo nombre, se designa también a un pedazo de tabla colocado horizontalmente sobre un poste con cualquier propósito.

Finalmente en la construcción de andamios, existen otros elementos que cumplen funciones importantes y que son conocidos por diferentes nombres, por ejemplo, los elementos inclinados o diagonales utilizados para soportar voladizos, conocidos algunas veces como "Jabalco^{nes}", las Cuñas que sirven de apoyo a pies derechos y que a su vez dan apoyo a elementos horizontales del andamio, elementos diagonales rigidizantes cruzados, conectados generalmente a la base y estructura principal del andamiaje que algunas veces son llamados "Cruz" por los maestros de obra, albañiles y carpinteros.

En nuestro medio, generalmente no se da importancia a la elección de la madera a utilizar en encofrados y en muchas ocasiones el montaje y desmontaje de andamios; por la investigación realizada hasta ahora se concluye que la madera a utilizar en andamios puede ser de cualquier clase o calidad, con la única condición de ser resistente a los esfuerzos a que está sometida, situación que por otra parte depende del ingeniero responsable del proyecto y construcción de encofrados.

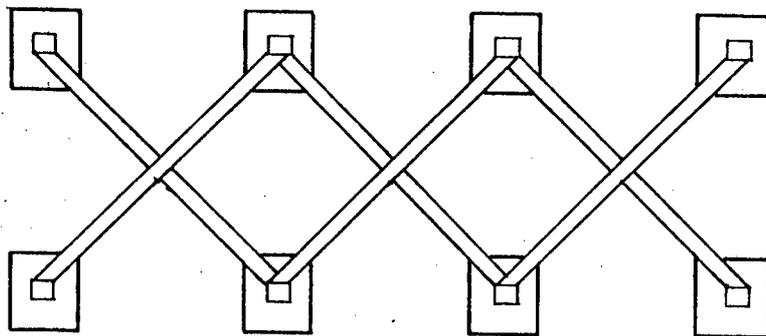
Una buena construcción de andamios debe proporcionar la suficiente estabilidad, mediante un sistema adecuado de arriostamiento y anclado de los elementos verticales (pie derechos), mediante "vientos" a estacas; ésto especialmente cuando se nota que no se ha conseguido una perfecta rigidez de la estructura. Se recomienda no colocar pies

derechos a distancias mayores de 2.50 o 3.00 m. en andamios de madera y sujetarse a las especificaciones proporcionadas por el fabricante en el caso de andamios metálicos.

No solamente debe diseñarse y construirse los andamios con fines estructurales, un ingeniero consciente y responsable, debe además garantizar y prever la seguridad de los obreros y del público que podría ser afectado por caídas imprevistas de materiales y herramientas, etc. En algunos casos en estructuras especiales de andamiaje, los elementos estructurales pueden ser de piezas ensambladas entre sí.

3.6. DIFERENTES SISTEMAS Y TIPOS DE ANDAMIOS

En este apartado se estudiará los principales sistemas y tipos de andamios de utilización más frecuente y generalizada, como el que se ilustra en la figura 3.6.1.



PLANTA

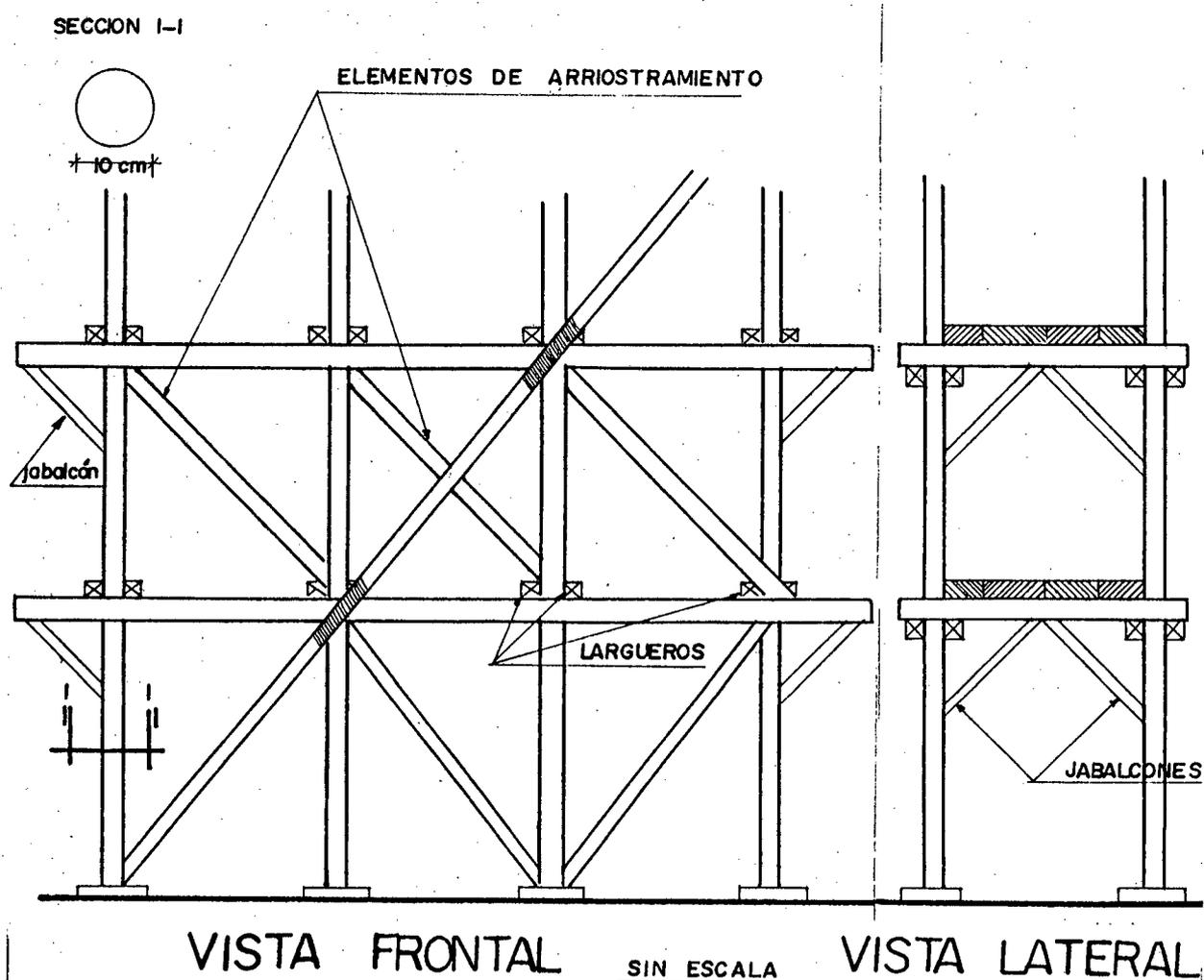
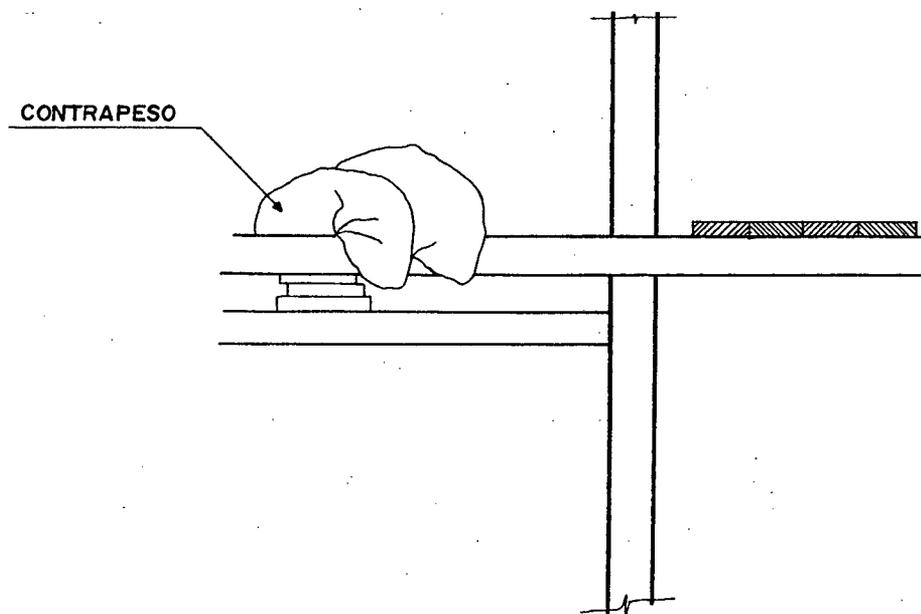


fig 3.6.1

En el tipo de andamio de la figura anterior, las uniones pueden ser amarradas, clavadas o metálicas.

Otro tipo de andamio muy utilizado en construcción, es el que usa elementos horizontales en voladizo, empotrados, generalmente en paredes de fachadas colocados cada cierta distancia, soportados por jabalones, las tablas que conforman el tablero del andamio, van clavadas sobre los elementos horizontales. Ver figura 3.6.2.



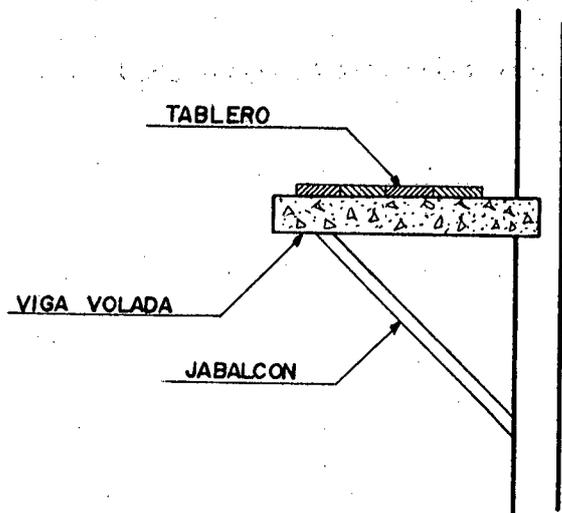
ANDAMIO VOLADO, CON CONTRAPESO

FIG. 3.6.2

Los elementos horizontales son asegurados por los maestros de obra o albañiles mediante diferentes procedimientos, en la parte posterior de la pared.

Los principales métodos de aseguramiento son por empotramiento o mediante el sistema de contrapesos.

La utilización de contrapesos entraña peligro y debe tratarse en lo posible de no utilizarla, es más recomendable el empotramiento tal como se indica en la figura 3.6.3.



VISTA FRONTAL — ANDAMIO DE VIGA VOLADA

FIG. 3.6.3

En revestimientos interiores de paredes, champeado y enlucido de tumbados, es muy común utilizar el tipo de andamio que se ilustra en la figura 3.6.4.

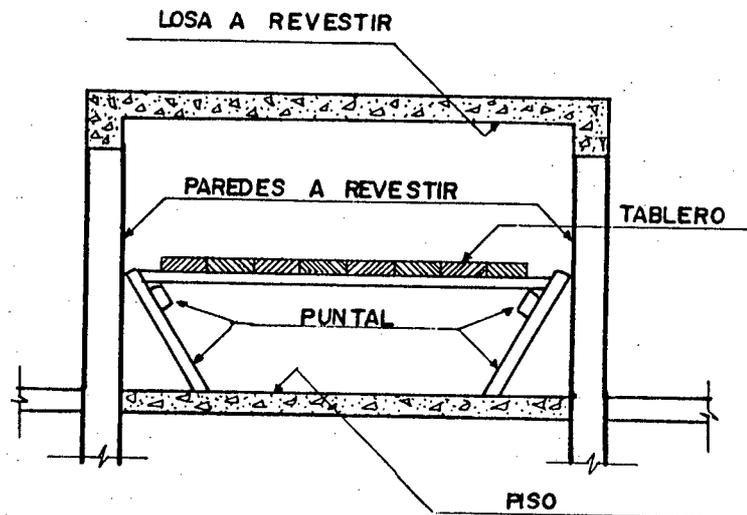
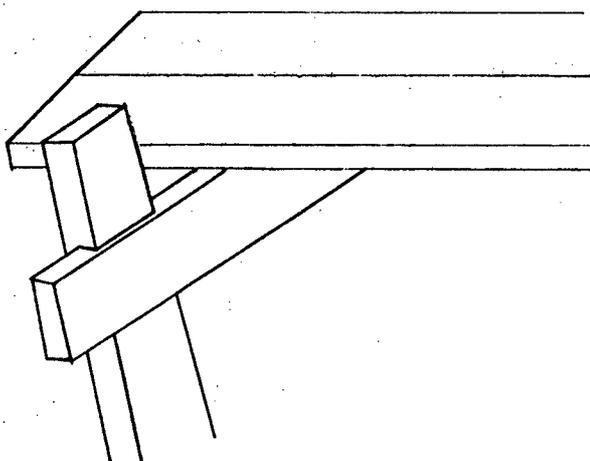


FIG. 3.6.4

Que consiste en elementos verticales inclinados apoyados sobre las paredes, y separados convenientemente de dos en dos, sobre los cuales se amarra y/o clava, elementos longitudinales sobre los cuales se arma el tablero del andamio directamente.



Si se utiliza tiras de tablón o listones el detalle sería de acuerdo a la figura 3.6.5



DETALLE DEL ANDAMIO DE LA FIG. 3.6.4

FIG. 3.6.5

Todos los sistemas indicados anteriormente tienen variantes constructivas aunque el fundamento es el mismo. Finalmente otro sistema de andamio que no debe dejarse de nombrar es el andamio "colgado" utilizado en acabados, remates y pintura de cornisas y fachadas de edificios. En la figura 3.6.6 se muestra esquemáticamente un andamio colgado.

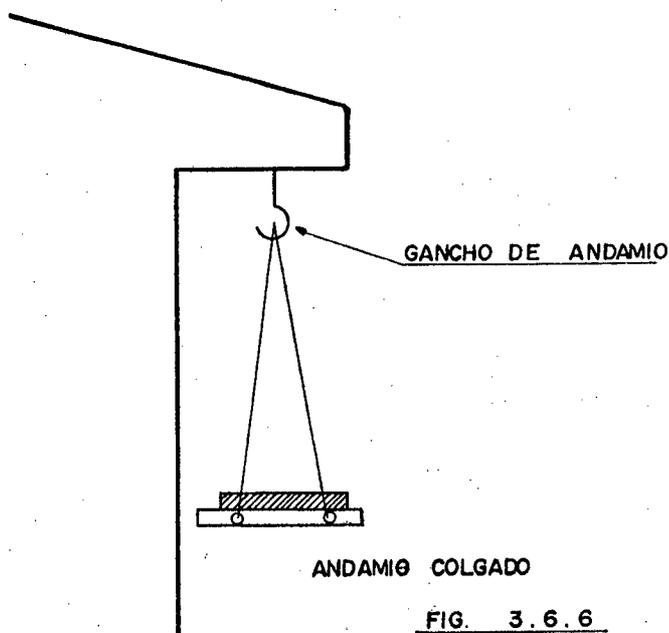
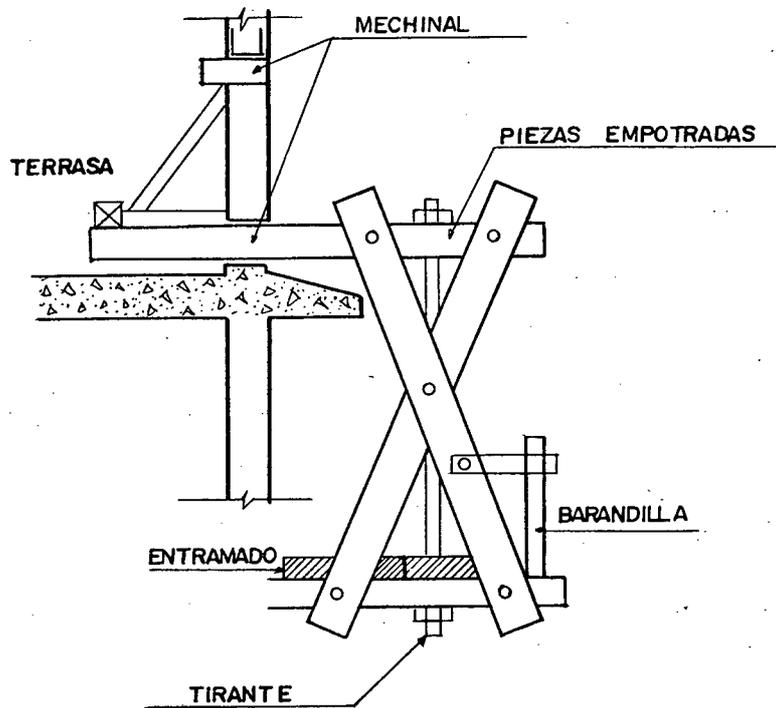


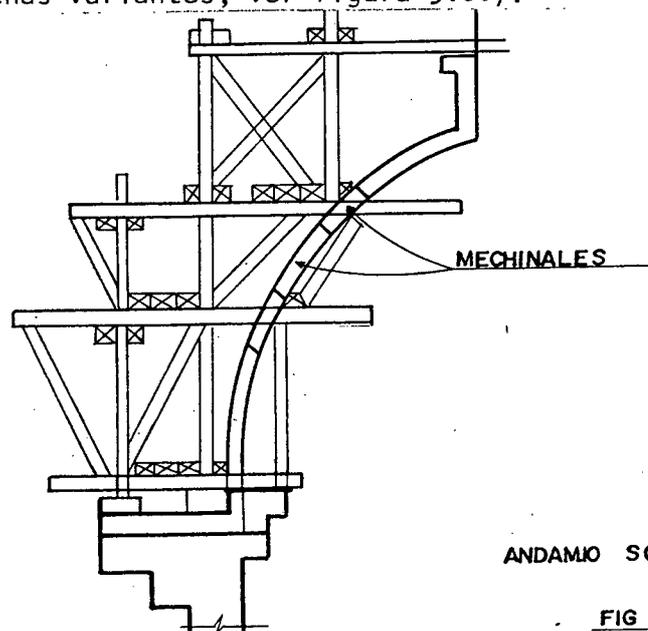
FIG. 3.6.6



ANDAMIO COLGADO

FIG. 3.6.6.1

Con el objeto de realizar un estudio más o menos integral de los sistemas de andamiaje se incluye algunos casos especiales como el andamio llamado sobre cúpulas que es poco utilizado en la práctica y que presenta muchas variantes, ver figura 3.6.7.

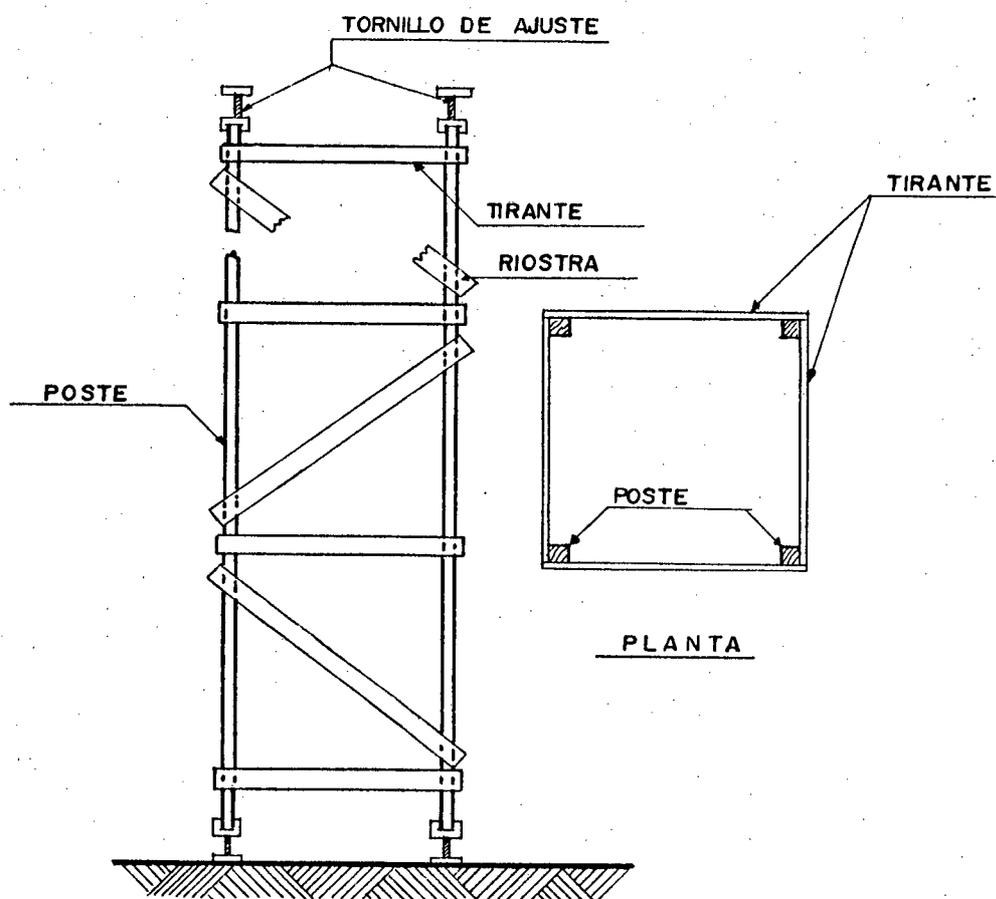


ANDAMIO SOBRE CUPULA

FIG. 3.6.7

Los CASTILLETES son andamios constituidos por elementos verticales (pies derechos) de gran esbeltez que van generalmente en las cuatro esquinas.

En la práctica constructiva de andamios la mayoría de las veces resulta mucho más conveniente construir castilletes de madera formados por cuatro o más postes (pies derechos), arriostrados mediante jabalones y diagonales, ver figura 3.6.8.



CASTILLETE TIPO DE MADERA

fig 3.6.8

En algunas ocasiones los "castilletes" están equipados con tornillos de ajustes o gatos acoplados a las cabezas de los postes verticales

o pies derechos igual que en las bases. Los castilletes de gran altura deberían sujetarse mediante un adecuado arriostamiento a "castilletes adyacentes" a la misma estructura.

Cuando se utiliza en construcción, técnicas constructivas - más adelantadas que las que comunmente son utilizadas en nuestro medio, el desplazamiento de los castilletes en diferentes puntos de la construcción se realiza introduciendo una especie de plataforma colocando rodillos debajo de los tirantes o elementos horizontales inferiores, se desmontan los elementos diagonales de arriostamiento y se abaten los tornillos de ajuste para poder salvar obstáculos que pueden presentarse, especialmente por desnivelaciones en el terreno.

Los castilletes como el indicado en la figura, son de gran utilidad en construcciones elevadas de más de dos pisos, la función - que cumplen los tornillos de ajuste situados en la parte inferior de los postes o pies derechos, es servir como nivelantes para adaptar el castillete a la superficie del terreno y para facilitar su desplazamiento en la forma que ha sido indicada anteriormente; en cambio los tornillos de ajuste de la cabeza de los pies derechos o postes, se utilizan para ajustar y regular las diferentes alturas de servicio de la estructura.

3.6.1. ANDAMIOS METÁLICOS PREFABRICADOS

En algunos lugares del país como Quito y Guayaquil, la construcción de andamios a base de puntales prefabricados es ya ampliamente utilizada. Los puntales prefabricados se utilizan como soportes

de vigas, losas, etc.

Algunas ventajas que presentan estos andamios metálicos prefabricados son:

- a) Son durables y resistentes
- b) Sus piezas son de fácil acoplamiento en la mayoría de los casos.
- c) Están diseñados para acoplarse muy fácilmente en obra.

La instalación y montaje es fácil pero requiere mano de obra "especializada" y adecuada dirección técnica. Su utilización depende de los costos comparativos con los andamios corrientes. Inicialmente los costos de los andamios prefabricados son mayores, existiendo en algunos casos, según se ha podido investigar mayor dificultad en el montaje de los elementos de arriostamiento que en andamios de madera comunes, además la esbeltez que pueden alcanzar los puntales prefabricados implica una pérdida de resistencia por efectos de pandeo.

Comercialmente, existe una gran variedad de puntales prefabricados como: Puntales Ellis, Dayton Sure-Grip, Baker Rooshor, Standar y Extensibles, Burton, Symons, etc, de diferentes características.

En las especificaciones técnicas, los fabricantes proporcionan amplia información sobre el tipo de puntales prefabricados, longitud, carga que soportan (admisible) según la disposición estructural, manuales de montaje, etc.

Talvez, la importancia de los puntales prefabricados radica en el hecho de que pueden utilizarse innumerables veces, situación que depende del tratamiento de montaje y desmontaje que se les de especialmente a elementos como gatos de rosca y de palanca, manguitos roscados etc. que deben ser mantenidos adecuadamente (engrasados).

3.6.2. ANDAMIOS TUBULARES DE ACERO

Los encofrados soportados por andamios tubulares de acero, al ser comparados con los andamios de madera, presentan las siguientes características:

- 1.- Pueden ser montados a la altura que se desee, situación que depende de la adecuada elección de los entramados (disposición estructural del andamio).
- 2.- Son susceptibles de desplazarse o moverse con relativa facilidad a diferentes puntos de la construcción.
- 3.- Se pueden conseguir diferentes separaciones de entramados.
- 4.- Proporciona adecuada seguridad a los obreros.
- 5.- Son de gran versatilidad y pueden utilizarse con múltiples propósitos en la construcción.

Por lo investigado, a nivel de las ciudades grandes del país



como Quito y Guayaquil, los andamios tubulares de acero pueden ser alquilados y se encuentran sin dificultad.

Los principales accesorios que utilizan los andamios tubulares son los siguientes:

- 1.- Placas de base de fabricación standar y que además giran facilitando la instalación en obra.
- 2.- Las bases se ajustan mediante tornillos nivelantes.
- 3.- En disposiciones estructurales que tienen andamios contiguos las abrazaderas facilitan el arriostamiento para evitar las deformaciones excesivas.
- 4.- El acoplamiento de los elementos verticales se realiza mediante sistemas especiales de pasadores.
- 5.- Dispositivos especiales llamados cabezas de puntal de dimensión variable y adaptable a la longitud de los elementos horizontales que soportan.

En la utilización de andamios tubulares deben considerarse las siguientes normas de seguridad:

- 1.- Tomar las precauciones que el caso requiera para no sobrepasar las cargas admisibles del terreno.

- 2.- Plomear los elementos verticales y nivelar los entramados
- 3.- Realizar el acoplamiento adecuado de los elementos de arriostramiento tanto horizontales como longitudinales.
- 4.- Emplear "vientos" o tensores formados por alambres de hilos para mantener la verticalidad de los andamios muy esbeltos.
- 5.- Montar la estructura de tal manera que las cargas sean resistidas por los elementos verticales y no por los horizontales (tirantes).

En la figura 3.6.2.1. se muestra un detalle del andamio Beaver Advance, cuyo entramado standar tiene una capacidad portante de aproximadamente 2722 Kg/pilar/elemento, valor que disminuye cuando se utilizan andamios de elementos múltiples; así como del Patent, donde se indica el conjunto de entramado (a), cerrojo deslizante (b), manguito de acoplamiento de las riostras diagonales y horizontales en (c) y (d).

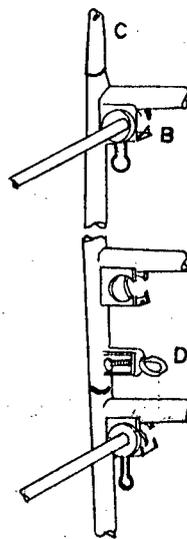
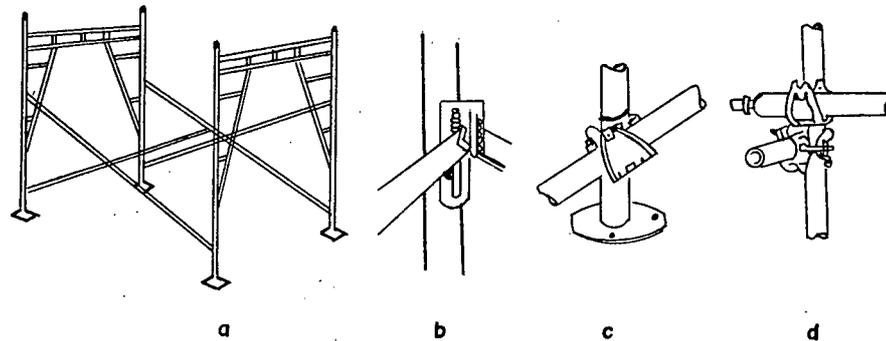


FIG. 3.6.2.1

ENTRAMADO DE ANDAMIO BEAVER — ADVANCE



DETALLE DEL ENTRAMADO DE LOS ANDAMIOS PATENT

a) Conjunto del entramado. b) Cerrojo deslizante. c) Manguito de acoplamiento de las riostras diagonales. d) Manguito de acoplamiento de las riostras horizontales.

3.7. RESISTENCIA AL ARRANQUE DE LOS CLAVOS

Las uniones de los diferentes elementos de un andamio, se hacen la mayoría de las veces mediante clavazón, la resistencia de los clavos introducidos en la madera depende de la densidad de la madera, diámetro del clavo, penetración, etc.

Como información, debe indicarse que la carga admisible en Kg/cm de penetración de clavos ordinarios introducidos perpendicularmente a la fibra es:

$$P = 121 G^{2.5} D$$

En donde:

G = Peso específico de la madera (secada al horno)

D = Diámetro del clavo en cm.

En la figura inferior se encuentra una serie de curvas obtenidas por la expresión anterior.

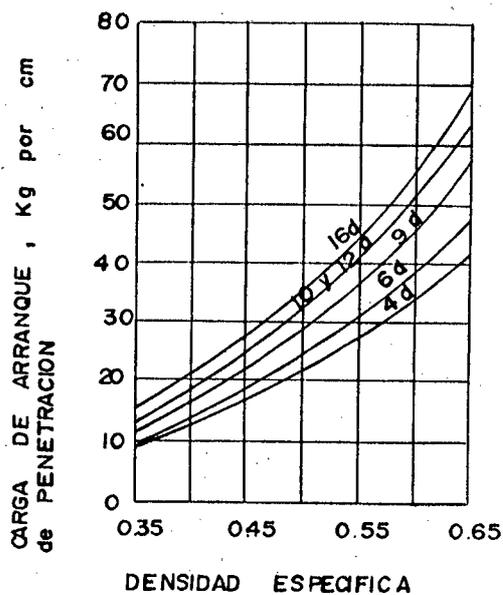


FIG. 3.7.1

La resistencia lateral admisible en clavos ordinarios introducidos; en cambio paralelamente a la fibra en maderas secas está dada por:

$$P = K D^{0.429}$$

En donde:

P = Carga admisible del clavo en Kg.

K = Constante que depende de la clase de madera, de la densidad específica, etc.

D = Diámetro del clavo en cm.

3.8. CARGAS DE TRABAJO ADMISIBLE EN UNIONES MÚLTIPLES

En países donde la industria de la construcción se encuentra sumamente adelantada, la resistencia de las uniones entre los diferentes elementos de un andamio, se utiliza conectores prefabricados, dependiendo la resistencia del ensamble utilizando conectores y estando en función lógicamente del tipo y dimensiones del conector de las dimensiones del elemento a unir mediante el conector, de la especie de madera, etc.

Existen conectores de anillo partido, de anillo dentado, etc. Las uniones múltiples se forman cuando se utilizan en el acoplamiento de los elementos de un andamio, más de un conector que contribuye a la resistencia de toda la estructura.

Los fabricantes proporcionan las cargas de trabajo admisibles en Kg en conectores de anillo partido y pasador, dentados y pasador, etc. en función del tipo de conector, del espesor mínimo de los elementos a unir, de los anchos mínimos, de la especie de madera, mediante ensayos de carga paralela y perpendicular a la fibra de la madera.

Debe indicarse que en nuestro medio definitivamente no se usa los conectores ni el sistema de uniones múltiples.

En el siguiente capítulo se entra ya al diseño de encofrados, debido a que en los tres primeros capítulos se trata los aspectos preliminares necesarios para el diseño.



CAPITULO IV

ELEMENTOS DE DISEÑO Y CALCULO DE ENCOFRADOS

4.1. DATOS REQUERIDOS PARA EL DISEÑO

Un encofrado debe ser calculado con el mismo criterio técnico utilizado en el cálculo de cualquier estructura, calculando las dimensiones o separaciones de sus diferentes elementos según el caso a fin de construir encofrados económicos, seguros y resistentes estructuralmente.

Los datos que debe conocerse para el diseño son:

- a) Del concreto
- b) Del material de encofrado
- c) Del ambiente
- d) Del proyecto

4.1.1. DATOS DE CONCRETO

Como los encofrados se diseñan para soportar el hormigón,

es necesario conocer el peso volumétrico del mismo, que varía entre 1600 y 2400 Kg/m³, los hormigones de menor peso volumétrico se conocen como - hormigones ligeros, el concreto de 2400 Kg/m³ es el concreto normal comúnmente utilizado en nuestro medio.

4.1.2. DATOS DEL MATERIAL DE ENCOFRADO

Los datos que interesan conocer de la madera a utilizarse en encofrados son:

- a.- Calidad
- b.- Esfuerzos permisibles
- c.- Módulos de elasticidad
- d.- Estado de las cargas y su efecto
- e.- Deterioro e impermeabilización.

Con los datos anteriores se procede al diseño de los elementos del encofrado.

4.1.2.1. CALIDAD DE LA MADERA

Para el diseño de encofrados en la mayoría de las veces resulta suficiente determinar la calidad de las maderas observando los defectos (clasificación visual) que pueden afectar las propiedades físicas, químicas o mecánicas; estas limitaciones son consideradas como defectos.

Las piezas de madera, se clasifican visualmente por clases.

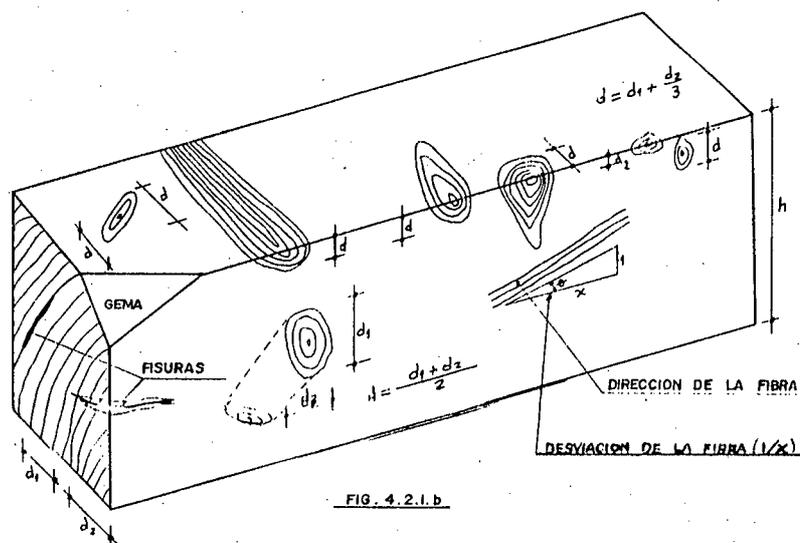
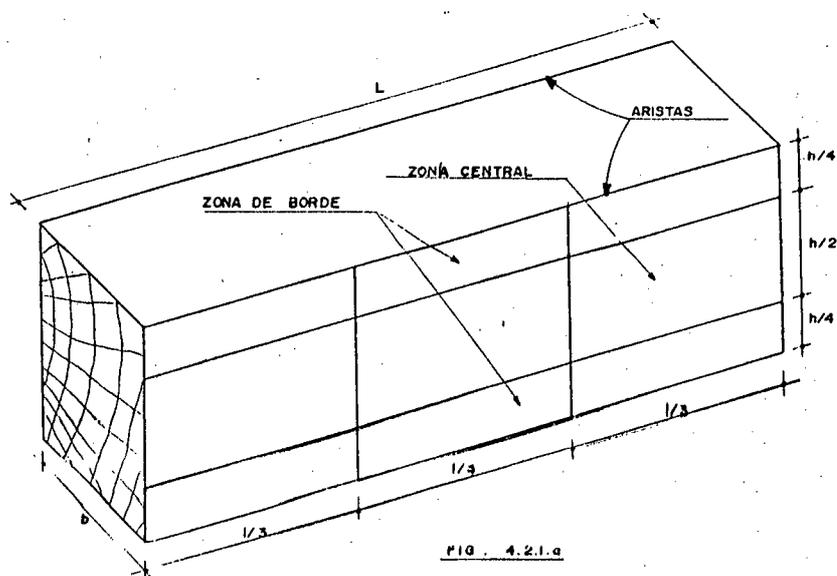
Los defectos que suelen presentar las maderas se deben a su constitución anatómica, al ataque de agentes biológicos (pudrición, almacenamiento y transporte, secado, etc.)

La clasificación visual de la madera estructural es importante para seleccionar la madera como elementos estructural.

Los principales tipos de defectos para determinar las diferentes calidades de madera, prescritos por códigos mexicanos y americanos son:

- a) Velocidad mínima de crecimiento, determinada por el número de anillos en 5 cm.
- b) Las fisuras o grietas medidas como la proyección máxima - sobre cada cara considerada en $1/4$, $1/3$, $1/2$ o $3/5$ de la cara considerada.
- c) Desviación de la fibra condicionada a $1/4$, $1/11$, $1/8$, $1/6$ etc.
- d) Gema en cada cara.

En la figura 4.1.2.1.a y 4.1.2.1.b se muestran las diferentes zonas de una viga sujeta a flexión, para su clasificación estructural.



4.1.2.2. ESFUERZOS PERMISIBLES

La determinación de los efectos que producen las cargas sobre los encofrados debe determinarse mediante métodos y procedimientos aceptados en la práctica. El diseño de los diferentes elementos debe hacerse para cargas de servicio o esfuerzos permisibles, de tal mane-

ra que los esfuerzos producidos por las cargas sean menores a los admisibles por el material.

4.1.2.3. MÓDULOS DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad para cualquier material madera, hormigón, acero, etc. puede determinarse mediante ensayos de tracción, compresión o torsión, midiendo para diferentes esfuerzos la deformación unitaria.

En el diseño estructural de encofrados se necesita conocer el módulo de elasticidad en compresión paralela y perpendicular a la fibra en tracción paralela a la fibra, módulo de elasticidad en flexión estática y en torsión.

En el anexo # 1 se adjunta una tabla con los valores correspondientes a los módulos de elasticidad antes mencionados para diferentes maderas utilizadas en encofrados.

En los diferentes diseños que se realiza posteriormente se explicará la utilización de los diferentes módulos de elasticidad.

4.1.2.4. ESTADO DE LAS CARGAS Y SU EFECTO.

Las cargas que normalmente actúan sobre una estructura de encofrado son: Cargas muertas o permanentes, cargas vivas o sobrecargas, cargas de viento, impacto, etc. el efecto que producen estas

cargas sobre las estructuras de encofrados se determinará en todos los casos mediante el análisis estructural correspondiente.

Las cargas que soportan los encofrados son principalmente - uniformemente distribuidas y concentradas.

En la figura 4.1.2.4.1. se muestra en sección una serie de cargas concentradas actuando sobre un listón o viga longitudinal (caso típico de una losa); en cambio la carga transmitida por el tablero es uniformemente distribuida.

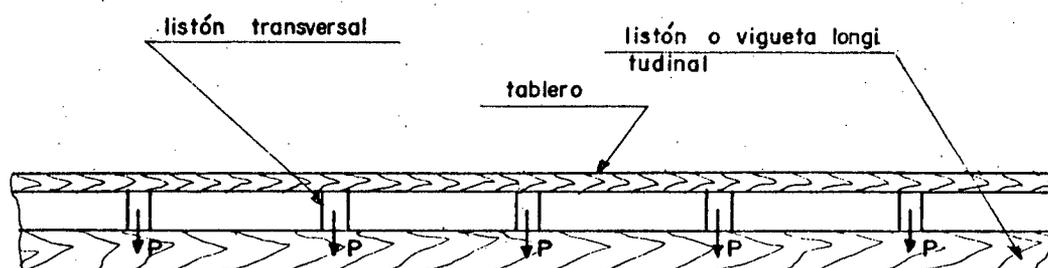


fig 4.1.2.4.1

P = carga concentrada transmitida por el listón sobre la viga longitudinal.

4.1.2.5. DETERIORO E INTEMPERIZACIÓN

En el diseño de encofrados debido al deterioro que sufre la madera, los esfuerzos permisibles deben afectarse por factores de reducción de acuerdo al grado de deterioro e intemperización de la madera a través del tiempo.

4.2. DETERMINACIÓN DE CARGAS Y CÁLCULO DE PRESIONES

Toda estructura de encofrado, debe diseñarse para soportar las siguientes cargas: muertas, vivas, de sismos, de viento, etc.

Las cargas muertas, están constituidas por el peso propio de la estructura y otras cargas permanentes; en cambio las cargas de servicio, - llamadas simplemente cargas vivas son aquellas que la estructura debe obligadamente resistir; según la función que vaya a cumplir la estructura (personas, muebles, etc.). Finalmente las sobrecargas debido a sismos, vientos, etc, dependen de la zona de emplazamiento de la estructura y están reglamentadas en cualquier código de construcción.

En el caso de que las cargas vivas deban actuar durante mucho tiempo en un mismo sitio; éstas deben considerarse como cargas muertas en el cálculo estructural. En el diseño de encofrados, debe considerarse - principalmente dos tipos de cargas: concentradas y distribuidas, las mismas que al ser transmitidas a las diferentes estructuras de encofrado originan los esfuerzos que deben ser resistidos adecuadamente.

En el diseño de estructuras de encofrado los esfuerzos que interesan principalmente son compresión, tensión y corte. El primero se produce cuando una determinada carga comprime o aplasta al miembro o elemento estructural sometido a dicha carga, el segundo cuando el elemento está sometido a fuerzas de tensión y el último a fuerzas cortantes.

El esfuerzo permisible de compresión, entendido como un esfuer

zo de trabajo de seguridad, que representa una parte del esfuerzo a la ruptura o del límite de elasticidad del material puede determinarse de la siguiente manera:

EN COMPRESION PARALELA A LA FIBRA

Por ejemplo en el diseño de columnas, postes, puntales, etc. sometidos a cargas concentradas paralelas a la dirección de la fibra vale:

$$\sigma_{\text{comp.}} = \frac{P}{A}$$

Siendo:

P = Carga concentrada

A = Area de la sección transversal.

El esfuerzo de compresión permisible del material no debe exceder de determinados límites.

CARGAS DE SUPERFICIES INCLINADAS CON RESPECTO A LA FIBRA

El esfuerzo permisible en compresión en dirección inclinada, con respecto a la fibra, se determina según la siguiente expresión:

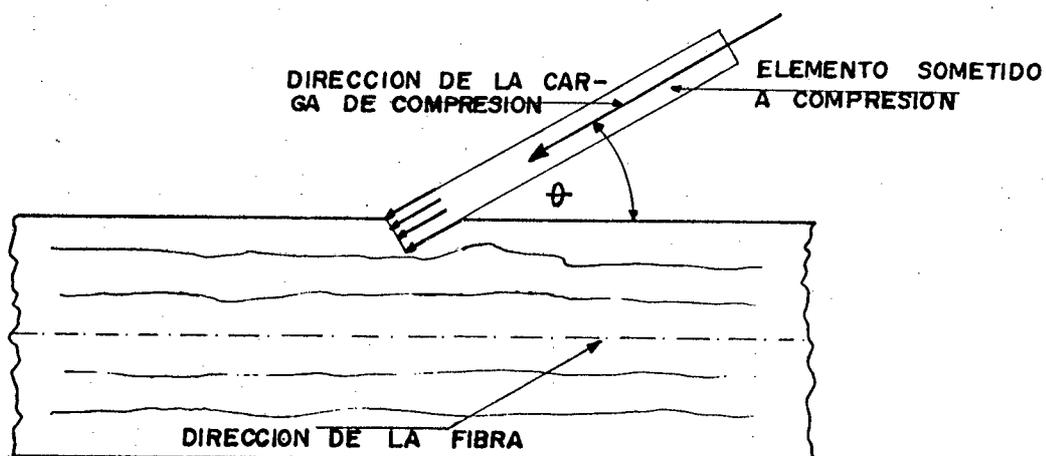


FIG. 4.2.1

$$N = \frac{P Q}{P \operatorname{sen}^2 \theta + Q \operatorname{cos}^2 \theta}$$

Donde:

N = Esfuerzo permisible de compresión en la dirección que forman el ángulo θ con la fibra.

P = Esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra.

Q = Esfuerzo permisible en compresión perpendicular a la fibra

θ = Angulo entre la dirección de la carga de compresión y la de la fibra de la madera.

Cuando la dirección de las cargas sea corta, los esfuerzos permisibles pueden aumentarse según se indica a continuación:

* 15% para dos meses de duración

* 25% para siete días de duración

* 50% para viento o sismo

* 100% para impacto

* Coeficientes tomados de códigos mejicanos. Los incrementos -

anteriores no se aplican a los módulos de elasticidad en cálculo de deflexiones.

DISEÑO DE ELEMENTOS EN TENSION

Para el diseño de elementos en tensión, sujetos a esfuerzos - que tienden a alargar o estirar un miembro, el esfuerzo unitario de tensión se aplica la expresión básica:

$$f = \frac{P}{A}$$

Siendo:

f = Esfuerzo unitario de tensión

P y A = Carga y Area transversal, respectivamente

ESFUERZO CORTANTE

Si dos piezas iguales paralelas y de sentido contrario tienden a resbalarse una sobre otra, se produce esfuerzo cortante.

La tendencia a falla por corte vertical puede ilustrarse en una viga simplemente apoyada sujeta a carga uniformemente distribuida, ver figura 4.2.2.

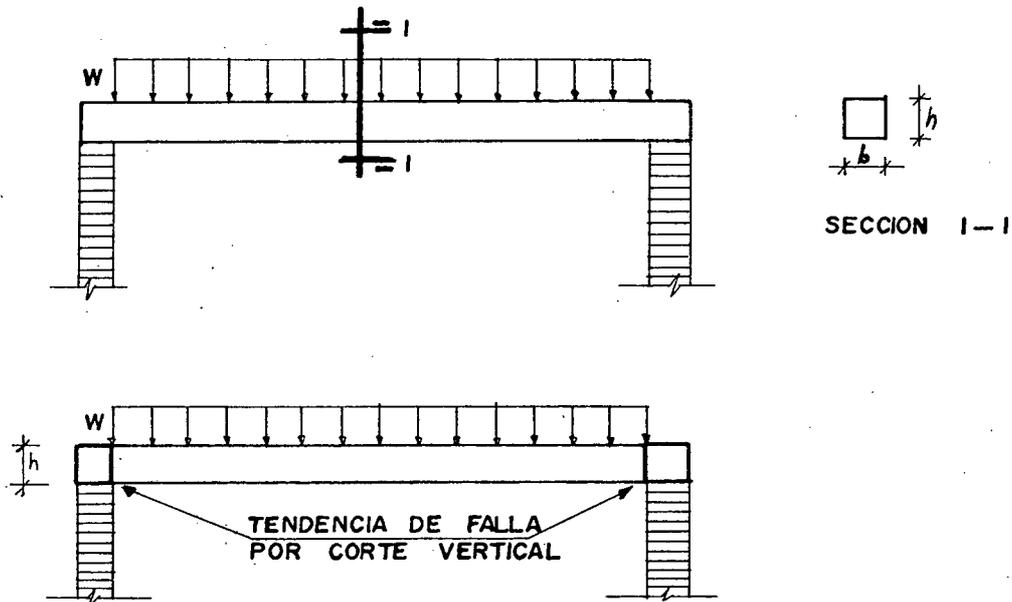


fig 4.2.2

En el caso del ejemplo la tendencia de la viga a fallar por corte vertical se manifestaría como una tendencia de la viga a descender en las caras interiores de ambos apoyos.

La falla también podría ocurrir por corte horizontal debido a flexión. Ver figura 4.2.3.

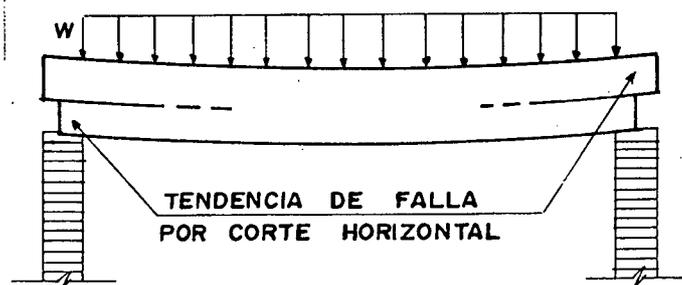


FIG. 4 - 2 - 3

Finalmente por ejemplo en el caso de una marcadura o cercha, existe también la tendencia del elemento inferior a fallar por corte horizontal debido al empuje del elemento diagonal en el nudo. Ver figura 4.2.4.

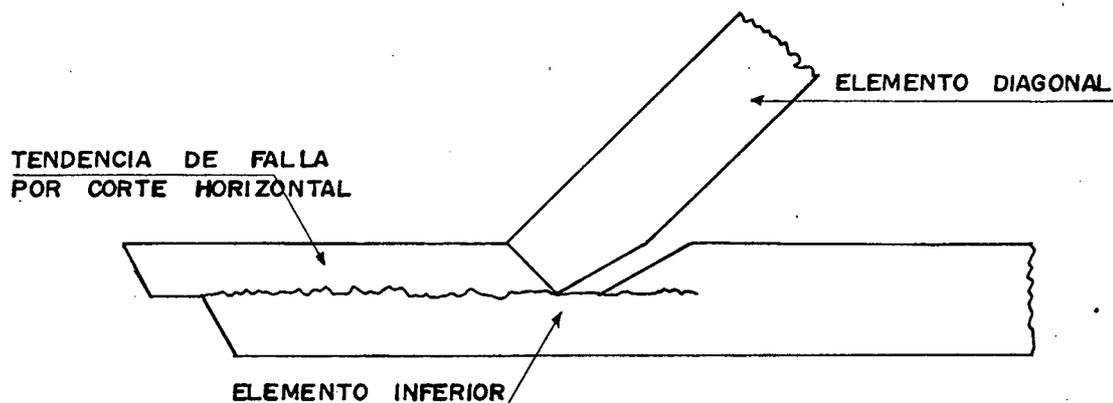


FIG . 4.2.4

4.3. EXPRESIONES EMPLEADAS EN EL CÁLCULO DE ENCOFRADOS

Los encofrados soportantes de las estructuras de hormigón deben resistir de manera adecuada las presiones y cargas a las que se encuentran sometidos, debiendo ser además económicos y resistentes.

Para diseñar correctamente un encofrado, debe conocerse el peso del hormigón y la presión transmitida por éste sobre la estructura, el estado y tipo de cargas que soporta la estructura y las propiedades físicas y mecánicas de los materiales con los que se construye el encofrado. Todos estos aspectos han sido estudiados en los capítulos anteriores.

Hemos visto que los encofrados de las estructuras de hormigón están sometidos a esfuerzos de flexión, de compresión y cortante, principalmente y que por seguridad de las estructuras éstos deben mantenerse dentro de ciertos límites.

Las notaciones empleadas en el cálculo y diseño de encofrados

así como la terminología y conceptos principales pueden resumirse de la siguiente manera:

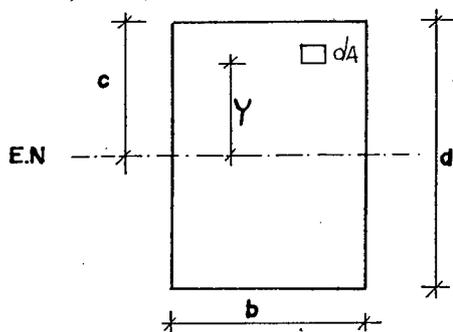


FIG. 4-3-1

MOMENTO FLECTOR

El momento flector máximo puede determinarse, conociendo la luz, el estado de carga de la estructura, tipo de apoyo, etc.

Seguidamente se indica un resumen del cálculo de momentos flectores máximos en vigas sujetas a diferentes estados de carga y condiciones de apoyo. Ver anexo # 2.

M = Momento flector o momento resistente

c = distancia entre la fibra neutra y la de borde

\bar{V} = esfuerzo en la fibra de borde (mas alejada o comprimida)

I = momento de inercia de la sección

b = ancho de la viga

d = altura o peralte de la viga

S = módulo seccional

P = carga concentrada cualquiera

W = carga total uniformemente repartida

V = esfuerzo cortante en el extremo

\bar{C} = tensión cortante horizontal

SUPERFICIE NEUTRA (EJE NEUTRO)

En una viga sujeta a cargas que la flexionan "el plano imaginario" sobre el cual las fibras superiores están en compresión y las inferiores en tensión se llama superficie neutra. El eje neutro E.N. pasa por el centro de la sección transversal de la viga. (figura 4.3.1.)

TENSIONES O ESFUERZOS EN FLEXION

El esfuerzo en flexión en las fibras más extendidas o comprimidas está dado por:

$$\bar{V} = Mc/I$$

En vigas de sección rectangular $I = bd^3/12$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{\frac{bd^3}{12}}{\frac{d}{2}} = \frac{bd^2}{6} \quad \bar{V} = \frac{M}{S} = \frac{6M}{bd^2}$$

MOMENTO DE INERCIA

Por definición el momento de inercia del área elemental será:

$$dl_{(e.n)} = y^2 dA$$

Las secciones transversales de vigas de madera son siempre rectangulares y el momento de inercia con respecto al e.n. será:

$$I = \frac{b d^3}{12}$$

b = ancho

d = altura

MODULO RESISTENTE

Se utiliza con mucha frecuencia en el diseño de vigas, se denomina también módulo de la sección.

El módulo resistente de la sección es por definición el cociente entre el momento de inercia de la sección transversal dividido para c (distancia desde el e.n hasta la fibra más extendida o comprimida).

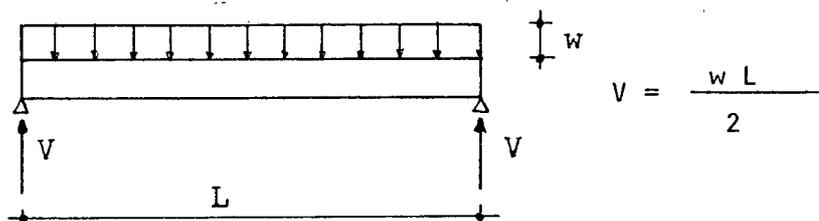
$$S = \frac{I}{c}$$

TENSIONES CORTANTES EN VIGAS RECTANGULARES

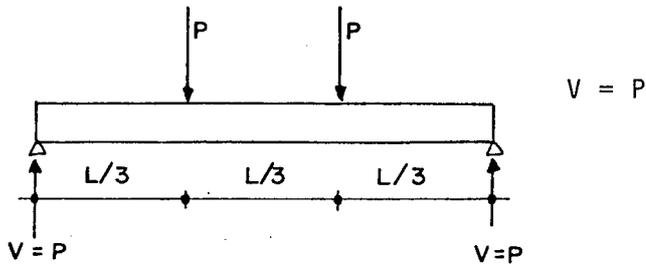
La expresión comunmente utilizada para calcular el esfuerzo cortante horizontal máximo en una viga de sección rectangular que no presente rajaduras es:

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

En vigas simplemente apoyadas con carga w , uniformemente repartida la fuerza de cortante máxima está dada por



En vigas simplemente apoyadas, el esfuerzo cortante máximo estará en alguna de las secciones de apoyo y será siempre igual a la reacción en dicho apoyo. Ver anexo # 2.



4.4. DISEÑO DE PIEZAS QUE TRABAJAN A TENSION, COMPRESIÓN, FLEXIÓN, FLEXIÓN Y CARGA AXIAL, CORTANTE, PANDEO, UNIONES, CLAVOS, PERNOS, TORNILLOS, ETC.

4.4.1. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE ELEMENTOS SUJETOS A COMPRESIÓN.

COMPRESIÓN AXIAL.- La metodología de cálculo para el proyecto y diseño de elementos estructurales sujetos a compresión y a flexo compresión, como postes, columnas, puntales, etc, puede resumirse de la siguiente manera:

Se determinará el grupo estructural de la madera a utilizarse en el diseño, el análisis de los estados de carga a que está sujeto el elemento a diseñar, la elección y determinación de las condiciones de apoyo, elección del factor de longitud efectiva y otros parámetros de cálculo que se definirán a continuación.

Las columnas, postes, puntales, etc. como elementos componen-

tes de una estructura de encofrado pueden clasificarse en:

- a) Columnas simples o sencillas
- b) Compuestas
- c) Espaciadas.

SIMPLES O SENCILLAS.- Están formadas por una sola pieza.

COMPUESTAS.- Formadas por el acoplamiento de dos o más piezas conectadas entre sí.

ESPACIADAS.- Estas están formadas por varios elementos, con ejes longitudinales paralelos entre sí.

PARAMETROS DE CALCULO

LONGITUD EFECTIVA (L_{ef}).- La longitud efectiva es una longitud teórica de una columna equivalente con articulaciones en ambos extremos.- Con la longitud efectiva se calcula la carga máxima por pandeo, que puede soportar una columna.

$$L_{ef} = KL$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva que considera las restricciones o el grado de empotramiento de los apoyos.

L = Longitud no arriostrada.

Cuadro 4.4.1.1.

Condiciones de sujeción	K = Coeficiente para multiplicar por P crit del caso fundamental	L _e = longitud efectiva
Extremos empotrados	4	L/2
Un extremo empotrado, el otro articulado	2	0.7L
Ambos extremos articulados	1	L
Un extremo empotrado, el otro libre	$\frac{1}{4}$	2L

RELACION DE ESBELTEZ.- Es el cuociente entre la longitud de la columna (sin apoyo) y la menor dimensión de su sección transversal.

$$\text{Esbletez} = \frac{L}{d}$$

Siendo:

L = Longitud sin apoyos de la columna

d = Dimensión del lado menor de la sección transversal

DISEÑO DE COLUMNAS SIMPLES.- El esfuerzo permisible en columnas simples de sección rectangular se valorará según el siguiente criterio:

$$\text{Si } \frac{L}{d} < 11 \quad C = f_c ; \text{ siendo}$$

C = esfuerzo permisible en la columna a compresión paralela a

la fibra en Kg/cm^2 corregido por esbeltez.

F_c = Esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra.

$$\text{Para } 11 < \frac{L}{d} < 30$$

$$C = f_c (1 - (L/38d)^4)$$

$$\text{Para } \frac{L}{d} > 30$$

$$C = f_c \left(\frac{550}{L/d} \right)$$

DISEÑO DE COLUMNAS ESPACIADAS.- Las columnas espaciadas definidas anteriormente y que además estén ligadas a sus extremos por conectores, pernos, empaques, etc. que resistan la fuerza cortante por efectos de la deformación, se diseñan de acuerdo al siguiente criterio:

$$\frac{L}{d} \text{ (permisible) } = 80$$

La capacidad de carga de una columna espaciada, será igual a la suma de las capacidades de sus miembros, tal como si se tratara de columnas simples independientes, sustituyendo las fórmulas para las columnas simples por las siguientes:

$$\text{Para } \frac{L}{d} < 28$$

$$C = f_c$$

$$\text{Para } \frac{L}{d} > 28$$

$$C = f_c [1 - (L/95d)^4]$$

DISEÑO DE COLUMNAS COMPUESTAS.- El diseño de una columna com-

puesta, se lo realiza con las mismas fórmulas de las columnas simples; pero se reducirá la capacidad de carga en función de la relación de esbeltez considerando el siguiente cuadro, toda vez que las columnas compuestas tienen mayor rigidez.

L/d	Capacidad reducida % de la calculada
2	88
6	82
10	77
14	71
18	65
22	74
26	82
30	91
34	99

Cuadro 4.4.1.2.

Luego de que se ha definido las bases y parámetros de cálculo explicados anteriormente, debe determinarse los efectos máximos que tales estados de carga ocasionan, estableciendo los esfuerzos máximos admisibles así como los diferentes módulos de elasticidad. Seguidamente se seleccionará una sección adecuada (transversal) determinando las propiedades geométricas de dicha sección, se calcula la relación de esbeltez - en cada dirección y la carga admisible según las ecuaciones dadas anteriormente.



4.4.2. DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEXIÓN

El diseño de elementos a flexión como vigas, utiliza las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales, siempre que la relación de la luz al peralte sea mayor que 5.

Algunas consideraciones que deben tomarse en cuenta en el diseño son las siguientes:

- 1.- Una viga de sección circular tendría el mismo momento resistente que una viga cuadrada o rectangular de igual área.
- 2.- Cuando el peralte de una viga de sección rectangular excede de 30 cm. se debe introducir el siguiente factor f que multiplique al momento de inercia.

$$f = \frac{0.81 (h^2 + 922)}{(h^2 + 568)}$$

h = Peralte o altura en cm.

4.4.3. DISEÑO A FLEXO TENSIÓN Y FLEXO COMPRESIÓN.

Los elementos estructurales de un encofrado sujetos a esfuerzos combinados de flexión y carga axial deben diseñarse utilizando las siguientes expresiones:

$$\text{Flexo Tensión} \quad \frac{P}{A} + \frac{M}{S} \leq f_m$$

$$\text{Flexo Compresión} = \frac{P}{A_c} + \frac{M}{f_m S \left(1 - \frac{P L^2}{2 EI}\right)}$$

Siendo:

A = Area de la sección transversal en cm^2

E = Módulo de elasticidad en Kg/cm^2

f_m = Esfuerzo permisible a la flexión en Kg/cm^2

I = Momento de inercia en cm^4

M = Momento flexionante en Kg-cm

S = Módulo de la sección en cm^3

P = Carga axial en Kg en flexión o compresión según el caso

En columnas espaciadas estas expresiones sólo se utilizarán cuando la flexión sea en dirección paralela a la mayor dimensión de los miembros individuales.

ESFUERZO CORTANTE.- El esfuerzo cortante se lo calculará utilizando la resistencia de materiales con la siguiente consideración adicional.

- El valor calculado del esfuerzo cortante debido a una carga concentrada que está distante del apoyo una longitud menor al peralte puede reducirse en 2/3 del valor calculado.

4.4.4. PANDEO LATERAL

En todos los casos debe considerarse la posibilidad de pandeo lateral. Para contrarrestar este efecto las piezas deberán estar o quedar correctamente "contraventeadas".

4.4.5. DISEÑO DE ELEMENTOS DE UNIÓN

Los elementos de unión tales como: Clavos, pernos, conectores, etc. deben utilizarse estructuralmente de acuerdo a los siguientes criterios:

- Para fines estructurales debe utilizarse clavos comunes de alambre de acero estirado en frío. En uno de los capítulos anteriores se ha indicado ya las expresiones para determinar la capacidad de carga lateral de los clavos.
- Los tornillos deben enroscarse en agujeros de un diámetro aproximado del 87,5 al 90% del diámetro del tornillo.
- Cuando se utilice tornillos, éstos deberán introducirse a una profundidad no menor de 7 veces su diámetro.
- Las separaciones entre tornillos serán de acuerdo al detalle siguiente:

Paralelos a la carga

8D del borde cargado

4D del borde no cargado

6D entre tornillos

Normales a la carga

4D entre hileras

Siendo: D = diámetro del tornillo en mm.

La capacidad de un perno está dada por las siguientes expresiones:

a) Carga aplicada paralela a la fibra

$$P = 0,50 f_c t D K$$

Siendo:

f_c = Esfuerzo de compresión paralelo a la fibra

D = Diámetro del perno en cm.

t = Menor grueso en cm. para juntas a tope

t = Doble grueso de la pieza más delgada (en cm. para juntas traslapadas)

K = Constante dada por la siguiente tabla:

$\frac{t}{D}$	K
3	1.00
4	0.99
5	0.95
6	0.85
7	0.73
8	0.64
9	0.57
10	0.51
13	0.39

- Cuando se utiliza pernos, con placa de acero la capacidad

de carga será:

$$P = 0.66 f_c t D K$$

b) Carga aplicada normal a la fibra

$$P = 0.66 f_c t D K K_2$$

$\frac{t}{D}$	K	D pulg.	cm	K_2
Hasta 9	1.00	3/8"	0.95	2.50
10	0.94	1/2"	1.27	1.95
11	0.85	5/8"	1.59	1.68
12	0.76	3/4"	1.91	1.52
13	0.68	7/8"	2.22	1.41

4.5. DIMENSIONAMIENTO DE ENCOFRADOS

Los encofrados y obras falsas deben ser diseñados para soportar las cargas tanto verticales como laterales transmitidas o superimpuestas a la estructura de encofrado, hasta que la estructura de hormigón sea capaz de soportar su propia carga.

Las cargas que generalmente debe soportar una estructura de hormigón armado son:

- Cargas debido al peso del hormigón fresco
- Acero de refuerzo

- Peso propio de la estructura
- Cargas vivas accidentales
- Cargas de impacto por vaciado del hormigón
- Cargas debidas al equipo de construcción
- Cargas laterales por acción del viento etc.

En la figura 4.5.1. se ilustra la acción de algunas de estas cargas.

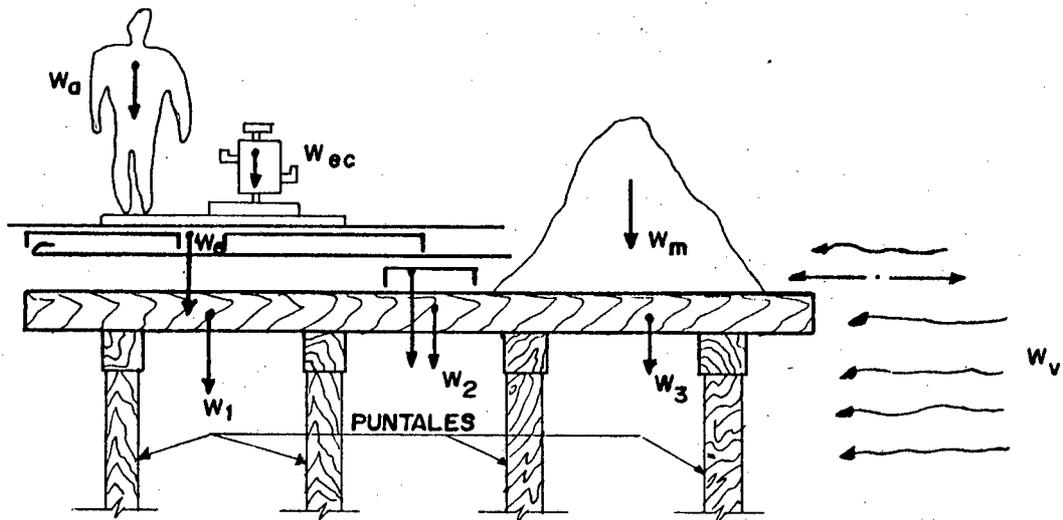


fig 4.5.1

FIG. 4 - 5 - 1

$W_1; W_2; W_3$ = Peso propio de la estructura de encofrado de 50 a 75 Kg/m².

El peso propio de la estructura de encofrado para efecto de diseño, puede despreciarse cuando es sumamente pequeño comparado con el peso del hormigón, más la carga viva.

W_e = Peso debido a la armadura de refuerzo

W_m = Peso de materiales de construcción (cargas vivas accidentales)

W_v = Cargas debido al viento

W_{ec} = Cargas del equipo de construcción

W_a = Sobrecarga viva accidental

CRITERIOS DE DISEÑO.- El Código ACI-83 especifica 250 Kg/m^2 - como carga viva de construcción (proyección horizontal) a considerar en el diseño de estructuras de encofrado. Esta carga incluye: Peso de trabajadores, equipo de construcción, andadores e impacto.

Se usará en cambio 400 Kg/m^2 cuando se utiliza equipos a motor como por ejemplo volquetes.

En encofrados de estructuras continuas, debe evitar cargarse en un sólo claro (ver figura 4.5.2.) ya que esta situación puede provocar el levantamiento del claro contiguo.

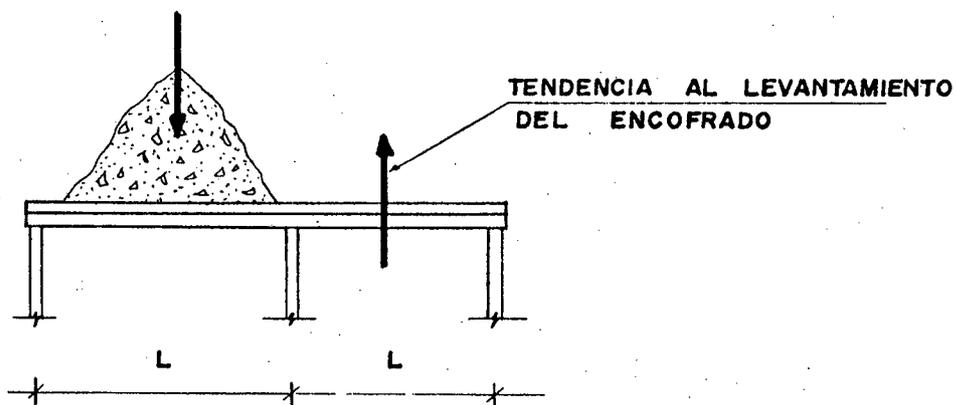


fig 4.5.2

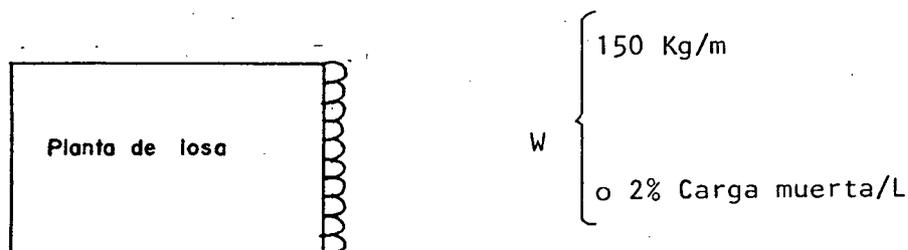
ALTERNANCIA DE CARGAS.- El código de construcción recomienda la alternancia de cargas y diseñar los encofrados para soportar el efec-

to anteriormente descrito, de no ser así debe construirse como simplemente apoyadas.

CARGAS LATERALES.- Los encofrados y obras falsas deben diseñarse para soportar además las cargas laterales por efectos del viento, cables de tensión, vaciado del hormigón, soportes inclinados y movimientos horizontales del equipo de construcción; sin embargo en la práctica resulta sumamente difícil la consideración de estas cargas.

El código ACI-83, recomienda las siguientes cargas laterales mínimas:

a) En losas: 150 Kg/m o el 2 % de la carga muerta sobre el encofrado (distribuido con una carga por metro de borde de losa).



Se debe considerar solamente el peso muerto de la losa en cada colado o fundición.

b) En muros: Carga de viento a considerarse 50 Kg/m^2 y en ningún caso menor de 150 Kg/m de borde de muro, aplicada en la parte superior del encofrado.

Presión lateral del concreto

Hemos visto anteriormente que el hormigón fresco no se compor

ta como un fluido, sino aproximadamente y hasta el fraguado inicial en que empieza a soportarse a sí mismo.

En la presión lateral influyen los siguientes factores: velo ci dad de vaciado, revenimiento, refuerzo de la armadura, temperatura, mé to de fundición, rugosidad, permeabilidad de las formas de encofrado, etc.; sin embargo en la práctica usual al no poderse determinar y cuantificar las diferencias de estas variables, su efecto resulta insignifi ca nte y puede ser despreciado.

4.6. PROYECTO Y DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE MADERA.- COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS.

El objetivo de este apartado es el de indicar el método para dimensionar la sección transversal de una viga de madera que soporta de terminadas condiciones de carga, considerando además que éstas actúan - en forma temporal sobre los encofrados.

Existen muchísimas maneras de dimensionar vigas, a continuación se indica el procedimiento a seguirse en términos generales; en los siguientes capítulos habrá la posibilidad de realizar el diseño y comprobación de esfuerzos, varias veces en ejemplos numéricos.

Metodología general de diseño

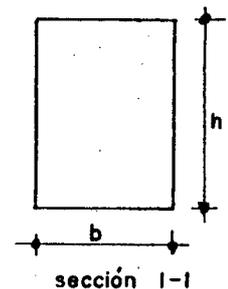
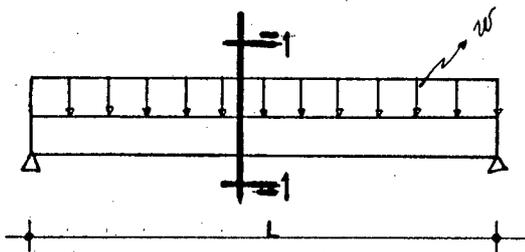
1.- Se determina las condiciones de carga, tipo de apoyo, luz

libre, etc.

- 2.- Se determina el momento flector máximo mediante el análisis estructural correspondiente.
- 3.- Se asume una de las dimensiones (ancho) y se calcula la otra, se comprueba la sección transversal.
- 4.- Se realiza la comprobación de esfuerzos.

En el anexo # 2, se muestran los valores correspondientes a esfuerzos cortantes, momentos flectores y deflecciones para diferentes tipos de carga y sistemas de apoyo en vigas.

En vigas simplemente apoyadas tal como la que se indica en la figura, el momento flector máximo y el esfuerzo cortante máximo valen



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

$$V = \frac{wL}{2}$$

En vigas continuas con más de dos apoyos de igual luz cargados uniformemente en toda su longitud el esfuerzo cortante máximo vale

$$V = \frac{5 WL}{8}$$

Toda viga debe dimensionarse y comprobarse a esfuerzo cortante dado por la siguiente expresión:

$$\bar{c} = \frac{3 V}{2 b d}$$

Siendo b y d , las dimensiones de la sección transversal. Los códigos de construcción, limitan los valores máximos de las flechas de los encofrados, para evitar que la superficie de hormigón aparezca excesivamente curvada.

Los valores correspondientes a las flechas máximas, se expresan generalmente como fracción máxima de la luz entre apoyos, por ejemplo $L/270$.

En vigas simplemente apoyadas cargadas uniformemente la flecha máxima en el centro de la luz está dada por

$$\delta = \frac{5 w L^3}{384 E I} \quad ; \text{ en cambio en vigas continuas}$$

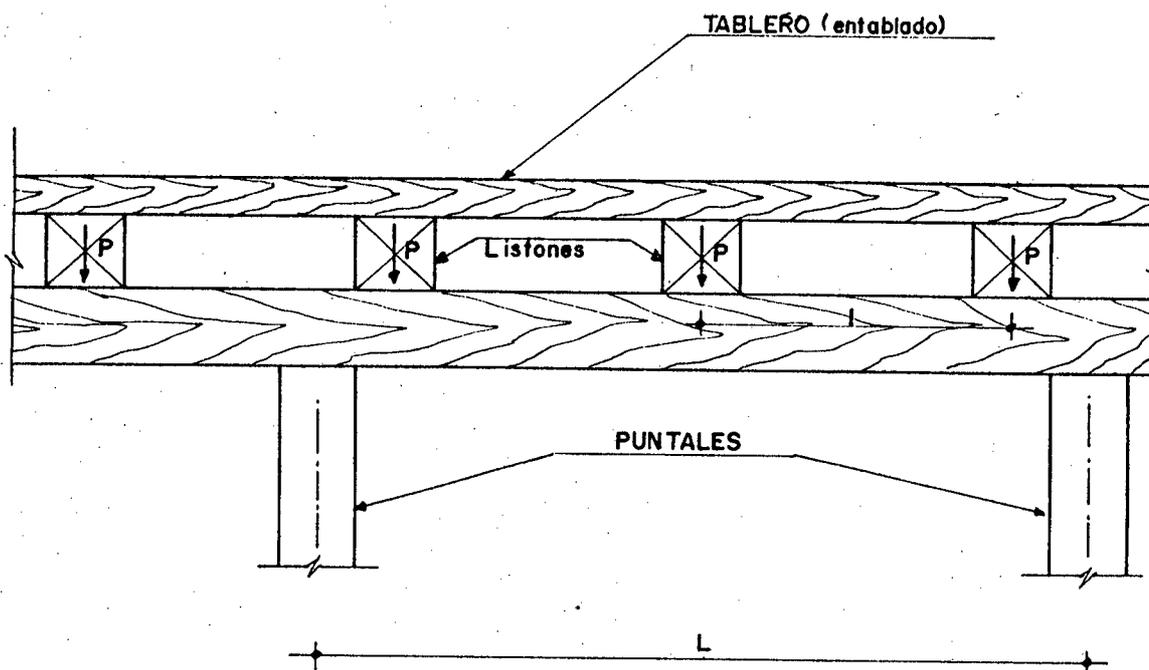
uniformemente cargadas la flecha máxima en los vanos extremos está dado por:

$$\delta = \frac{0.0054 w L^4}{E I} = \frac{0.0648 w L^4}{E b d^3}$$

Las vigas simplemente apoyadas sometidas a la acción de una carga concentrada en el centro de la luz, tienen una flecha máxima dada por:

$$\delta = \frac{P L^3}{48 E I} = \frac{P L^3}{4 E b d^3}$$

En el proyecto y dimensionamiento de encofrados, generalmente no se presentan casos aislados de diseño de vigas; sino que tal como se muestra en el gráfico debe diseñarse un sistema de vigas continuas con cargas concentradas actuando sobre los largueros a través de viguetas o listones transversales. Similares condiciones de carga se da por ejemplo en los tableros de encofrados para losas que son sustentadas por viguetas (listones) soportados a su vez por largueros que descansan sobre puntales; en el último caso indicado las cargas concentradas P varían considerablemente, lo cual puede dificultar el cálculo de la flecha máxima; esta situación se facilita asimilando las cargas concentradas a una uniformemente repartida equivalente, tal como se indica en los capítulos posteriores.



En las expresiones anteriores:

W = carga total uniformemente repartida sobre la viga

w = carga uniformemente repartida

P = carga concentrada

L = Luz de la viga

V = esfuerzo cortante total

M = momento flector máximo

δ = flecha máxima

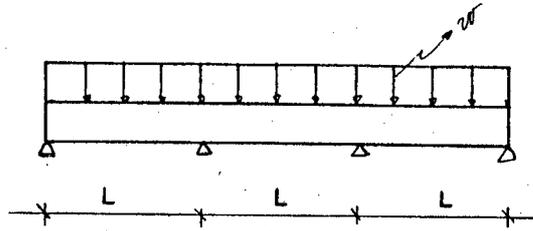
E = módulo de elasticidad

I = momento de inercia con respecto al centro de gravedad

La determinación de separaciones máximas entre apoyos de vigas (viguetas) que componen una estructura de encofrado, de tal manera que no se sobrepase los esfuerzos de flexión, cortantes y flecha admisible resulta complicada. Debido a que no puede establecerse de antemano cual sería la condición predominante.

Algunos códigos de construcción, especifica por este motivo - longitudes críticas de las vigas más utilizadas en encofrados en el diseño de entablados, tableros, listones, largueros, viguetas, etc.; sin embargo por didáctica y para que pueda comprenderse plenamente el diseño, se calculará las estructuras de encofrados de manera explícita, realizando - todas las comprobaciones.

El caso más común de dimensionamiento de encofrados, es cuando tenemos vigas contínuas sobre varios apoyos equidistantes y cargados uniformemente tal como se indica en la figura; en tales casos se utiliza las siguientes expresiones:



$$M = \frac{wL^2}{10} \quad V = \frac{5wL}{8} \quad \delta = \frac{0.0054wL^4}{EI}$$

En los capítulos siguientes se utiliza ampliamente los conceptos y expresiones expuestos anteriormente en el diseño de estructuras de encofrado.

4.7. DISEÑO DE PUNTALES VERTICALES

Los puntales verticales llamados algunas ocasiones "pie derechos" soportan las cargas que son transmitidas por el encofrado propiamente dicho. La carga máxima que puede soportar los puntales verticales dependen de los siguientes factores:

- 1.- Esfuerzo de tensión admisible o compresión paralelos a las fibras.
- 2.- Area de la sección transversal del puntal
- 3.- Relación de esbeltez

El esfuerzo de tensión admisible en compresión paralela a las fibras depende de las diferentes especies y calidades de maderas estructu

rales (ver anexo # 1).

En maderas secas los valores dados por las tablas del anexo # 1 pueden incrementarse en un determinado porcentaje debido al carácter temporal y no permanente de las cargas que soportan los encofrados.

La carga máxima admisible sobre un puntal se determinará empleando el área efectiva o neta de la sección transversal del puntal (0.1 m aproximadamente de \emptyset). La relación de esbeltez que es otro de los parámetros del cual depende la carga máxima que puede soportar l puntal, está determinado por el cociente entre la longitud libre del puntal y la menor sección transversal, es lógico suponer que a medida que aumenta la esbeltez, disminuye la capacidad de carga del puntal, siendo en tales casos necesario realizar el arriostramiento en dos direcciones con una o varias filas de riostras.

4.7.1. CARGAS ADMISIBLES SOBRE PUNTALES DE MADERA.

En un acápite anterior de este mismo capítulo se han dado las expresiones para definir la capacidad de carga admisible según la relación de esbeltez.

El Forest products laboratory del U.S. ha desarrollado las siguientes fórmulas para puntales rectangulares de longitudes pequeñas, medianas y grandes.

1.- En puntales de pequeña longitud con una esbeltez 10 la

carga admisible viene dada por $P = \sqrt{bd}$ ó $P = \sqrt{A}$

2.- Puntales de longitud intermedia con esbletez comprendida entre 10 y K, la carga admisible es:

$$P = A \sqrt{1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L}{K d} \right)^4}$$

Siendo:

$$K = 0.642 \sqrt{\frac{E}{f_{c_{\parallel}}}}$$

3.- En puntales de gran longitud con esbletez mayor que K la carga viene dada por:

$$P = \frac{\pi A E}{36 (L/d)^2} = \frac{0.274 A E}{(L/d)^2}$$

En las últimas expresiones:

P = carga admisible sobre el puntal

$\sqrt{\quad}$ = tensión admisible en compresión paralela a la fibra

b = ancho mayor de la sección transversal

d = lado menor de la sección transversal

$A = bd$ = área neta de la sección transversal

L = longitud libre del puntal

E = módulo de elasticidad de la madera

$f_{c_{\parallel}}$ = esfuerzo en compresión paralelo a la fibra

En los capítulos posteriores se utilizará las expresiones in-

dicadas anteriormente para determinar la capacidad de carga de un puntal como componente de una estructura de encofrado, sin embargo como ejemplo vamos a calcular la carga soportada por un puntal de eucalipto de sección circular de 10.20 cm. de diámetro y de 2.40 m. de altura.

Cálculo de la esbeltez

$$K = \frac{L}{d} = \frac{\text{Longitud puntal}}{\text{menor dimensión}} = \frac{240}{9.8} = 24.49$$

$d = 10.2$ (nominal)

$d = 9.80$ (efectivo)

La esbeltez puede estar comprendida entre mediana y gran longitud.

Para puntales de longitud intermedia

$$E = 2.04 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{anexo \# 1 W.V.R.})$$

$$f_{cII} = 340 \text{ Kg/cm}^2 \times \gamma \quad (\text{anexo \# 1 W.V.R.})$$

$$K = 0.642 \sqrt{\frac{E}{f_{cII}}}$$

$$f_{cII} = 340 \times 0.6 = 204 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 0.642 (204000/204)^{\frac{1}{2}} = 20.3$$

$K = 20.3 < 24.49$; por lo tanto se calcula como puntal de gran longitud.

$$P = \frac{\pi^2 A E}{36 (L/d)^2} = \frac{0.274 A E}{(L/d)^2}$$

$$P = \frac{(0.274) \frac{(3.14)^2 (9.8)^2}{4} (2.04 \times 10^5)}{(24.49)^2} = 7029.83 \text{ Kg}$$

4.7.2. DIMENSIONAMIENTO Y SEPARACIÓN DE PUNTALES

El cálculo de la separación y dimensionamiento de puntales será tratado en detalle en el capítulo correspondiente a diseño de encofrado de losas; sin embargo en el presente apartado se indica la metodología de cálculo que es la siguiente:

- 1.- Determinada la sobrecarga de trabajo y el peso propio de la estructura (losa) que trasmite la carga hacia los puntales se determina el área tributaria de carga en m^2 que al ser multiplicada por la suma de cargas anteriores (peso propio + sobrecarga) nos da la carga en Kg.
- 2.- Se determina el esfuerzo admisible en compresión paralela a la fibra según la especie de madera estructural escogida.
- 3.- Se asume una sección de puntal.
- 4.- Se comprueba la sección anterior y se realiza la comprobación por esbeltez encontrando la separación de puntales.

- 5.- Se corrige el esfuerzo admisible a compresión por esbeltez determinando su valor (esfuerzo) que al multiplicarse por la sección neta nos da la carga admisible en Kg.
- 6.- Si la carga admisible calculada según (5) es mayor que la carga dada en función del área tributaria (1) el diseño está correcto; caso contrario se vuelve a rediseñar el elemento (puntal).

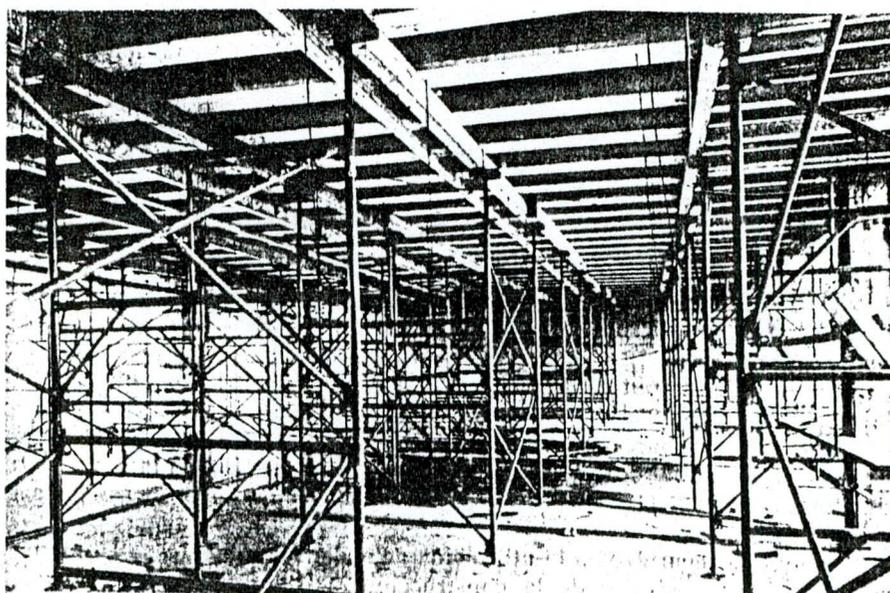
4.7.3. ANDAMIOS DE MADERA Y ACERO

En el apartado 1.6. se ha tratado ya con gran amplitud el montaje e instalación de andamios de madera. Razón por la cual en el presente apartado se indicará algunos aspectos importantes sobre andamios de acero (tubulares), los mismos que presentan las siguientes ventajas y características importantes:

- 1.- No necesita apoyos adicionales para la estabilidad de los entramados dobles.
- 2.- Presentan la ventaja de montarse a cualquier altura para lo cual es necesario solamente escoger debidamente los entramados.
- 3.- Los tornillos de ajuste de que están provistos permiten una nivelación rápida.
- 4.- Las longitudes de los elementos diagonales (riostros) pueden regularse según la necesidad del constructor.

5.- Pueden resultar económicos, el peligro de incendio es nulo, proporcionan más seguridad a los obreros.

En la figura 4.7.3.1. se muestra una estructura de encofrado, soportado por andamios metálicos.



Encofrados soportados por andamios tubulares de acero (Beaver-Advance Corporation)

fig 4.7.3.1

En Quito y Guayaquil se utiliza ya con ventaja los andamios metálicos que se encuentran muy fácilmente y son alquilados y utilizados por constructoras que los poseen.

Algunas características adicionales que se ha logrado investi-
gar sobre andamios metálicos son los siguientes:

- 1.- Las dimensiones de los tubos varían según el fabricante
- 2.- Los anchos oscilan entre 0.50 m en los entramados tipo es-

- calera y 1.50 m en los standar con alturas de 1 a 3 m.
- 3.- Las riostras suelen fabricarse en longitudes variables siendo las más comunes 0.75, 1.00, 1.25, 1.50, 1.75 y 2.00 m.

4.7.3.1. ELEMENTOS ACCESORIOS DE LOS ANDAMIOS METÁLICOS

Los principales son:

- 1.- Placas de base standar giratorias
- 2.- Bases ajustables y tornillos de nivelación
- 3.- Abrazaderas para el arriostrado
- 4.- Riostras diagonales para evitar deformaciones
- 5.- Pasadores de unión para el acoplamiento vertical de 2 entramados.
- 6.- Cabezas de puntal planas o en U de diferentes dimensiones, según la sección de los largueros que han de soportar.

4.7.3.2. NORMAS DE SEGURIDAD RECOMENDADAS POR EL FABRICANTE.

En la práctica constructiva, existen ciertas normas que deben cumplirse durante la utilización de andamios metálicos, como elementos sustentadores de los encofrados.

- 1.- Emplear bases ajustables para compensar las desigualda--

des del terreno.

- 2.- Comprobar la verticalidad y nivelación de los entramados
- 3.- No forzar las riostras al realizar el montaje colocando adecuadamente el arriostramiento horizontal y diagonal para asegurar la estabilidad.

4.7.4. ENCOFRADOS SOPORTADOS POR ANDAMIOS.

Los puntales horizontales de acero o de aluminio se emplean para soportar encofrados de losas, vigas y tableros de puentes, - constan de dos elementos que encajan telescópicamente pudiendo graduarse sus longitudes dentro de ciertos límites, en sus extremos poseen pestañas horizontales o puntas salientes para apoyar sobre las vigas o muros de sustentación.

Los fabricantes proveen siempre mecanismos regulables para dar a los encofrados las contraflechas necesarias para compensar la flexión producida por las cargas-

Se construyen para luces variables entre 1 y 9 m.

Algunas de sus características más importantes son:

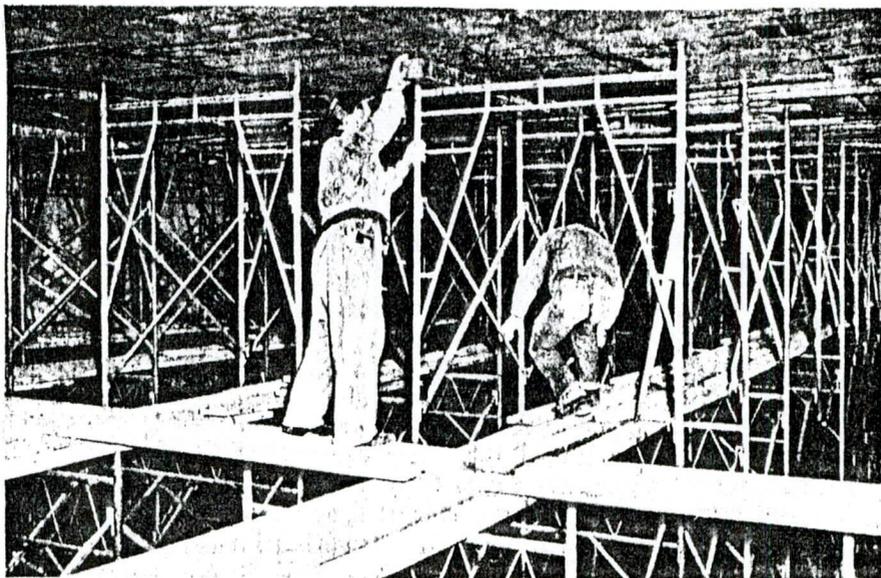
- 1.- Son de poco peso
- 2.- De gran empleo y utilización
- 3.- Se puede reducir la flecha del encofrado, mediante la contraflecha regulable del puntal.
- 4.- Son de fácil montaje y presentan facilidad para desmontar

5.- Recuden y hasta eliminan la necesidad de puntales verticales, lo cual permite dejar espacios para almacenamiento de materiales.

4.7.5 DETALLES CONSTRUCTIVOS DE ANDAMIOS METÁLICOS.

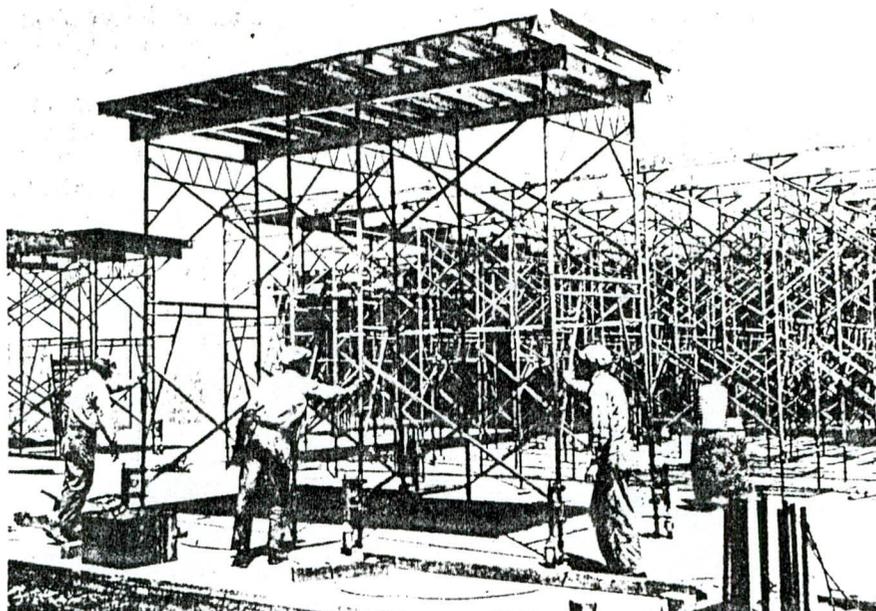
En nuestro medio no se utiliza este tipo de andamios; sin embargo en el presente trabajo se trata de dar una información sobre los detalles constructivos de entramado de andamios de diferentes fabricantes. Además detalles gráficos sobre desmontaje de andamios metálicos, de andamios metálicos transportables, de la utilización de andamios metálicos para soportar estructuras especiales de altura variable.

Todos éstos detalles se muestran en los gráficos que se adjunta a continuación.



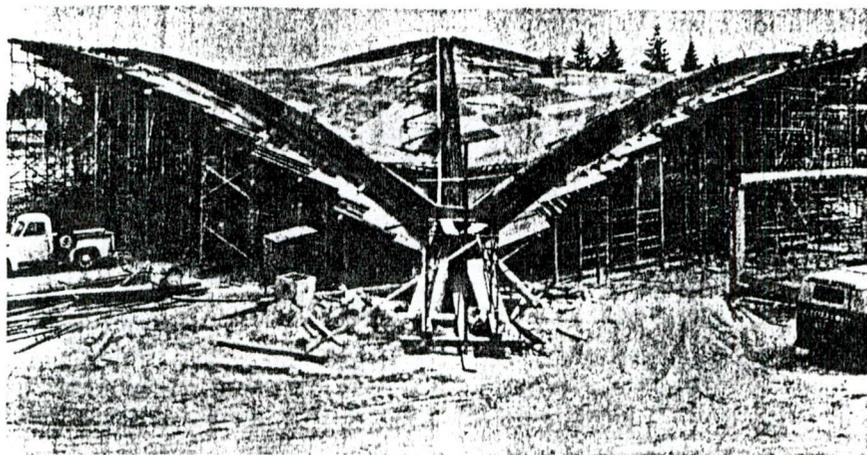
Desmontaje de un andamio tubular de acero (*The Patent Scaffolding Company, Inc.*)

fig 4. 7.3.2



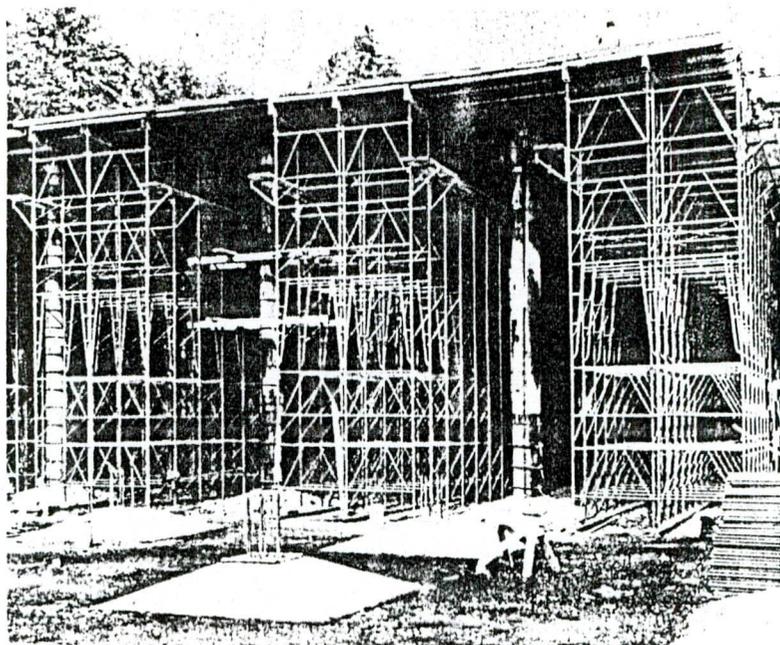
Tablero de encofrado soportado por un andamio transportable (*The Patent Scaffolding Company, Inc.*)

fig 4.7.3.3



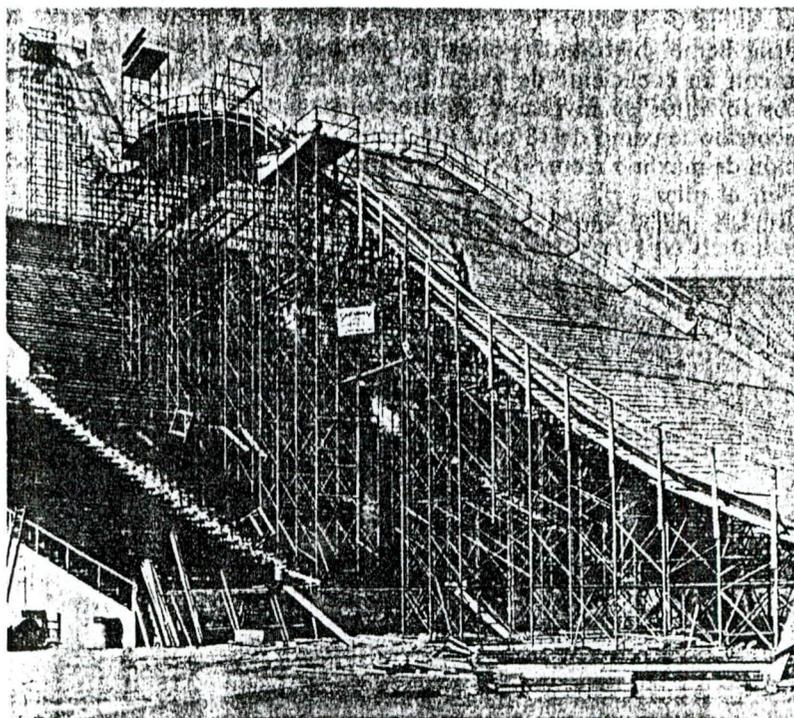
Utilización de andamios tubulares de acero para soportar encofrados de altura variable (*The Patent Scaffolding Company, Inc.*)

fig 4.7.3.4



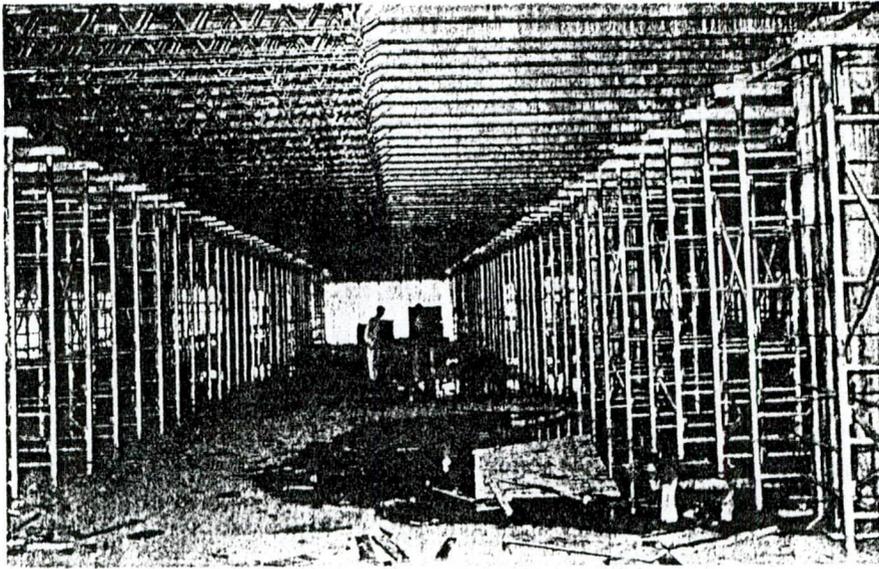
Tablero de encofrado soportado por un andamio tubular de acero (*Safway Steel Products, Inc.*)

fig 4.7.3.5



Andamio tubular de acero de altura variable (*Safway Steel Products, Inc.*)

fig 4.7.3.6



Puntales horizontales de acero de longitud regulable (*Rex-Spanall, Inc.*)

fig 4.7.3.7

CAPITULO V

ENCOFRADOS PARA CIMENTACIONES Y ZAPATAS

5.1. GENERALIDADES.

La cimentación de toda estructura es aquella parte de la misma que se relaciona directamente con el terreno sobre el cual se asientan, generalmente la cimentación queda invisible; por lo tanto es práctica común que los encofrados sean más toscos y realizados con menos cuidado; en algunas ocasiones se utiliza parte de la superficie del terreno como encofrado si ésta ha sido nivelada hasta la rasante requerida.

Algunas veces se acostumbra proyectar dados en la cimentación, para facilitar la construcción de columnas, vigas de cimentación, losas de hormigón, etc.; en algunos casos especialmente sobre terrenos blandos que permiten la excavación de taludes verticales según las dimensiones especificadas en los correspondientes planos de cimentación, puede no utilizarse tableros de encofrado. En terrenos flojos se encofra sólo lateralmente - la estructura a hormigonar, el fondo servirá como tablero.

En las estructuras que necesitan tablero de fondo, ésta debe colocarse entre los dos laterales.

Para fijar los tableros laterales suelen utilizarse tiras apoyadas por un lado en el terreno y por otro en el tablero, las tiras generalmente van sujetas a los listones longitudinales que soportan el tablero de encofrado y unidas a sendas estacas clavadas en el terreno tal como se indica en la figura 5.1.1.

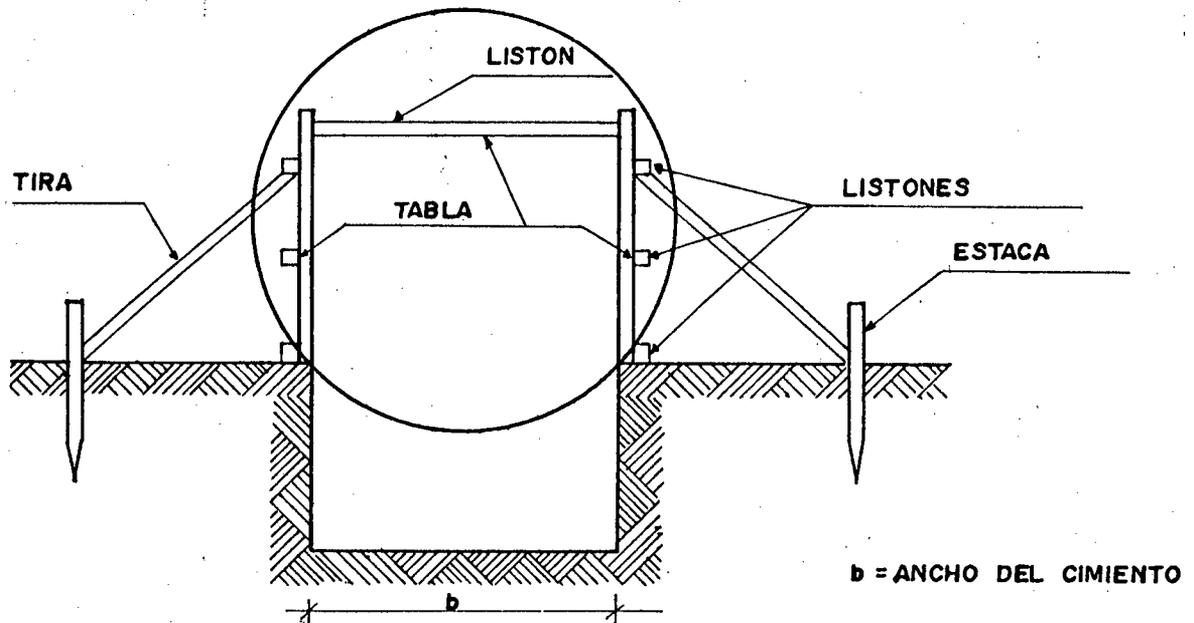


FIG. 5.1.1

Cuando el tablero no soporta lateralmente el peso del hormigón (parte marcada por el círculo), es necesario utilizar listones que sirvan como tirantes para mantener el encofrado en su posición original, estos tirantes deberán ser colocados aproximadamente cada metro o cada que las circunstancias así lo determinen.

5.2. SISTEMAS DE MONTAJE DE TABLEROS, TRAZADO Y COLOCACIÓN EN OBRA.

Los tableros de encofrado para cimientos que vayan a ser utilizados una sola vez, deberán ser sencillos sin una excesiva clavazón, lo que permitirá una mayor facilidad a la hora de desencofrar.

Los tableros de encofrado que por razones constructivas, deba utilizarse varias veces, deberán ser bien realizados para que el tablero adquiera solidez y resistencia sin destruirse las operaciones de encofrado y desencofrado. En la práctica los tableros son construidos previamente por el carpintero o albañil antes de ser colocados en obra y debidamente plomeados y puntalados.

En el montaje y construcción de tableros de encofrado de ci-mentaciones se aconseja seguir las siguientes instrucciones:

- 1.- Establecer la longitud de la estructura a encofrar y buscar tablas con la medida adecuada.
- 2.- Cortar tablas, cuando sea necesario para obtener la lon-gitud de encofrado.
- 3.- Las tablas deben unirse longitudinalmente por medio de listones generalmente de (4 x 5 cm.) eligiendo la separación adecuada.

4.- Al unir 2 tablas los listones deberán sobresalir aproximadamente unos 3 a 5 cm. para facilitar el ajuste.

5.- Las tablas deben ser de buena calidad sin defectos ni alabeos.

En la figura 5.2.1. se muestra la correcta disposición de un tablero de encofrado para cimentación.

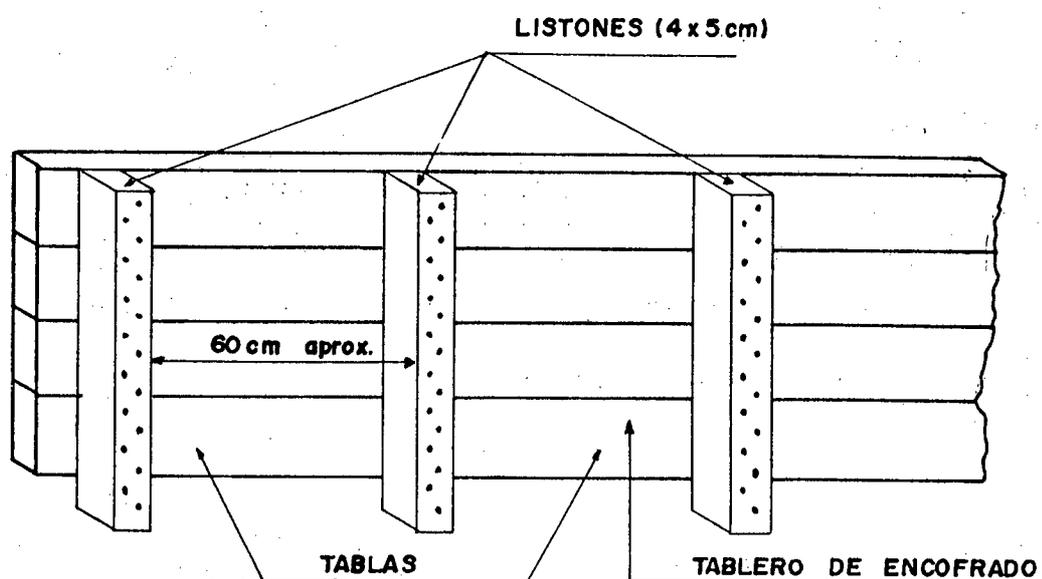


FIG. 5.2.1

Antes de la utilización de los tableros de encofrado, deben verificarse el ancho de las zanjás, cotas de cimentación (alturas), etc.; luego se coloca el tablero en el sitio que va a ocupar y situándolo en la posición definitiva una vez que ha sido replanteado en el terreno mediante estacas y según la planta de cimientos.

En la figura 5.2.2. se muestra en corte la manera más común de mantener en posición vertical un tablero de encofrado de cemento, cuando

la presión ejercida por el hormigón sobre el tablero es pequeña.

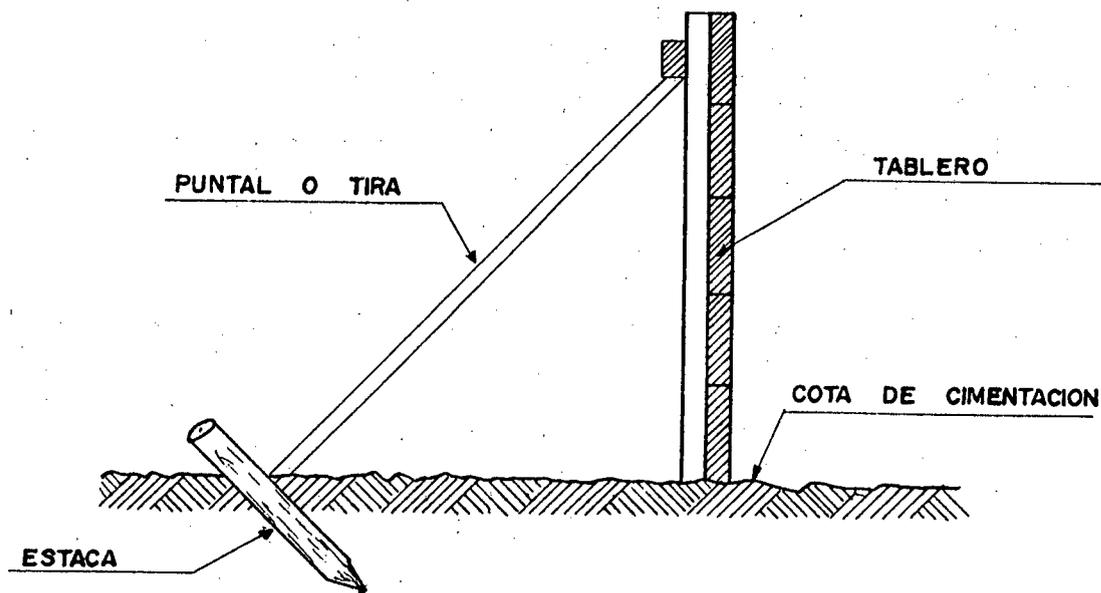


FIG. 5.2.2

Cuando la presión es mayor debido a una altura mayor de encofrado, mayor longitud, espesor o cualquier otra causa, es conveniente aumentar en la estructura de encofrado otros elementos. Ver figura 5.2.3.

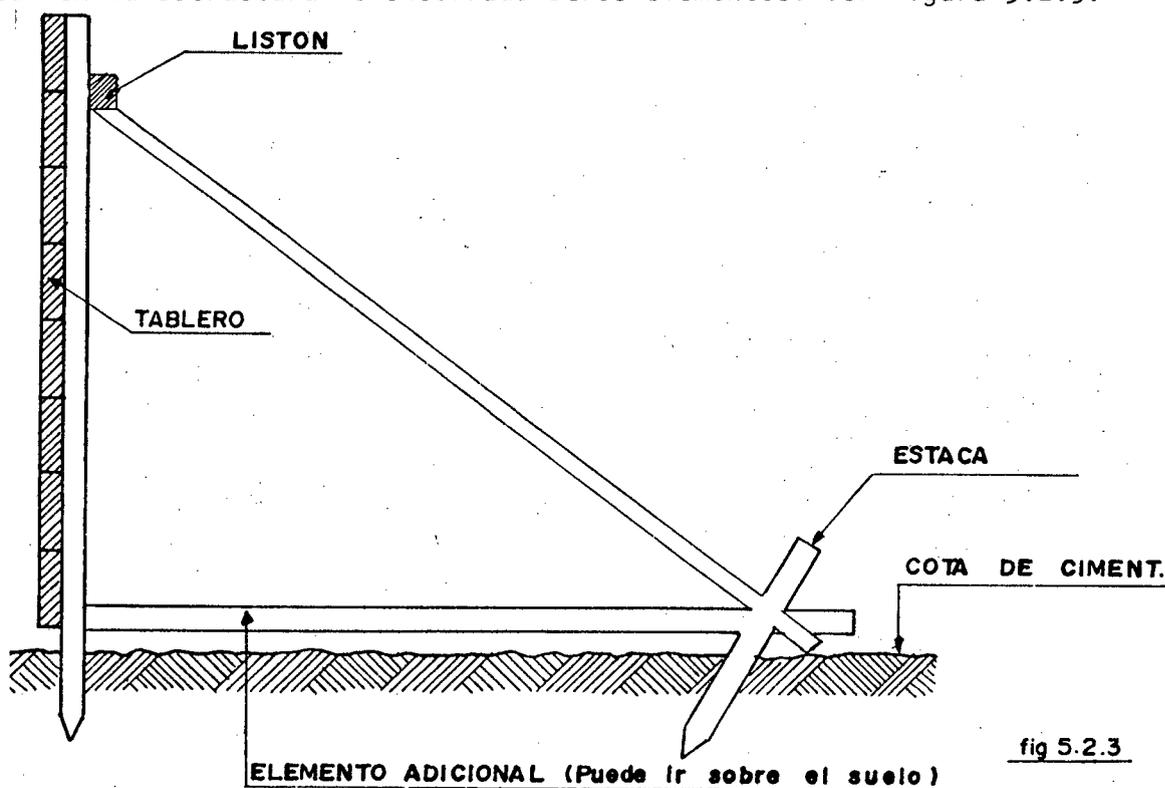


fig 5.2.3

5.3. PROYECTO Y DISEÑO DE ENCOFRADOS PARA ZAPATAS Y MUROS DE CIMENTACIÓN.

Se llama zapatas y cimentaciones, a los elementos soportantes de las estructuras que reciben las cargas y sobrecargas de las estructuras trasmitiéndolas al suelo.

Los principales tipos de zapatas son:

- 1.- Zapatas de muros y muros de cimentación
- 2.- Zapatas de columnas
- 3.- Zapatas para pilas y estribos de puentes
- 4.- Cimentaciones para máquinas.

Los encofrados de zapatas y cimentaciones están sometidas a la presión lateral del hormigón, las zapatas con paramentos inclinados o en talud a presiones verticales de levantamiento; sin embargo las presiones que soportan estas estructuras de encofrado son pequeñas (baja altura)

5.3.1. ENCOFRADOS DE ZAPATAS DE MUROS.

El procedimiento general para la construcción de zapatas de cimentación es mediante la excavación de zanjas en el terreno. Anteriormente hemos explicado que en terrenos firmes y consistentes el ancho de la zanja es igual al de la cimentación; siendo posible utilizar los la dos laterales de la zanja como encofrado.

En el apartado anterior se ha indicado el sistema de encofra-

dos para zapatas de muros y en el 5.6 se indicará algunos detalles constructivos de los mismos.

Actualmente en ciudades del país como Quito, Guayaquil y Cuenca donde se utiliza métodos más modernos de construcción que en nuestro medio se utiliza ya para mantener los tableros en posición vertical, piquetes de acero clavados en el terreno exteriormente al entablado, separados de 1.50 a 2.00 m. aproximadamente, seguidamente se coloca los codales separados 1.00 m. clavados en la parte superior del entablado, estos codales poseen agujeros en las zonas que sobresalen del encofrado en los cuales se introducen piquetes de acero que clavados al terreno impiden los movimientos laterales del encofrado. Este sistema permite una rápida colocación del encofrado. Ver figura 5.3.1.

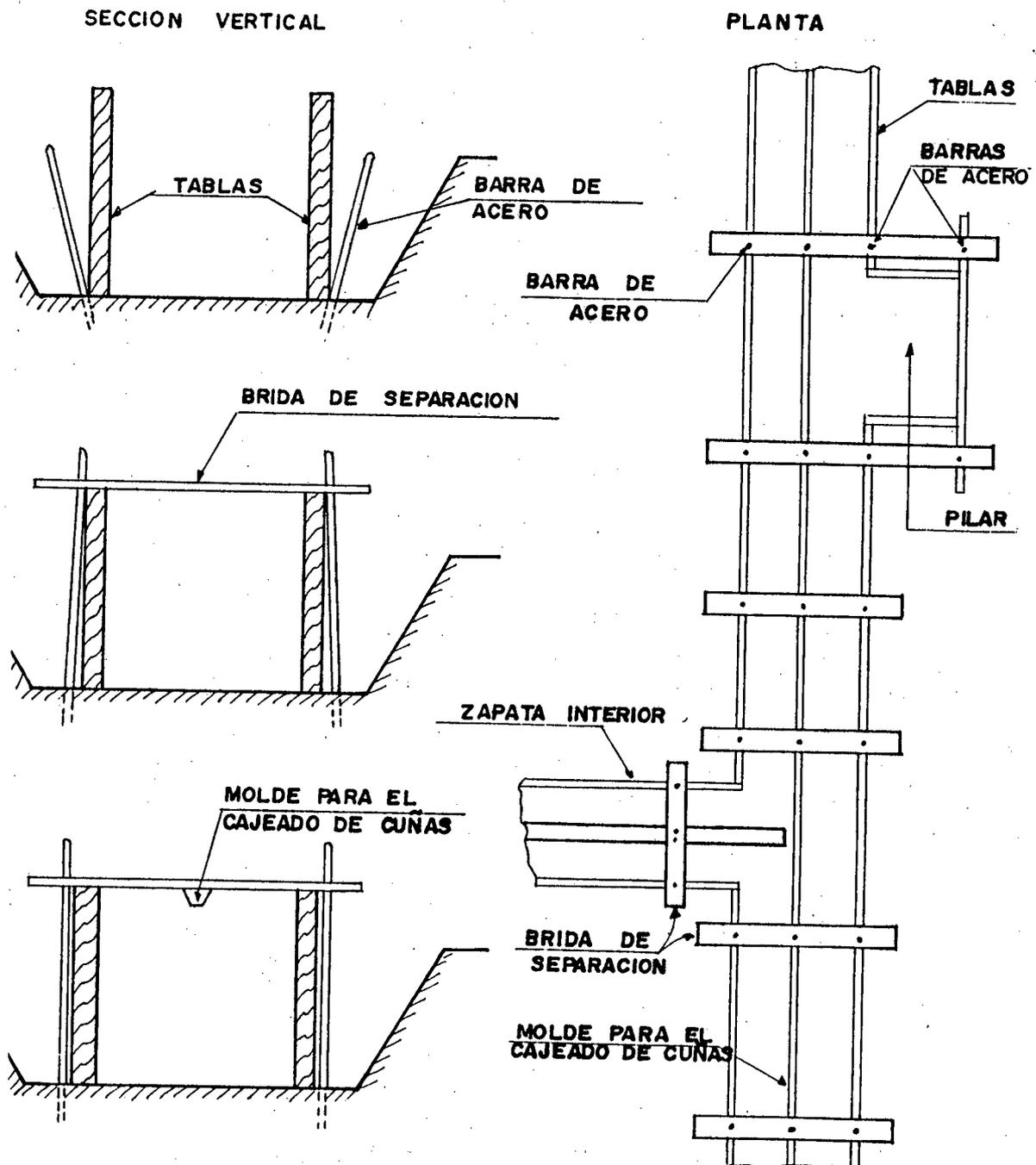


FIG. 5.3.1

5.3.2. ENCOFRADOS DE MUROS DE CIMENTACIÓN.

Los muros de cimentación van encima de las zapatas y son de altura variable entre 0.50 m y 1.50 m; siendo la presión lateral que ejerce el hormigón relativamente baja.

Para el encofrado de estos muros puede emplearse tanto paneles prefabricados como elementos contruidos en situ.

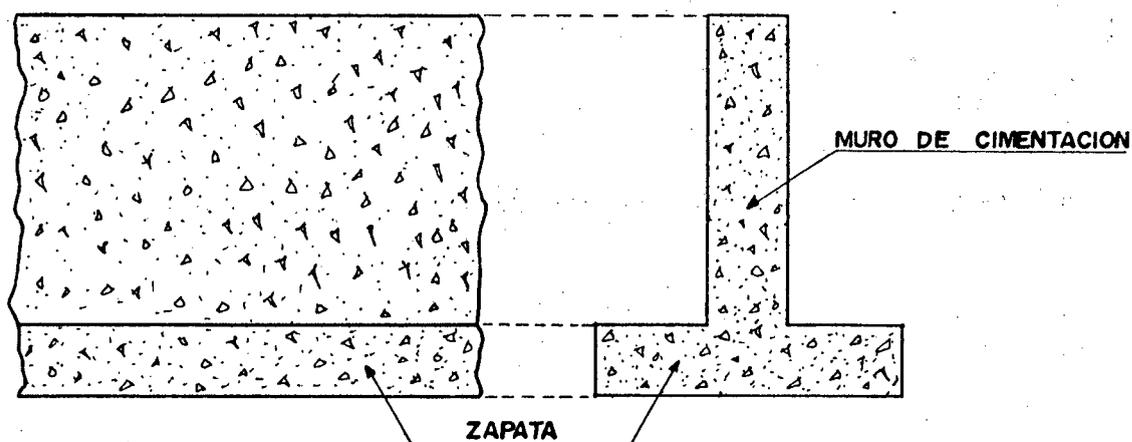


FIG. 5.3.2.1

PROYECTO DE UN PANEL DE ENCOFRADO (TABLADO VERTICAL)

Como ejemplo práctico se diseñará el tablado vertical del encofrado de un muro de cimentación.

Longitud de la plancha de plywood = 2.44 m.

En el caso del ejemplo se utilizará planchas de plywood, colocadas en el sentido más resistente (fibra paralela al claro o luz).

Altura máxima hormigón = 1.50 m.

Velocidad de hormigonado = 1.20 m/h con vibrador

Temperatura = 15.5 °C

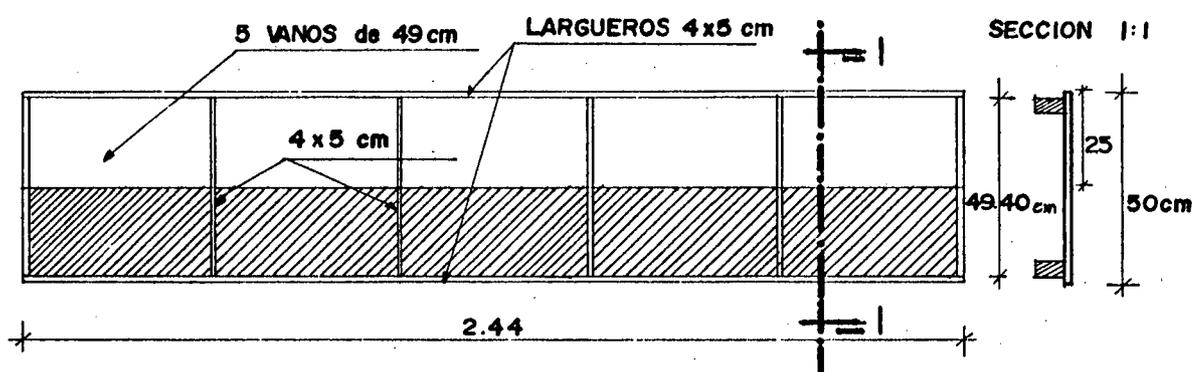
La máxima presión si el vaciado del hormigón se realiza rápidamente será de $2400 \text{ Kg/m}^3 \times 1.50 \text{ m} = 3600 \text{ Kg/m}^2$.

Entrando en el abaco de la figura 2.2.1.c con la velocidad de llenado 1.20 m/h y con la temperatura de 15.5°C se tiene una presión de 3350 Kg/m², valor con el cual diseñamos.

Si el espesor de la lámina es de 3/4" = 1.90 cm

$$W = 3350 \text{ Kg/m}^2 = 0.335 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCULO DE LA SEPARACION DE LISTONES



Considerando una zona de 25 cm de ancho por 244 cm de largo, situada cerca de la base del muro (zona rayada) y calculando el momento máximo como viga continua con 3 ó más claros tenemos:

$$M_{\text{máx.}} = \frac{W L^2}{10} = \frac{0.335 \times 25 \times L^2}{10} = 0.838 L^2$$

El momento resistente será:

$$M_r = f S \quad \text{en Kg-cm}$$

$$f = 125 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo admisible en flexión}$$

$$S = \text{Módulo de la sección en cm}^3$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{25 \times (1.9)^2}{6}$$

$$M_r = 125 \times \frac{25 \times (1.9)^2}{6} = 1880.21$$

Igualando ambos momentos

$$M_{\text{máx.}} = M_R$$

$$0.838 L^2 = 1880.21$$

$$L = 47.36 \text{ cm} \cong 49 \text{ cm.}$$

Como predomina el momento flector no es necesario comprobar ni el esfuerzo cortante ni la flecha.

SEPARACION ENTRE TIRANTES

Esfuerzo cortante sobre los largueros (4 cm x 5 cm), los largueros soportan el cortante por cada fila de tirantes.

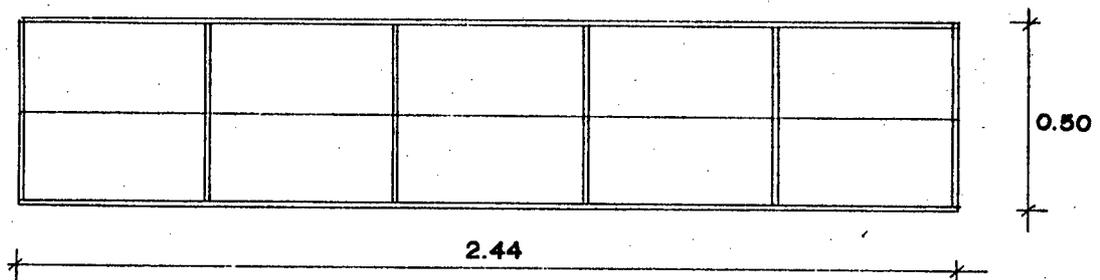
PRESION PARA ALTURA 1.0 m.

$$\text{Si } h = 2 (0.50) = 1.0\text{m} \quad (2 \text{ paneles})$$

La presión del hormigón será $W = 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 1 \text{ m} = 2400 \text{ Kg/m}^2$

Si consideramos una faja centrada de 0.50 m tendremos:

$$W = 2400 \text{ Kg/m}^2 \times 0.50 = 1200 \text{ Kg/m} \text{ para la presión lateral.}$$



$$V = \frac{5WL}{8} = \frac{5 \times 12 \times L}{8} = \text{Viga apoyada en más de 3 claros}$$

$$y V = \frac{2 \tau bd}{3} = \text{Cortante resistente}$$

$$bd = (4 \times 5) \cdot 2 = 40 \text{ cm}^2$$

$$\tau = 14 \text{ Kg/cm}^2 = (\text{dato del plywood})$$

Por lo tanto se tiene:

$$V = \frac{2 (14) (40)}{3}$$

Igualando se tiene

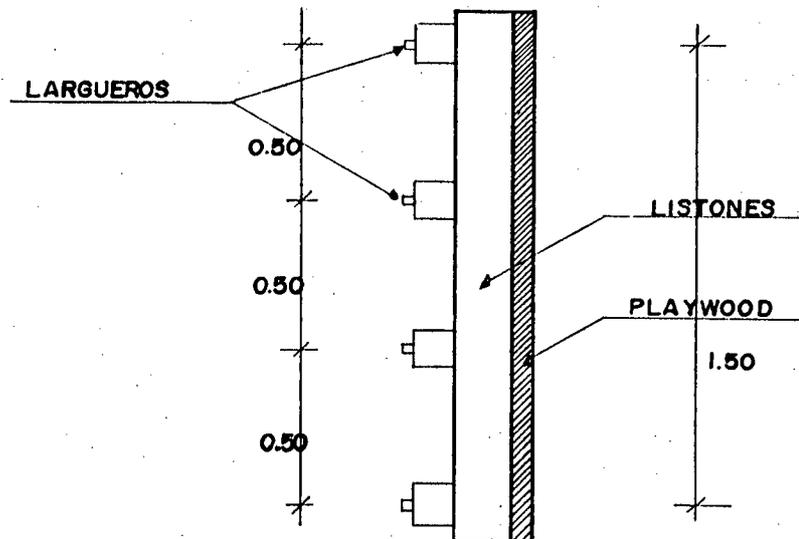
$$V_{\text{máx.}} = V_{\text{resistente}}$$

$$\frac{5 (12) (L)}{8} = \frac{2 (14) (40)}{3}$$

$$7.5 L = 373.33$$

$$L = 49.78 \text{ cm} \cong 50 \text{ cm.}$$

Por lo tanto dispondremos de largueros o tirantes cada 50 cm.



5.4. ENCOFRADOS PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN

El encofrado de las vigas de cimentación puede realizarse de manera muy similar a la descrita para los muros; aunque puede prescindirse de las tablas de fondo (tablero) si la viga queda en contacto con el terreno.

En la figura 5.4.1. se muestra en perspectiva la disposición de una estructura de encofrado para vigas de cimentación; también se indica - vistas en sección en las figuras 5.4.2.a y 5.4.2.b. de las diferentes alternativas para sujetar tableros de encofrados en vigas de cimentación y zapatas.

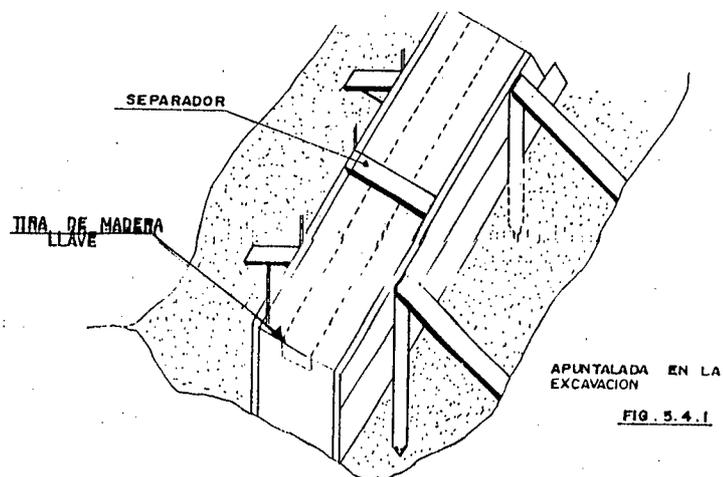


FIG. 5.4.1

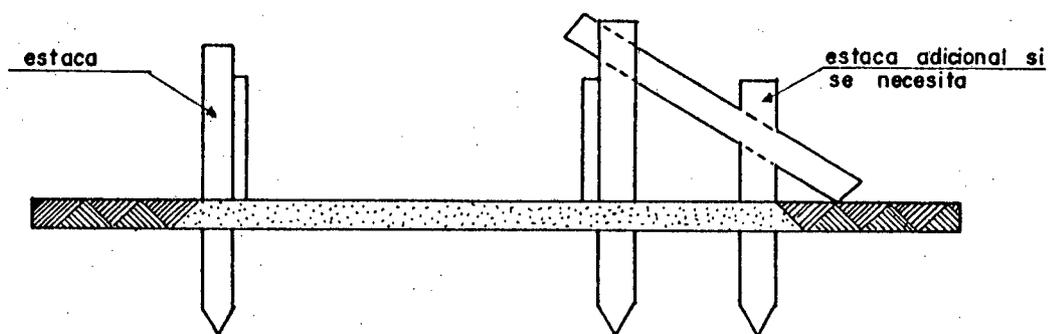


fig 5.4.2. a

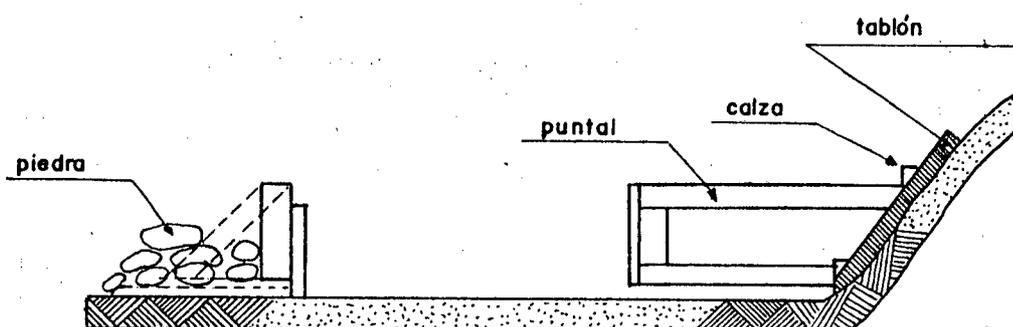


fig 5.4.2. b

5.5. ENCOFRADO PARA PLINTOS Y ZAPATAS INDIVIDUALES.

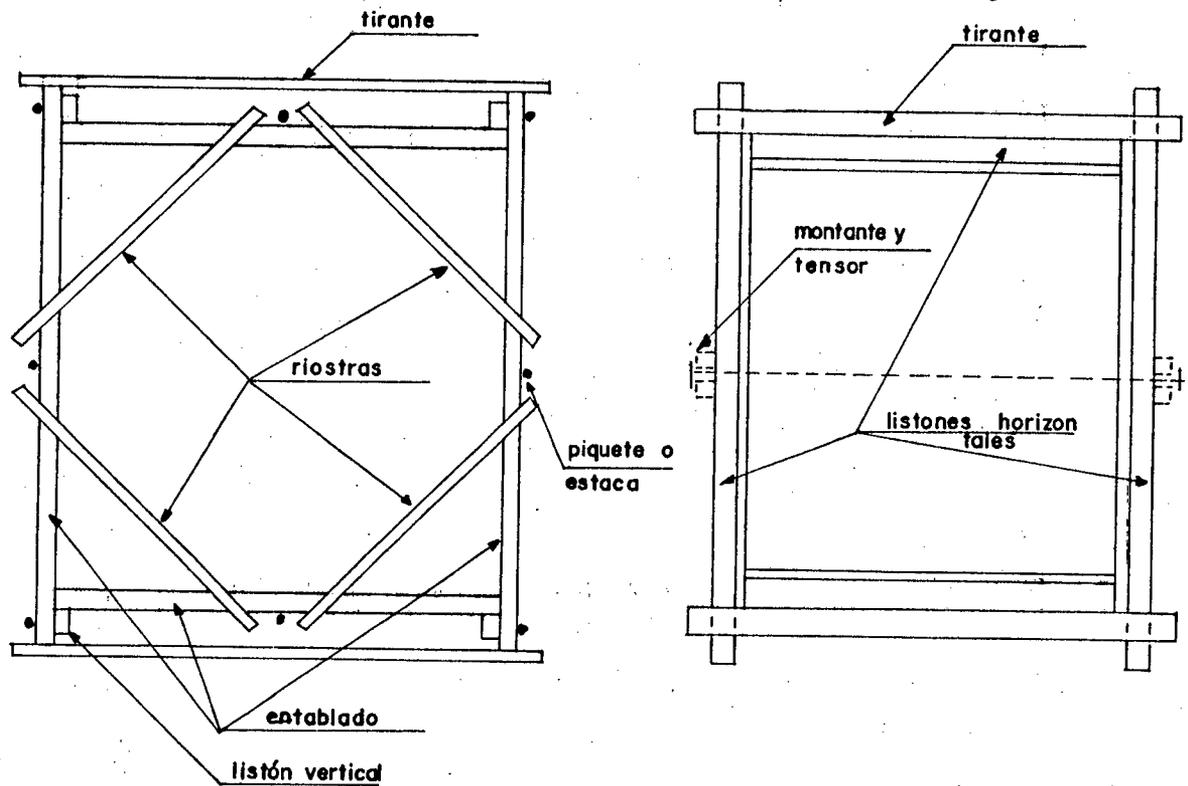
El tipo de encofrado a adoptarse dependerá de las dimensiones y forma de la zapata, así como también del número de veces que vayan a utilizarse los tableros de encofrado.

Las zapatas de sección rectangular y uniforme son las más fáciles de encofrar; en cambio las zapatas escalonadas y con paramentos inclinados son mucho más difíciles de encofrar.

5.5.1. ZAPATAS RECTAS.

Existe una gran variedad de sistema de encofrados que se utilizan para zapatas de sección cuadrada y rectangular más conocidas como zapatas rectas.

El sistema de encofrado que se indica en las figuras 5.5.1.a, 5.5.1.b y 5.5.1.c pueden utilizarse para zapatas cuadradas y rectangulares que tengan la dimensión mayor de hasta 3 m y alturas de 30 a 40 cm.

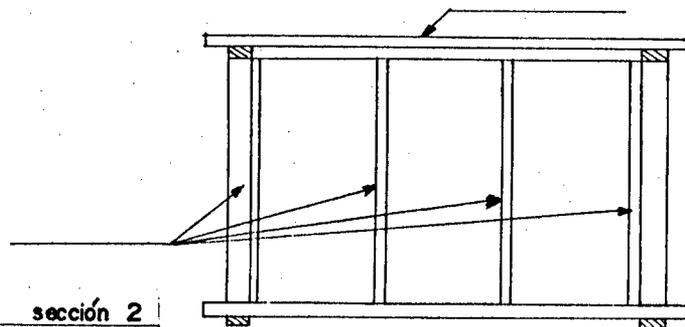


Planta sistema 1

fig 5.5.1. a, b, c

Planta sistema 2

vista vertical sección 2

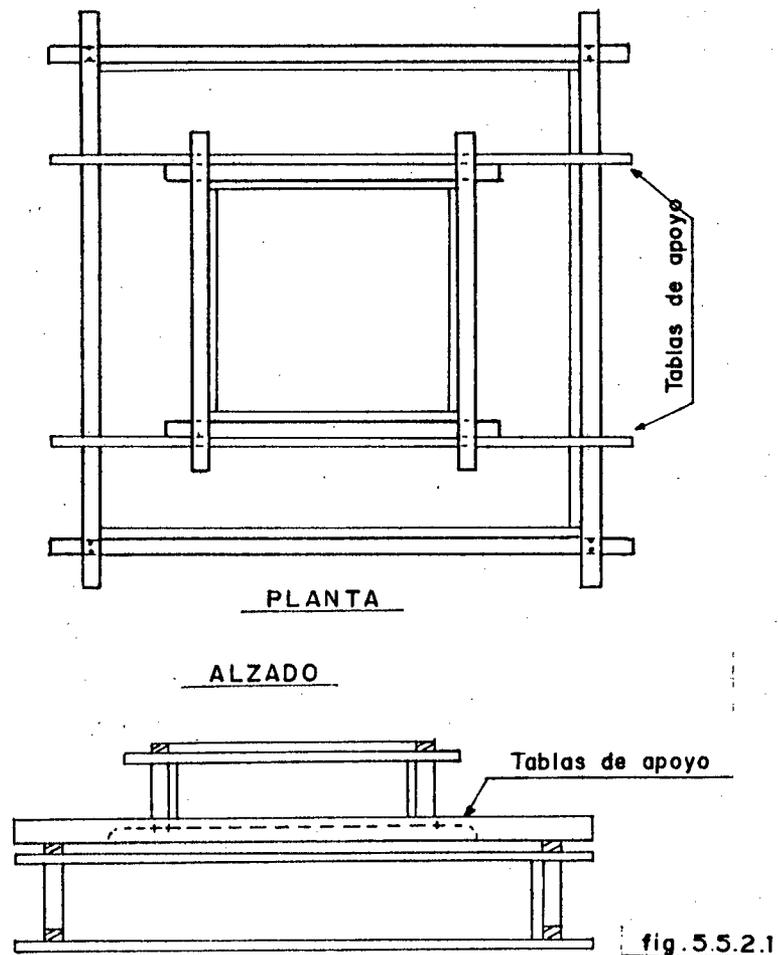


5.5.2. ENCOFRADO DE ZAPATAS ESCALONADAS.

El encofrado de zapatas escalonadas se construye empleando cualquiera de los métodos y sistemas estudiados anteriormente.

En la parte superior de la estructura (ver figura 5.5.2.1.) resulta conveniente colocar como elementos de apoyo sobre el cuerpo inferior dos tablas o listones que pueden ser de sección (5 x 10 cm) (2" x 4") o de cualquier otra según el caso.

Seguidamente se dispone la estructura de encofrado tal como indica en la figura, realizando el atirantado cuando sea necesario.



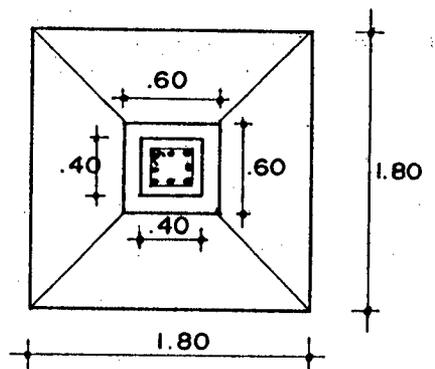
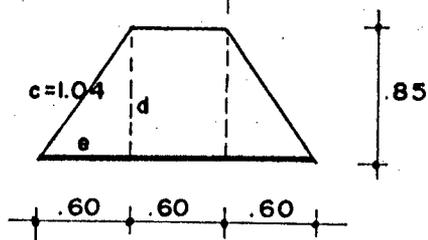
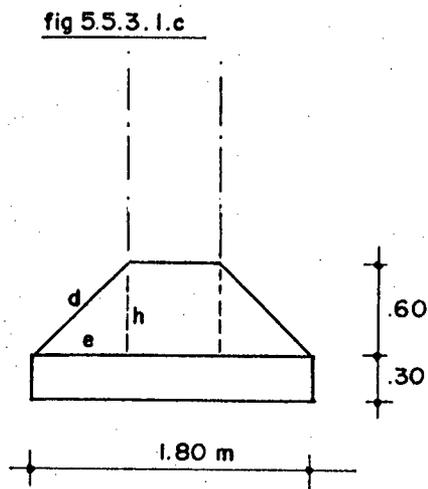
El proceso de colocación del hormigón, se realiza en cambio, empezando en la parte inferior y esperando que se produzca el fraguado - del hormigón hasta que alcance la suficiente resistencia para que pueda soportar la presión hidrostática del cuerpo superior, entonces se puede proceder al hormigonado de la parte superior.

5.5.3. ENCOFRADO DE ZAPATAS CON PARAMENTOS INCLINADOS.

Se emplea con relativa frecuencia en razón de que ahorra hormigón si se compara con las zapatas escalonadas; sin embargo su utilización estaría condicionada al costo total incluido el elevado costo de los encofrados, que estaría entre las desventajas; en este tipo de encofrados la mano de obra resulta también cara, en algunos casos se podría ahorrar el encofrado de algunos paramentos dando las pendientes adecuadas según los planos; en tales casos es muy importante la experiencia y capacidad del constructor y del maestro de obra.

En algunas ocasiones puede ser necesario anclar los encofrados, ya durante el hormigonamiento puede producirse empujes hidrostáticos verticales de significativa magnitud.

En una zapata con paramentos inclinadas de 1.80 m x 1.80m, que soporta individualmente una columna de 40 cm x 40 cm, con 10 cm de base de apoyo a cada lado (dado de 0.60 m x 0.60 m), tal como la que se muestra en la figura 5.5.3.1a, b, c, las dimensiones de panel necesarias para una de las superficies inclinadas son:

PLANTA fig 5.5.3.1.afig 5.5.3.1.bfig 5.5.3.1.c

$$d^2 = e^2 + h^2$$

$$d^2 = 3600 + 3600$$

$$d^2 = 7200 \text{ cm}^2$$

$$d = 85 \text{ cm}$$

$$c^2 = e^2 + d^2$$

$$c^2 = 60^2 + 85^2$$

$$c^2 = 10825 \text{ cm}^2$$

$$c = 104 \text{ cm.}$$

La presión hidrostática que actúa verticalmente sobre la cara inferior de los paramentos trapezoidales inclinados; suponiendo que el tiempo de llenado de lo encofrado es rápido, se calcula de la siguiente manera:

La presión varía de 0 en el extremo superior a 1440 Kg/m^2 - en el extremo inferior de los paramentos inclinados y actúa perpendicularmente a su superficie.

La presión en el extremo inferior es $2400 \text{ Kg/m}^3 \times 0.60 = 1440 \text{ Kg/m}^2$.

La presión media actúa en el centro de gravedad de la superficie representada con sus verdaderas dimensiones, ver figura 5.5.3.1.

El empuje vertical es la componente vertical de la presión total sobre las cuatro caras. En la figura 5.5.3.1.c altura del centro de gravedad medida desde el borde superior de la zapata es 0.35 m; por lo tanto la presión media será: $0.35 \times 2400 = 840 \text{ Kg/m}^2$ actuando en dirección vertical sobre la proyección horizontal de los cuatro paramentos.

El area neta de la proyección horizontal será:

$$(1.8)^2 - (0.60)^2 = 2.88 \text{ m}^2$$

Presión vertical total = $2.88 \times 840 = 2420 \text{ Kg}$.

Para soportar la acción de la fuerza anterior se puede adoptar algunas soluciones, entre las que podemos indicar las siguientes:

- 1.- Anclar los encofrados (arriostrarlos lateralmente), clavando estacas de madera o piquetes metálicos al rededor de la zapata, ésta es la solución más comunmente utilizada en la práctica.
- 2.- En algunas ocasiones, se puede recurrir a instalar una plataforma horizontal cargada por ejemplo con arena o grava al rededor de los paneles de encofrado, también esta solución se utiliza con alguna frecuencia.
- 3.- Unir los tableros de encofrado de los paramentos inclinados a la armadura de la parte inferior de la zapata mediante tensores de alambre; cuando se utiliza esta modalidad es conveniente dejar fraguar el hormigón depositado en la

parte inferior antes de continuar con el resto de la zapata.

La determinación de la inclinación de los listones que rigidizando los tableros inclinados se realiza generalmente en base a la experiencia del maestro de obra y del constructor; aunque se puede encontrar las inclinaciones (ángulo de chaflán) mediante soluciones gráficas cuando el caso se justifique.

5.5.4. ENCOFRADO DE ZAPATAS CIRCULARES

Se puede construir los encofrados de zapatas circulares con madera corriente, con plywood o empleando tubos de fibra prensada.

En la figura 5.5.4.1 se muestra una de las maneras de realizar el encofrado de zapatas circulares.

Para realizar el diseño de una zapata circular, vamos a suponer que el hormigonado se realiza en una sola operación y en un tiempo breve, tal como acontece generalmente en la práctica.

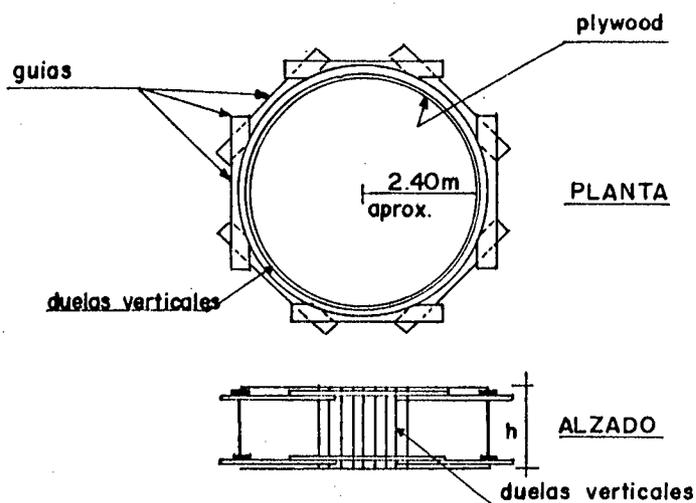
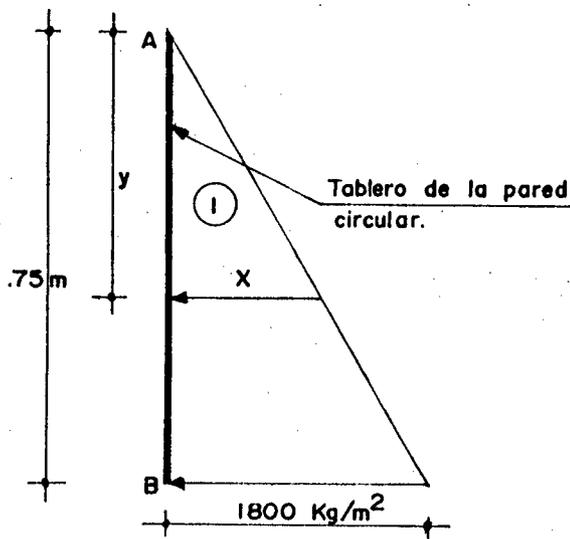


fig 5.5.4.1

$h = 75 \text{ cm aprox.}$

Cálculo de presiones.

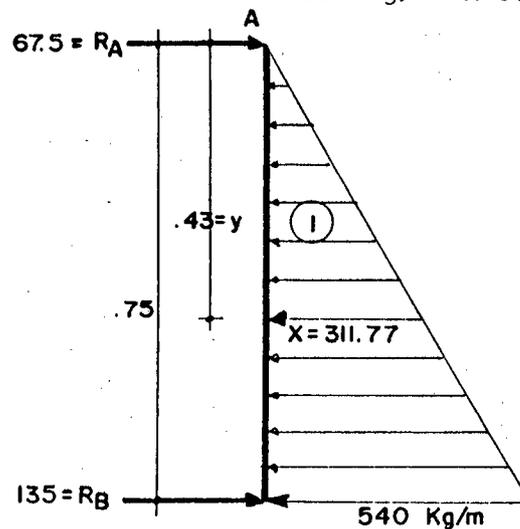
La presión sobre el paramento vertical varía en forma triangular desde 0 hasta $2400 \text{ Kg/m}^3 \times 0.75 = 1800 \text{ Kg/m}^2$ en la solera (base) tal como se indica en la figura.



Suponiendo que las tablas verticales del paramento (circular) estén simplemente apoyados sobre las tablas - guías superior e inferior.

Considerando una faja vertical - de 0.30 m de ancho se encuentran las relaciones en A y B.

$$1800 \text{ Kg/m}^2 \times 0.30 = 540 \text{ Kg/m}$$

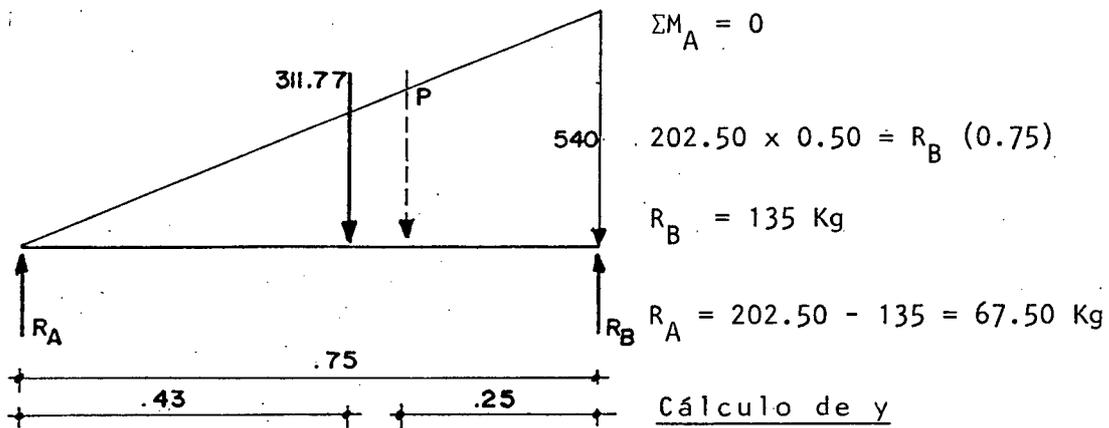


Calculando la viga con carga triangular

$$P = \frac{540 \times 0.75}{2} = 202.5 \text{ Kg}$$

$$\Sigma F_v = 0$$

$$R_A + R_B = 202.5 \text{ Kg}$$



y = altura a la que se produce el momento máximo (esfuerzo cortante cero)

$$A_1 = \frac{X y}{2} = 67.50 \quad (1)$$

Por semejanza de triángulos

$$\frac{X}{540} = \frac{Y}{0.75} \quad x = \frac{540 Y}{0.75} \quad (2)$$

Sustituyendo (2) en (1)

$$67.5 = \frac{540 Y}{0.75} \cdot \frac{Y}{2}$$

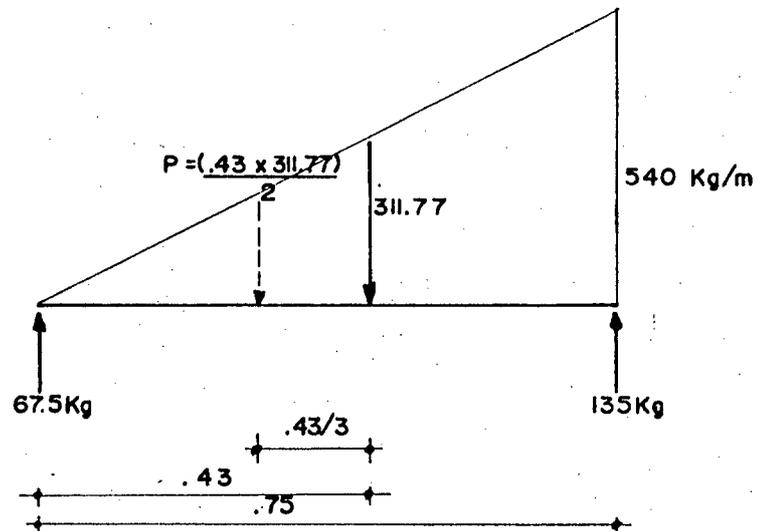
$$101.25 = 540 Y^2$$

$$Y = 0.43 \text{ m.}$$

Reemplazando $Y = 0.43$ en (2)

$$x = \frac{540 (0.43)}{0.75} = 311.77 \text{ Kg /m}$$

El momento máximo será:



$$M_p = 67.5 (0.43) - \frac{(0.43) (311.77)}{2} \left(\frac{0.43}{3} \right) = 19.20 \text{ Kg-m}$$

$$M_p = 1920 \text{ Kg - cm}$$

El momento resistente en una faja de 30 cm de ancho será, para madera de eucalipto

$$M_R = f S \quad f = 289 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (W.V.R. del anexo \# 1)}$$

$$f = 0.6 (289) = 173.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_R = 173.4 \times \frac{30 \times 2^2}{6} = 3460 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_R > M_F$$

Para no sobrepasar el límite admisible por flecha colocaremos las guías a 0.60 m aproximadamente, quedando el diseño tal como se indica en los gráficos correspondientes.

5.6. PLANOS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS

En la figura 5.6.1. se muestra el detalle constructivo de

la unión de dos tableros de encofrados para cimentación (esquina) si la presión que vaya a ejercer el hormigón es muy grande deberá implementarse un refuerzo adicional de tablas verticales, tal como se muestra.

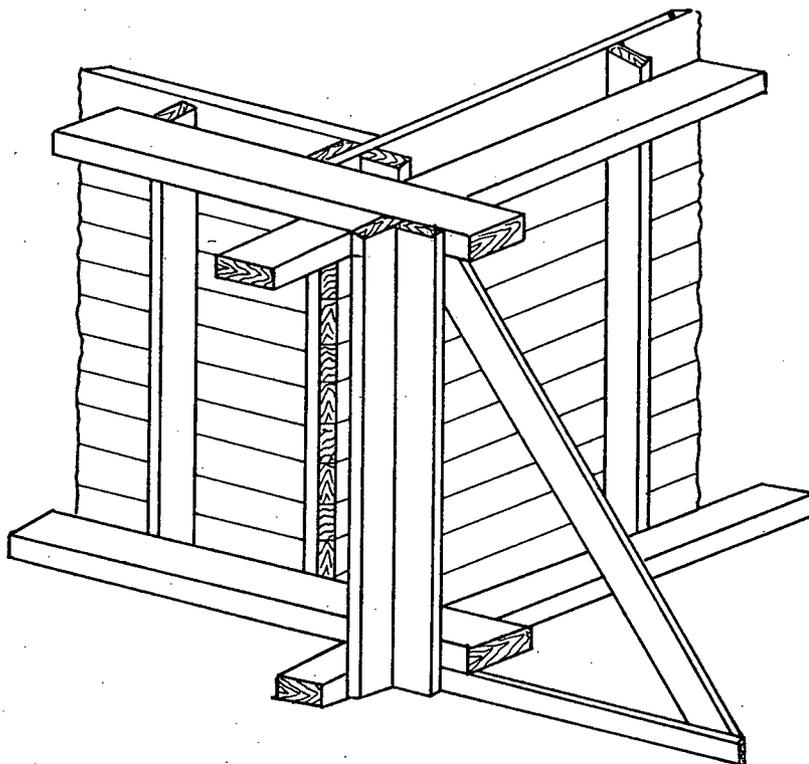


FIG . 5.6.1

En otras ocasiones para incrementar el refuerzo puede disponerse de elementos horizontales - verticales, tal como se observa en la figura 5.6.2., éstos son necesarios, debido a que la resistencia de la flexión aumenta considerablemente al aumentar el ancho b de la cimentación.

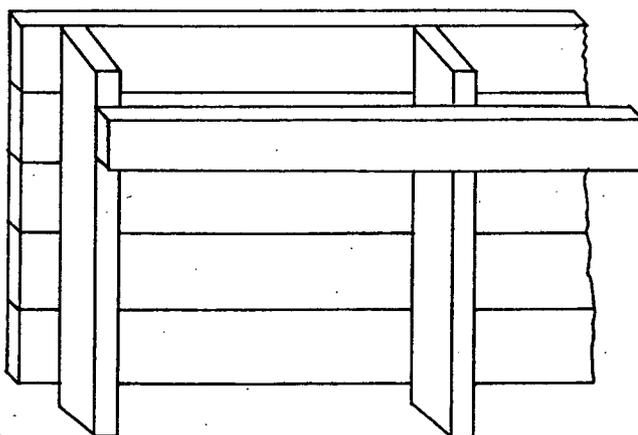


FIG . 5.6.2

Con relativa frecuencia acontece que muchas veces debe cimentarse una estructura de menor ancho que la zanja abierta; esto sucede especialmente cuando es necesario dar cierta inclinación o pendiente a los taludes, en terrenos deslizables en los cuales no se puede hacer excavaciones verticales, en la figura 5.6.3. se indica un detalle constructivo para el encofrado.

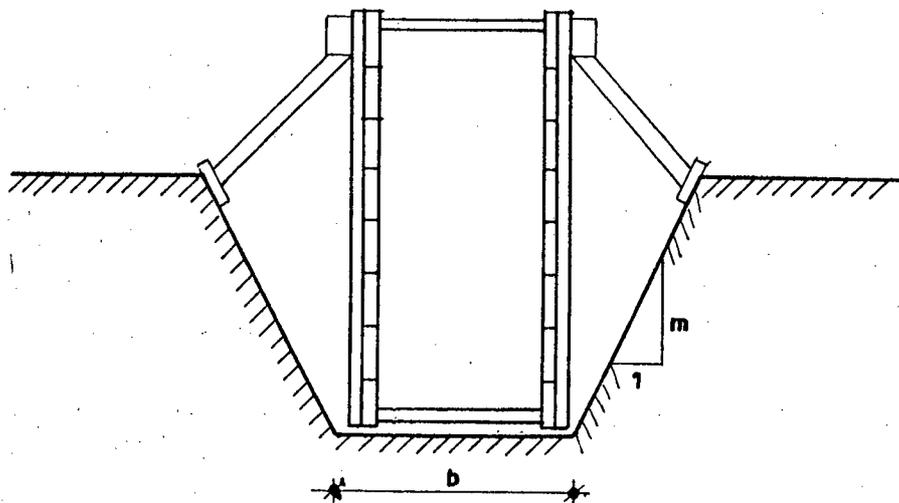


FIG. 5.6.3

En terrenos consistentes en los cuales el nivel de la rasante coincide con la base del cimiento, puede utilizarse cualquiera de los sistemas de encofrado que se indican en las figuras 5.6.4. y 5.6.5.a y 5.6.5.b.

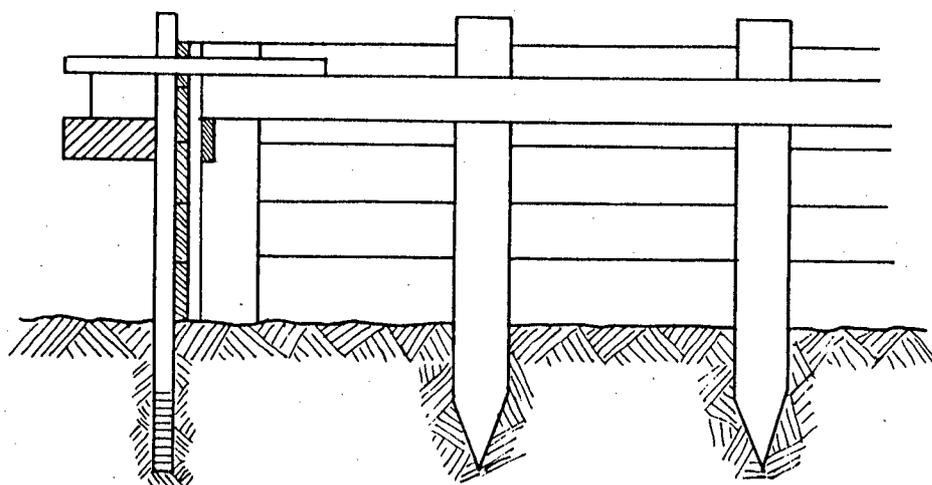


FIG. 5.6.4

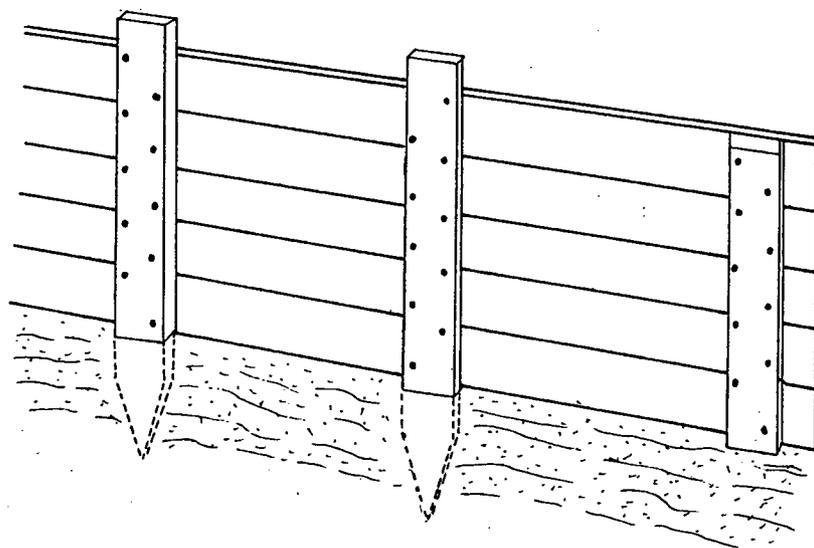


FIG. 5.6.5.a

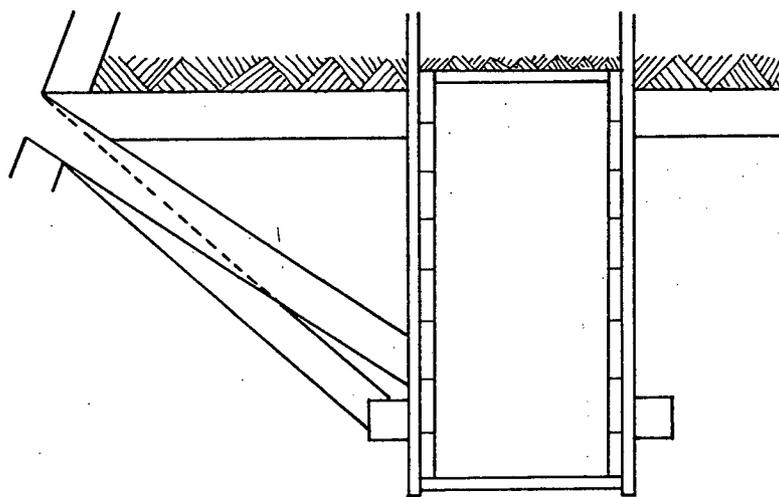


FIG. 5.6.5.b

En las figuras 5.6.6. y 5.6.7. se indica en perspectiva el detalle constructivo de la unión tira-estaca en el encofrado de cimientos.

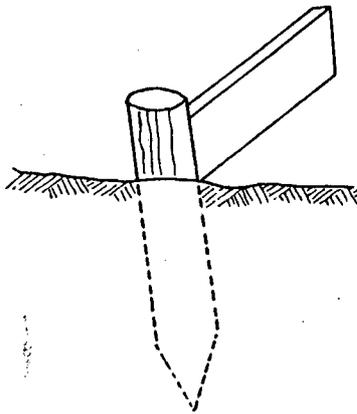


FIG. 5.6.6

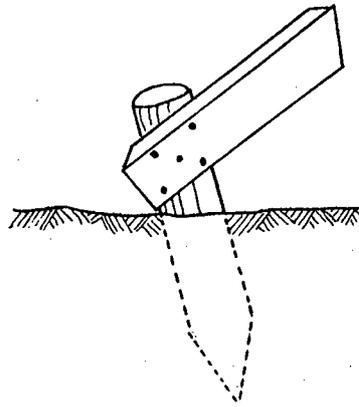


FIG. 5.6.7

El encofrado para zapata y dado es muy frecuente en la construcción de edificios, en la figura 5.6.8. se muestra un detalle constructivo en perspectiva de este tipo de estructura de encofrado.

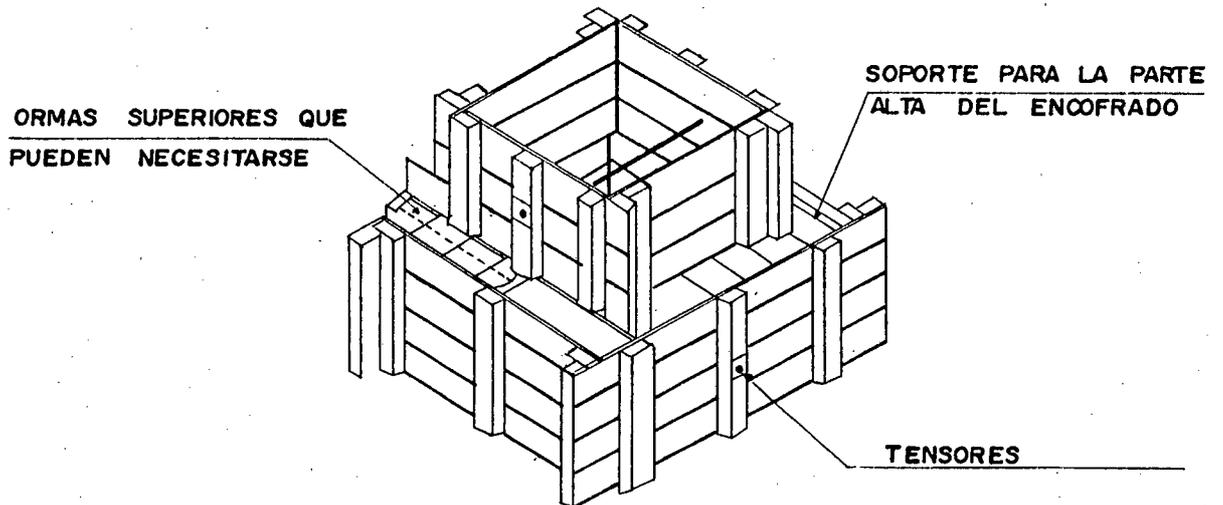


FIG. 5.6.8

CAPITULO VI

ENCOFRADOS PARA MUROS DE HORMIGON

6.1. GENERALIDADES

Los encofrados para muros se distinguen de los demás, porque en ellos se utiliza generalmente tableros de grandes dimensiones, debido a las considerables dimensiones que adquieren estas estructuras.

La mayoría de las veces los encofrados para muros, deben ser contruidos en obra, siendo éstos los más económicos aunque se utilicen una sola vez; sin embargo en otras ocasiones resultará más conveniente utilizar encofrados prefabricados de paneles de dimensiones normalizadas, cuando éstos vayan a ser utilizados varias veces.

En el lenguaje utilizado comunmente en la construcción, existen ciertas discrepancias en lo referente a los nombres de los elementos componentes de los encofrados de muros. Existen además diferentes tipos de muros e igualmente sistemas de encofrado, de los cuales estudiaremos los casos más frecuentes que se presentan en la práctica constructiva tra



tando siempre de adaptarlos a nuestras posibilidades y costumbres.

En la figura 6.1.1. se ilustra el caso de un muro construido sobre un cimiento; en estos casos sobre el cimiento se deberá replantear el encofrado, fijando el eje del muro y conociendo además el espesor de las tablas, anchos de "costillas", etc.

Si: a = ancho del cimiento
 e = espesor del muro
 t = grueso de la tabla
 c = ancho de costilla

La separación entre tableros será de acuerdo a la longitud de las tablas y dimensiones del muro; en cambio los parámetros para el replanteo se calcularán de la siguiente manera:

Ancho total del
encofrado $= e + 2t + 2c = a_e$

Alejamiento del
muro $\frac{e}{2} + c + t$

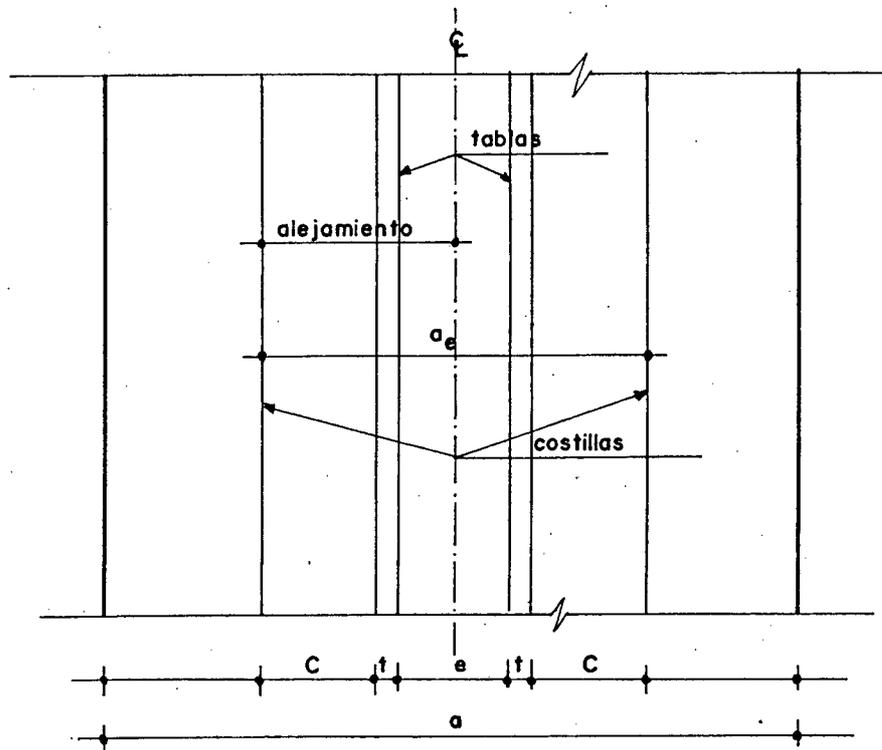
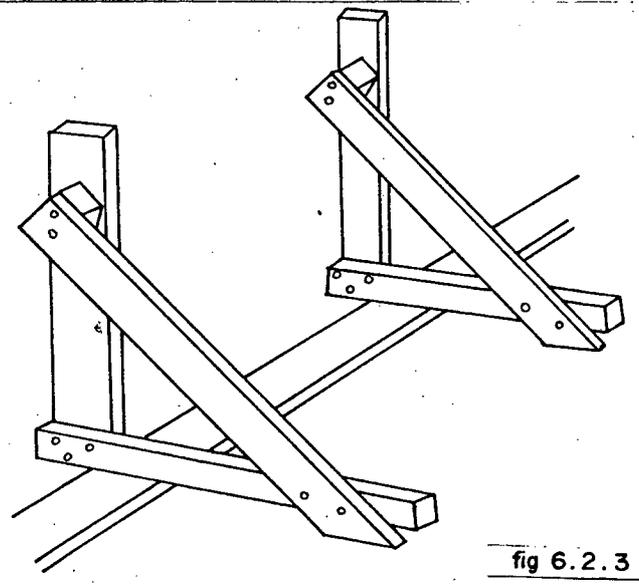
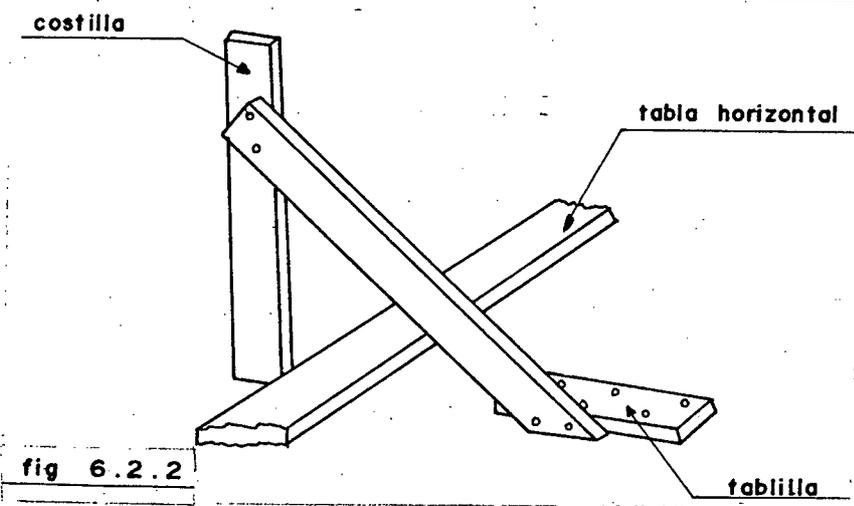
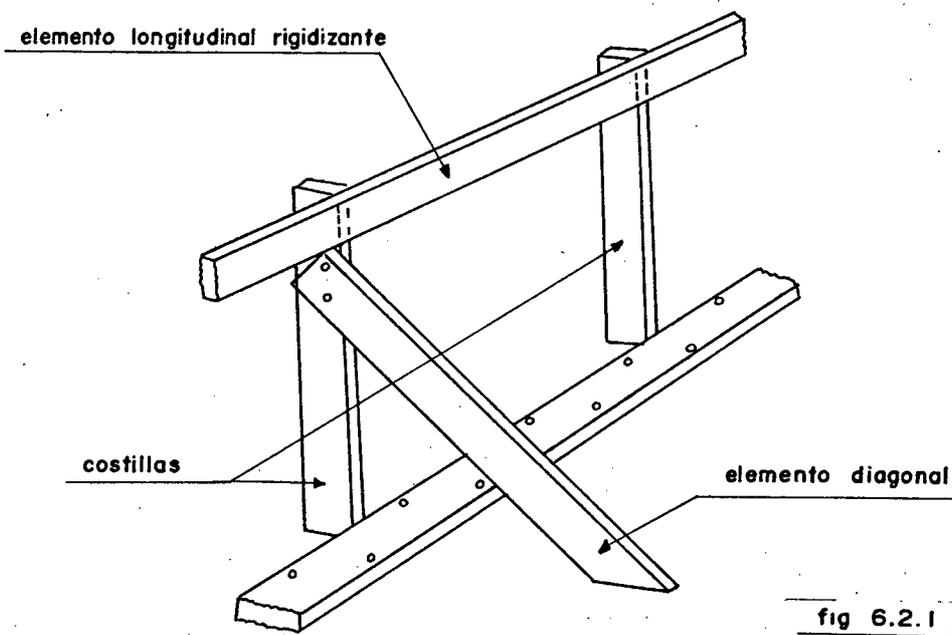


fig 6.1.1 Planta de un muro de concreto

6.2. ELEMENTOS COMPONENTES DEL ENCOFRADO DE MUROS

Resulta evidente que para poder estudiar los elementos componentes de un sistema de encofrado para muros, debe conocerse previamente los métodos constructivos y de ejecución del encofrado, los mismos que son variables.

Al realizar el replanteo del muro (ver gráfico anterior), resulta muy conveniente clavar tiras o tablas horizontales, sobre las cuales se sujetarán por su parte inferior las "costillas" extremas del encofrado y de ser necesario algunas del centro que deben ser además convenientemente plomeadas y mantenidas en su posición vertical mediante tiras inclinadas que pueden estar clavadas a sendas estacas. (Ver figuras 6.2.1, 6.2.2. y 6.2.3.)



Para asegurarse que las costillas (elementos verticales) permanezcan en su posición original en la parte superior debe clavarse una tabla o tira horizontal que permite además rigidizar la estructura llamada algunas veces "languero de solera".

El arriostramiento de las costillas puede tener algunas variantes como las que se indican en las figuras 6.2.2 y 6.2.3; sin embargo no puede darse una regla fija al respecto, los diferentes métodos de arriostramiento dependen de la experiencia y habilidad del constructor.

El número de "costillas" y largueros necesarios que aseguren la estabilidad de los tableros de encofrado, deben determinarse por cálculo y dependen de la sollicitación de cargas y esfuerzos desarrollados por los materiales, espesor y altura del muro, método de hormigonado, velocidad de vaciado del hormigón, etc.

En la práctica es conveniente disponer las "costillas" con separaciones entre 0.50 y 0.70m; sin embargo deberá evitarse que las tablas se flexionen o alabeen, debido al empuje lateral del hormigón.

Cuando sea necesario unir "costillas", estas uniones pueden hacerse tal como se indica en las figuras 6.2.4 y 6.2.5.

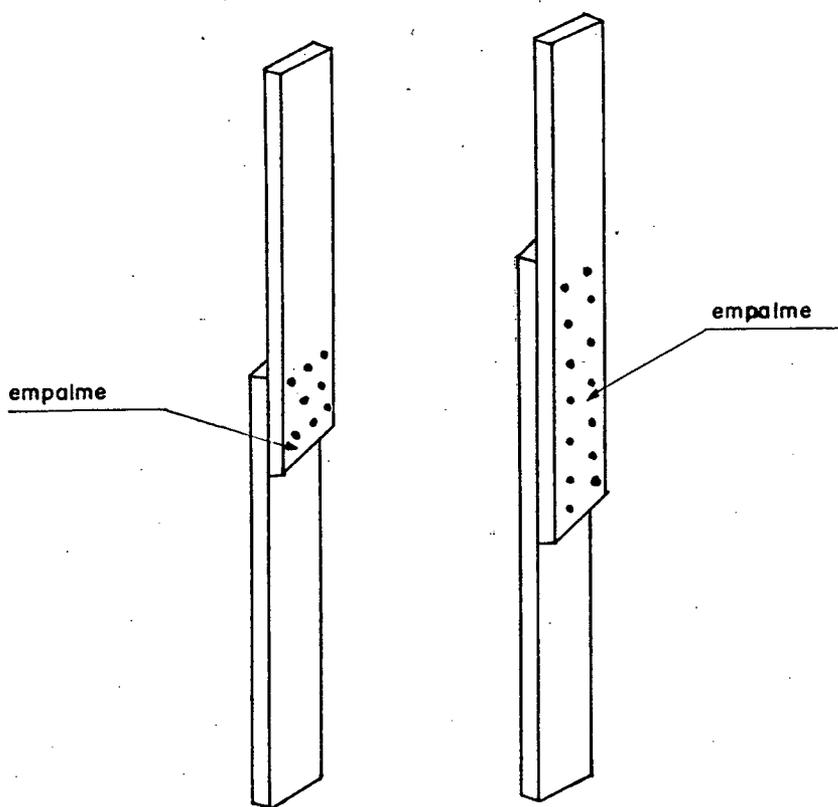


fig 6.2.4

fig 6.2.5

Las carreras (ver figura 6.2.6) pueden estar constituidas por una sola tabla, cuando el empuje del hormigón y los esfuerzos a soportar sean pequeños y por doble tabla cuando los esfuerzos sean grandes.

En otras ocasiones, especialmente en muros de gran longitud - al empalmar las "carreras" puede utilizarse el sistema indicado en la figura 6.2.7.

Otro de los elementos componentes de un sistema de encofrados para muros son los siguientes:

Entablado o tablado vertical, comprende la superficie de ta-

bla, Plywood o acero (encofrados prefabricados), situada a ambos lados del muro y sobre las cuales se coloca el hormigón fresco.

Montantes, se utilizan en los encofrados de gran altura en dirección perpendicular a las carreras para aumentar la rigidez de la estructura.

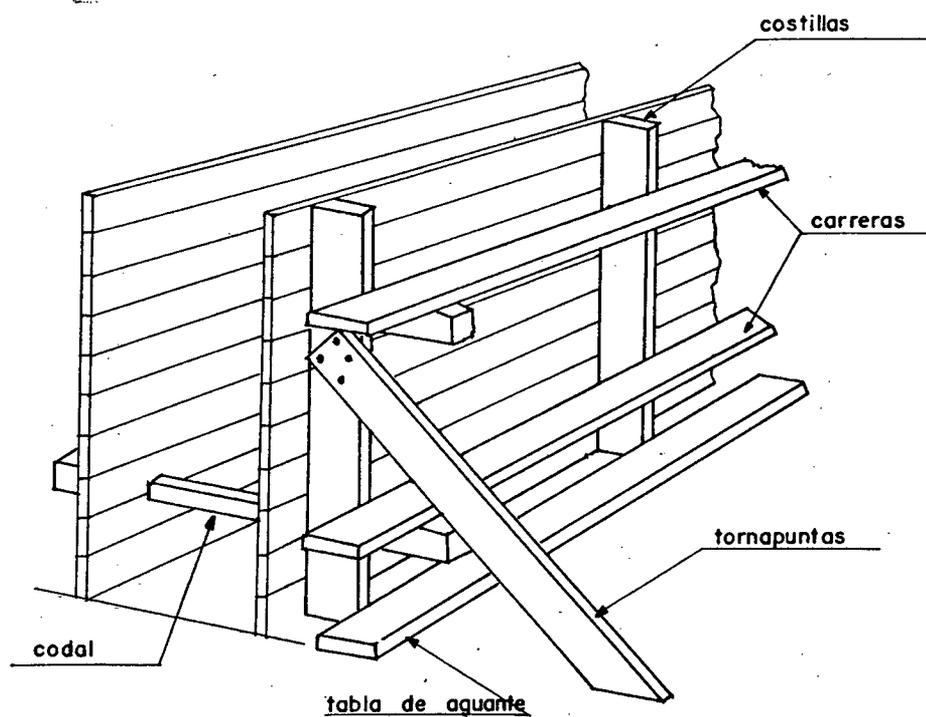


fig 6.2.6

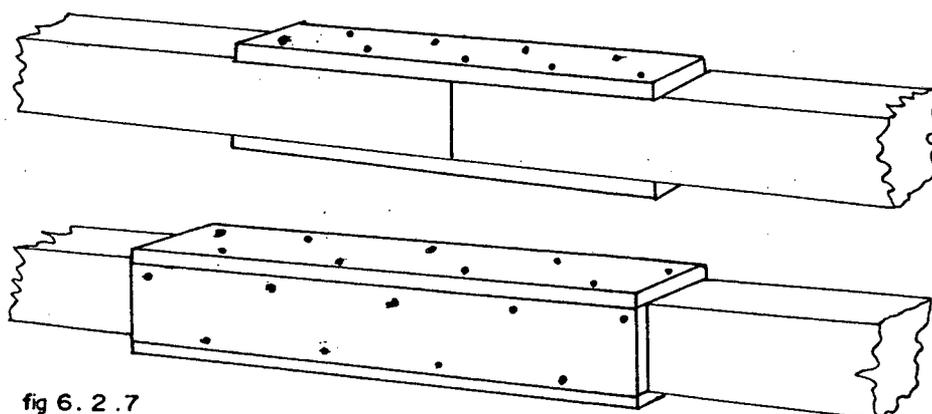
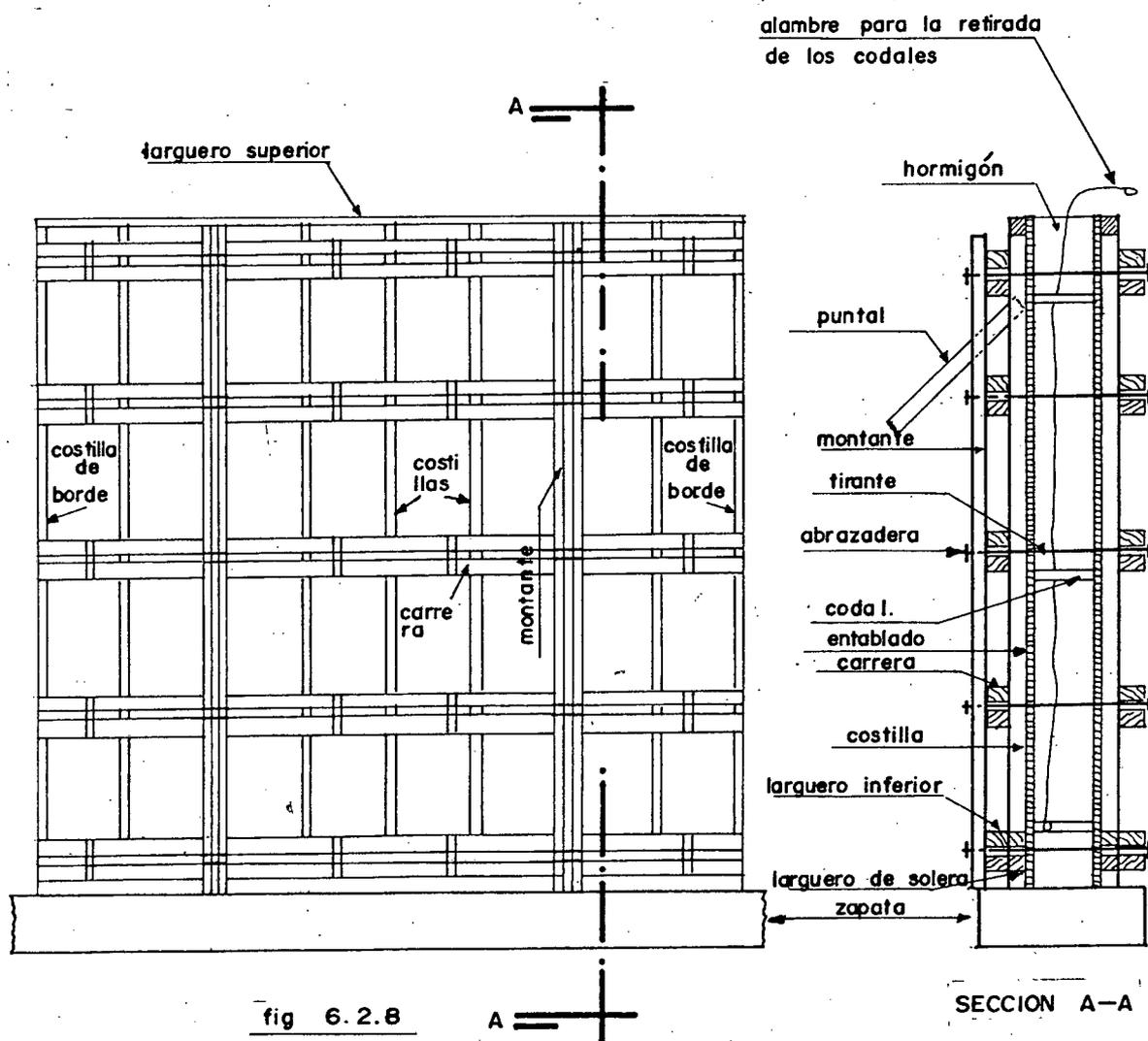


fig 6.2.7

Largueros superior e inferior, Costillas superiores e inferiores, son los elementos principales que forman el entramado del panel o tablero de encofrado propiamente dicho.

Tirantes, son elementos rigidizantes que se colocan transversalmente al muro y que están sujetos en sus extremos para resistir la presión desarrollada por el hormigón.

En la figura 6.2.8, se muestra una disposición típica de panel de encofrado para muro, en elevación y sección transversal en la cual se muestran todos los elementos antes indicados.



6.3. PROYECTO Y DIMENSIONAMIENTO DE ENCOFRADO PARA MUROS

6.3.1. DATOS Y ETAPAS A CONSIDERARSE EN EL DISEÑO

Demás está decir que el encofrado debe reunir las características adecuadas de resistencia y rigidez y siendo además de bajo costo.

Para el proyecto de encofrado de muros, debe conocerse la magnitud de las fuerzas sobre los diferentes elementos, así como la resistencia de dichos elementos para soportar el efecto a acción de las cargas.

Las etapas que comprenden el proyecto y cálculo de un sistema de encofrado para muro son las siguientes:

- 1.- Determinación de la máxima presión del hormigón en función de la altura del muro, velocidad de vaciado, temperatura del hormigón, etc.
- 2.- Elección de los materiales a utilizarse y determinación de la resistencia de los mismos a diferentes sollicitaciones de esfuerzos.
- 3.- Cálculo del tablado vertical, dimensionamiento y separación de costillas, carreras, tensores, etc.

4.- Revisión y comprobación de esfuerzos y gráficos explicativos.

Para mejor comprensión de la metodología de diseño antes expuesta, vamos a realizar el cálculo y dimensionamiento del encofrado de un muro de las siguientes características:

Ejemplo numérico de proyecto y dimensionamiento del encofrado de un muro:

Altura del muro = 4.5 m.

Velocidad de vaciado del hormigón = R = 0.90 m/h (con vibrador)

Temperatura de colado del hormigón. . . . = T = 15°C

NOTA: Se prevee una utilización del tablero de encofrado, una sola vez; por lo tanto los esfuerzos admisibles podrán incrementarse en un 25%; sin embargo hemos indicado anteriormente - que estos tableros de encofrado pueden utilizarse dos o más veces.

6.3.2. DETERMINACION DE LA PRESION LATERAL MAXIMA

En la tabla 6.3.1 que se indica a continuación, se encuentra los valores correspondientes a las presiones horizontales para diseño de encofrados de muros, calculadas en función de la velocidad de colado del hormigón y de la temperatura del mismo.

De la tabla para R = 0.90 m/h y T = 15°C, se obtiene una pre

sión máxima $P_{\text{máx.}} = 2930 \text{ Kg/m}^2$.

TABLA 6.3.1.

PRESIONES HORIZONTALES PARA DISEÑO DE ENCOFRADOS DE MUROS

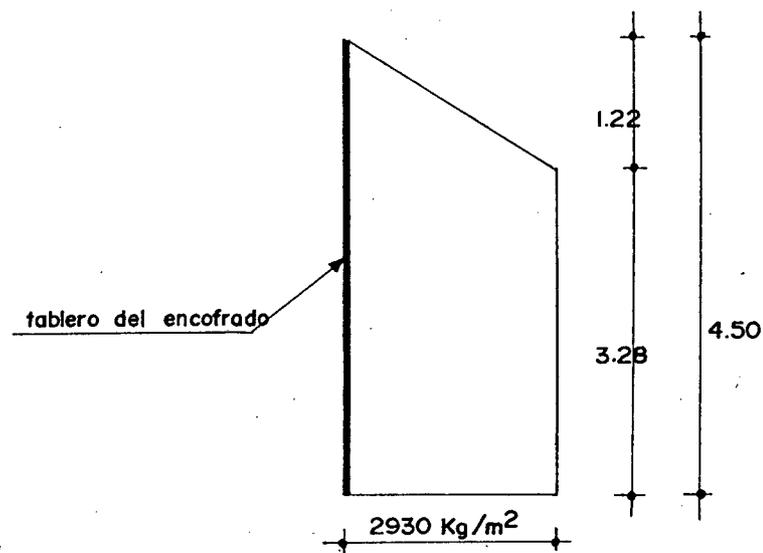
(* Tomado de IX Jornadas de Ingeniería)

Velocidad vertical de colado (m/h)	Máxima presión lateral (Kg/m^2) para la temperatura indicada					
	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
.30	1220	1280	1355	1465	1610	1830
.60	1710	1830	1985	2195	2490	2930
.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3660	4025	4495	5125	6000	7320
2.10	4150	4575	5125	5855	6880	8420
2.45	4300	4750	5320	6080	7155	8760
2.75	4450	4920	5515	6310	7425	9100
3.00	4600	5090	5710	6540	7700	9440

NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores de 10.000 Kg/m^2 , ó $2400 \times$ altura en metros del concreto fresco dentro de la forma, la que sea menor.

La profundidad a la que se alcanza esta presión máxima será:

$$h = \frac{2930 \text{ kg/m}^2}{2400 \text{ Kg/m}^3} = 1.22 \text{ m}; \text{ por lo tanto el diagrama de presiones será:}$$



6.3.3. DISEÑO DEL TABLADO VERTICAL.

Se utilizará en este caso plywood que será del mismo espesor en toda la altura del muro y los apoyos de éste se espaciarán uniformemente de acuerdo a sus dimensiones. El plywood será colocado en el sentido más resistente; o sea con las fibras paralelas a la luz, esto es colocando la dimensión de 2.44 m horizontalmente; estructuralmente funciona como un tablero de losa continua apoyada perimetralmente en sus bordes.

Revisión por flexión:

$$M_{\text{máx.}} = WL^2/10 \text{ (viga continua apoyada en tres o más luces)}$$

Si W está en Kg/m, para expresar el momento en Kg/cm se tendrá:

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

El momento resistente es $M_R = f S$ en Kg-cm.

S = Módulo de la sección en cm^3

f = esfuerzo admisible en flexión en Kg/cm^2 $\gamma = 0.60$

Igualando momentos

$$10WL^2 = fS$$

$$y \quad L = 0.32 \sqrt{\frac{fS}{W}}$$

Para plywood, se puede utilizar $f = 196 \times 0.6 = 120 \text{ Kg/cm}^2$; mayorando los esfuerzos en un 25% (tablero usado una sola vez)

$$f_{\text{adm.}} = 1.25 \times 120 = 150 \text{ Kg/cm}^2.$$

En la tabla 6.3.3.1. se indican las características técnicas de la madera de plywood, utilizada en diseño estructural.

De la tabla 6.3.3.1. utilizando láminas de 19 mm. (1.9 cm) se tiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} A &= \text{Area de la sección transversal} &= 0.95 \text{ cm}^2 \\ I &= \text{Momento de inercia} &= 0.3413 \text{ cm}^4 \\ S &= \text{Módulo seccional} &= 0.3598 \text{ cm}^3 \text{ (para 1 m de ancho)} \end{aligned}$$

$$S = 100 \times 0.3598 = 35.98 \text{ cm}^3 \quad ; \text{ valor para 1 m} = 100 \text{ cm.}$$

$$\text{Longitud máxima por flexión } L = 0.32 \sqrt{\frac{150 \times 35.98}{2930}} = 0.43 \text{ m.}$$

Revisión por flecha

$$\delta_{\text{máx}} = wL^4 / 128 EI \times 10^4$$

En donde: $\delta = m$, $L = m$, $E = \text{Kg/cm}^2$, $I = \text{cm}^4$

Los códigos de construcción en estos casos especifican como flecha máxima $L/360$.

Igualando las flechas

$$L/360 = wL^4 / 128 EI \times 10^4$$

$$\text{Despejando } L \quad L = 0.033 \sqrt[3]{EI/w}$$

En el ejemplo:

$$E = 196000 \times 0.6 = 117600 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Módulo de elasticidad en flexión para el plywood})$$

$$I = 100 \times 0.3413 = 34.13 \text{ cm}^4 \quad (\text{Valor leído de la tabla para } 1m = 100 \text{ cm.})$$

Longitud máxima por flecha

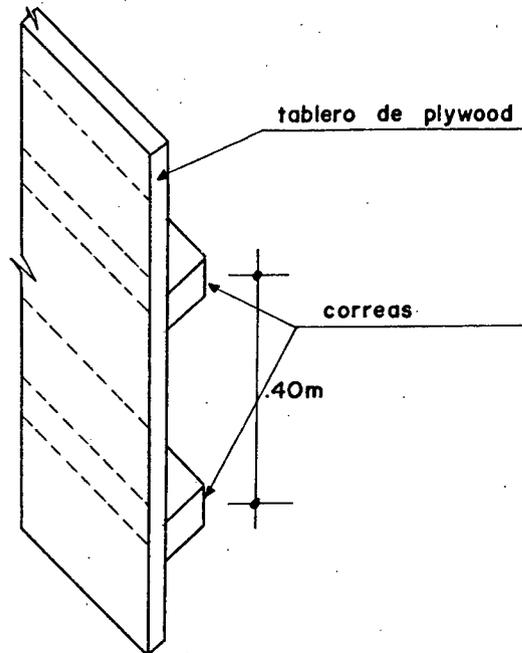
$$L = 0.033 \sqrt[3]{117600 \times 34.13 / 2930}$$

$$L = 0.37 \text{ m.}$$

Se usará por lo tanto $L = 0.40 \text{ m}$ como espaciamiento para los largueros verticales en el panel de encofrado.

La tabla de plywood tiene de largo 2.44 m ; por lo tanto en-

trarán: $2.44/0.40 = 6$ espacios como el que se indica en la figura.



En las figuras 6.3.1 y 6.3.2 se muestra gráficamente la manera de colocar las planchas de plywood usado en la dirección más resistente y menos resistente respectivamente.

plywood usado en la dirección más resistente

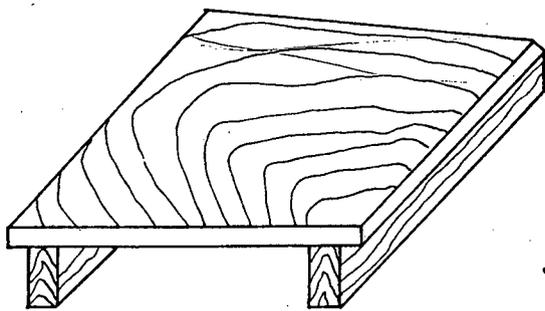


fig 6.3.1

plywood usado en la dirección menos resistente

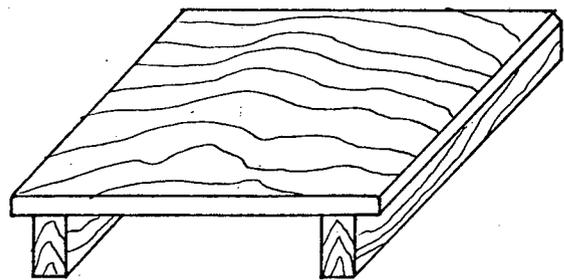


fig 6.3.2

TABLA 6.3.3.1

CARACTERISTICAS TECNICAS DE LA MADERA DE PLYWOOD PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

Hoja de plywood pulido. espesor neto mm.	# de capas #	Espesor de las capas (Nominal)			1 cm. de ancho con la veta visible paralela al claro			1 cm. de ancho con la veta visible perpendicular al claro			Peso aproximado (Kg)	
		Externas mm.	Interiores mm.	Central para 5 y 7 capas mm.	Area de la sección transversal cm ²	Momento de inercia cm ⁴	Módulo de sección cm ³	Area de la sección transversal cm ²	Momento de inercia cm ⁴	Módulo de sección cm ³	Hoja de 1.22 x 2.44	100 m ²
3.20	3	1.60	1.60		0.16	0.0023	0.0145	0.1575	0.0003	0.0041	7.2640	244.00
4.75	3	2.12	2.12		0.26	0.0081	0.0343	0.2100	0.0008	0.0074	9.080	305.00
6.35	3	2.82	2.82		0.35	0.1944	0.0612	0.2793	0.0019	0.0132	11.350	381.00
9.50	3	3.20	4.80		0.47	0.0626	0.1321	0.4725	0.0089	0.0378	16.344	549.00
9.50	5	2.54	2.12	22.12	0.53	0.0512	0.1079	0.4200	0.0204	0.0644	16.344	549.00
12.70	5	3.20	3.20	22.54	0.76	0.1259	0.1987	0.5040	0.0440	0.1071	22.246	747.00
15.90	5	3.20	4.80	23.20	0.95	0.2271	0.2867	0.6300	0.1048	0.1890	26.332	885.00
19.00	5	3.20	4.80	24.80	0.95	0.3413	0.3598	0.9450	0.2325	0.3265	32.234	1083.00
19.00	7	3.20	22.12	33.20	0.95	0.3889	0.4097	0.9450	0.1849	0.2701	32.234	1083.00
22.20	7	3.20	24.00	33.20	1.27	0.5807	0.5241	0.9450	0.3305	0.3796	37.682	1266.00
25.40	7	3.20	23.20	34.80	1.11	0.7344	0.5799	1.4175	0.6256	0.6073	43.584	1464.00
28.60	7	3.20	24.80	34.80	1.42	1.0485	0.7362	1.4175	0.8881	0.7491	48.578	1632.00

* Tomado de IX Jornadas de Ingeniería.

6.3.4. DIMENSIONAMIENTO DE CORREAS Y COSTILLAS

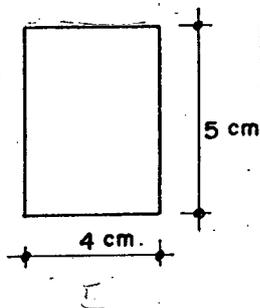
Para el dimensionamiento de "correas" o listones horizontales asumimos una sección de 4 x 5 cm. para los largueros verticales o "costillas". Se puede asumir también el procedimiento inverso.

Espaciamiento de listones horizontales o correas

Por flexión:

$$L_{\text{máx.}} = 0.32 \sqrt{f S/W}$$

Suponemos como ancho efectivo de "costillas", los mismos valores asumidos inicialmente (4 x 5 cm.)



$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{4 \times (5)^3 / 12}{5/2} = 16.67 \text{ cm}^3$$

Si se utiliza listones de eucalipto:

$$* f = 289 \times 0.6 = 173.40 \text{ Kg/cm}^2$$

* Valor tomado del anexo 1 (W.V.R)

$$f_{\text{adm}} = 173.40 \times 1.25 = 216.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$w = 2930 \text{ Kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 1172 \text{ Kg-m}$$

$$L_{\text{max}} = 0.32 \sqrt{(216.75) (16.67) / 1172} = 0.56 \text{ m.}$$

Por flecha:

$$L_{\text{máx}} = 0.033 \sqrt[3]{E I/w}$$

$$E \text{ (eucalipto)} = 91700 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{W.V.R})$$

$$I = (4)(5)^3/12 = 208.33 \text{ cm}^4$$

$$L_{\text{máx}} = 0.033 \sqrt[3]{(91700)(208.33)/1172} = 0.84 \text{ m}$$

Por corte:

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

$$V = \frac{5wL}{8} = 0.625 wL$$

$$\text{Esfuerzo admisible de corte} = 160 \times 0.6 = 96 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{W.V.R})$$

Igualando ambas expresiones y despejando L se tiene:

$$\frac{3}{2bh} (0.625 wL) = 96$$

$$L = 102.4 \text{ bh/w}$$

$$L = 102.4 (4)(5)/1172 = 1.75 \text{ m}$$

Para diseño utilizamos como separación máxima entre correas 0.56 m 0.55 m (correspondiente a flexión); en el apartado 6.4 se muestra la distribución de largueros y correas, así como de tensores.

6.3.5. ESPACIAMIENTO DE TENSORES Y DIMENSIONAMIENTO DE LISTONES

La carga sobre las correas o listones horizontales es igual

a:

$$W = 2930 \times 0.55 = 1611.5 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Espaciamiento de tensores } e = \frac{P}{W} = \frac{1423.80}{1611.5} = 0.88 \text{ m}$$

$$P = \text{Carga sobre un tensor} = \sqrt{A} = 1260 \times 1.13 = 1423.80 \text{ Kg}$$

(acero de 2800 Kg/cm^2 y tensor de 12 mm de diámetro)

$$f_y = 2800 \times 0.45 = 1260 \text{ Kg/cm}^2 \quad F. S = 0.45$$

Por lo tanto se usará tensores cada 0.90 m que será además la separación entre costillas.

Dimensionamiento de listones horizontales

Por flexión:

$$L = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{W}}$$

$$\text{despejando } S = \frac{10 W L^2}{f}$$

$$S = \frac{(10)(1611.5)(0.90)^2}{216.75} = 60.22 \text{ cm}^3$$

$$S = \frac{\frac{b h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b h^2}{6}$$

Los listones longitudinales se acostumbra colocarlos en pares para evitar la perforación para los tensores.

Por corte:

$$v = \frac{3 V}{2bh} \quad ; \quad \text{despejando } bh = \frac{3 V}{2 v}$$

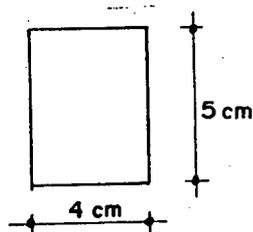
$$bh = \frac{(3)(0.625 WL)}{(2)(99.60)}$$

$$bh = \frac{(3)(0.625)(1611.5)(0.90)}{(2)(99.60)} = 13.65 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo cortante para el eucalipto $v = 166 \text{ Kg/cm}^2$

$$v_{dis} = (166)(0.6) = 99.60 \text{ Kg/cm}^2$$

Asumimos 2 listones de sección (4 x 5 cm)



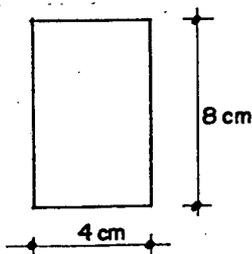
$$A_{list} = (2)(4)(5) = 40 \text{ cm}^2 > 13.65 \text{ cm}^2$$

ok/

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{2(4)(5)^2}{6} = 33.33 < 60.22 \text{ cm}^3$$

2^{do} tanteo

Asumimos 2 listones de sección (4 x 8 cm)



$$A_{list} = (2)(4)(8) = 64 \text{ cm}^2 > 13.65 \text{ cm}^2$$

ok/

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{2(4)(8)^2}{6} = 85.33 > 60.22 \text{ cm}^3$$

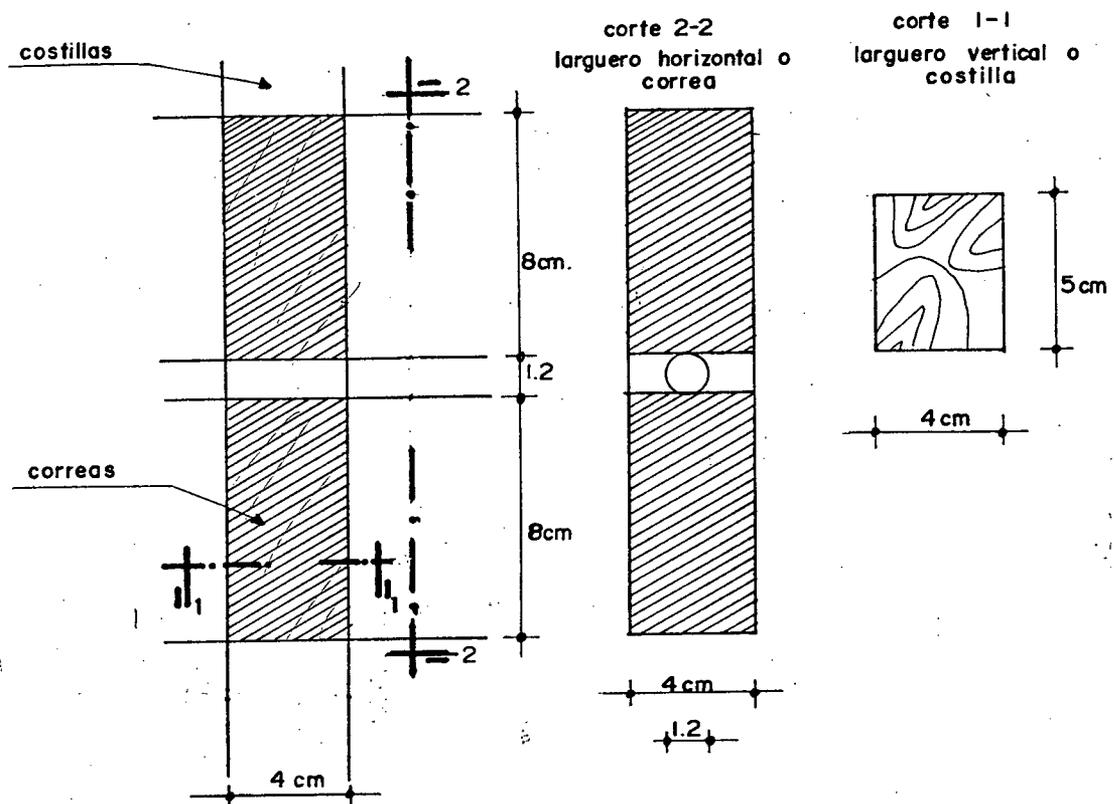
ok/

6.3.6. REVISION POR COMPRESION EN APOYOS

Para realizar el diseño por compresión en apoyos, deberán - investigarse los apoyos en los largueros verticales sobre las correas y los apoyos de estas sobre las placas de tensores. Ver detalles constructivos en el apartado 6.4.

En el anexo # 1 el esfuerzo de compresión admisible perpendicular a la fibra para el eucalipto es 166 Kg/cm^2 (W.V.R), el esfuerzo admisible $f_{c_{adm}} = (166)(0.6) = 99.60 \text{ Kg/cm}^2$ que mayorado en un 25% será igual a 124.50 Kg/cm^2 .

En la figura 6.3.6.1 se muestra la disposición tanto de correas como de costillas.



El esfuerzo en apoyos de largueros verticales (costillas) - sobre correas será:

$$A_{\text{apoyo}} = 2(4)(8) = 64 \text{ cm}^2$$

La carga transmitida por largueros verticales es:

$$R = (2930)(0.55) \frac{(0.55)}{2} = 443.16 \text{ Kg}$$

Esfuerzo que soportan los largueros verticales

$$f_c = \frac{R}{A} = \frac{443.16 \text{ Kg}}{64 \text{ cm}^2} = 6.92 \text{ Kg/cm}^2 < 124.50 \quad \text{ok/}$$

Apoyo de tensores

$$P_{\text{larg}} = 1423.80 \text{ Kg}$$

$$f_{c_{\text{adm}}} = 124.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{\text{requerida}} = \frac{P}{f_{c_{\text{adm}}}} = \frac{1423.80 \text{ Kg}}{124.50 \text{ Kg/cm}^2} = 11.44 \text{ cm}^2$$

Usar arandelas de 2" (5.08 cm)

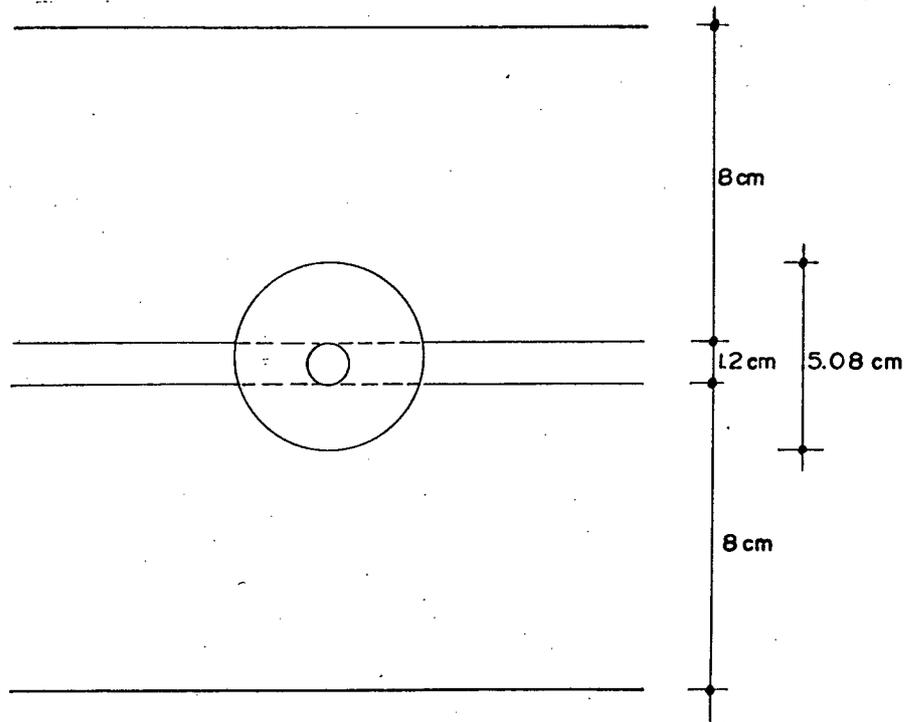
$$A_{\text{contacto}} = \frac{\pi D^2}{4} - 1.2 D$$

$$A_{\text{cont}} = \frac{(3.1416)(5.08)^2}{4} - 1.2(5.08) = 14.17 \text{ cm}^2$$

Comprobación del esfuerzo

$$f = \frac{P_{\text{larg}}}{A_{\text{cont}}} = \frac{1423.80 \text{ Kg}}{14.17 \text{ cm}^2} = 100.48 \text{ Kg/cm}^2 < 124.50 \quad \text{ok/}$$

Para mejor comprensión se adjunta una sección vertical en la que se indica el área de contacto necesaria para que el tensor y arandelas puedan resistir la carga transmitida por los listones horizontales o correas.



6.4. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS, HORMIGONADO, REPLANTEO Y EJECUCION

En la práctica acontece con frecuencia que durante el encofrado caen diferentes elementos (desperdicios) que es necesario limpiar antes de depositar la primera capa de hormigón, es conveniente además sellar todas las aberturas para que no pueda salir el hormigón vertido.

En muros de altura mayores a 3 m debe hacerse ventanas de hormigonado, esto en razón de que el hormigón se disgrega cuando se vierte de grandes alturas cayendo los materiales más pesados primero y los finos después, formándose capas de hormigón irregulares y de mala calidad.

Una buena práctica constructiva es revestir los tableros con aceite quemado para evitar que el hormigón se pegue y desencofrar con facilidad.

El replanteo de muros es simple, tal como se ha indicado al comienzo de este capítulo.

En la figura 6.4.1 se indica en perspectiva el replanteo de la esquina de un muro. Los ejes 1 y 2 se encuentran en el punto 0, a la distancia a_e del eje se traza una línea sobre la cual se clavará una tabla guía que sirva de base. Como hemos visto anteriormente para el replanteo se deberá tener en cuenta el grueso de las tablas de encofrado y de los listones verticales "costillas".

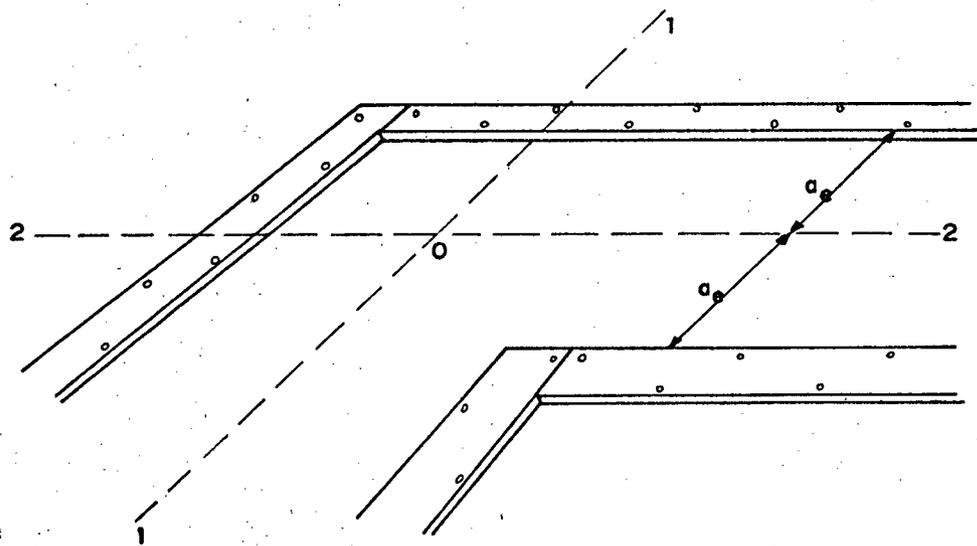


fig 6.4.1

6.4.1. EJECUCION DE ENCOFRADOS DE ESQUINAS DE MUROS

En la figura 6.4.1.1 se muestra un detalle constructivo de una esquina de muro.

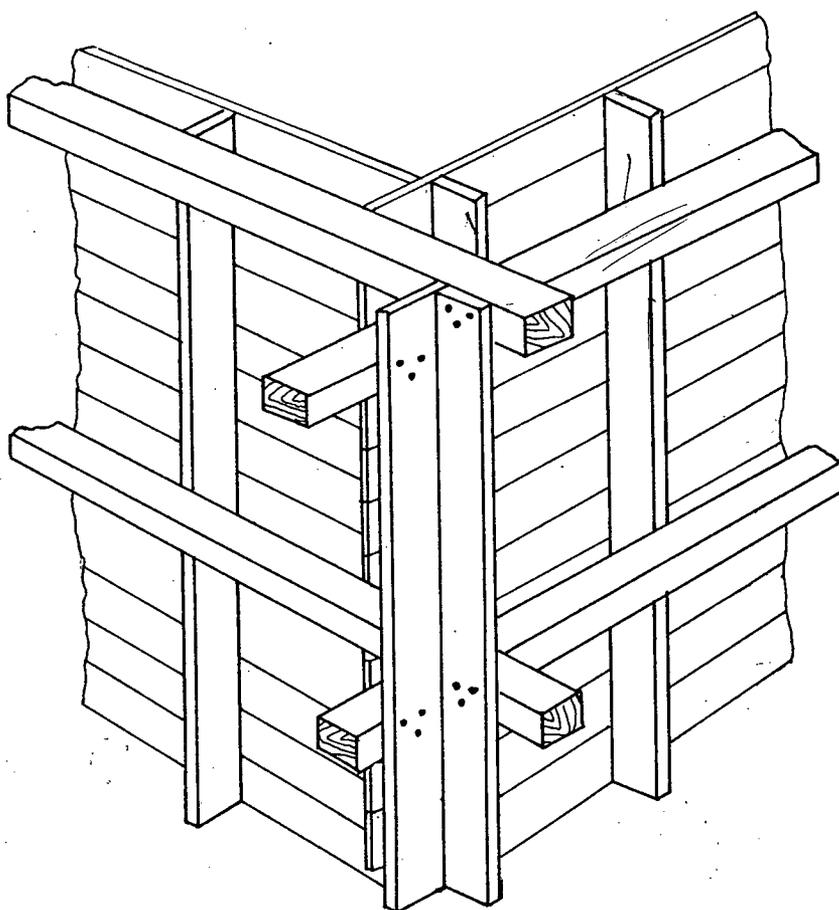


fig 6.4.1.1

Las recomendaciones a seguirse son las siguientes:

- 1.- Uno de los tableros deberá llegar solamente hasta la esquina; en cambio el otro debe prolongarse más allá de una longitud correspondiente a un ancho de costilla tal como se ve en la figura.
- 2.- Las carreras deben continuarse más allá de la esquina con el objeto de poder colocar las tablas de refuerzo o de aguante de esquina, las cuales van clavadas a la carrera

correspondiente.

- 3.- Cuando sobre el muro se apoya la losa del piso, el tablero que queda interior debe ser mas bajo que el exterior, cortándose las costillas de una altura igual a la del techo, disminuida en un grueso de tabla (espesor de la tabla de encofrado de piso).

6.4.2. HORMIGONADO DE MURO Y SUELO

Cuando el hormigonado muro suelo es continuo, es necesario levantar desde el nivel del suelo el tablero interior una altura igual al espesor de la losa de piso, esto puede lograrse mediante tacos de madera de altura igual a la losa del piso o también mediante chicotes de hierro sobre los cuales se apoya el tablero. Ver figura 6.4.2.1

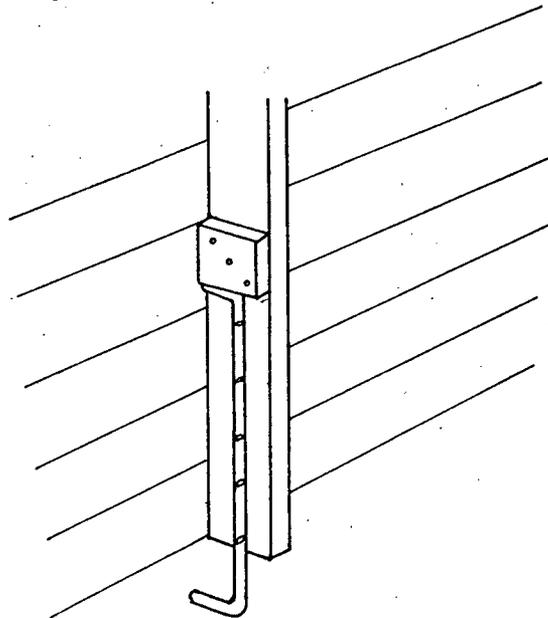


fig 6.4.2.1

6.4.3. PARAMENTOS DE ENCOFRADO DE MUROS NO CONTINUOS

En la práctica suele acontecer que el paramento del muro a encofrar no sea continuo; sino que presente alguna abertura (puerta, ventana, etc); en estos casos debe encofrarse también estos huecos, utilizando tableros preparados al pie de la obra con las medidas exactas. Como estos tableros sufren empujes debido al hormigón deben ir convenientemente dispuestos como un tablero cualquiera.

En la figura 6.4.3.1 se muestra una manera de encofrar un tablero correspondiente a dintel.

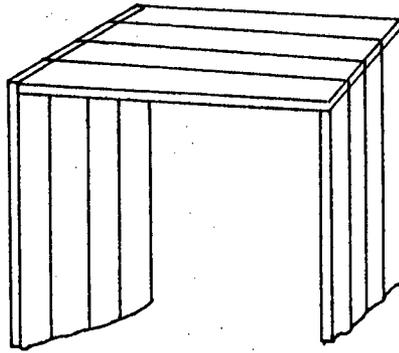


fig 6.4.3.1

En este caso que estamos estudiando se recomienda el siguiente método de replanteo:

- Se coloca primeramente el tablero interior del encofrado de muro y sobre él se replantea el hueco que nos interesa. Ver figura 6.4.3.2

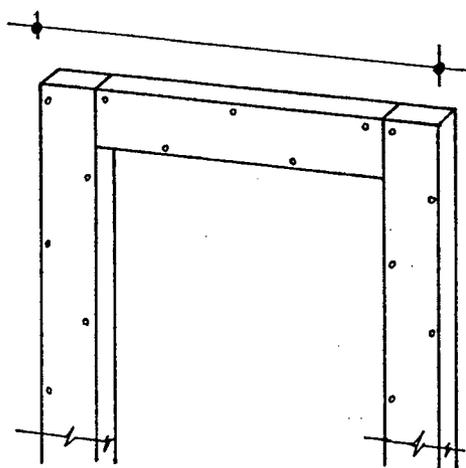


fig 6.4.3.2

- Finalmente en la figura 6.4.3.3 se muestra un detalle constructivo en perspectiva del encofrado de paramentos de muros con discontinuidades (huecos) en el que se incluyen todos los elementos.

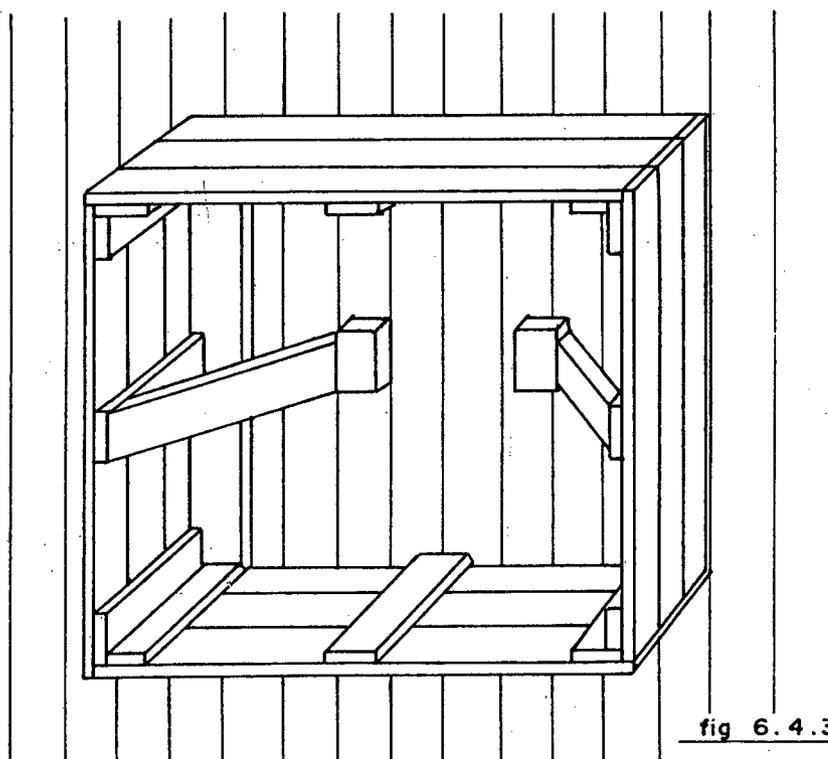


fig 6.4.3.3

6.5. ENCOFRADOS DE MUROS CON PARAMENTOS INCLINADOS

Los muros de espesor variable se presentan en la práctica con mucha frecuencia, tal como puede observarse en la figura 6.5.1

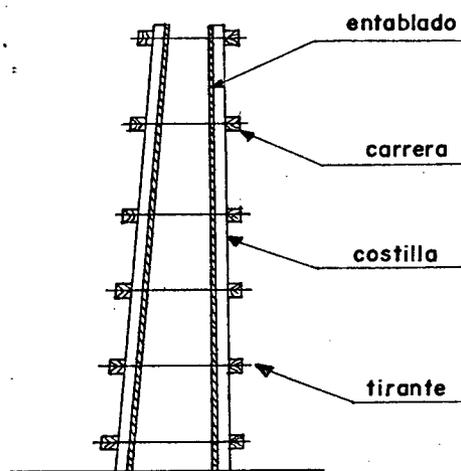


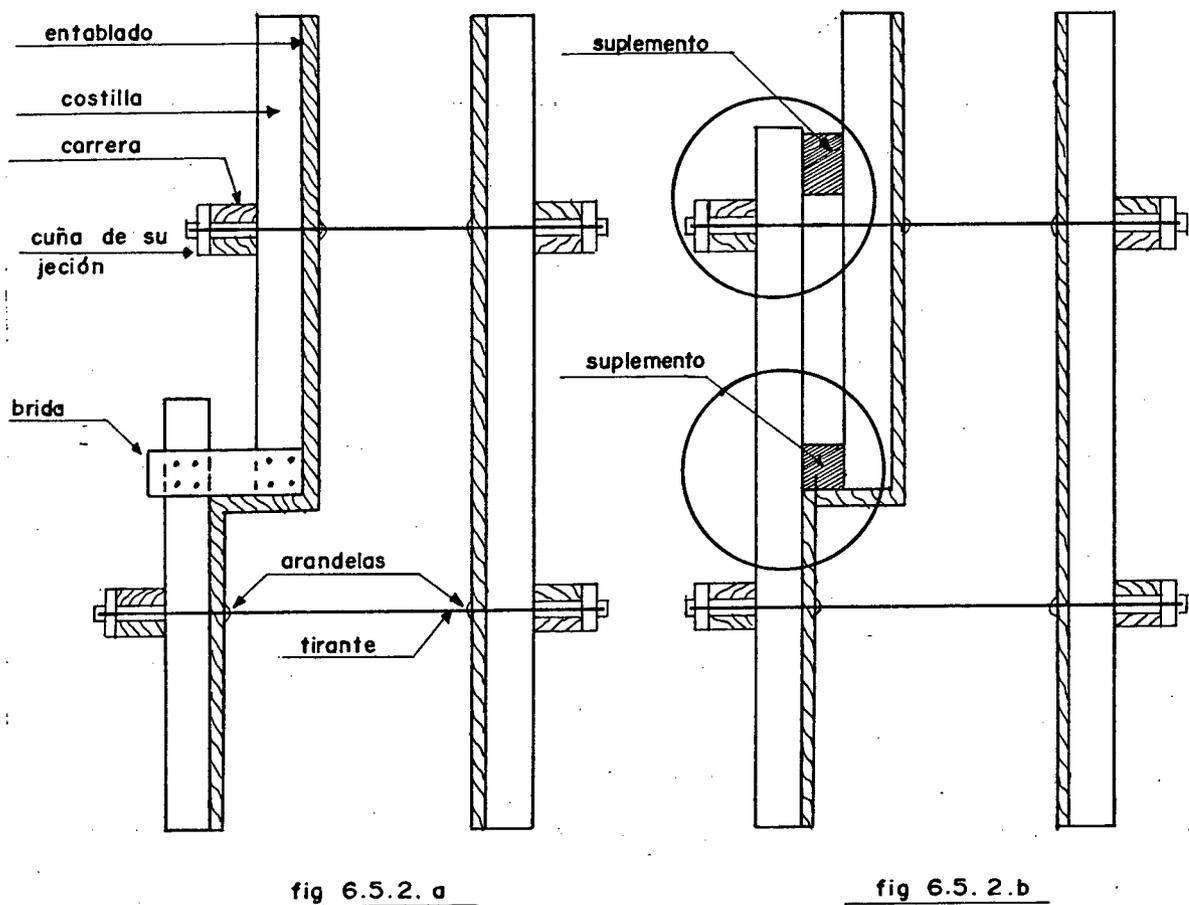
fig 6.5.1

Es necesario utilizar tirantes o tensores de longitud variable. El cálculo del encofrado es similar al de encofrados para muros de espesor uniforme.

ENCOFRADO DE MUROS CON ENTRANTES Y SALIENTES

Este caso se presenta también con mucha frecuencia. Las maneras más frecuentes de realizar el encofrado de este tipo de muros, es utilizando tirantes o tensores provistos de abrazaderas de ajuste - que al fijarse sobre las superficies interiores de los encofrados, hacen que estos sirvan como codales.

El sistema de encofrado de la figura 6.5.2.a, deberá utilizarse para presiones laterales bajas y la 6.5.2.b para presiones elevadas, en este segundo caso se podrá notar que existe (señalado con un círculo una disposición estructural suplementaria para resistir la presión lateral del hormigón).



ENCOFRADOS DE MUROS CON VOLADIZOS

Este caso se presenta por ejemplo en la construcción de muros estribos para puentes, muros de sótano, etc; en tales casos se recomienda una disposición de la estructura de encofrado tal como se muestra en el detalle constructivo de la figura 6.5.3

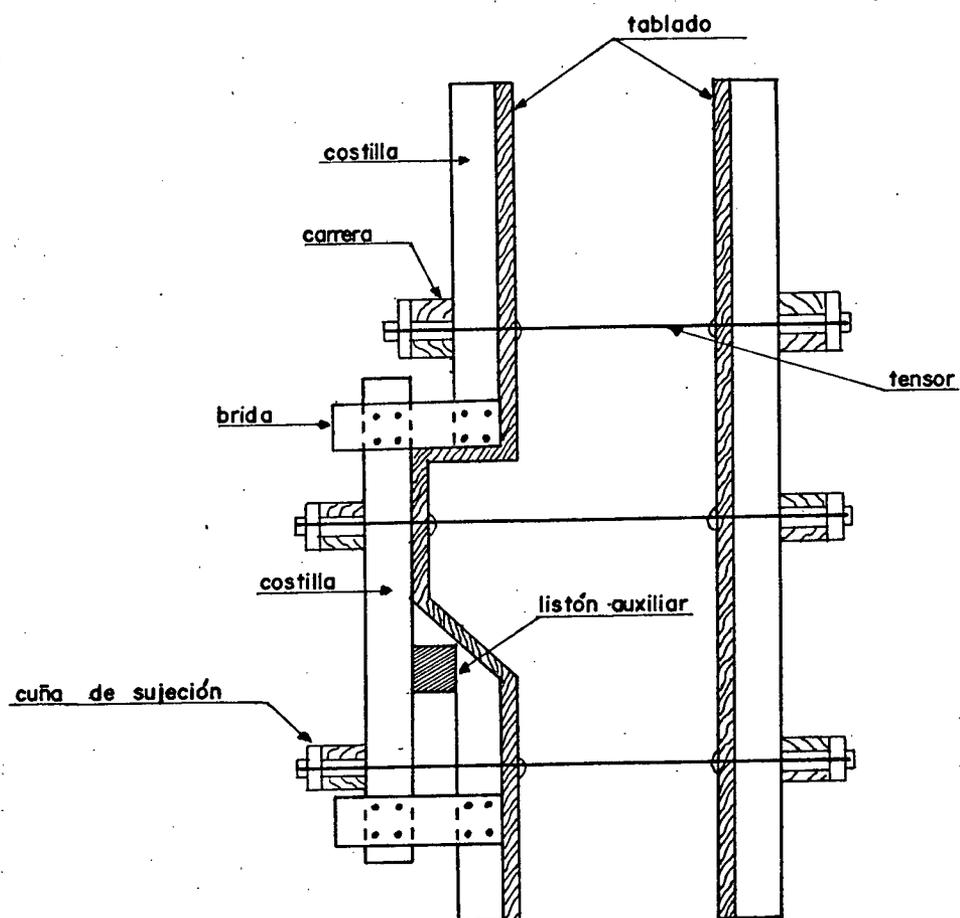


fig 6.5.3

ENCOFRADO DE MUROS CON COLUMNAS

En la figura 6.5.4 puede observarse un detalle estructural para el encofrado de un sistema de enlace (muro-columna). Constructivamente se realizará primero el encofrado del muro y luego el de la columna; en cambio cuando la estructura haya fraguado y se vaya a desencofrar, el desencofrado será a la inversa; o sea primero la columna y luego el muro.

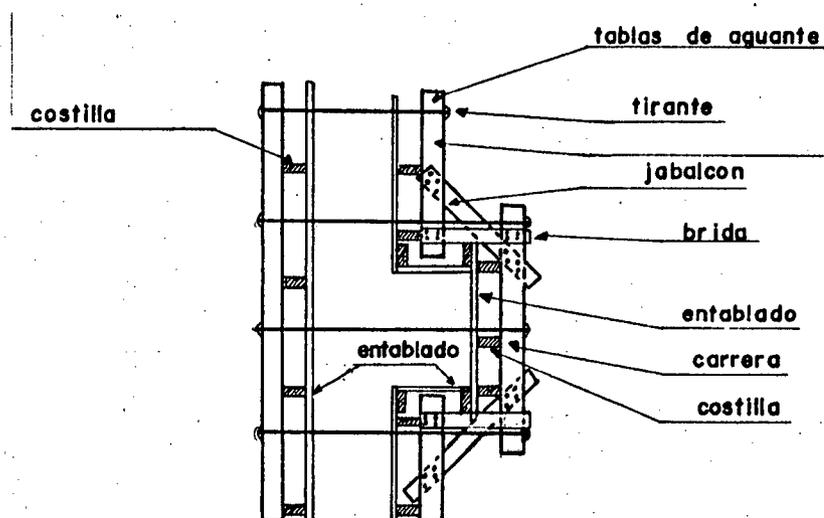


fig 6.5.4

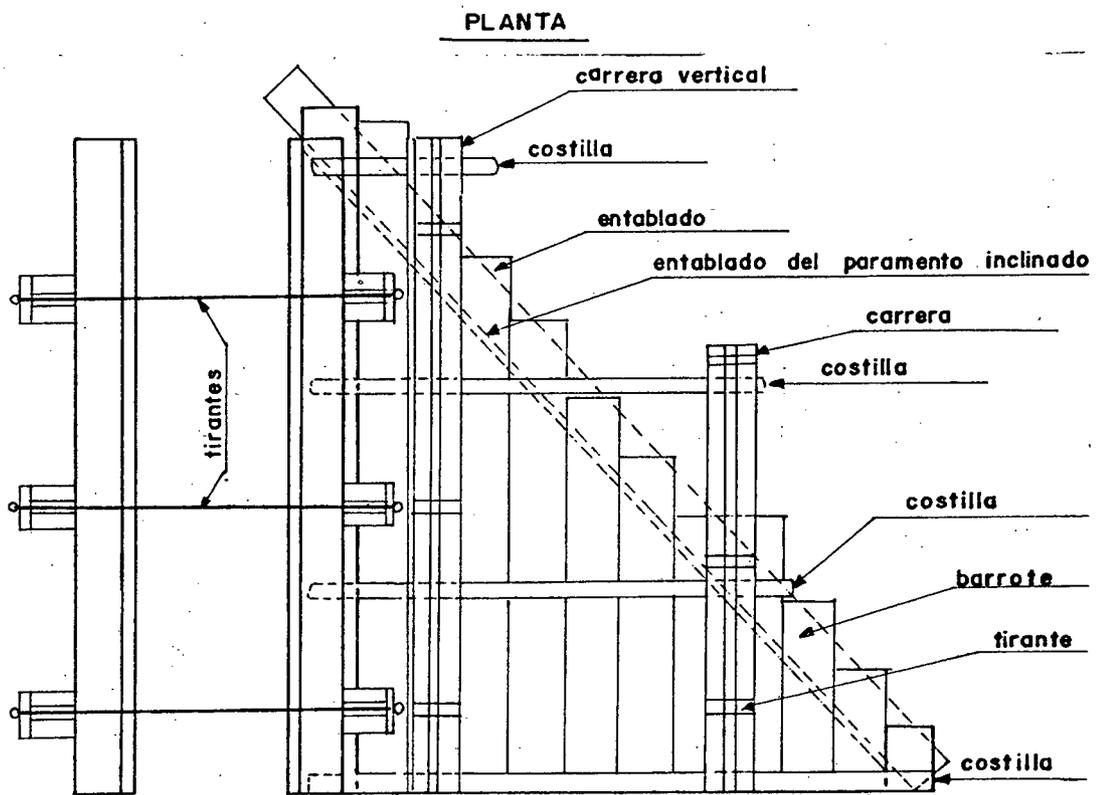
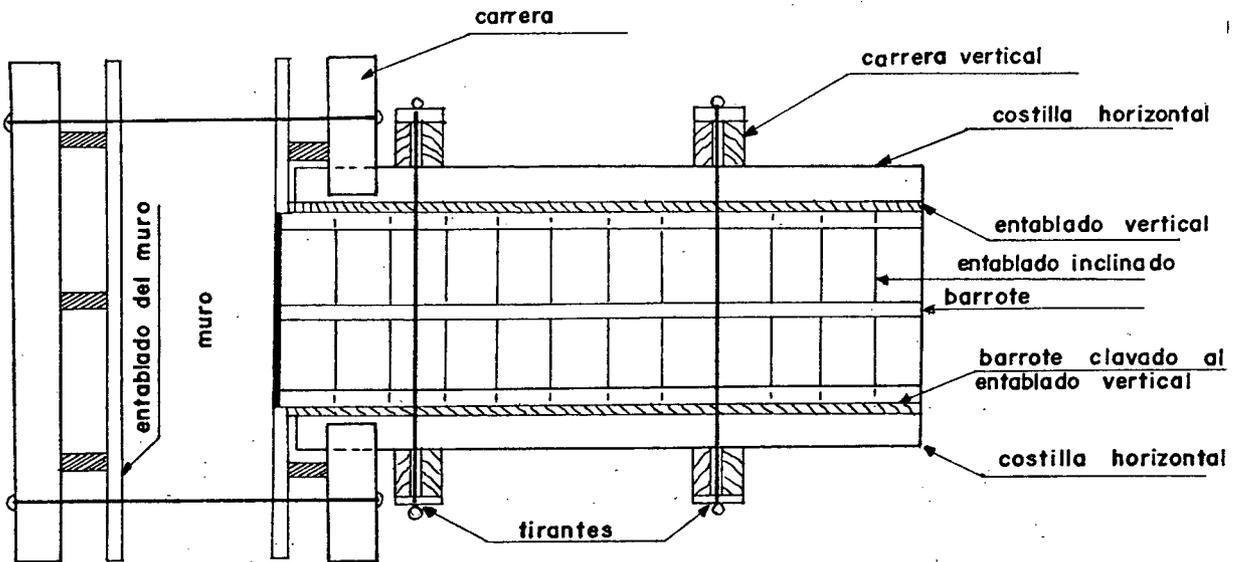
ENCOFRADO DE MUROS CON CONTRAFUERTE

El proceso constructivo consiste en erigir primeramente los encofrados correspondientes al muro propiamente dicho y luego el de los contrafuertes, para los contrafuertes puede utilizarse paramentos prefabricados que deberán ser colocados en obra.

Quando se prevea que la presión lateral ejercida por el hormigón sobre los paramentos inclinados de los contrafuertes va a ser muy alta; es necesario tomar las precauciones del caso controlando que la unión muro-contrafuerte sea perfectamente rígida, evitando además cualquier separación, es absolutamente necesario además en tales casos anclar o arriostrar los encofrados correspondientes a los paramentos inclinados (contrafuertes), a fin de impedir un posible levantamiento debido al empuje que actúa sobre la cara interior del paramento inclinado del contrafuerte.



En la figura 6.5.5 se muestra un detalle constructivo en planta y alzado de un sistema de encofrado de muro con contrafuertes.



ALZADO

fig 6.5.5

A fin de completar los detalles constructivos de encofrados para muros en la figura 6.5.6 se muestra uno de los métodos más utilizados, aunque no es el único del encofrado de una esquina de muro.

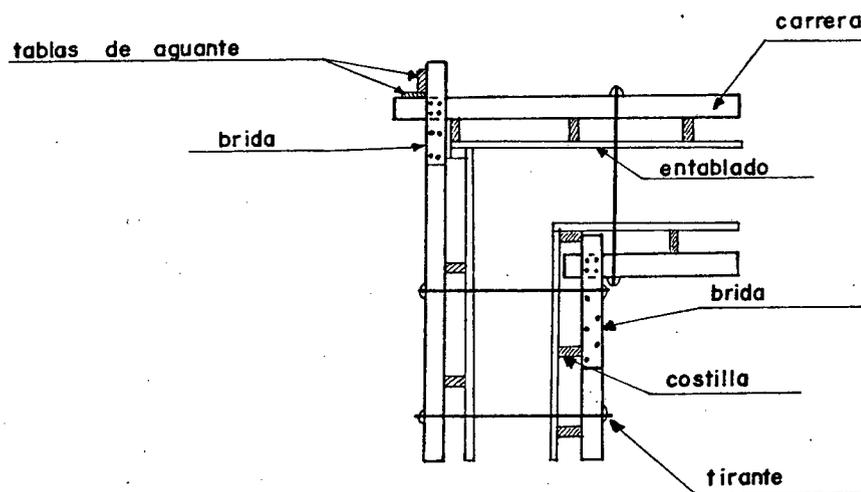


fig 6.5.6

ENCOFRADO DE MUROS DE DEPOSITOS CIRCULARES

El encofrado de muros de depósitos circulares tales como piscinas, piletas, tanques de reserva para abastecimiento de agua potable, etc. Tiene características especiales debido a la curvatura y por lo tanto algunas variantes constructivas que dependen de la experiencia del constructor, así como de la capacidad de almacenamiento y presiones que soporta. Hay quienes prefieren el sistema de encofrado en base a láminas de plywood y sistema de zunchos.

En la figura 6.5.7 se muestra una estructura de encofrado para un depósito circular con diámetro igual o mayor a 10 m.

El tablado en estos muros como ya hemos dicho puede ser de madera de plywood (1.60 a 1.90 cm) o de tabla de aproximadamente 2.5 - cm de espesor, las "costillas" se construyen con listones de 4 x 5 cm - separados según cálculo; las "carreras" se colocan con su mayor dimensión en contacto con las "costillas" (ver figura) las tablas (guías) se colocan dando la curvatura adecuada, según el replanteo (localización - en planta) apoyada sobre los extremos de las "costillas" en la cara interior del encofrado con una separación variable entre 1.5 y 3.0 m según aconseja la experiencia.

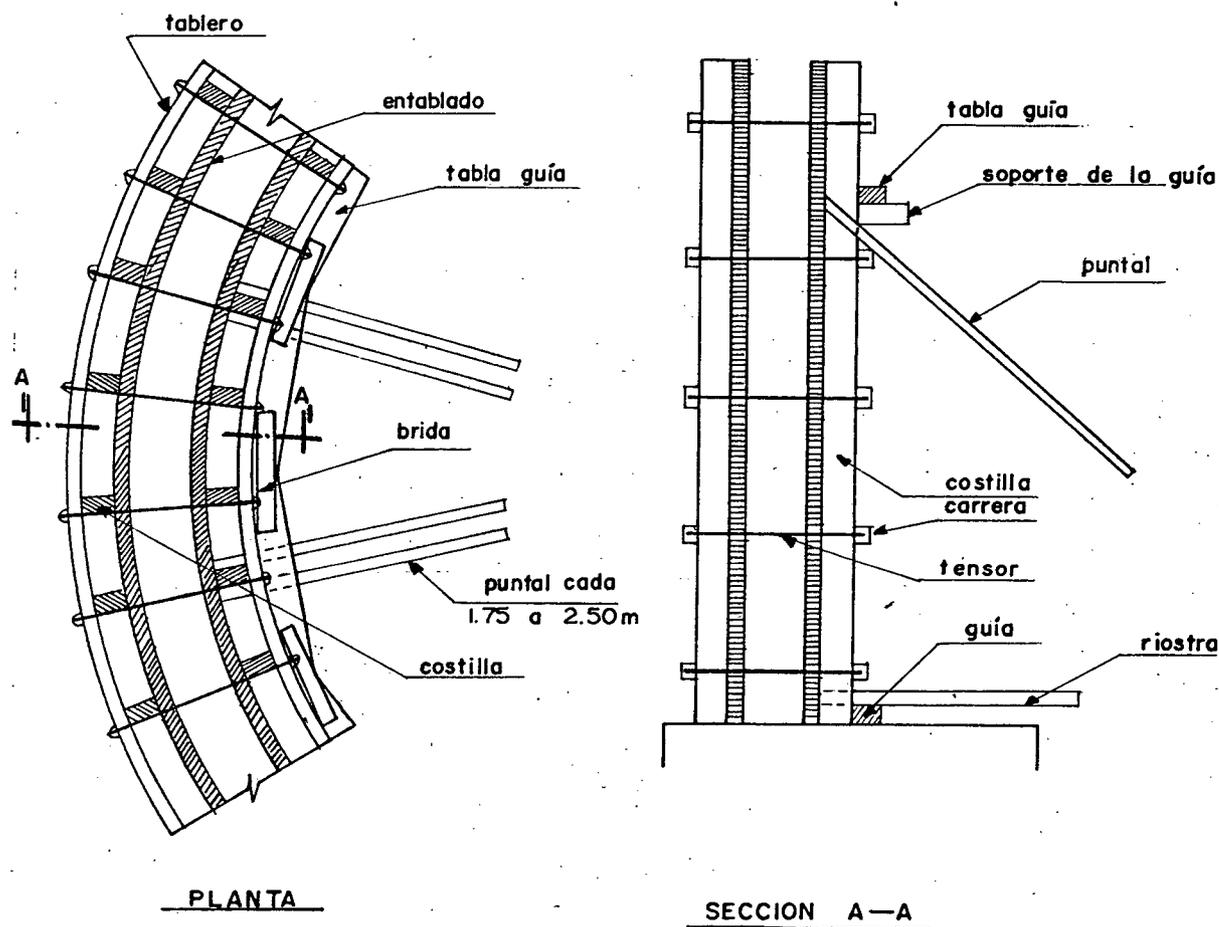


fig 6.5.7

El encofrado deberá ser mantenido en su posición correcta

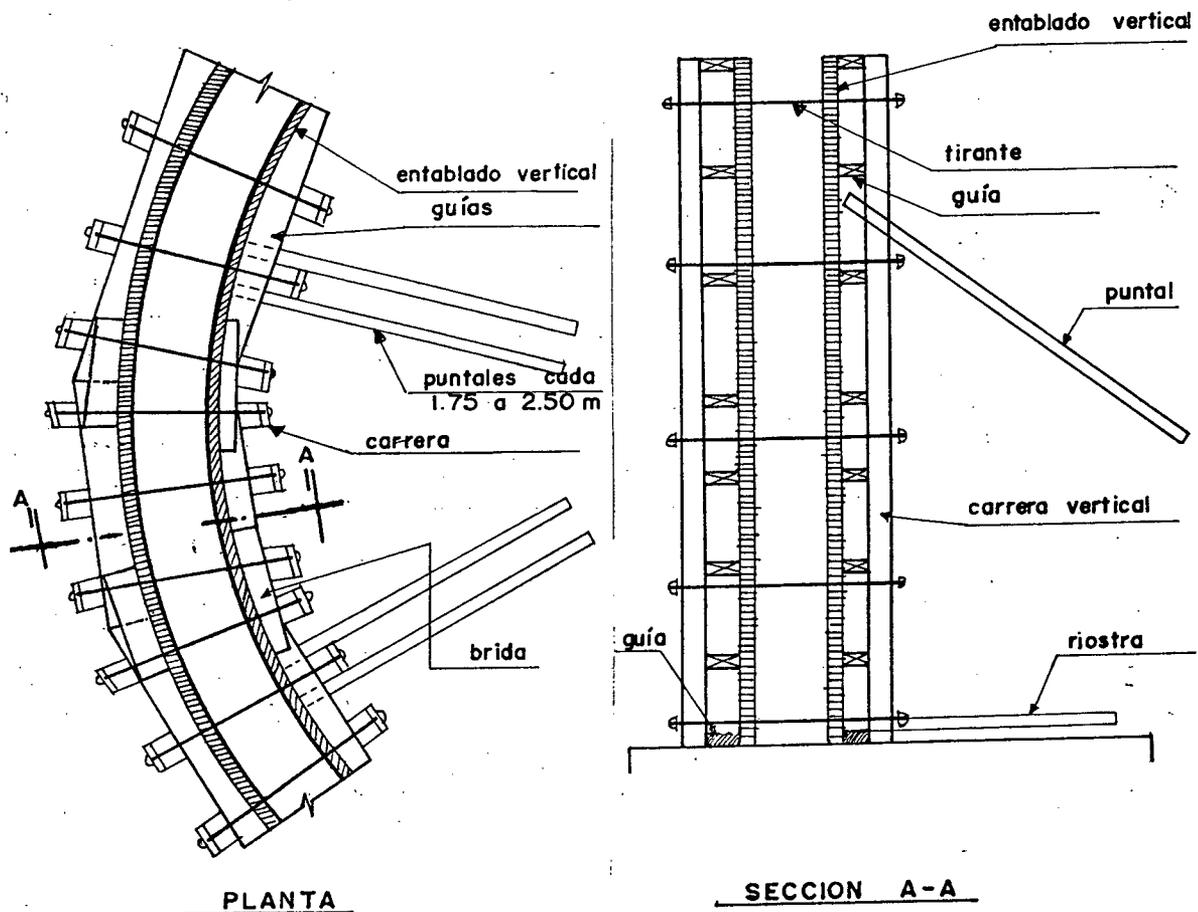
y la estabilidad del mismo, debe ser asegurada mediante un sistema de arriostramiento lateral utilizando puntales (jabalcones) a una distancia variable cada que el caso lo amerite, la dirección de los puntales de arriostramiento puede ser horizontal, inclinada, radial, etc; según criterio del maestro de obra y sobre todo del ingeniero constructor.

El montaje de los tableros de encofrado, se realiza de la siguiente manera:

- 1) Se construye el tablero interior que debe contener las costillas, carreras y arriostramiento lateral, los tensores o tirantes se disponen a lo largo de las carreras y cercanos a las "costillas" y de ninguna manera en los puntos intermedios debido a la menor resistencia que ofrezca las carreras planas.
- 2) Se erige el tablero exterior y se coloca los tensores que ayudará a resistir la presión lateral del hormigón.
- 3) Los tensores deberán colocarse unidos fuertemente a las carreras y entorchados o ajustados mediante abrazaderas según el caso.

En la figura 6.5.8 se muestra una estructura de encofrado para diámetro menor de 10 m, el tablado vertical se realiza con tablas de 2.5 cm de espesor aproximadamente, las tablas guías son colocadas tal como se ha explicado anteriormente siguiendo la curvatura del muro.

fig 6.5.8



El montaje de los tableros de encofrado tanto interior como exterior es según se ha indicado anteriormente.

Los tensores o tirantes pueden ser de alambre entorchado (de uso común en nuestro medio); pero cuando se trata del encofrado de estructuras importantes que soportan elevadas presiones laterales puede utilizarse tirantes roscados (prefabricados), tirantes stud rod, tirantes compuestos por fleje y abrazaderas, tirantes compuestos por barras de acero ordinario y abrazaderas, etc.

También puede utilizarse para el encofrado de muros, pane-



les de madera prefabricados, paneles comerciales o patentados sistemas de encofrado gatos y grúas, sistemas de encofrado simplex, simons, etc especialmente cuando técnica y económicamente se justifique su utilización y exista la posibilidad de adquirirlos en mercados locales; en nuestro medio estas soluciones son por el momento imposibles.

CAPITULO VII

PROYECTO, CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO PARA ENCOFRADOS DE COLUMNAS, VIGAS Y LOSAS EN GENERAL

7.1. DISEÑO DE ENCOFRADOS PARA COLUMNAS

La sección transversal de las columnas de hormigón son de la siguiente forma: cuadrada, rectangular, en L, octogonales y circulares; - en los cuatro primeros casos los encofrados son generalmente de tableros verticales, marcos de madera con pasadores metálicos y bastidores metálicos o zunchos de acero destinados a resistir la presión ejercida por el hormigón.

En columnas de sección circular, los encofrados son de madera, metálicos o de tubo de fibra; en cada caso antes de decidirse por un determinado tipo se hará el correspondiente estudio económico.

7.1.1. PRESION LATERAL DEL CONCRETO

Si se toma en cuenta que en los encofrados de columnas, el hormigón se vacía con gran rapidez, la presión ejercida por el concreto será muy grande y mayor a mayor altura de la columna.

El A.C.I utiliza las siguientes expresiones para el cálculo de la presión lateral del hormigón sobre los encofrados.

$$P = 150 + 9000 \frac{R}{T}$$

$$P = \text{Lb/pie}^2$$

$$R = \text{pie/h}$$

$$T = \text{°F}$$

En el sistema métrico

$$P = 732 + \frac{720000 R}{9 T + 160}$$

$$P = \text{Kg/m}^2$$

$$R = \text{m/h}$$

$$T = \text{°C}$$

Siendo:

P = Presión máxima

R = Velocidad de llenado

T = Temperatura del hormigón

La presión calculada según la fórmula anterior está limitada en un máximo de 14650 Kg/m^2 . La fórmula debe aplicarse para hormigones vibrados.

En ningún caso la presión a considerarse variará de $2400 \times H$, siendo H = altura en m de la columna hormigonada, esta última manera de

calcular la presión del hormigón no considera la velocidad de llenado.

EJEMPLO DE DISEÑO

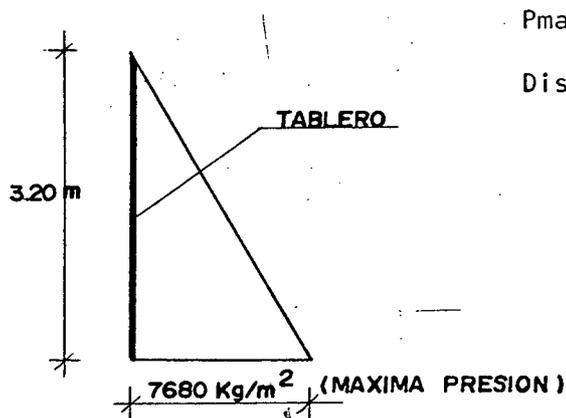
Seguidamente se realiza el diseño completo del encofrado - para una columna de sección (0.45 m x 0.45 m) de 3.20 m de longitud, la temperatura del colado del hormigón (en una hora) 15°C 60°F, los tableros de encofrado se usarán varias veces; la velocidad de llenado R es 12 pie/h.

1.- Presión lateral del hormigón sobre el encofrado

$$P = 150 + \frac{9000 \times 12}{60} = 1950 \text{ Lb/pie}^2 \text{ (9580 Kg/m}^2\text{)}$$

$$P_{\text{máx}} = \gamma H = 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 3.20 \text{ m} = 7680 \text{ Kg/m}^2$$

El diagrama de presiones será:



$P_{\text{máx}} < P$

por lo tanto

Diseñamos con la presión de 7680 Kg/m²

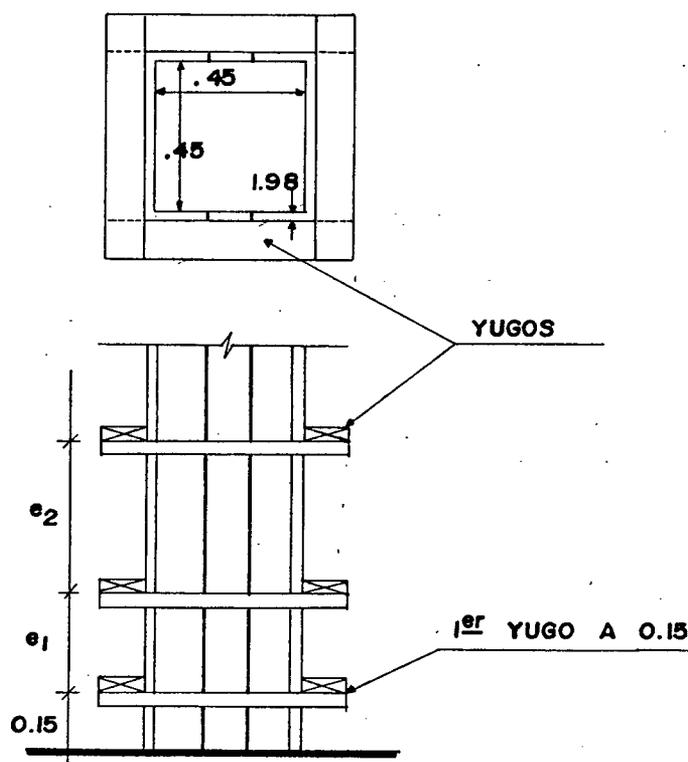
7.1.2. DETERMINACION DEL ESPACIAMIENTO DE YUGOS O ABRAZADERAS

El cálculo del espaciamiento de los yugos o abrazaderas se lo realizará en el presente caso, colocando el primer yugo a 15 cm de la base.

$$P_1 = 7680 \times \frac{(3.20 - 0.15)}{3.20} = 7320 \text{ Kg/m}^2$$

Usando tablas de 1 pulgada (2.54 cm) el espesor efectivo - será de 1.98 cm.

PLANTA . (DISPOSICION DE YUGOS



VISTA FRONTAL

$$b h = 45 \times 1.98 = 89.10 \text{ cm}^2$$

Módulo resistente

$$S = \frac{b h^2}{6} = \frac{45 \times (1.98)^2}{6} = 29.40 \text{ cm}^3$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{45 \times (1.98)^3}{12} = 29.11 \text{ cm}^4$$

Para $P_1 = 7320 \text{ Kg/m}^2$

Fórmulas dadas por los reglamentos y códigos de construcción:

* Simbología indicada en el apartado 6.3.3

$$L_{\text{flexión}} = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{W}}$$

$$L_{\text{flecha}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{E I}{W}}$$

$$L_{\text{corte}} = 23.33 \times \frac{b h}{W}$$

$$W = 7320 \text{ Kg/m}^2 \times 0.45 \text{ m} = 3294 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{flexión}} = 0.32 \sqrt{\frac{289 \times 29.40}{3294}} = 0.51 \text{ m}$$

$$L_{\text{flecha}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{55020 \times 29.11}{3294}} = 0.26 \text{ m} \cong 0.30$$

$$L_{\text{corte}} = 23.33 \times \frac{89.10}{3294} = 0.63 \text{ m}$$

$$\gamma = 0.6$$

El diseño es para eucalipto: $f = 289 \text{ Kg/cm}^2$

$$E = 55020 \text{ Kg/cm}^2$$

Usaremos como separación de yugos 0.30 m. (el valor mínimo)

Para el segundo yugo

$$0.15 + 0.30 = 0.45 \text{ m}$$

Presión a 0.45 m de la base

$$P_2 = 7680 \times \frac{3.20 - 0.45}{3.20} = 6600 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 6600 \times 0.45 = 2970 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{flexión}} = 0.32 \sqrt{\frac{289 \times 29.40}{2970}} = 0.92 \text{ m.}$$

$$L_{\text{flecha}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{55020 \times 29.11}{2970}} = 0.27 \approx 0.30$$

$$L_{\text{corte}} = 23.33 \times \frac{89.10}{2970} = 0.70 \text{ m.}$$

Usamos como separación 0.30 m.

$$0.45 + 0.30 = 0.75 \text{ m.}$$

$$P_3 = 7680 \times \frac{3.20 - 0.75}{3.20} = 5880 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 5880 \times 0.45 = 2646 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{flexión}} = 0.57 \text{ m.}$$

$$L_{\text{flecha}} = 0.28 \approx 0.30$$

$$L_{\text{corte}} = 0.78 \text{ m.}$$

Usamos como separación 0.30 m.

$$0.75 + 0.30 = 1.05 \text{ m.}$$

$$P_4 = 7680 \times \frac{3.20 - 1.05}{3.20} = 5160 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 5160 \times 0.45 = 2322 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{flexión}} = 0.61 \text{ m.}$$

$$L_{\text{flecha}} = 0.29 \text{ m} \cong 0.30$$

$$L_{\text{corte}} = 0.90 \text{ m.}$$

Usamos como separación 0.30 m.

$$1.05 + 0.30 = 1.45 \text{ m.}$$

$$P_5 = 7680 \times \frac{3.20 - 1.45}{3.20} = 4200 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 4200 \times 0.45 = 1890 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{flexión}} = 0.68 \text{ m.}$$

$$L_{\text{flecha}} = 0.31 \cong 0.30 \text{ m}$$

$$L_{\text{corte}} = 1.10$$

Usamos como separación 0.30

$$1.45 + 0.30 = 1.75$$

$$P_6 = 7680 \times \frac{3.20 - 1.75}{3.20} = 3480 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 3480 \times 0.45 = 1566 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{flexión}} = 0.75 \text{ m.}$$

$$L_{\text{flecha}} = 0.33 \text{ m} \cong 0.35 \text{ m.}$$

$$L_{\text{corte}} = 1.33 \text{ m.}$$

Usamos como separación 0.35 m.

$$1.75 + 0.35 = 2.10 \text{ m.}$$

$$P_7 = 7680 \times \frac{3.20 - 2.10}{3.20} = 2640 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 2640 \times 0.45 = 1188 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{flexión}} = 0.86 \text{ m.}$$

$$L_{\text{flecha}} = 0.36 \cong 0.35 \text{ m.}$$

$$L_{\text{corte}} = 1.75 \text{ m.}$$

Usamos como separación 0.35 m.

$$2.10 + 0.35 = 2.45 \text{ m.}$$

$$P_8 = 7680 \times \frac{3.20 - 2.45}{3.20} = 1800 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 1800 \times 0.45 = 810 \text{ Kg/m}$$

$$L_{\text{flexión}} = 1.04 \text{ m}$$

$$L_{\text{flecha}} = 0.42 \text{ m} \cong 0.45 \text{ m}$$

$$L_{\text{corte}} = 2.56 \text{ m.}$$

Usamos como separación 0.45 m.

$$2.45 + 0.45 = 2.90 \text{ m.}$$

$$P_9 = 7680 \times \frac{3.2 - 2.90}{3.20} = 720 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 720 \times 0.45 = 324 \text{ Kg/m}$$

Usamos como separación 0.40 m.

DISTRIBUCION DE YUGOS

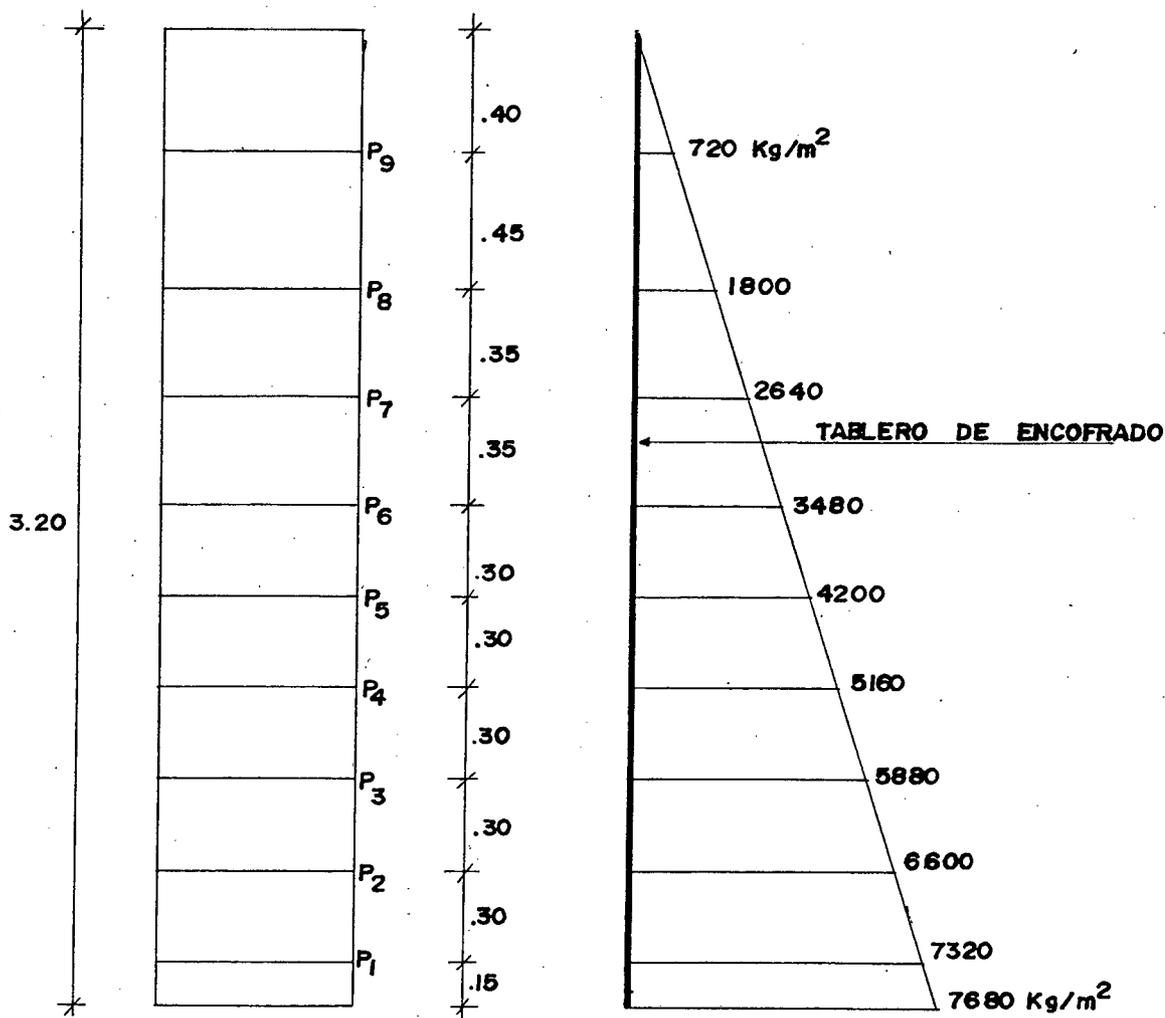


DIAGRAMA DE PRESIONES

7.1.3. DISEÑO DE YUGOS.

En los diseños anteriores se ha establecido la distribución de yugos a lo largo del encofrado, en igual forma se indica las presiones laterales transmitidas por el hormigón a la altura de cada yugo.

El siguiente paso en el diseño de encofrados de columnas consiste en el diseño de yugos. Es evidente que los elementos que forman los



yugos estarán trabajando a esfuerzos combinados de flexo - tensión; por lo tanto se utilizará la expresión:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} \leq f_m$$

Donde:

P = carga axial (Kg)

A = Area de la sección transversal (cm²)

M = Momento flexionante (Kg-cm.)

S = Módulo seccional (cm³)

Para yugo 2

$$P_2 = 6600 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = 6600 \times 0.30 = 1980 \text{ Kg/m}$$

$$P = \frac{1980 \times 0.45}{2} = 445.5 \text{ Kg.}$$

$$M = \frac{q L^2}{10} = \frac{1980 \times (0.45)^2}{10} = 40.095 \text{ Kg-m} = 4009.50 \text{ Kg-cm.}$$

$$S_{\text{requerida}} = \frac{M}{f} = \frac{4009.50}{289} = 13.87 \text{ cm}^3$$

Usando listones de (4 x 5 cm.) $A = 20 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{b h^2}{6} = \frac{4 \times (5)^2}{6} = 16.67 \text{ cm}^3$$

$S > S_{\text{requerida}}$. Por tanto correcto.

Comprobación de esfuerzos

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} = \frac{445.50}{20.00} + \frac{4009.5}{13.87} = 311.36 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_m = \gamma f = 0.6 \times 311.36 = 186.81 \text{ Kg/cm}^2$$

$186.81 < 289 \text{ Kg/cm}^2$ del eucalipto; por tanto correcto

En los gráficos 7.1.3.a y 7.1.3.b, se muestra varios de tales constructivos en corte y perspectiva del sistema de encofrado de columnas ligeras.

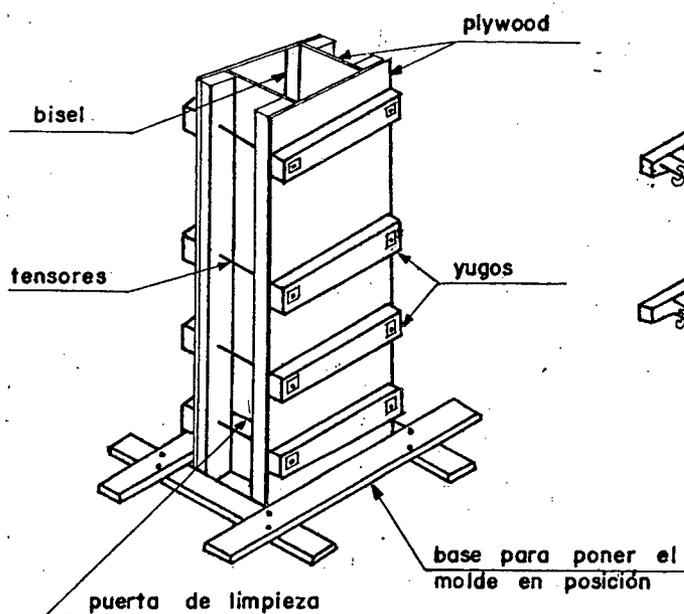


fig 7.1.3.a

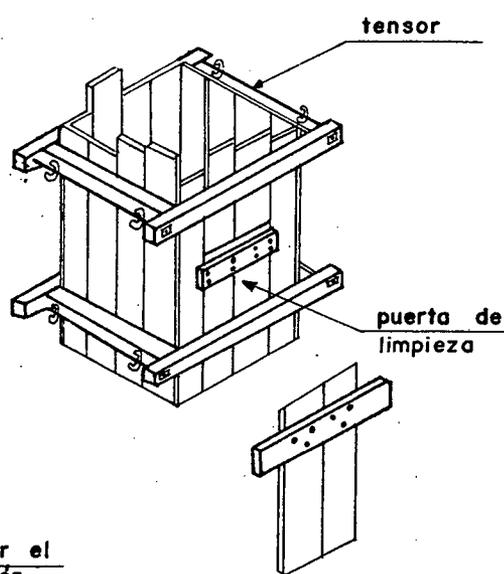


fig 7.1.3.b

En 7.1.3.c y 7.1.3.d se indica un sistema típico de encofrado de columnas en perspectiva isométrica y un detalle constructivo del sistema de armado del tablero de plywood y de los yugos metálicos.

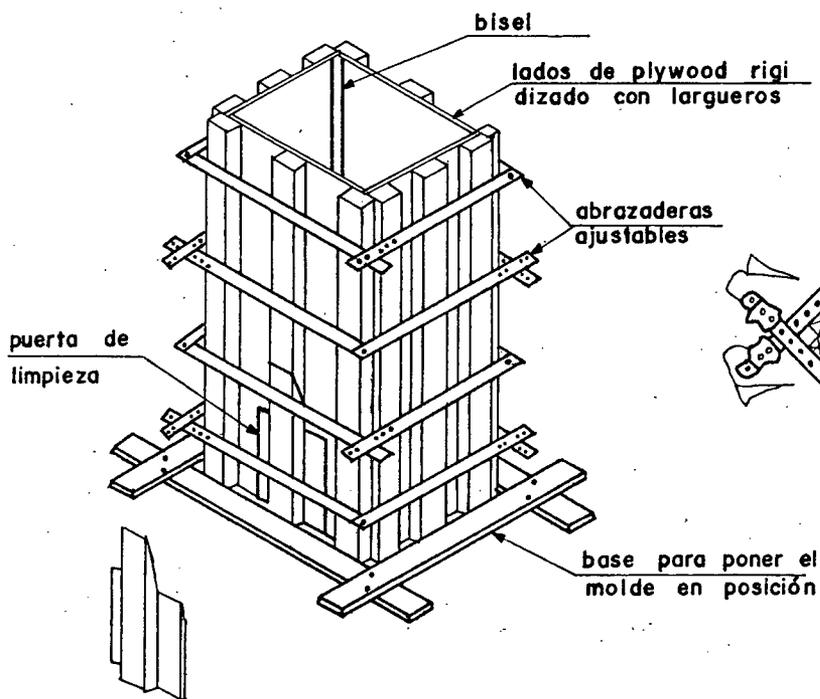


fig 7.1.3.c

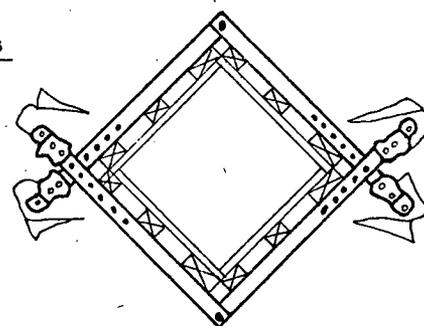


fig 7.1.3.d

El gráfico 7.1.3. e muestra una variante constructiva del tablero de plywood con yugos de madera y pernos.

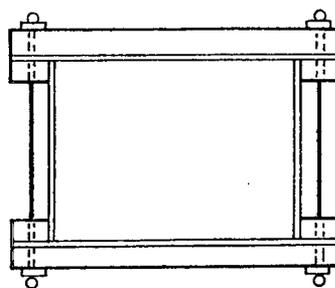


fig 7.1.3.e

Finalmente en 7.1.3.f se muestra detalles del encofrado de los tableros con duela de madera utilizando yugos de madera unidos mediante clavazón (clavos).

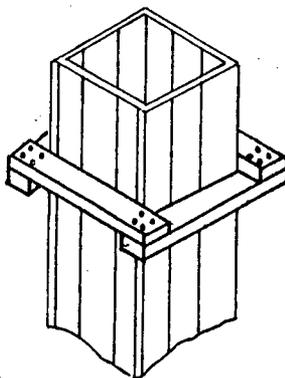


fig 7.1.3. f

7.2. DISEÑO DE ENCOFRADOS PARA LOSAS

7.2.1. INTRODUCCION

Existe una gran variedad de sistemas de losas de hormigón armado, entre las que se puede citar:

- 1.- Losas de hormigón armado soportadas por vigas de hormigón armado.
- 2.- Losas planas, sin vigas.
- 3.- Sistema de losas prefabricadas con paneles metálicos y vigas de hormigón.
- 4.- Losas con sistemas de moldes celulares metálicos.
- 5.- Losas nervadas alivianadas con bloque y armadas en una o dos direcciones.
- 6.- Losas de hormigón vertido sobre mallas metálicas.
- 7.- Losas aligeradas con tubos de cartón, etc.

De acuerdo al sistema de apoyo, uno de los sistemas más comunes de losas es el de losas apoyadas perimetralmente, estas losas se diseñan siguiendo los códigos del A.C.I. por cualquiera de los siguientes métodos:

- a) Diseño elástico
- b) Diseño al límite
- c) Por aplicación a la teoría de las líneas de falla considerando los diferentes tipos de apoyo.

Las losas planas pueden presentarse en dos tipos principales:

- Losas con ábaco; y,
- Losas sin ábaco; siendo de amplia utilización en nuestro medio.

Por lo indicado anteriormente puede deducirse que existe diferentes sistemas de soluciones estructurales para entrepisos, siendo uno de los más comunes el que se indica en el gráfico 7.2.1.1.

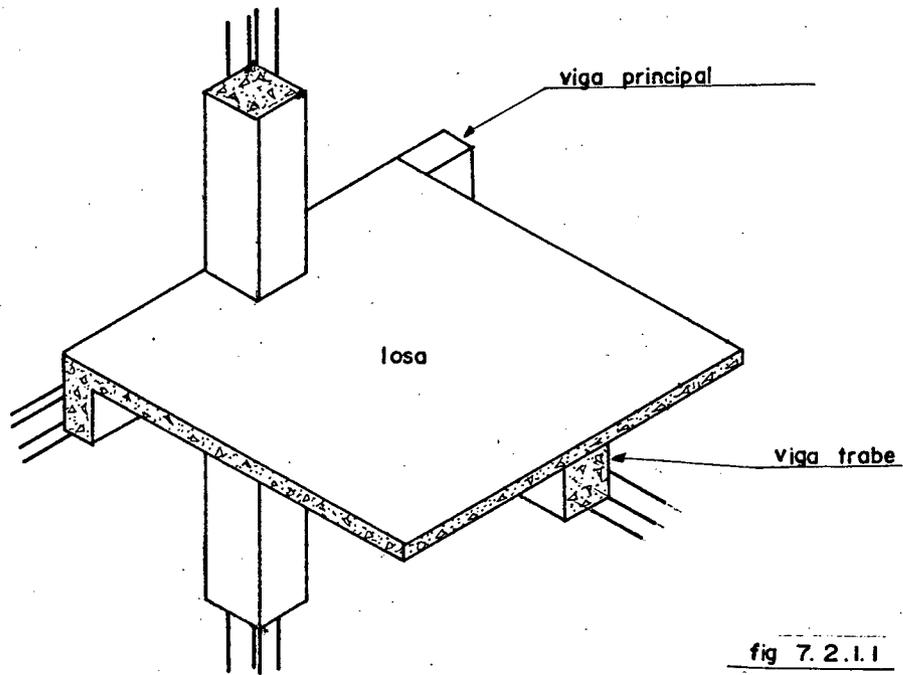


fig 7.2.1.1

Esquemáticamente los sistemas de losas más utilizados en nuestro medio a más del sistema de losas planas y prefabricadas PERT - son las siguientes:

a) losas apoyadas en traves principales

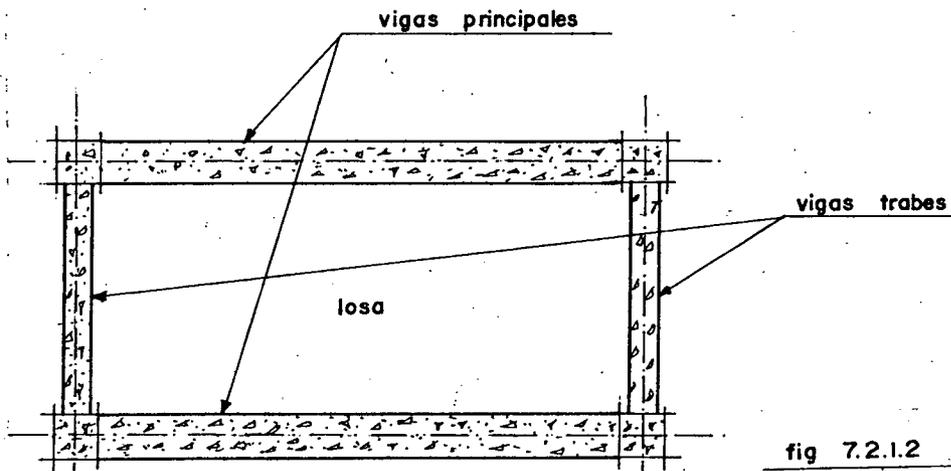


fig 7.2.1.2

b) losas apoyadas en traves secundarias

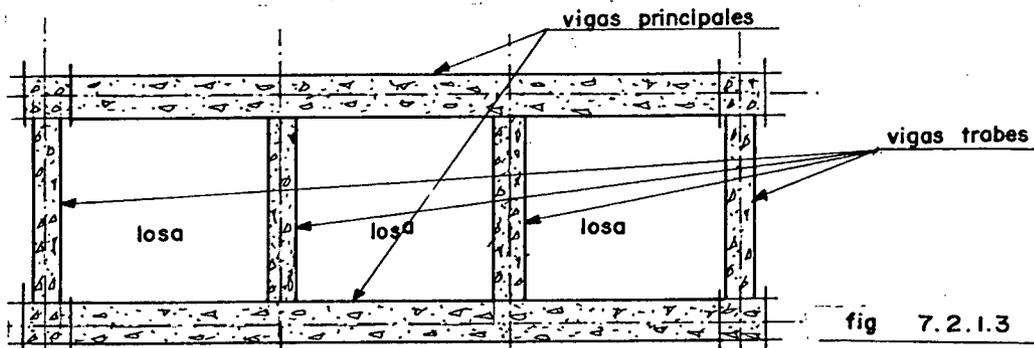


fig 7.2.1.3

7.2.2. CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LAS LOSAS O FORJADOS DE HORMIGON.

Para poder diseñar los encofrados, es necesario conocer las cargas que actúan sobre ellos que son:

- a) Peso propio del hormigón /
- b) Sobrecarga de trabajo por efecto de materiales, trabajadores, equipos, etc.

El peso volumétrico del hormigón para efecto de cálculo, es de 2400 Kg/m^3 y la carga por metro cuadrado de losa será:

$$P = 2400 h$$

Siendo:

$$P = \text{Carga en Kg/m}^2$$

$$h = \text{Espesor de la losa en m.}$$

Las sobrecargas de trabajo por las circunstancias antes mencionadas se asume entre 250 a 375 Kg/m^2 , así por ejemplo en una losa maciza de 0.15 m con una sobrecarga de 250 Kg/m^2 la carga total será:

Carga permanente = 2400×0.15	=	360 Kg/m^2
Sobrecarga accidental	=	250 Kg/m^2
TOTAL	=	610 Kg/m^2

Cuando se utiliza carretillas a motor para el hormigonado o el hormigón es revertido desde una determinada altura, se considera a demás de la sobrecarga cargas de impacto.

7.2.3. DISPOSICION DEL ENCOFRADO

Analizando el sistema de cargas y determinando el valor de la carga unitaria total que actúa sobre el encofrado, es necesario determinar el espesor neto del tablero, su clase y material, así por ejem plo se preveerá la utilización de tablas de 1 pulgada de espesor aprox imadamente y considerando un metro de ancho se determinará los pará metros de diseño:

- a) Módulo de elasticidad /
- b) Módulo resistente
- c) Comprobación de los esfuerzos por flexión, flecha, etc. /

Se determinará seguidamente la separación máxima de largueros, viguetas o listones, realizando el dimensionamiento correspondiente (escuadrifa o sección transversal, longitud, separación, etc.)

Los encofrados resultan más económicos cuando la separación de largueros o viguetas es la que corresponde a la luz máxima admi sible en el tablero, los puntales deberán espaciarse considerando su ca pacidad de carga y la carga por metro lineal que recibe el elemento estructural correspondiente.

7.2.4. DIMENSIONAMIENTO DE LARGUEROS Y PUNTALES

En la figura 7.2.4.1. se muestra la disposición en sección transversal de un sistema de encofrado de tablero de losas de hormigón armado, tal como se usa comunmente en nuestro medio.

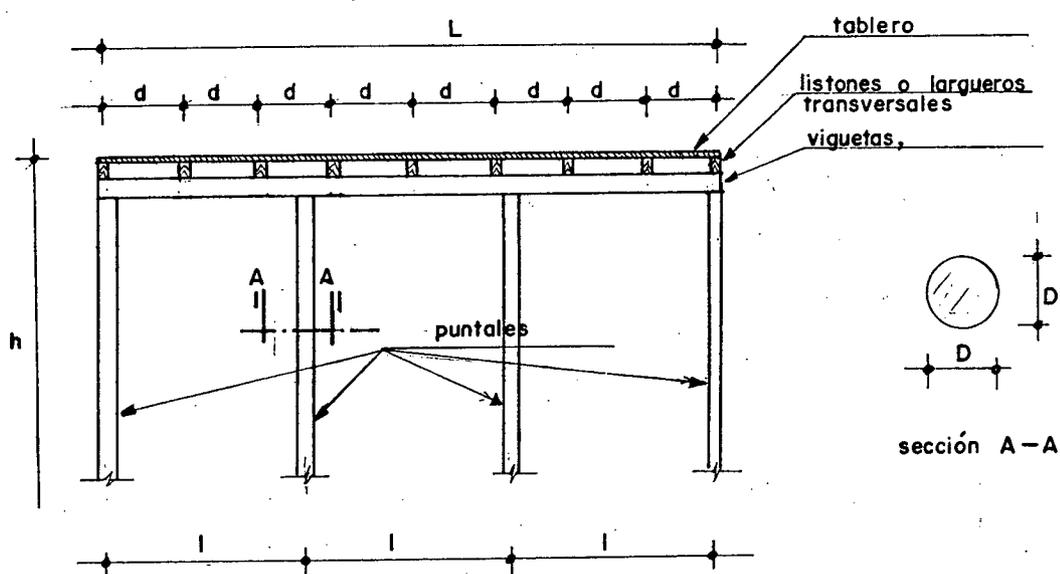


fig 7.2.4.1

h = altura del tablero encofrado

d = Distancia entre listones o largueros

L = Luz del tablero

l = Separación entre puntales

Las cargas que gravitan sobre un tablero de encofrado son generalmente pequeñas y la separación de puntales podría espaciarse así como la separación de viguetas, vigas mdrinas o listones; sin embargo la

separación está condicionada por el límite de la flecha admisible en vez de por la resistencia a la flexión.

En la disposición anterior de un tablero de encofrado para losa, puede observarse muy fácilmente que el tablero se apoya sobre varios listones; por lo tanto se puede determinar la flecha de estos elementos por la expresión correspondiente a vigas continuas (ver diseño).

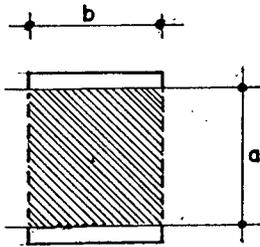
7.2.5. CALCULO DE PUNTALES

El cálculo de puntales se lo realiza considerando el área tributaria y determinando la carga que soporta cada elemento, así como el esfuerzo admisible a compresión paralela a la fibra, determinando la sección de puntal y comprobando la misma por esbeltez, etc.

El procedimiento de cálculo puede comprenderse más fácilmente mediante el ejemplo numérico práctico que se desarrollará seguidamente.

7.2.6. REVISION DE ESFUERZOS DE COMPRESION EN APOYOS

Se lo determinará considerando el apoyo de los listones (viguetas o maderas) sobre el puntal, determinando el área neta de apoyo.



Area de apoyo = $a \times b$ (puntales cuadrados)

Seguidamente se determinará el esfuerzo admisible perpendicular a la fibra; en caso de ser necesario se deberá usar placa metálica.

7.2.7. DISEÑO DE UN TABLERO DE ENCOFRADO PARA LOSA

A continuación se desarrollará un ejemplo práctico completo de diseño de un tablero de encofrado para losa de las siguientes características:

Espesor de la losa $e = 20 \text{ cm.} = 0.20 \text{ m.}$ ✓

$W = 2400 \text{ Kg/m}^3$ (peso volumétrico del hormigón)

El encofrado se utilizará varias veces (3 ó 4)

Altura libre de piso a techo = 2.40 m. ✓

Tablero de losa = $4.00 \times 4.00 \text{ m.}$

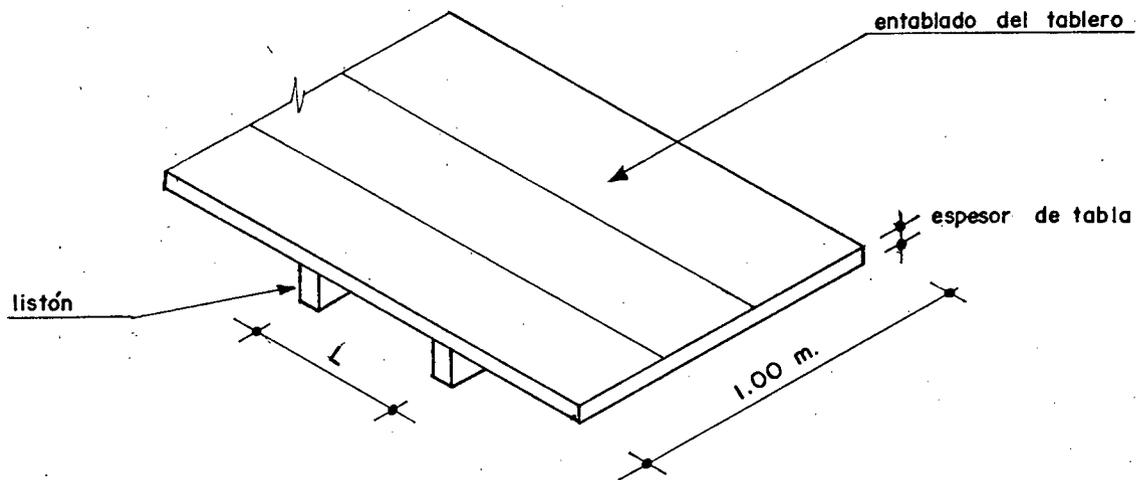
1.- Cargas de diseño

Peso propio = $2400 \text{ Kg/m}^3 \times 0.20 \text{ m.} = 480 \text{ Kg/m}^2$

Carga viva = 200 Kg/m^2 (Tabla)

Carga total = 680 Kg/m^2

Algunos códigos de construcción especifican como carga viva 100 Kg/m^2 más una carga concentrada de 100 Kg en el lugar más desfavorable.



2.- Entablado

Se utilizará tablas de eucalipto de 2.50 cm . de espesor.

El espesor efectivo de tabla es 2.0 cm .

El cálculo se realiza por metro de ancho de la siguiente manera:

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 2^3}{12} = 66.67 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{b h^2}{6} = \frac{100 \times 2^2}{6} = 66.67 \text{ cm}^3$$

Por flexión

$$L_{\text{máx.}} = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{w}}$$

$f = 512 \text{ Kg/cm}^2$ (ensayo de flexión en L.P, valor X de W.V.R) anexo # 1.

$F_{\text{adm.}} = 289 \text{ Kg/cm}^2$ (esfuerzo de trabajo al L.P., valor de W.V.R) anexo # 1.

$$L_{\text{máx.}} = 0.32 \sqrt{\frac{289 \times 66.67}{680}} = 1.70 \text{ m.}$$

Por flecha

$$L_{\text{máx.}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{E I}{W}}$$

$$L_{\text{máx.}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{55020 \times 66.67}{680}} = 0.58 \text{ m.}$$

$$E = 91700 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.6 = 55020 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (módulo de elasticidad a flexión; anexo \# 1).}$$

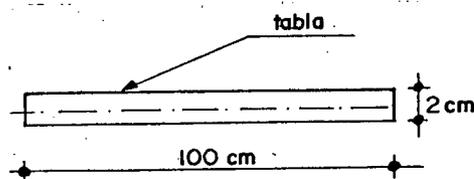
Escogemos la longitud calculada por flecha usando listones cada 0.50 m. lo cual nos da $4.00/0.50 = 8$ espaciamentos.

3.- Dimensionamiento de largueros (listones) y espaciamentos en el otro sentido.

Si se dispone de largueros (listones) de sección transversal de (5 x 10 cm.) se tiene:

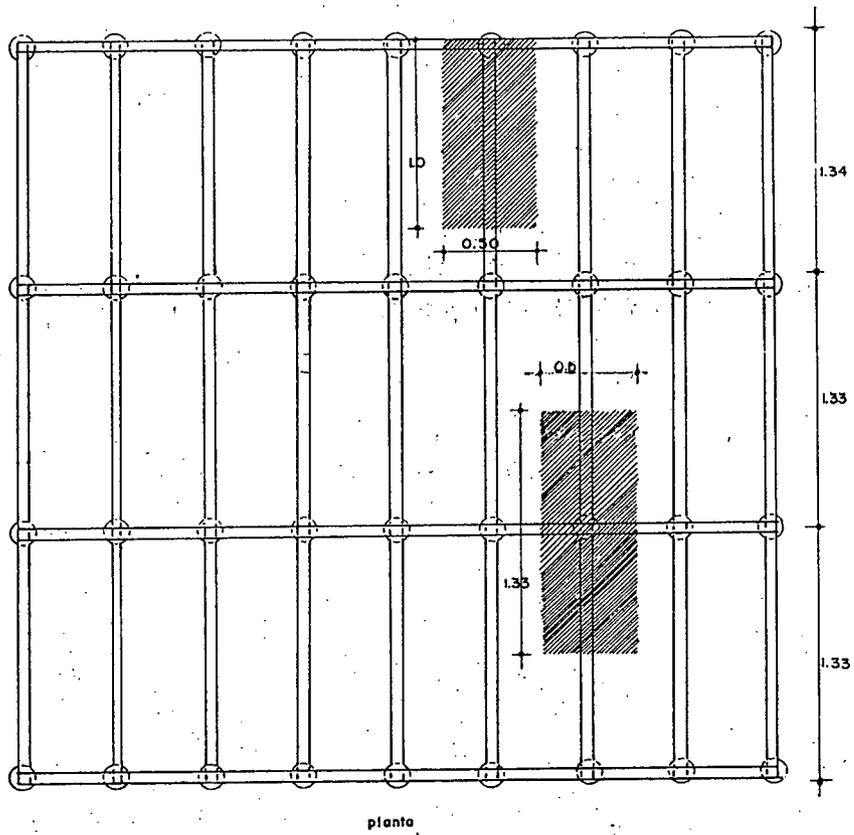
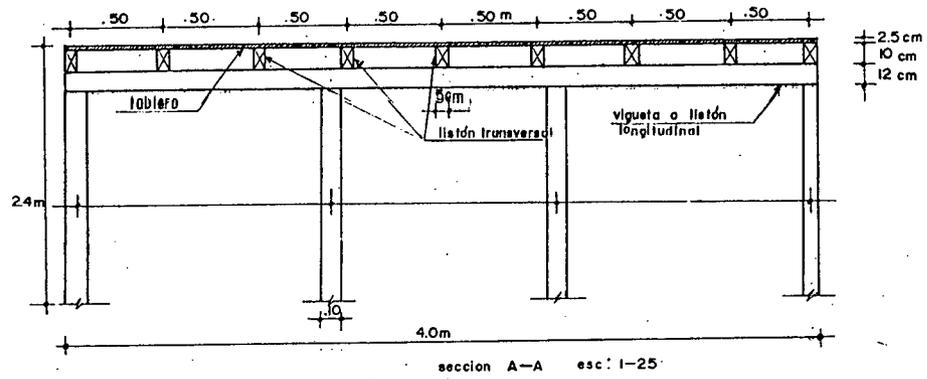
$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{5 \times 10^3}{12} = 416.67 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times 10^2}{6} = 83.33 \text{ cm}^3$$



Carga en los largueros (listones)

$$680 \text{ Kg/m}^2 \times 0.50 \text{ m} = 340 \text{ Kg/m}$$



Los códigos de construcción especifican las siguientes comprobaciones utilizando las expresiones siguientes:

Por flexión

$$L_{\text{máx.}} = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{W}} = 0.32 \sqrt{\frac{289 \times 83.33}{340}} = 2.69 \text{ m}$$

Por flecha

$$L_{\text{máx.}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{E I}{W}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{55020 \times 416.66}{340}} = 1.34 \text{ m}$$

Por corte

$$L_{\text{máx.}} = 23.33 \times \frac{b h}{W} = \frac{23.33 \times 5.0 \times 10.0}{340} = 3.43 \text{ m.}$$

Escogemos la $L_{\text{máx.}}$ menor 1.33 m por facilidad.

4.- Dimensionamiento de listones longitudinales y espaciamento de puntales.

Asumimos una sección de listones longitudinales de (5 x 12 cm).

5.- Cálculo de los puntales

Area de carga tributaria por puntal (1.33 m x 1.0) = 1.33m²

$$\text{Carga } P = 1.33 \text{ m}^2 \times 680 \text{ Kg/m}^2 = 904.40 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo admisible a compresión paralelo a la fibra:



$$f_c = 340 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (W.V.R.; anexo \#1)}$$

$$f_c = 340 \times 0.6 = 204 \text{ Kg/cm}^2$$

Probamos puntales de eucalipto de sección circular y diámetro aproximado de $\emptyset = 10 \text{ cm.}$; su área es $A = 78.54 \text{ cm}^2$.

$$\text{Revisión por esbeltez } l = 240 - (2.5 \text{ cm} + 10 \text{ cm} + 12 \text{ cm}) = 215.5 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{d} = \frac{215.5 \text{ cm}}{10 \text{ cm.}} = 21.6 < 30$$

Esfuerzo admisible a compresión corregido por esbeltez

$$c = f_c (1 - (L/38 D)^4)$$

* Simbología en apartado 4.4.1.

$$c = 204 (1 - (215.5 / 38 \times 10)^4)$$

$$c = 204 (1 - 0.10) = 183.60 \text{ Kg/cm}^2$$

Carga de compresión admisible de puntal

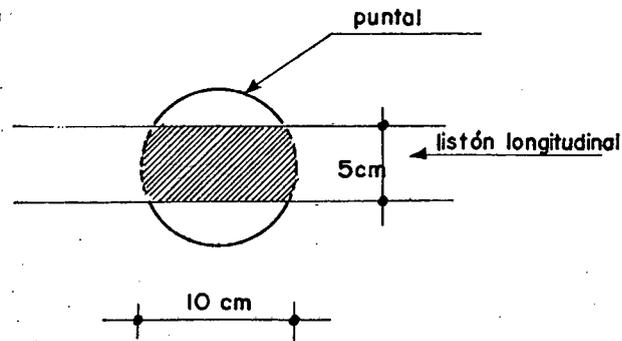
$$P_{\text{adm}} = f_c A = 183.60 \text{ Kg/cm}^2 \times 78.54 \text{ cm}^2 = 14419.94 \text{ Kg}$$

$$14419.94 \approx 14420 \text{ Kg} > 904.4 \text{ Kg}$$

ok/

6.- Revisión de esfuerzos de compresión en apoyos.

Apoyo de listón longitudinal en puntal.



planta esc: 1:500

$$\text{Area de apoyo} = 5 \times 10 = 50 \text{ cm.}^2$$

$$\text{Esfuerzo admisible perpendicular a la fibra} = 166 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (W.V.R.)}$$

anexo # 1.

$$\text{Esfuerzo admisible} = 166 \times 0.6 = 99.60 \text{ Kg/cm}^2$$

Comprobación

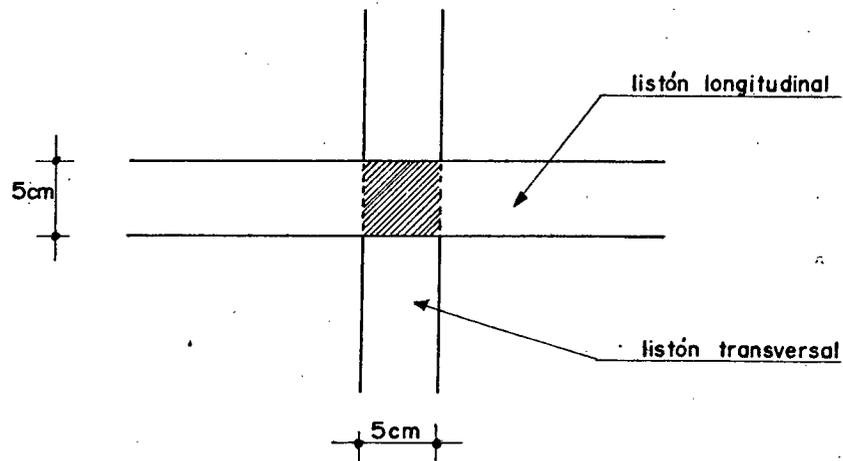
$$f = \frac{P}{A} = \frac{904.4}{50} = 18.08 < 99.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area requerida} = \frac{P}{f} = \frac{904.4}{99.60} = 9.08 \text{ cm}^2 < 78.54 \text{ cm}^2$$

En algunos casos podría ser necesario utilizar una placa metálica sobre la cabeza del puntal para distribuir la carga; en la práctica constructiva comunmente utilizada en nuestro medio esto resulta antieconómico y no existe justificación para utilizarla.

Comprobación de esfuerzos.

Apoyo de listón longitudinal en listón transversal.



$$\text{Area de apoyo} = 5 \times 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm}^2$$

Carga del listón longitudinal sobre el transversal

$$P = (680) (0.50) = 452.20 \text{ Kg}$$

$$f = \frac{452.20 \text{ Kg}}{25 \text{ cm}^2} = 18.08 \text{ Kg/cm}^2$$

Con lo cual queda comprobado el cálculo.

7.3. DISEÑO DE ENCOFRADOS PARA VIGAS

7.3.1. GENERALIDADES

Una viga es un elemento longitudinal de sección transversal reducida, comparada con la dimensión horizontal, una viga puede descansar o apoyarse sobre paredes, muros, columnas, etc.

El encofrado típico de una viga, consta de dos tableros laterales y un tablero de fondo. Los tableros laterales son de altura igual al peralte o altura de viga más el espesor del tablero de fondo; en cambio éste tiene una anchura igual al del ancho de la viga más el espesor de dos tableros laterales.

En las figuras 7.3.1.a y 7.3.1.b puede observarse dos sistemas diferentes de encofrados de vigas.

El sistema de encofrado de la figura 7.3.1.a, suele emplearse cuando existe la posibilidad de colocar tablas de "aguante de pie", - travesaños inferiores que van clavados a la sopanda, para sostener los dos tableros laterales que deben resistir el empuje lateral del hormigón.

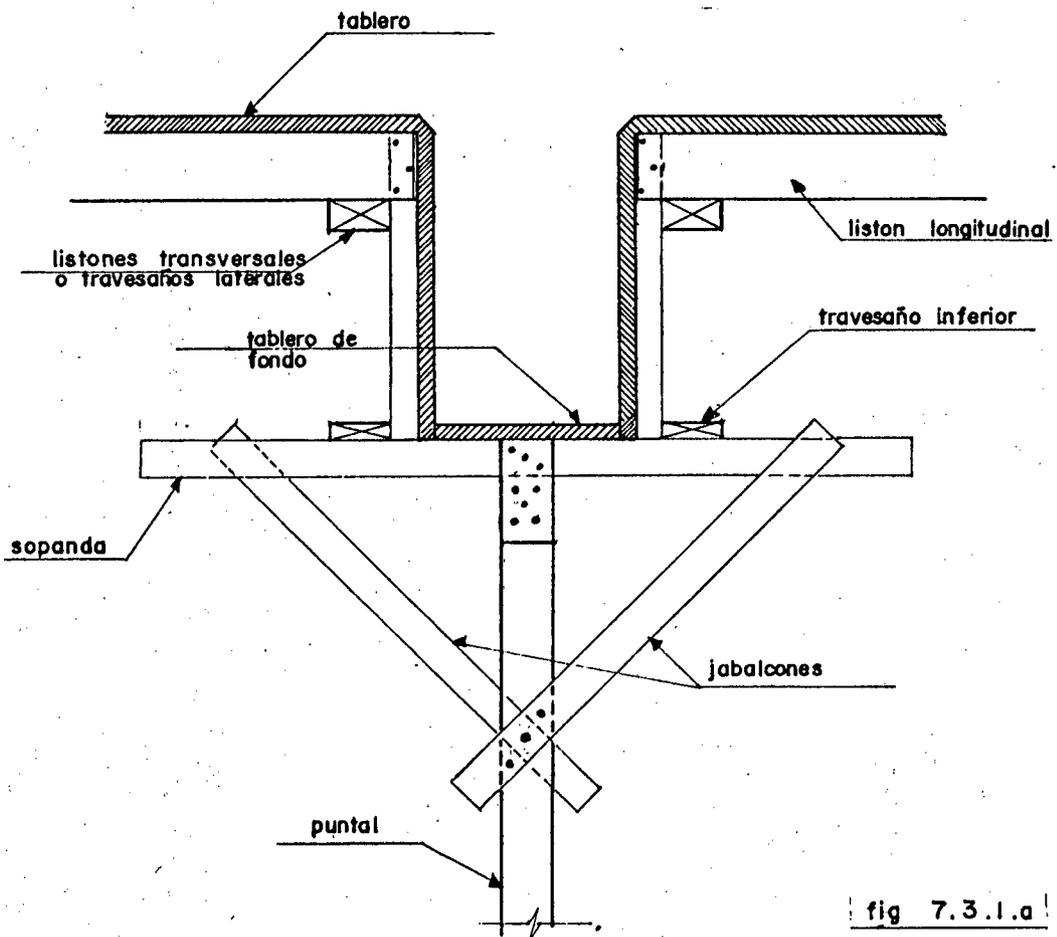


fig 7.3.1.a

El sistema de encofrado de la figura 7.3.1. b, se emplea en cambio cuando las sopandas son cortas, los puntales pueden ser de madera o prefabricados.

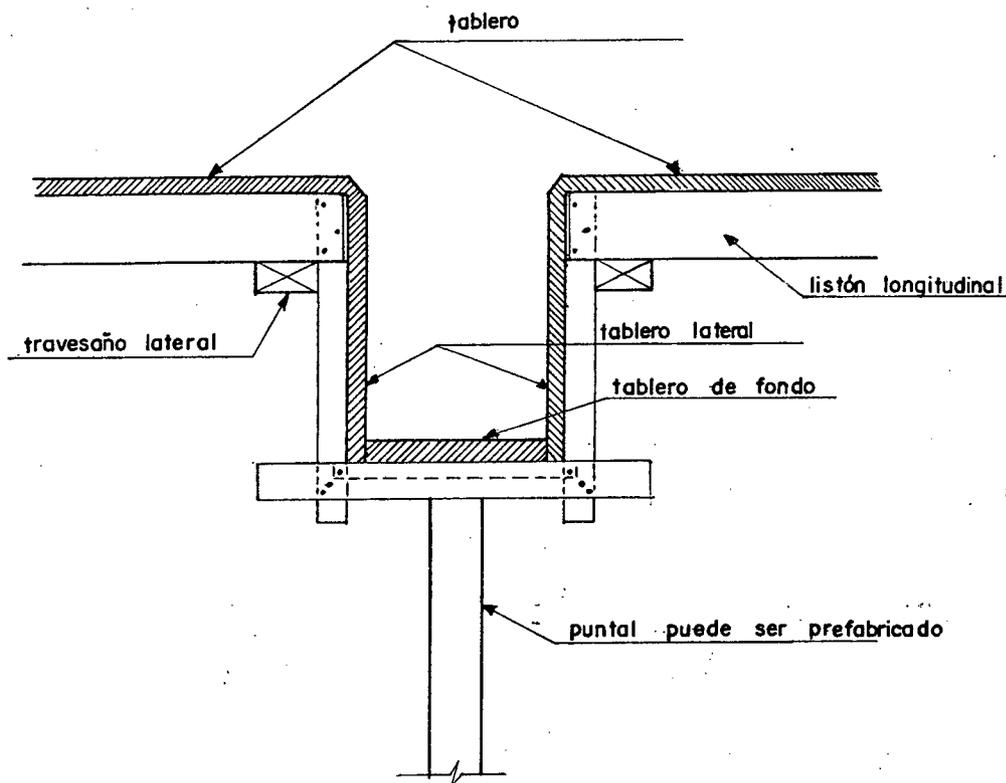


fig 7.3.1.b

En el siguiente apartado de este mismo capítulo se indicarán algunas recomendaciones constructivas para estos dos sistemas de encofrado.

Antes de realizar algunas consideraciones estructurales para el diseño de los diferentes elementos componentes de un sistema de encofrado de vigas, es necesario primeramente, conocerse como deben realizarse determinados detalles constructivos como: Encuentro y laterales de los fondos de una viga, con los encofrados de otras vigas, y otros casos que serán tratados en el apartado 7.3.3 de este mismo capítulo.

En la figura 7.3.1.c se muestra en sección transversal el

encofrado para una viga de fachada con losa solamente a un lado.

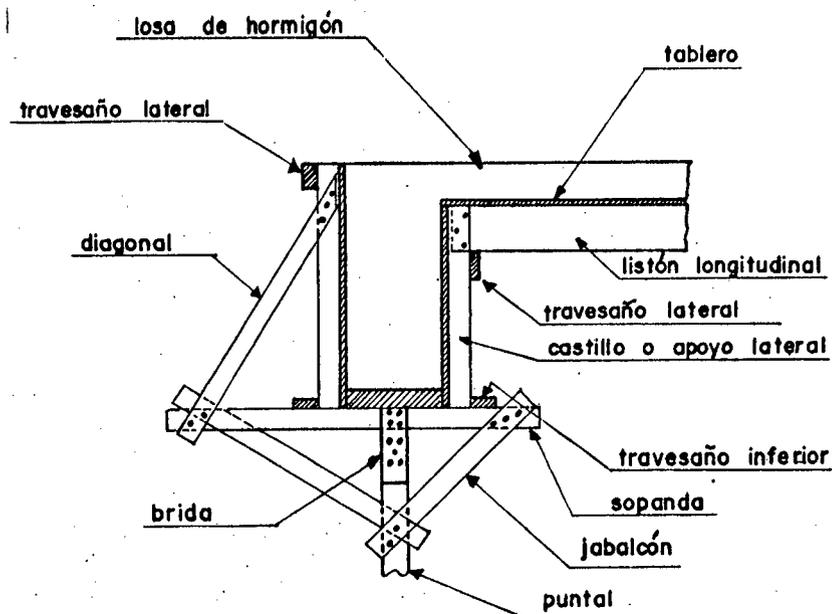


fig 7.3.1.c

7.3.2. CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES PARA LA SEPARACIÓN DE PUNTALES BAJO VIGAS.

La separación entre puntales bajo el fondo de las vigas para soportar las cargas transmitidas depende de la resistencia a la flexión, la flecha admisible, la capacidad de carga de los puntales, etc.

Para calcular el tablero de fondo o simplemente fondo, debe determinarse la carga muerta (peso propio) y la sobrecarga sobre la viga.

La separación entre puntales considerando el esfuerzo de flexión admisible del material, a flexión se calcula con el momento.

$$M = \frac{WL^2}{10} \quad (\text{considerado como viga continua apoyada en varios tramos})$$

W = peso del hormigón

L = separación entre puntales

o también en función del esfuerzo a flexión de la sección transversal de la tabla de fondo utilizando

$$M = f S = f \frac{bd^2}{6}$$

f = esfuerzo admisible del material a flexión

b = ancho de la tabla de fondo

d = altura efectiva de la tabla.

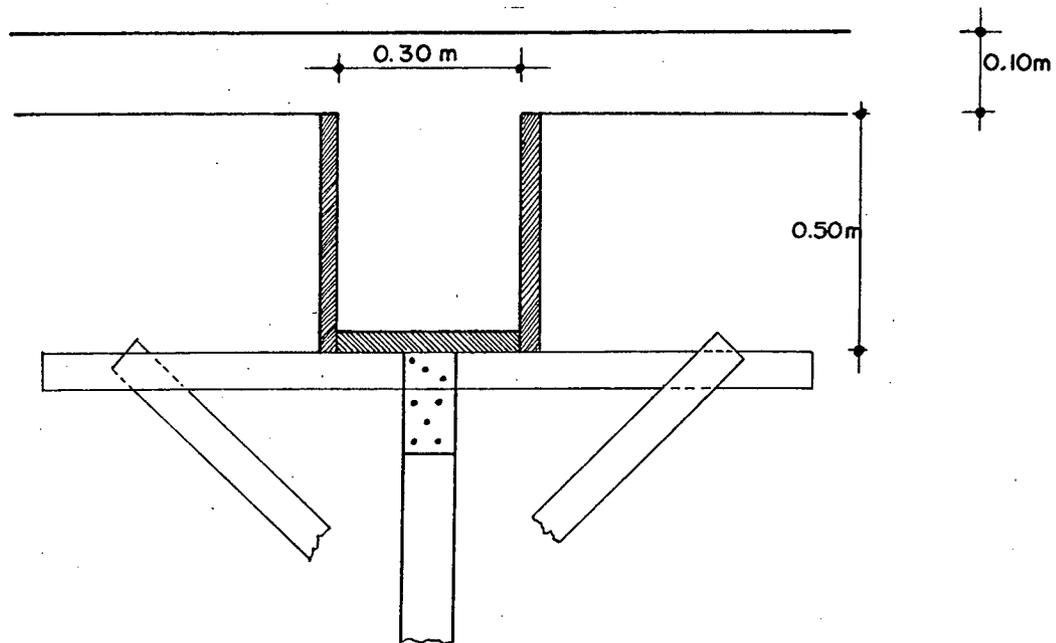
En el siguiente apartado, se realiza un ejemplo numérico de diseño aplicando las expresiones anteriormente indicadas.

7.3.3. DISEÑO DEL ENCOFRADO PARA VIGAS

Para mejor comprensión de lo anteriormente expuesto, vamos a diseñar la estructura de encofrado para una viga trabe de las características de la indicada en el ejemplo:

La sección de la viga es de 0.30 m x 0.50 m, el encofrado se usará varias veces; el hormigón será de peso volumétrico normal de 2400 Kg/m³ se usará madera de eucalipto.

7.3.3.1. DISEÑO DEL TABLADO DE FONDO Y LATERAL



carga que soporta:

$$\text{Carga muerta} = 0.30 \times 0.50 \times 2400 = 360$$

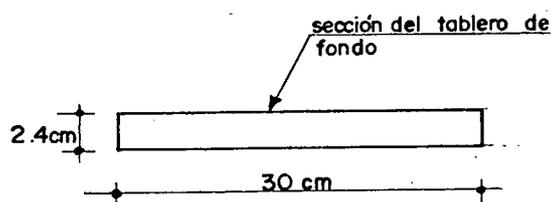
$$\text{Carga viva} = 0.30 \times 200 \text{ Kg/m}^2 = \underline{60}$$

$$420 \text{ Kg/m}$$

30 % C V (según especificaciones)

Se usará tabla de 2.5 cm (2.0 cm de espesor efectivo)

$$b \times h = 30 \times 2.4 = 72 \text{ cm}^2$$



$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{(30)(2.4)^2}{6} = 28.8 \text{ cm}^3$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(30)(2.4)^3}{12} = 34.56 \text{ cm}^4$$

Por flexión:

$$f_{adm} = 289 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (anexo \# 1 W.V.R.)}$$

$$L_{\max} = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{W}} = 0.32 \sqrt{\frac{289 \times 28.8}{420}} = 1.43 \text{ m.}$$

Por flecha

$$E = 91700 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (anexo \# 1 W.V.R.)}$$

$$E = 91700 \gamma = 91700 \times 0.6 = 55020 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{E I}{W}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{(55020)(34.56)}{420}} = 0.55 \text{ m.}$$

Por corte

$$L_{\max} = 23.33 bh/W = 23.33 \times \frac{(30)(2.4)}{420} = 4.0 \text{ m.}$$

Se usará apoyos cada 0.55 m de longitud para que el encofrado del fondo resista sin ningún peligro las presiones transmitidas por el hormigón.

7.3.3.2. DISEÑO DEL TABLADO LATERAL

El tablado lateral y el travesaño inferior que soportan las presiones laterales transmitidas por el hormigón se calculan de la misma manera que el encofrado para muro.

Vamos a diseñar el tablado lateral, se usará plywood 3/4", y travesaño inferior de sección (5 cm x 10 cm.)

En el diseño del tablado de fondo, resultó que la separación de puntales será de 0.55 m (0.50 m por facilidad) se deberá colocar también los puntales laterales que bajan las cargas de los largueros de la losa a través del travesaño lateral.

Cálculo del travesaño lateral

Cargas en la losa de espesor 10 cm.

$$\begin{aligned} \text{peso propio del concreto} &= 240 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{carga viva (según especificaciones)} &= 200 \\ & \underline{\hspace{1.5cm}} \\ & 440 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Cargas en travesaño} = 440 \times \frac{1.20}{2} = 264 \text{ Kg/m}$$

Por flexión

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

$$S = \frac{10 WL^2}{f} = \frac{M}{f}$$

$$S = \frac{(10)(264)(0.55)^2}{120} = 6.66 \text{ cm}^3$$

$$f = 120 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (para el plywood) Datos dados por el fabricante.}$$

Por flecha

La comprobación por flecha se la realiza igualando la máxima flecha permitida ($L/360$) a la obtenida estructuralmente $WL^4/128 EI$.



$$\frac{L}{360} = \frac{W L^4}{128 EI} \times 10000$$

$$I = \frac{360 W L^3}{128 EI} \times 10^4 = \frac{(360)(264)(0.55)^3}{(128)(117600)(1)} \times 10^4$$

$$I = 10.50 \text{ cm}^4$$

Por corte

$$bh = \frac{WL}{23.33} = \frac{(264)(0.55)}{23.33} = 6.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area del travesaño inferior} = 10 \times 5.50 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{(10)(5)^3}{12} = 104.16 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{b h^2}{6} = \frac{(10)(5)^2}{6} = 41.66 \text{ cm}^3$$

7.3.3.3. CÁLCULO DE PUNTALES PRINCIPALES

La carga que actúa sobre estos puntales principales se determina de la siguiente manera:

$$\text{Por carga de traba} = 420 \text{ Kg/m} \times 0.55 = 231$$

$$\text{Por losas} = 2 \times 264 \times 0.55 = \underline{290.40}$$

$$521.40 \text{ Kg}$$

Cada puntal deberá diseñarse con la carga de 521.40 Kg tomando en cuenta la esbeltez en función de su altura.

7.4. PLANOS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS DE ENCOFRADOS DE VIGAS

En los detalles constructivos que se indica a continuación se muestra dos sistemas comúnmente utilizados para el encofrado de las uniones de laterales y tableros de fondo de una viga con los encofrados de otras vigas.

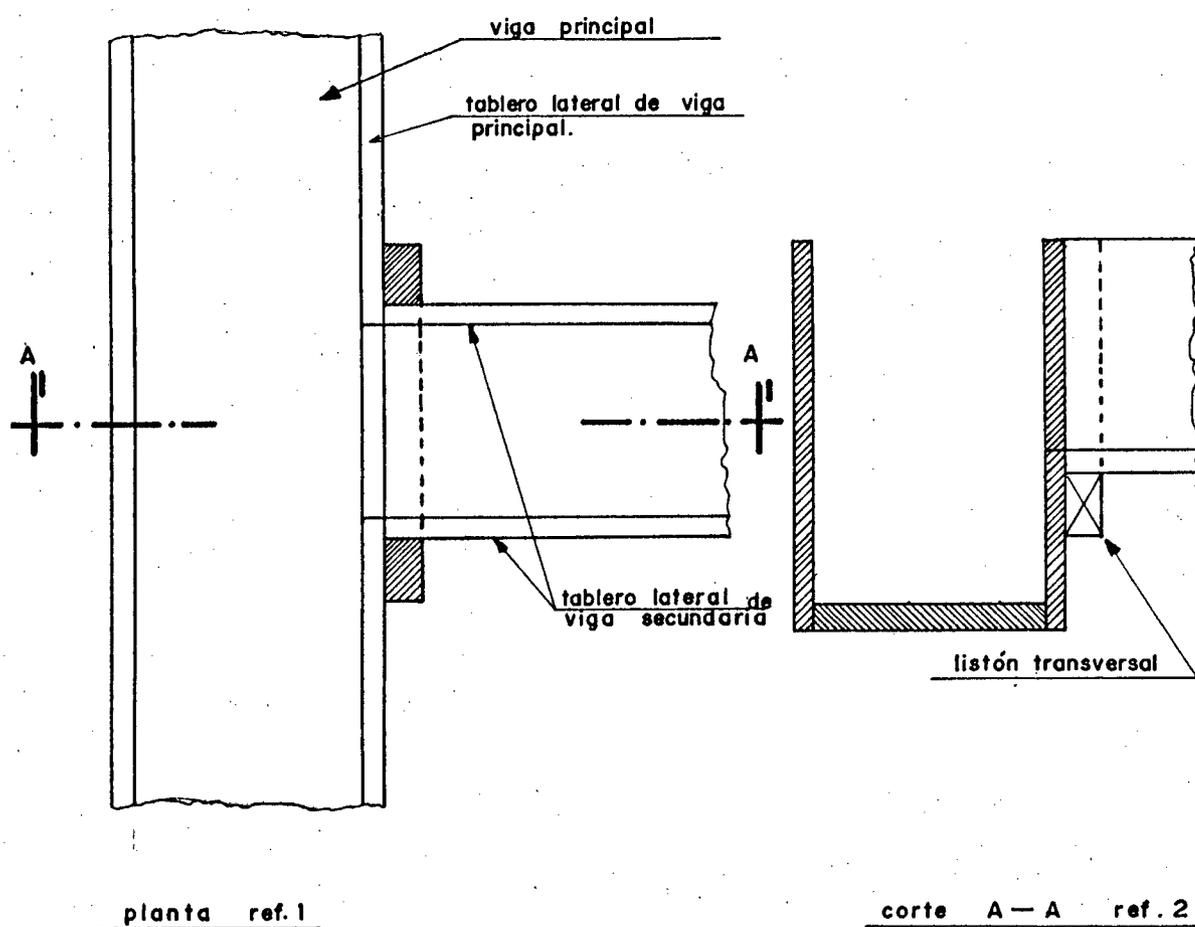


fig 7.4.1

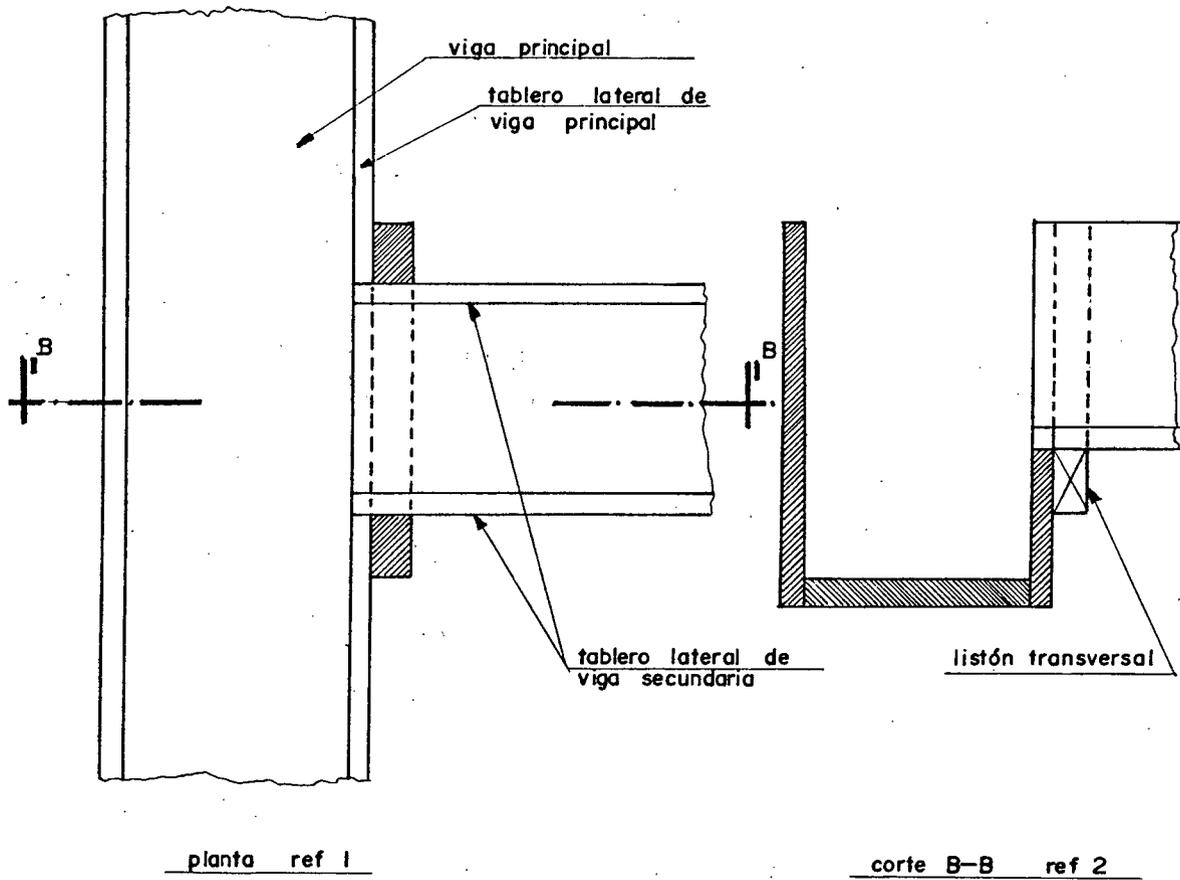


fig 7.4.2

Con relativa frecuencia acontece el caso del encuentro de dos vigas en voladizo que forman una esquina, en tales casos la solución se indica en el detalle constructivo en perspectiva, ver figura 7.4.3.

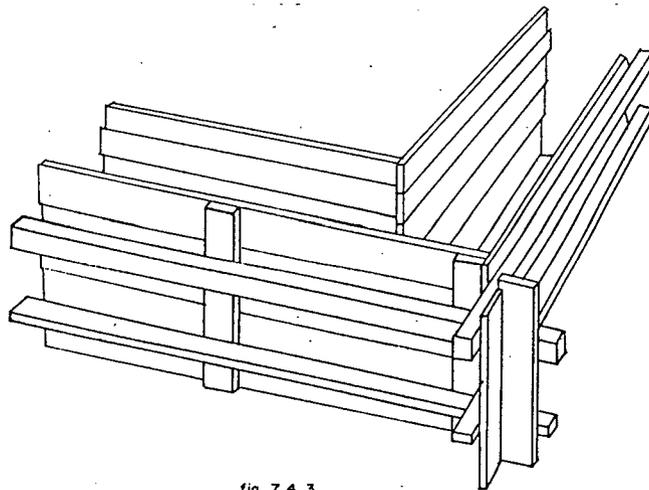


fig 7.4.3

A fin de contar con mayores detalles constructivos que nos permitan comprender en mejor forma el diseño de encofrados de vigas y losas que generalmente se realiza como una estructura conjunta, en la figura 7.4.4. se muestra un detalle de encofrado.

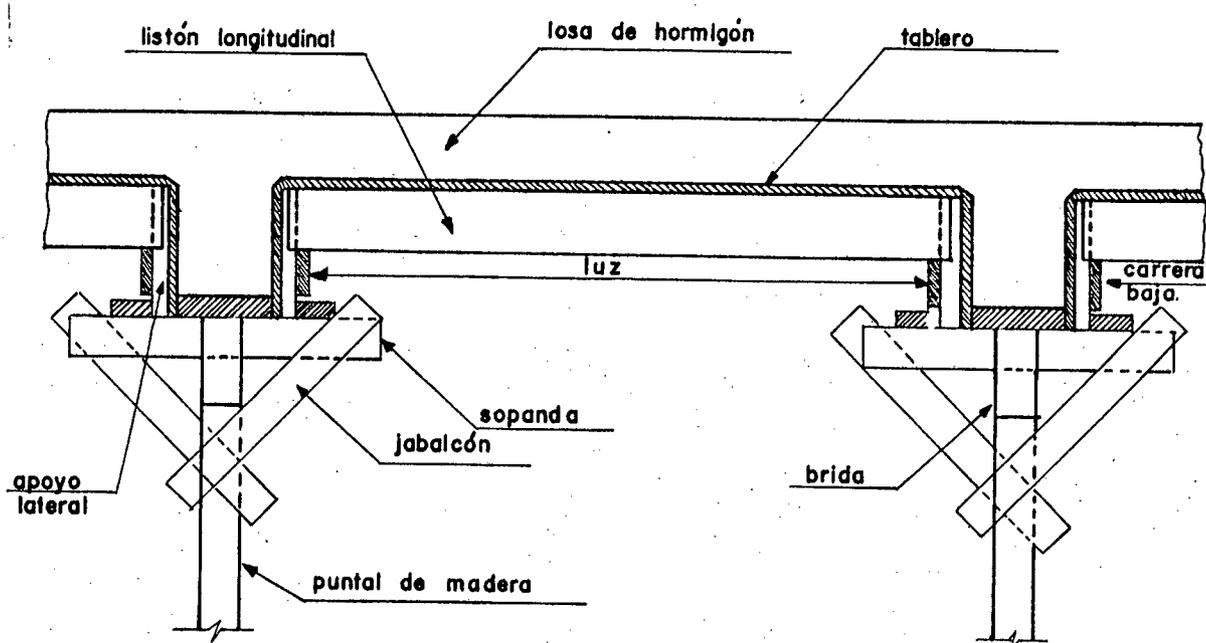


fig 7.4.4

Debido a las cargas pequeñas sobre el tablero, situación que permite que las luces sean mayores, la separación entre listones longitudinales, estructuralmente queda determinada por la condición de flecha admisible máxima y no por flexión. Ver ejemplo numérico.

El sistema de encofrado de la figura 7.4.4 que resulta satisfactorio para luces pequeñas, debido a que los listones longitudinales o viguetas están simplemente apoyadas, puede resultar inconveniente cuando las luces aumentan debido a que se necesitarán secciones demasiado grandes de listones longitudinales, la solución en tales casos es la

de colocar uno o más filos de listones transversales o largueros tal como se muestra en la figura 7.4.5 sustentados por puntales. Es conveniente señalar que este sistema es el de utilización generalizada en nuestro medio.

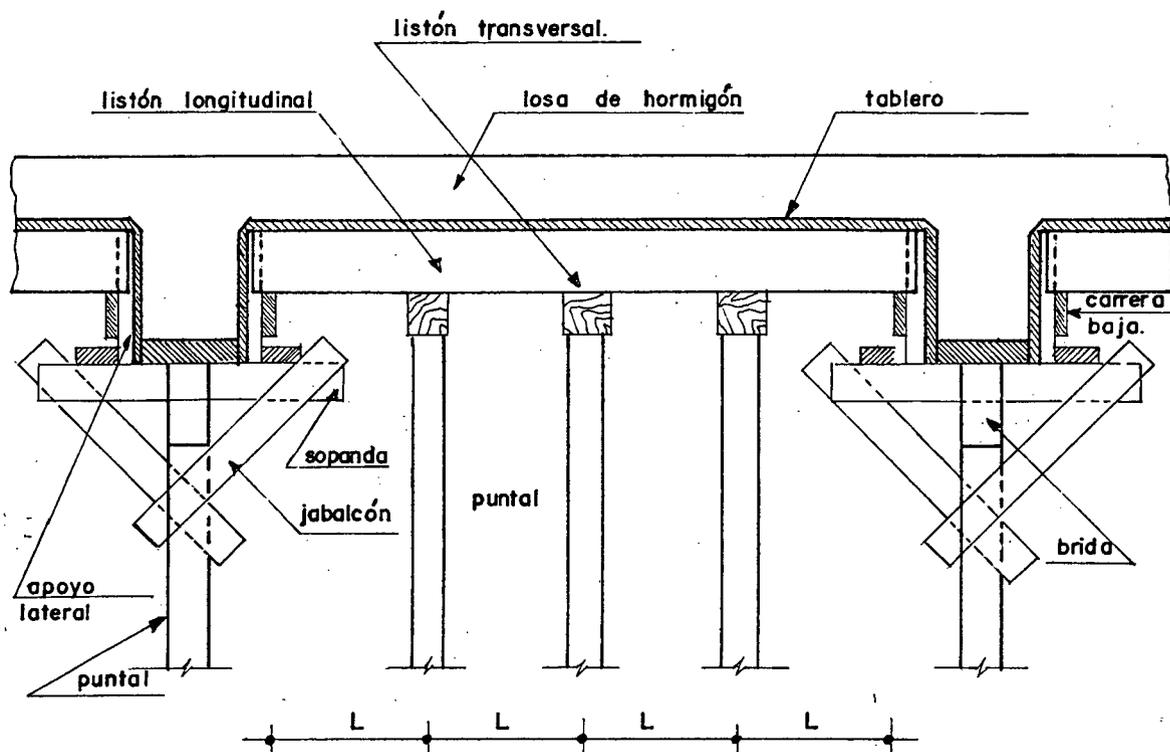


fig 7.4.5

7.5. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS DE TIPO GENERAL

El proceso constructivo para montar el encofrado cuando se utiliza el sistema de la figura 7.3.1.a, puede resumirse en los siguientes pasos:

- 1.- Se colocan los puntales a la altura conveniente y se arriostran firmemente; en esta primera etapa debe tomarse en cuenta contra

flechas.

- 2.- Seguidamente sobre las cabezas de los puntales convenientemente niveladas se coloca el tablero de fondo de la viga y luego se monta los tableros laterales mantenidos en posición vertical mediante los apoyos laterales "barrotes", se clava los fondos a los tableros laterales con los correspondientes "barrotes".
- 3.- Se clava las "tablas de aguante de pie" (travesaños inferiores) y se colocan las bridas de separación sobre los bordes superiores de los laterales.

En el caso del encofrado de una viga exterior de fachada con losa a un solo lado (figura 7.3.1.c) a lo largo del tablero lateral izquierdo se debe colocar tal como se observa en la figura diagonal unidas a la sopanda y a los travesaños laterales.

En la figura 7.4.4 se muestra el encofrado de vigas y losas de hormigón como una estructura conjunta.

En estos sistemas de encofrado que resultan económicos cuando la separación de los listones longitudinales es la correspondiente a la luz máxima en el tablero, es también conveniente utilizar listones longitudinales o viguetas, situación que disminuirá el número de largueros reduciendo el costo de materiales. Si se sigue estas recomendaciones se reducirá los costos y se facilitarán la construcción de encofrados así como de desencofrados.

En el sistema de encofrado de la figura 7.3.1.a, se recomienda seguir el siguiente procedimiento para desencofrado.

- a.- Desclavar las tablas de aguante (travesaño inferior) de las so pandas.
- b.- Separar los puntales de los encofrados de las vigas.
- c.- Desmontar los travesaños laterales que soportan las viguetas, losas.
- d.- Desclavar los extremos de los listones longitudinales (viguetas)
- e.- Desmontar los tableros laterales.

CAPITULO VIII

ENCOFRADOS PARA CUBIERTAS LAMINARES Y CERCHAS PARA PUENTES CAMINEROS DE PEQUEÑA Y MEDIANA LUZ

8.1. TEORIA DE LAS CUBIERTAS LAMINARES: ELEMENTOS COMPONENTES

Las cubiertas laminares formadas por losas de pequeño espesor son de forma cilíndrica o abovedada principalmente (bóvedas - cáscaras); en estas estructuras los ejes son perpendiculares a la luz.

El cálculo de la estructura de encofrado de este tipo de cubiertas laminares es complicado siendo los problemas más frecuentes los siguientes:

- 1.- Para construir este tipo de encofrados con la forma y altura correctas es necesario determinar matemáticamente - un número determinado de puntos a lo largo del arco superior del tablero de encofrado.
- 2.- Se debe calcular los elementos soportantes del tablero ,

utilizando las ecuaciones dadas por la estática de bóvedas cáscaras o cubiertas cilíndricas. En la práctica los datos de cálculo necesarios se obtienen fácilmente tanto de los planos arquitectónicos como de los estructurales de la cubierta: luz, flecha en el centro y espesor de la lámina o losa de cubierta.

8.1.1. RELACIONES EN LA CIRCUNFERENCIA

En la figura 8.1.1.1 se deduce las siguientes relaciones importantes, bajo las siguientes hipótesis:

- 1.- Las secciones verticales transversales de las láminas cilíndricas son arcos de círculo.
- 2.- Considerando el paramento inferior de la losa se obtiene las siguientes relaciones.

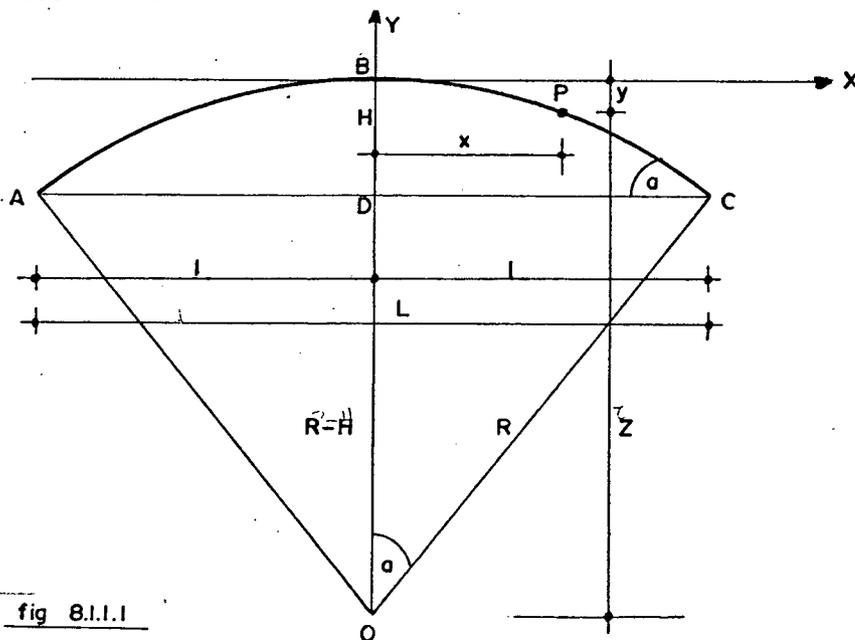


fig 8.1.1.1



Donde:

R = Radio de la circunferencia

L = Luz de la cubierta

H = Flecha en el centro de la luz

l = Semi luz = L/2

NOTA: Si el valor del radio no figura en los planos estructurales o arquitectónicos es necesario deducirlo gráficamente a la escala indicada en el plano.

Considerando el triángulo ODC de la figura se tiene:

$$\text{Sen } a = l/R \quad (1)$$

$$\text{Cos } a = R - H/R \quad (2)$$

$$\text{Por trigonometría} \quad \text{Sen}^2 a + \text{Cos}^2 a = 1 \quad (3)$$

Sustituyendo los valores de las expresiones (1) y (2) en (3)

se tiene:

$$\frac{l^2}{R^2} + \frac{(R - H)^2}{R^2} = 1$$

$$l^2 + R^2 - 2RH + H^2 = R^2$$

$$l^2 - 2RH + H^2 = 0$$

$$2RH = l^2 + H^2$$

$$R = \frac{l^2 + H^2}{2H}$$

Sustituyendo $l = L/2$ se tiene

$$R = \frac{\frac{L^2}{4} + H^2}{2H} = \frac{\frac{L^2 + 4H^2}{4}}{2H} = \frac{L^2 + 4H^2}{8H}$$

$$R = \frac{L^2}{8H} + \frac{4H^2}{8H} ; \quad R = \frac{L^2}{8H} + \frac{H}{2}$$

Según la expresión anterior conociendo la luz y la flecha puede calcularse directamente el radio y el semi-ángulo en el centro a . Por ejemplo de los planos estructurales de una cubierta cilíndrica de luz $L = 18.40$ m y flecha $H = 3.20$ m el radio será:

$$R = \frac{L^2}{8H} + \frac{H}{2} = \frac{(18.4)^2}{(8)(3.2)} + \frac{3.20}{2} = 14.83 \text{ m}$$

$$\text{Sen } a = l/R$$

$$l = L/2 = 18.40/2 = 9.20 \text{ m}$$

$$\text{Sen } a = 9.20/14.83 = 0.620364126 ; \quad a = 38^\circ 20' 33.83''$$

8.1.2. DETERMINACION DE VARIOS PUNTOS DE LA CIRCUNFERENCIA

En la figura anterior la curva ABC representa el paramento inferior de una cubierta laminar y también el paramento superior del tablero de encofrado.

Si se conoce las alturas u ordenadas de los puntos A, B, y C y si se quiere determinar los correspondientes a otros puntos de la curva como por ejemplo el punto P las coordenadas X e Y para la construcción -

del encofrado tendrían las siguientes expresiones:

TABLA 8.1.2.1. VALORES DE X E Y PARA LA CONSTRUCCION DE ENCOFRADOS DE CUBIERTAS LAMINARES

VALORES DE X	VALORES DE Y
0	0
1/10	$R - (R^2 - 1^2/100)^{1/2}$
21/10	$R - (R^2 - 1^2/25)^{1/2}$
31/10	$R - (R^2 - 91^2/100)^{1/2}$
41/10	$R - (R^2 - 41^2/25)^{1/2}$
51/10	$R - (R^2 - 1^2/4)^{1/2}$
61/10	$R - (R^2 - 91^2/25)^{1/2}$
71/10	$R - (R^2 - 491^2/100)^{1/2}$
81/10	$R - (R^2 - 161^2/25)^{1/2}$
91/10	$R - (R^2 - 811^2/100)^{1/2}$
101/10	$R - (R^2 - 1^2)^{1/2}$

La ecuación de la circunferencia con centro 00 en el origen y que pasa por el punto P es $X^2 + Z^2 = R^2$. Si pasa por el origen del sistema de coordenadas y tiene su centro sobre el eje Y a una distancia R del origen la ecuación será: $X^2 + Z^2 = R^2$.

Siendo $Z = R - Y$

Sustituyendo el valor de Z en la última expresión tenemos:

$$X^2 + (R - Y)^2 = R^2$$

$$(R - Y)^2 = R^2 - X^2$$

$$R - Y = \pm (R^2 - X^2)^{1/2}$$

$$Y = R - (R^2 - X^2)^{1/2}$$

Los valores de la tabla anterior salen únicamente reemplazando los valores asignados a X, tal como se indica a continuación:

$$\text{Para } X = 0$$

$$Y = 0$$

$$\text{Para } X = 1/10$$

$$Y = R - (R^2 - 1^2/100)^{1/2}$$

$$\text{Para } X = 21/10$$

$$Y = R - (R^2 - 1^2/25)^{1/2}$$

Ejemplo para $X = 1/10$

$$X = 9.20/10 = 0.92 \text{ m}$$

$$Y = 14.83 - \{(14.83)^2 - (9.20)^2/100\}^{1/2}$$

$$Y = 14.83 - 14.801$$

$$Y = 0.029 \text{ m}$$

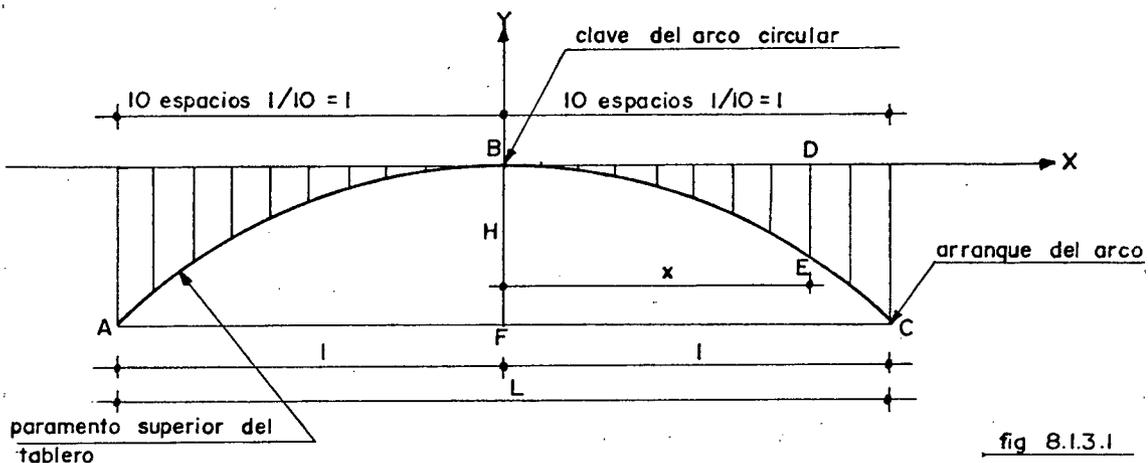
De esta manera se calcula las coordenadas X e Y para la construcción de encofrados de cubiertas laminares.

8.1.3. REPLANTEO DE LOS PUNTOS DEL PARAMENTO SUPERIOR DEL TABLERO

En la figura 8.1.3.1 se representa el paramento superior del tablero de una cubierta laminar de luz (L) y flecha (H). Para el replanteo de los puntos, el origen de coordenadas se hace coincidir con la clave del arco (B), l es la semiluz que es igual a $l = L/2$ debe dividirse



en 10 partes iguales, X es la abscisa y Y la ordenada del punto a replantearse.



La curva circular es simétrica con respecto al eje Y. Como ejemplo se calcula el cuadro de replanteo de cubierta laminar circular de $L = 18.40$ m, $H = 3.20$ m y $R = 14.83$ m.

CUADRO 8.1.3.1. VALORES DE X e Y PARA LA DETERMINACION DE ALTURAS EN UNA CUBIERTA LAMINAR CIRCULAR

<u>DISTANCIAS AL</u> <u>CENTRO DEL ARCO</u>	<u>VALORES DE X</u> <u>METROS</u>	<u>VALORES DE Y</u> <u>METROS</u>
0	0	0
1/10	0.92	0.029
21/10	1.84	0.115
31/10	2.76	0.259
41/10	3.68	0.464
51/10	4.60	0.731
61/10	5.52	1.066
71/10	6.44	1.471
81/10	7.36	1.955
91/10	8.28	2.527
1	9.20	3.200

8.2. ENCOFRADOS PARA DIFERENTES TIPOS DE CUBIERTAS LAMINARES CILINDRICAS

Los encofrados para este tipo de cubiertas constan fundamentalmente de un tablero y de los elementos estructurales necesarios para la sustentación del mismo, llamados cimbras o encofrados propiamente dicho.

El tablero puede ser de madera de plywood de espesor 5/8" (16mm) y 3/4" (19mm) aunque también suelen ser de madera machihembrada.

En el encofrado de una cubierta laminar el tablero se apoya sobre un sistema de viguetas cuya sección transversal debe ser previamente determinada y cuyo ancho mínimo será de 5 cm de espesor, este sistema de viguetas a su vez descansa sobre las tablas guías cortadas con la curvatura correspondiente a fin de dar la forma circular. Las tablas guías suelen estar soportadas directamente por los puntales en algunas ocasiones; pero se recomienda en general que lo hagan por intermedio de listones tal como se indica en el diseño posterior.

Bajo cada guía y coincidiendo con los últimos listones colocados se pone una fila transversal de puntales, los mismos que pueden ser de madera, prefabricados o metálicos según el caso.

Para garantizar la estabilidad estructural el encofrado o cimbra debe estar arriostrado tanto diagonal como horizontalmente en los planos longitudinal y transversal. Los listones o largueros deben unirse rigidamente a los puntales por medio de bridas de cabeza y clavos.

8.2.1. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

En la construcción de sistemas de encofrado para cubiertas laminares cilíndricas se recomienda lo siguiente:

- 1.- Las tablas guías deben ser suficientemente largas de tal manera que puedan traslaparse en aproximadamente 30 cm en los apoyos sobre los puntales.
- 2.- Las caras inferiores de las tablas guías deben ser terminadas de tal manera que su superficie apoye totalmente sobre los listones.
- 3.- Se colocarán cuñas de madera para realizar los ajustes de altura en las bases y cabezas de puntales; estos ajustes deberán realizarse anteriormente a la colocación de jabalcones.
- 4.- Cuando se ha producido el hormigonado y este ha adquirido suficiente resistencia se hace descender el tablero unos centímetros y se quita los jabalcones que unen las dos filas de puntales de las bridas de unión entre cabezas de los puntales de la fila 1 con los pies de la fila 2 y por último, de las cuñas situadas en las bases de los puntales haciendo primeramente con los puntales de la fila 2.
- 5.- Cuando se va a utilizar la cimbra nuevamente se la traslada longitudinalmente (la estructura completa) se colocan las viguetas en posición longitudinal en lugar de la posición que ocupan en la figura, para servir como elementos de deslizamiento de la estructura.

6.- Si se traslada la estructura para un nuevo reemplazo es necesario usar durmientes más anchas; no será necesario desmontar las riostras y jabalcones, y los pies de los puntales descansarán sobre tacos de madera y cuñas situadas sobre los durmientes principales que deberán desmontarse antes del traslado de la cimbra.

EJEMPLO DE CALCULO DEL ENCOFRADO DE UNA CUBIERTA LAMINAR CILINDRICA.

Luz, $L = 9.00 \text{ m}$

Flecha, $H = 1.50 \text{ m}$

Espesor de la losa = 10 cm

Sobrecarga = 250 Kg/m^2

Tablero de plywood $3/4'' (19\text{mm})$

Peso propio = $(2400 \text{ Kg/m}^3)(0.10 \text{ m}) = 240 \text{ Kg/m}^2$

Carga total = $250 + 240 = 490 \text{ Kg/m}^2$

SEPARACION ENTRE VIGUETAS

El tablero de plywood deberá colocarse con las fibras en dirección perpendicular a las viguetas. Para conseguir un curvado más exacto del tablero asumimos como separación entre viguetas 60 cm .

En la práctica constructiva se acostumbra inclusive reducir esta separación a 50 cm ; aunque en algunas ocasiones podría tomarse de cuadros o tablas.



SEPARACION ENTRE GUIAS

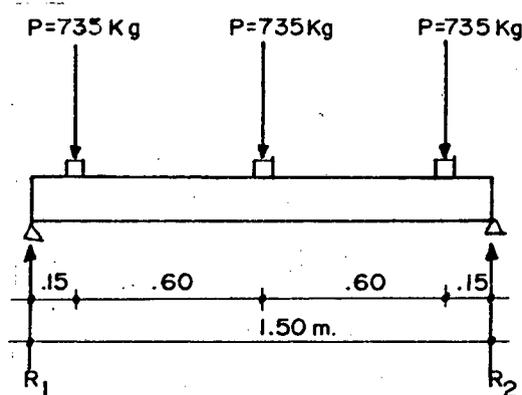
Asumimos que la sección transversal de viguetas a utilizarse es de (5 x 15 cm) y serán colocadas a 1.85 m.

CALCULO DE LAS GUIAS

$$l = L/2 = 9.00/2 = 4.50 \text{ m}$$

Considerando 3 espacios a cada lado del eje central la separación entre puntales será: $4.50/3 = 1.50 \text{ m}$. Las guías situadas en las inmediaciones de la clave del arco tienen una longitud de 1.50 m, en cambio las situadas en los arranques del arco serán ligeramente mayores.

En el diseño estructural las guías se calculan como vigas simplemente apoyadas de 1.50 m de luz sometidas a la acción de las cargas concentradas procedentes de las viguetas que actúan sobre ellas



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

$$M_R = \sqrt{S}$$

$$\frac{WL^2}{8} = \sqrt{S}$$

$$L^2 = \frac{8 \sqrt{S}}{W}$$

W = Carga total del tablero = $490 \text{ Kg/m}^2 \times 0.60 \text{ m} = 294 \text{ Kg/m}$

Sección de la vigueta (5 x 15 cm)

Luz entre viguetas = 0.60 m

Cimbra de madera de Eucalipto $\bar{V} = (289 \text{ Kg/cm}^2) \gamma = (289)(0.6) = 173.4 \text{ Kg/cm}^2$

(W.V.R anexo # 1)

$$S = \frac{bd^2}{6} = \frac{(5)(15)^2}{6} = 187.50 \text{ cm}^3$$

$$L^2 = \frac{(8)(173.40)(187.50)}{2.94 \text{ Kg/cm}}$$

$$L = 297.44 \text{ cm}$$

$$L = 2.97 \text{ m}$$

Por seguridad asumimos $L = 2.50 \text{ m}$

$$P = (490 \text{ Kg/m}^2)(2.50 \text{ m})(0.60 \text{ m}) = 735 \text{ Kg}$$

$$R_1 = R_2 = R$$

$$\Sigma F_v = 0$$

$$735 + 735 + 735 = R_1 + R_2$$

$$2205 = 2R$$

$$R = 1102,5 \text{ Kg}$$

$$M_F (L/2) = 1102.5 (0.75) - 735 (0.60)$$

$$M_F (L/2) = 385.88 \text{ Kg - m} = 38588 \text{ Kg-cm}$$

El momento resistente de la tabla guía será:

$$M_R = \bar{V} S = 38588$$

$$S = \frac{38588 \text{ Kg-cm}}{173.40 \text{ Kg/cm}^2} = 223 \text{ cm}^3$$

Asumimos como sección de la tabla guía (5 x 20 cm), y comprobamos el módulo seccional

$$S = \frac{bd^2}{6} = \frac{(5)(20)^2}{6} = 333 \text{ cm}^3$$

$$333 \text{ cm}^3 > 233 \text{ cm}^3 \quad \text{ok//}$$

El momento resistente de la sección asumida es mayor que el necesario según cálculo y proporciona la suficiente resistencia de las tablas guías considerando que estas se cortan con la curvatura del arco.

Por medio de la expresión $Y = R - (R^2 - X^2)^{1/2}$ se puede determinar el espesor máximo de la madera que se puede aserrar para conseguir la curvatura deseada.

El radio de la curva será:

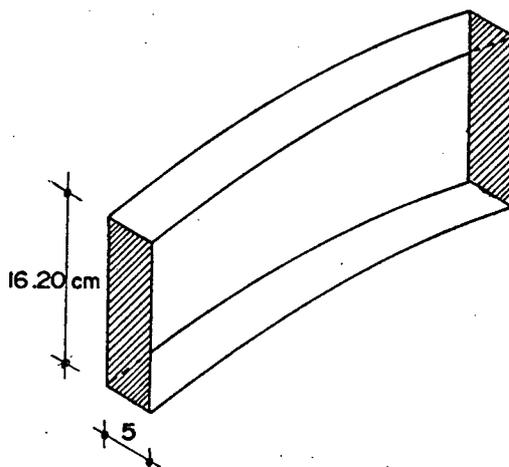
$$R = \frac{L^2}{8H} + \frac{H}{2} = \frac{(9)^2}{(8)(1.50)} + \frac{(1.50)}{2} = 7.50 \text{ m}$$

Dando a X el valor de $1.50/2 = 0.75 \text{ m}$, medimos a partir del punto medio de la tabla el espesor Y será:

$$Y = R - (R^2 - X^2)^{1/2} = 7.50 - \{(7.50)^2 - (0.75)^2\}^{1/2} = 0.038 \text{ m} = 3.8 \text{ cm}$$

Por lo tanto la disminución de la altura de la tabla guía en sus extremos será de unos 3.8 cm quedando como altura nominal

$$20 - 3.8 = 16.20 \text{ cm.}$$



COMPROBACION DEL MODULO SECCIONAL EN LOS EXTREMOS

$$S = \frac{bd^2}{6} = \frac{(5)(16.2)^2}{6} = 218.70 < 223 \text{ cm}^3$$

Por lo tanto rediseñamos la sección transversal de la tabla guía; asumimos una sección de (5 x 22 cm) quedando una altura nominal de $22 - 3.8 = 18.20 \text{ cm}$.

$$S = \frac{bd^2}{6} = \frac{(5)(18.2)^2}{6} = 276.03 > 223 \text{ cm}^3 \text{ ok//}$$

CALCULO DE LAS CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LOS PUNTALES

La superficie tributaria horizontal correspondiente a cada puntal será: $(1.50)(2.50) = 3.75 \text{ m}^2$ y la carga será: $(490 \text{ Kg/m}^2)(3.75) = 1837.50 \text{ Kg}$ (carga transmitida)

COMPROBACION DE LA CARGA SOBRE EL PUNTAL

Asumiendo un diámetro de aproximadamente 8 cm y puntales de eucalipto cuyo esfuerzo de compresión paralelo a la fibra es de 340 Kg/cm^2

(W.V.R anexo # 1)

$$(340)(0.6) = 204 \text{ Kg/cm}^2$$

La carga de compresión que teóricamente resiste el puntal será

$$P = \sqrt{A} = (204 \text{ Kg/cm}^2)(50.27 \text{ cm}^2) = 10255.08 \text{ Kg} > 1837.50 \text{ Kg} \quad \text{ok//}$$

$$A = \pi D^2/4 = \pi(8)^2/4 = 50.27 \text{ cm}^2$$

Lo cual asegura plenamente la estabilidad de la estructura.

En realidad la carga de 1837.50 Kg es la correspondiente a los puntales interiores, puesto que debido a la inclinación de la cubierta los puntales extremos están más cargados.

CALCULO DE LAS ALTURAS DEL PARAMENTO SUPERIOR DEL TABLERO

El cálculo de las alturas de los puntos críticos de la superficie superior del tablero se calculará considerando las distancias 0; 1.5; 3.0; y 4.5 m medidos horizontalmente desde el centro de la luz, de la siguiente forma: $Y = R - (R^2 - X^2)^{1/2}$

Para $X = 0$

$$Y = 0$$

$X = 1.5 \text{ m}$

$$Y = 7.5 - (56.25 - 2.25)^{1/2} = 0.152 \text{ m}$$

$X = 3.0 \text{ m}$

$$Y = 7.5 - (56.25 - 9)^{1/2} = 0.626 \text{ m}$$

$X = 4.5 \text{ m}$

$$Y = 7.5 - (56.25 - 20.25)^{1/2} = 1.50 \text{ m}$$

CALCULO DE LA INCLINACION DEL TABLERO EN LOS ARRANQUES

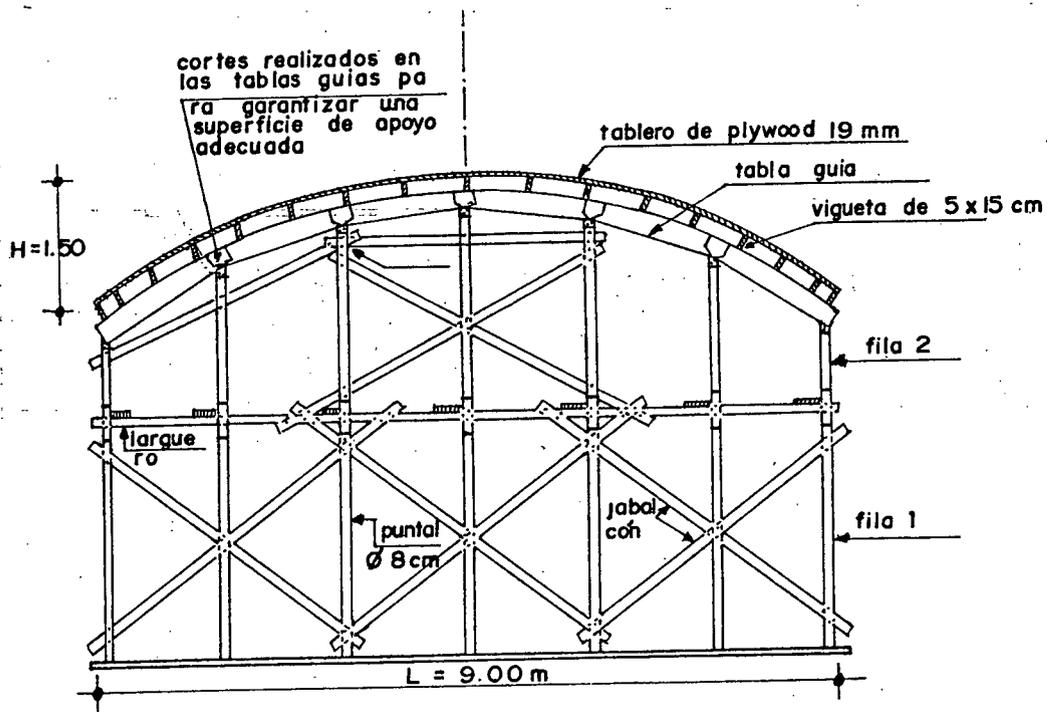
En la práctica resulta indispensable conocer la pendiente o in

clinación de los bordes extremos del tablero; esto para determinar si es necesario encofrar el paramento superior de la losa de cubierta en una determinada zona. Hormigones de bajo índice de asentamiento pueden verterse sin necesidad de encofrados hasta el orden de los 35°. Pero para pendientes mayores resulta indispensable la colocación de encofrado.

CALCULO DEL ANGULO a

a = ángulo entre la tangente al tablero en los arranques y la horizontal.

$\text{Sen } a = 1/R = 4.50/7.5 = 0.6$; $a = 36^{\circ}52'11.63''$



8.3. ENCOFRADOS PARA TABLEROS DE PUENTES CAMINEROS

8.3.1. GENERALIDADES

Toda estructura de drenaje mayor a 6 m de luz, se considera como puente, las alcantarillas pequeñas tienen poca influencia en el proyecto y construcción de carreteras no así los puentes de grandes luces que son muy importantes en el proyecto.

PUENTE.- Es una estructura utilizada para salvar una depresión en el terreno en un camino o en otra vía de comunicación. Las tres partes de un puente son: superestructura, subestructura e infraestructura. La superestructura puede ser de madera, hormigón armado mampostería, metálica, etc. La subestructura está constituida por estribos, pilas de hormigón armado, pilotes, etc. La infraestructura está con formada por pedestales de mampostería o concreto, etc.

Según la utilización los puentes se dividen en camineros, peatonales o de uso múltiple, los camineros que nos interesan en el presente estudio de encofrados pueden ser provisionales o definitivos.

Por el carácter de la presente tesis prescindiremos de estudios topográficos, hidráulicos, geológicos, etc. Concretándonos únicamente al diseño estructural de encofrados.

En la figura 8.3.1.1 se muestra esquemáticamente las partes de un puente.

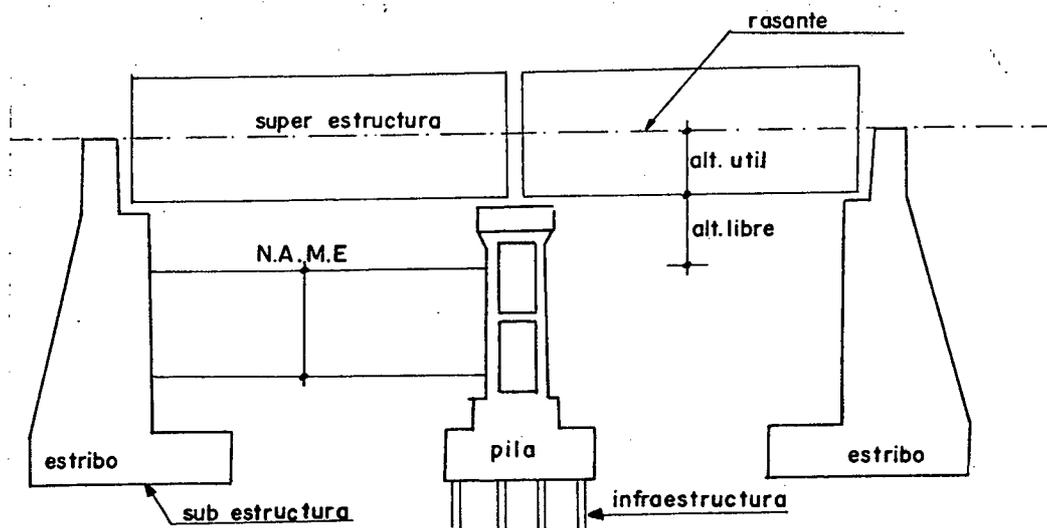


fig 8.3.1.1

Desde el punto de vista estructural existen diferentes maneras de realizar el encofrado de una losa de puente de hormigón armado, situación que depende fundamentalmente de la disposición estructural que presenta la superestructura del puente así por ejemplo, en la figura 8.3.1.2 se muestra un detalle del encofrado de madera suspendidos de vigas metálicas (perfil laminado).

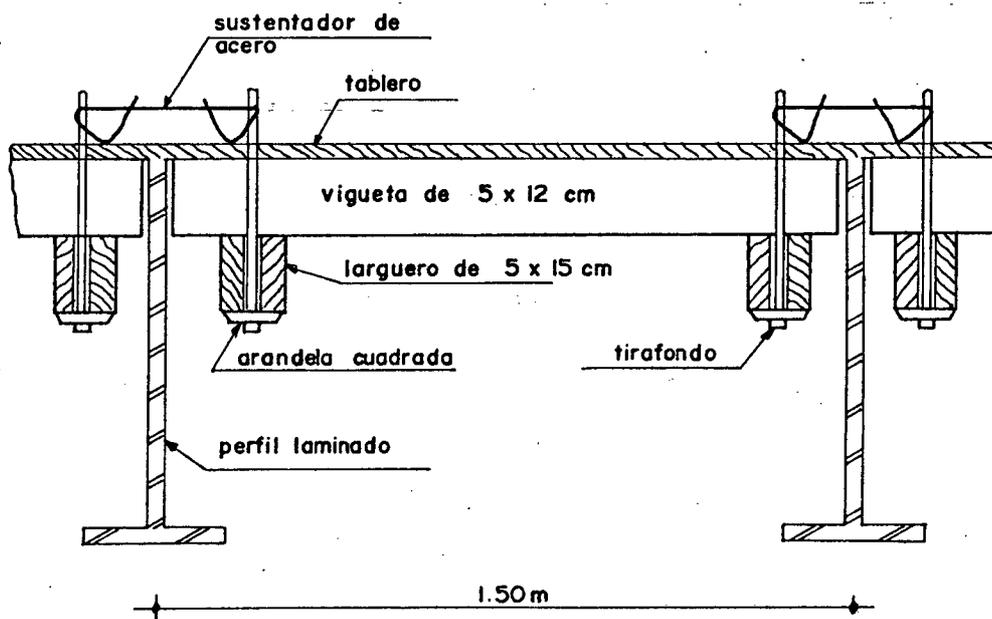


fig 8.3.1.2

En la figura en mención el conjunto de encofrados de madera suspendidos de perfiles de acero (vigas de acero) que sustentan el tablero del puente, está formado de la siguiente manera: Tirafondos provistos de tuercas soldadas a cercas metálicas, ubicadas sobre las alas superiores de vigas metálicas.

Los tirafondos sustentan los largueros dobles de sección transversal (5 x 15 cm) sobre los que descansan las viguetas de madera de igual sección transversal que soportan el encofrado del tablero.

El desencofrado se realiza quitando los tirafondos que van empernados y luego los largueros. El tablero del encofrado y las viguetas pueden ser construidas in situ o prefabricadas.

Ejemplo numérico de cálculo.

Espesor de la losa = 20 cm.

Sobrecarga en el encofrado = 380 Kg/m^2

Tablero de Plywood 3/4" (19 mm) de espesor nominal

Carga total sobre el tablero = $380 \text{ Kg/m}^2 + 2400 \text{ Kg/m}^3 (0.20 \text{ m})$
 = 860 Kg/m^2 .

Para tener un margen suficiente de resistencia y seguridad en las operaciones de colocación y desmontaje de paneles colocaremos las viguetas a 0.60 m aunque según la tabla que se adjunta la separación máxima de viguetas es de 78 cm. para el eucalipto, cuyo módulo de elasticidad es 91700 Kg/cm^2 (ver anexo # 1 W.V.R.)



La reducción de 78 cm. a 60 cm para separación de viguetas la hemos hecho también limitando la flecha del tablero a $L/360$. Cuando se utiliza esta condición se reduce la separación en aproximadamente un 10 por ciento, según lo indican los códigos de construcción.

Se entra en la tabla 8.3.1.1 utilizando los valores correspondientes a 1" de espesor.

TABLA 8.3.1.1.

SEPARACIONES MAXIMAS EN CM. PARA VIGUETAS DE LOSAS DE ENCOFRADOS

ESPESOR DE LOSA cm.	MODULO DE ELASTICIDAD, Kg/cm ²		
	90000 - 95000		
	ESPESOR NOMINAL DEL TABLERO DE LOSA , pulg.-cm.		
	1 - 2.54	1 1/4 - 3.17	1 1/2 - 3.81
SOBRECARGA = 250 Kg/m ²			
7.5	99	137	167
10.0	96	129	162
12.5	91	124	155
15.0	89	122	150
17.5	86	117	145
20.0	84	114	139
22.5	81	109	137
25.0	78	107	134
27.5	76	106	129
30.0	76	104	127
SOBRECARGA = 375 Kg/m ²			
7.5	91	124	155
10.0	89	122	150
12.5	86	117	144
15.0	84	114	139
17.5	81	109	137
20.0	78	106	134
22.5	76	106	129
25.0	76	104	127
27.5	74	101	124
30.0	73	99	122

* Tomado del libro Encofrados de Peurifoy

$$W = \text{Carga total del tablero} = (860 \text{ Kg/m}^2)(0.60\text{m}) = 516 \text{ Kg/m}$$

$$L = \text{Separación entre perfiles} = 1.50 \text{ m}$$

$$\bar{V} = 289 \text{ Kg/cm}^2 \gamma = (289)(0.60) = 173.40 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (ver anexo \# 1 W.V.R.)}$$

$$S = \frac{WL^2}{8\bar{V}} = \frac{(5.16 \text{ Kg/cm})(150\text{cm})^2}{(8)(173.40 \text{ Kg/cm}^2)} = 83.69 \text{ cm}^3$$

Asumiendo (5 x 12 cm) de sección de vigueta tenemos:

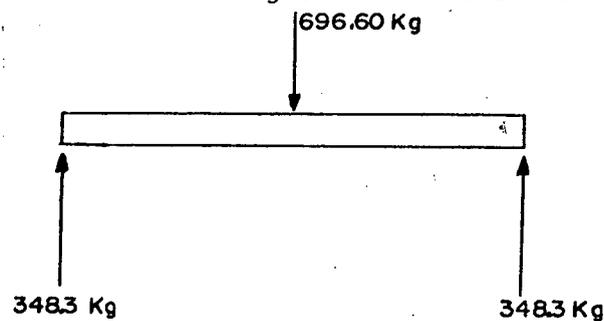
$$S = \frac{bd^2}{6} = \frac{(5)(12)^2}{6} = 120 \text{ cm}^3 > 83.69 \text{ cm}^3$$

Considerando la longitud efectiva de losa soportada por cada vigueta de 1.35 m la carga total que gravitará sobre ellas será:

$$W = 860 \text{ Kg/m}^2(1.35 \text{ m})(0.6 \text{ m}) = 696.60 \text{ Kg (carga concentrada)}$$

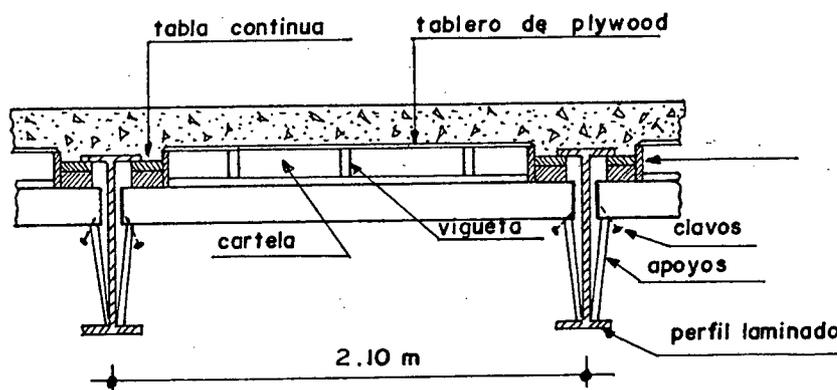
Las reducciones en los extremos de las viguetas valdrán $W/2$ considerándola como simplemente apoyada.

Por lo tanto $R = W/2 = 696.6/2 = 348.30 \text{ Kg}$ y actuarán como cargas concentradas sobre el larguero cada 60 cm. en toda la luz.



8.3.2. ENCOFRADOS DE MADERA PARA LOSAS DE TABLERO ACARTELADAS.

En la figura 8.3.2.1. se muestra una sección transversal del sistema de encofrado de una losa de tablero con cartelas, en las zonas adyacentes a las alas de las vigas metálicas.



Los encofrados se instalan tal como se ilustra en la figura con los extremos de los largueros apoyados sobre tabloncillos de sección transversal (7 x 15 cm) aproximadamente que descansan a su vez sobre las alas inferiores de la viga metálica; en algunas ocasiones el apoyo de los largueros se realiza directamente sobre puntales de sección circular.

El cálculo de secciones transversales y separación de los diferentes componentes del encofrado se realiza de la siguiente manera:

Ejemplo numérico de cálculo

Espesor de la losa = 0.20 m.

Luz entre vigas metálicas = 2.10 m.

Separación entre viguetas = 1.50 m.

Carga total sobre el tablero del encofrado:

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Carga muerta} & = & (0.2)(2400 \text{ Kg/m}^3) = 480 \text{ Kg/m}^2 \\
 \text{Peso de sobrecarga} & & = \underline{380 \text{ Kg/m}^2} \\
 \text{Carga} & = & 860 \text{ Kg/m}^2
 \end{array}$$

La superficie de apoyo correspondiente a cada extremo del larguero (listón) será de:

$$(1.5 \text{ m})(1.05 \text{ m}) = 1.575 \text{ m}^2$$

Y la carga que soporta cada tablón o puntal sobre el apoyo será igual a:

$$P = (1.575 \text{ m}^2)(860 \text{ Kg/m}^2) = 1354.50 \text{ Kg.}$$

El peso del encofrado será:

$$\text{Peso volumétrico de la madera} = 1600 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Espesor de la tabla} = 0.025 \text{ m}$$

$$\text{Area de influencia} = 1.575 \text{ m}^2$$

$$(1600 \text{ Kg/m}^3)(0.025 \text{ m})(1.575 \text{ m}^2) = 63 \text{ Kg}$$

En consecuencia la carga total será $1354.50 \text{ Kg} + 63 \text{ Kg} = 1417.5 \text{ Kg.}$

La superficie de contacto entre el larguero y la tabla de apoyo de (7 x 15 cm) será:

$$A = (2)(7 \text{ cm})(15 \text{ cm}) = 210 \text{ cm}^2$$

Y la tensión en el apoyo será:

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{1417.5 \text{ Kg}}{210 \text{ cm}^2} = 6.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Existe una gran variedad de sistemas de encofrado como por ejemplo el encofrado de los voladizos del tablero de un puente mediante la utilización de vigas metálicas transversales, encofrados de los voladizos contruidos sobre vigas prefabricadas de hormigón, tableros de encofrados soportados por vigas metálicas, tableros de encofrado soportados por andamios tubulares, etc. Cuyo estudio puede ser materia de una investigación especial por constituir sistemas no conocidos en nuestro medio, por utilizados.

8.4. CERCHAS PARA PUENTES SEGÚN LAS CONDICIONES HIDRÁULICAS Y TOPOGRÁFICAS.

8.4.1. GENERALIDADES

El análisis estructural del triangulado que soporta la viga principal de un puente de pequeña luz de armadura principal paralela

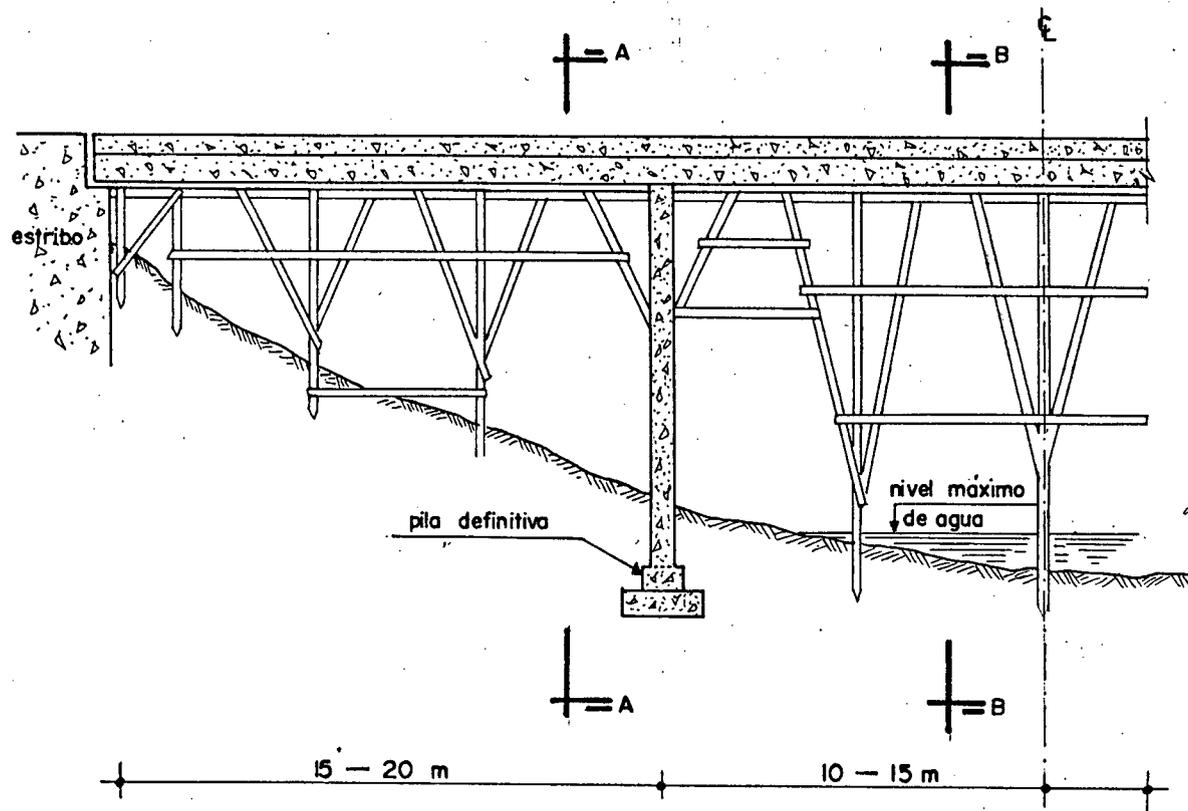
al tráfico tal como el que vamos a calcular posteriormente resulta sumamente sencillo.

En general la disposición del maderamen (cerchas de madera), dependen de la configuración topográfica del cauce de la corriente; en algunos casos las piezas de madera pueden ser totalmente recuperables y en otros parcialmente recuperables.

En cauces profundos cuando la configuración topográfica del cauce no permite disponer de apoyos intermedios, lo cual sucede con relativa frecuencia especialmente en gargantas estrechas (luces cortas), el montaje de la cercha reviste una importancia especial tanto en el arrios-tramiento de las celosías de madera, en la articulación de las piezas de montaje y en la colocación de tensores metálicos; en estos casos para el montaje de la cercha debe utilizarse equipo de lanzamiento.

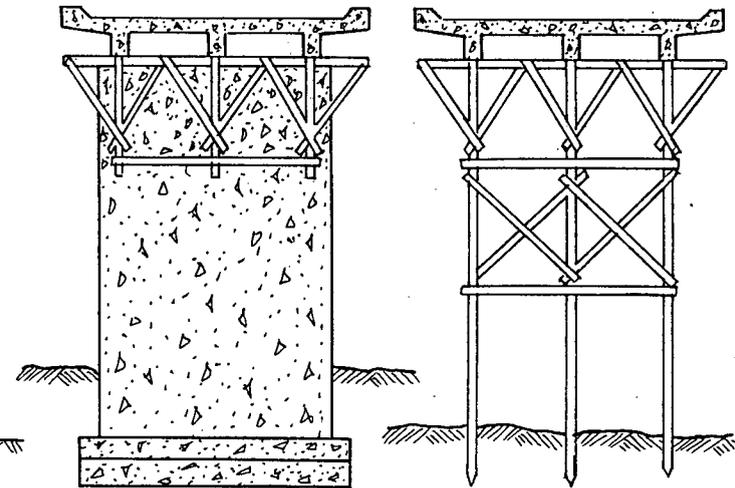
Pero no solamente en la elección del tipo de cerchas juega papel importante la configuración del cauce de la corriente, sino también las luces, la profundidad del cauce, la velocidad de la corriente, el material de arrastre, etc.

En la figura 8.4.1. se muestra la disposición de la cercha de madera para puentes de hormigón armado de estructura aporticada de luces intermedias (aproximadamente 70 m), que es uno de los casos más frecuentes que se presentan en la construcción de puentes. Este tipo de cerchas es utilizado con frecuencia en cauces no profundos con corrientes de agua de baja velocidad y con escaso material de arrastre.



SECCION LONGITUDINAL

fig 8.4.1



SECCIONES TRANSVERSALES



Cuando las condiciones hidráulicas son difíciles, una disposición de cercha de madera como la que se muestra en la figura 8.4.2, permite el curso normal de la corriente de agua y de los materiales de arrastre. En puentes de luces comprendidas entre 75 y 100 m, en los cuales debe construirse bloques provisionales de hormigón al nivel máximo de las aguas utilizando inclusive sistemas provisionales de pilotes antes de construir la pila definitiva, una disposición constructiva de la cercha y de las celocías, tal como la que se muestra en la figura, resulta sumamente conveniente. Cuando se utiliza una disposición como la indicada solamente unas partes de las piezas de madera son recuperables, las otras se pierden.

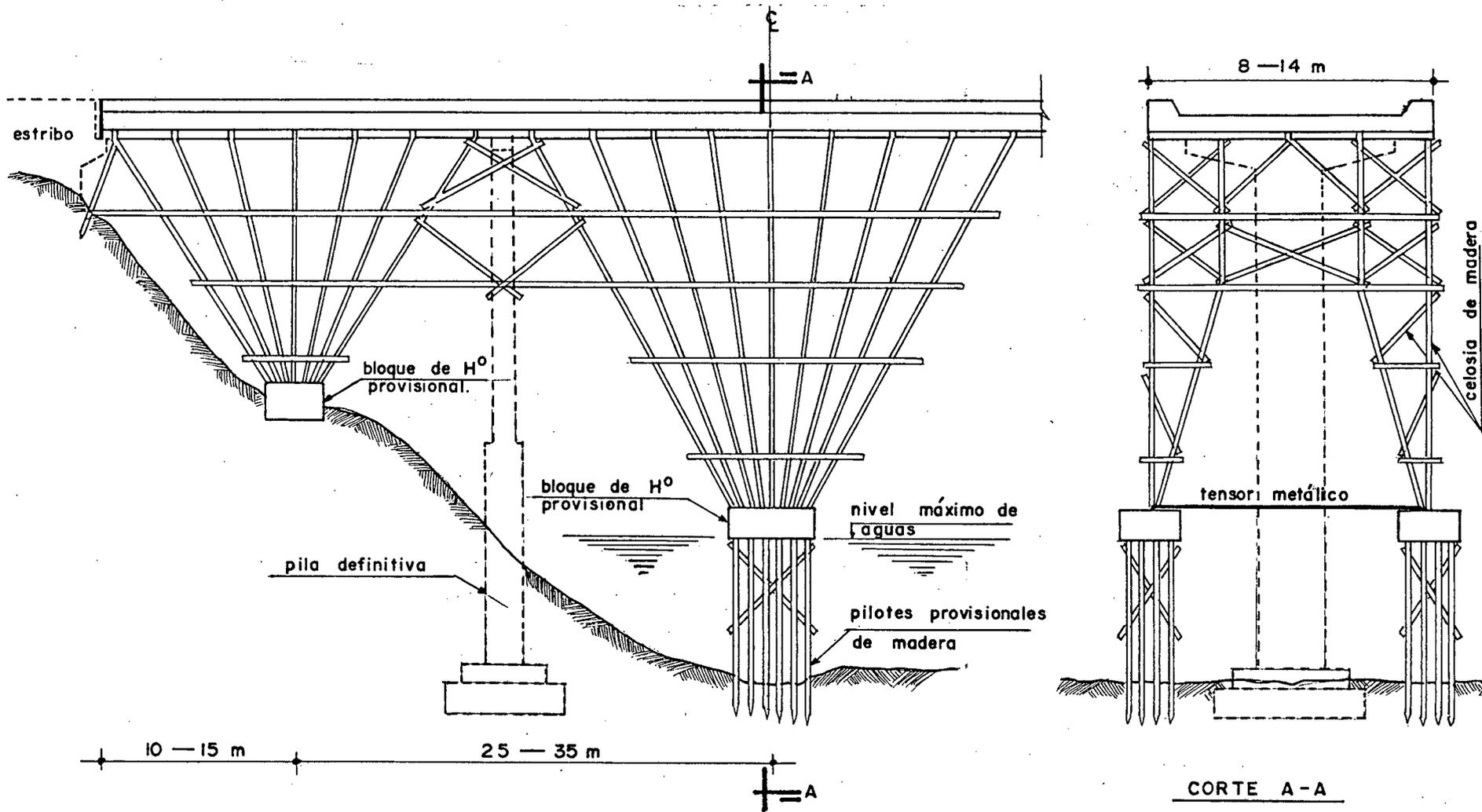
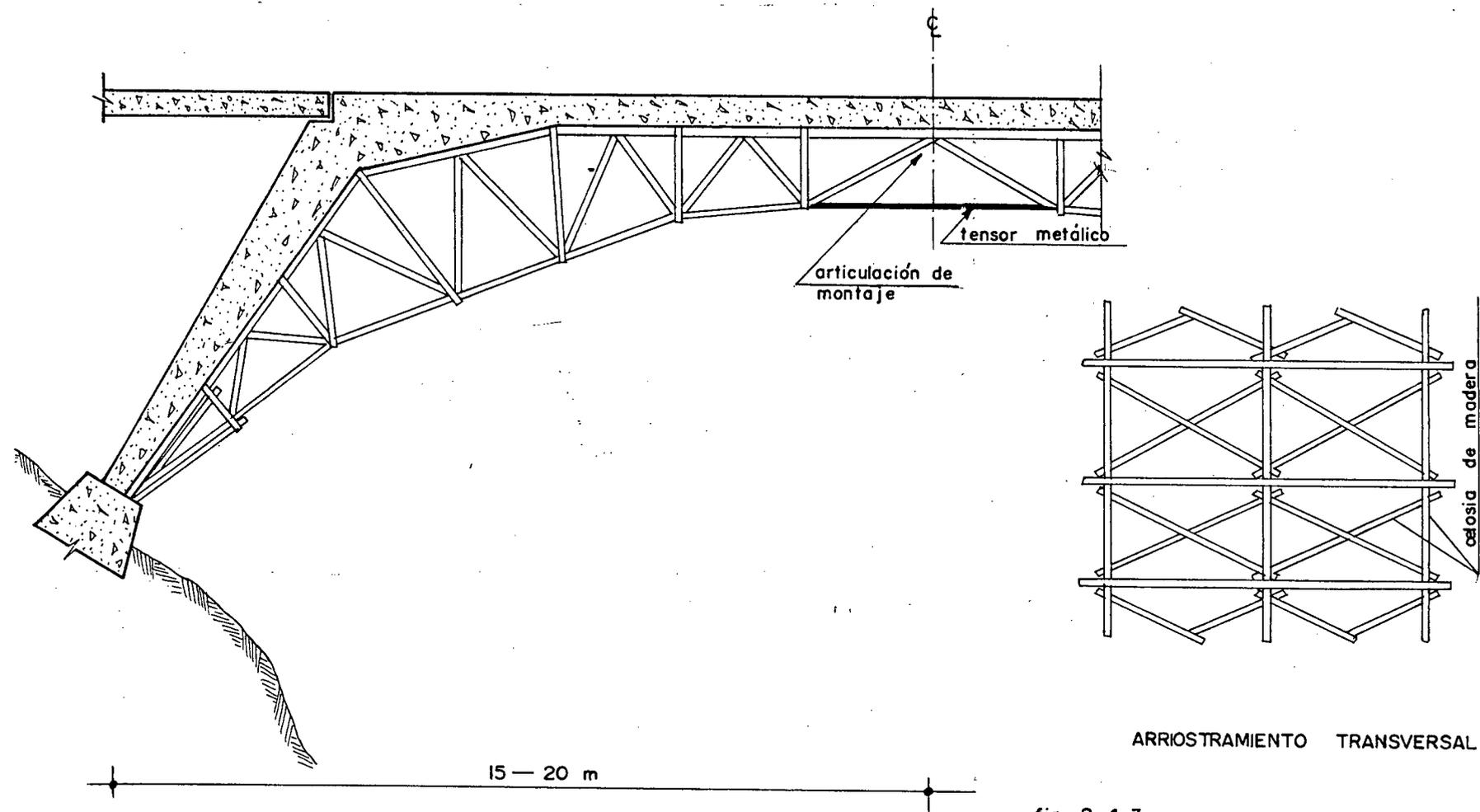


fig 8.4.2

Cuando se construye un puente sobre cauces profundos de garganta estrecha, puede utilizarse cerchas de madera y celosías con arriostramiento transversal tal como se muestra en la figura 8.4.3. Debido a la configuración topográfica difícil del cauce no puede disponerse de apoyos intermedios estando cimentados los extremos del puente sobre macizos de anclaje localizados en los extremos. La disposición estructural del puente puede presentar una forma agradable cuando se utiliza acartelamientos para la losa de tablero, tal como se muestra en la figura.

En el apartado 8.8 se realiza el diseño estructural de la cercha de un puente de pequeña luz.

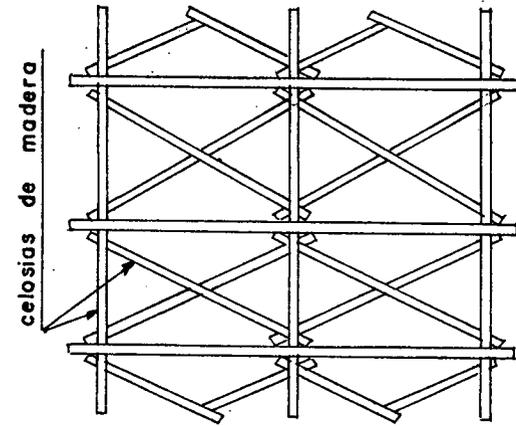
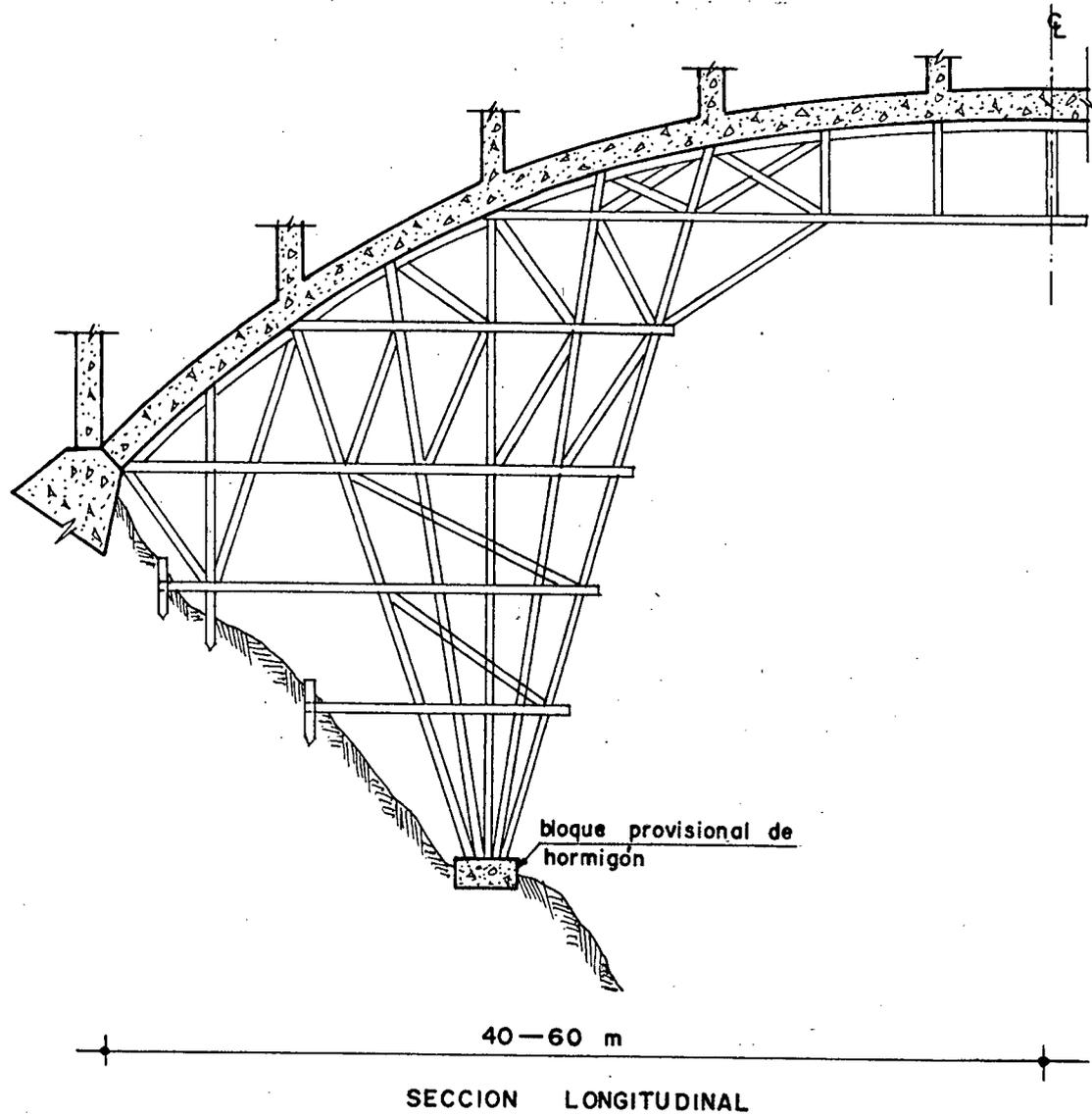


8.5. CERCHAS DE MADERA PARA PUENTES EN ARCO

Este tipo de estructuras puede resultar sumamente complicado y difícil dependiendo fundamentalmente de la configuración topográfica del cauce. Se puede en algunos casos, inclusive utilizar cerchas metálicas.

En la figura 8.5.1 se muestra la disposición longitudinal de cerchas de madera mostrando la disposición de celosías y el sistema de arriostramiento transversal que podría utilizarse en la construcción de puentes en arco situados sobre cauces muy profundos sobre los que no existe la posibilidad de colocar apoyos intermedios a excepción de bloques provisionales de hormigón que permitan la erección de las cerchas.

Este sistema podría utilizarse ventajosamente en luces comprendidas entre 80 y 120 m y similares pudiendo adaptarse fácilmente a puentes de estructura aporticada de dinteles rectos y columnas inclinadas.

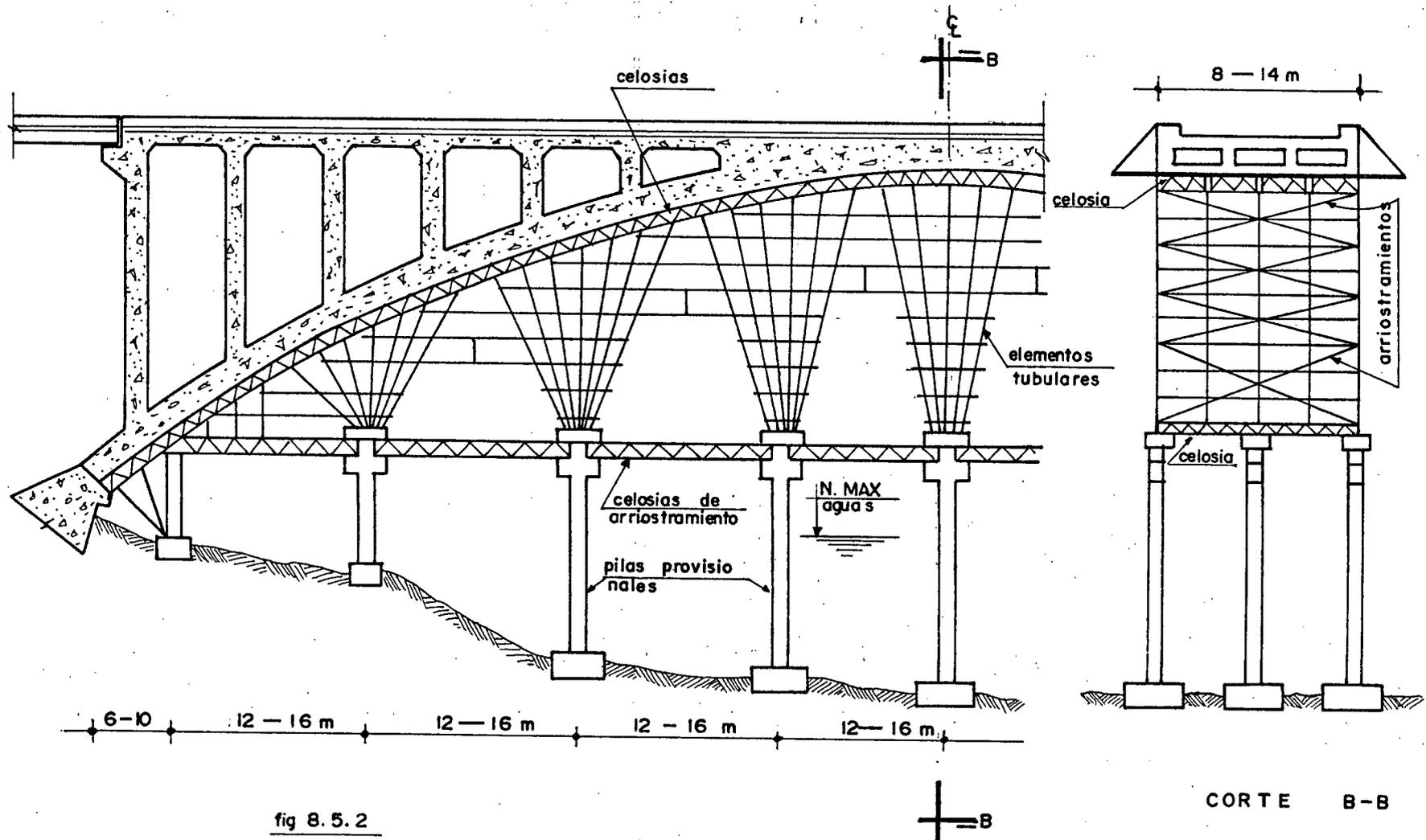


ARROSTRAMIENTO TRANSVERSAL

fig 8.5.1



Finalmente en la figura 8.5.2 se muestra un tipo de cercha metálica que se emplea solamente en casos muy especiales tales como el que se ilustra en la figura y que está constituido por una combinación de pilas provisionales de hormigón, celosías metálicas y elementos metálicos tubulares. Una característica importante de este tipo especial de cerchas es que todas las piezas son recuperables.



8.6. GRUPOS DE PILOTES PARA APOYOS DE CERCHAS DE MADERA.

En el apartado anterior se ha estudiado con mucho detenimiento los diferentes tipos de cerchas que deben utilizarse como estructura soportante del tablero de un puente.

En los casos en los que deba construirse sistemas provisionales de pilotaje como soporte de bloques de hormigón provisional antes de la construcción de las pilas definitivas de un puente o en cualquier caso en el que se utilice el sistema de pilotaje para fundación de una estructura cualquiera, se recomienda espaciar los grupos de pilotes entre si de acuerdo a las características del cauce de la corriente, tomando en cuenta los posibles materiales de arrastre y las condiciones hidráulicas y topográficas.

En la figura 8.6.1 se indica la disposición estructural de un grupo de pilotes para apoyos de cerchas de madera y en la figura 8.6.2. se muestra un detalle constructivo del método de hincado de pilotes.

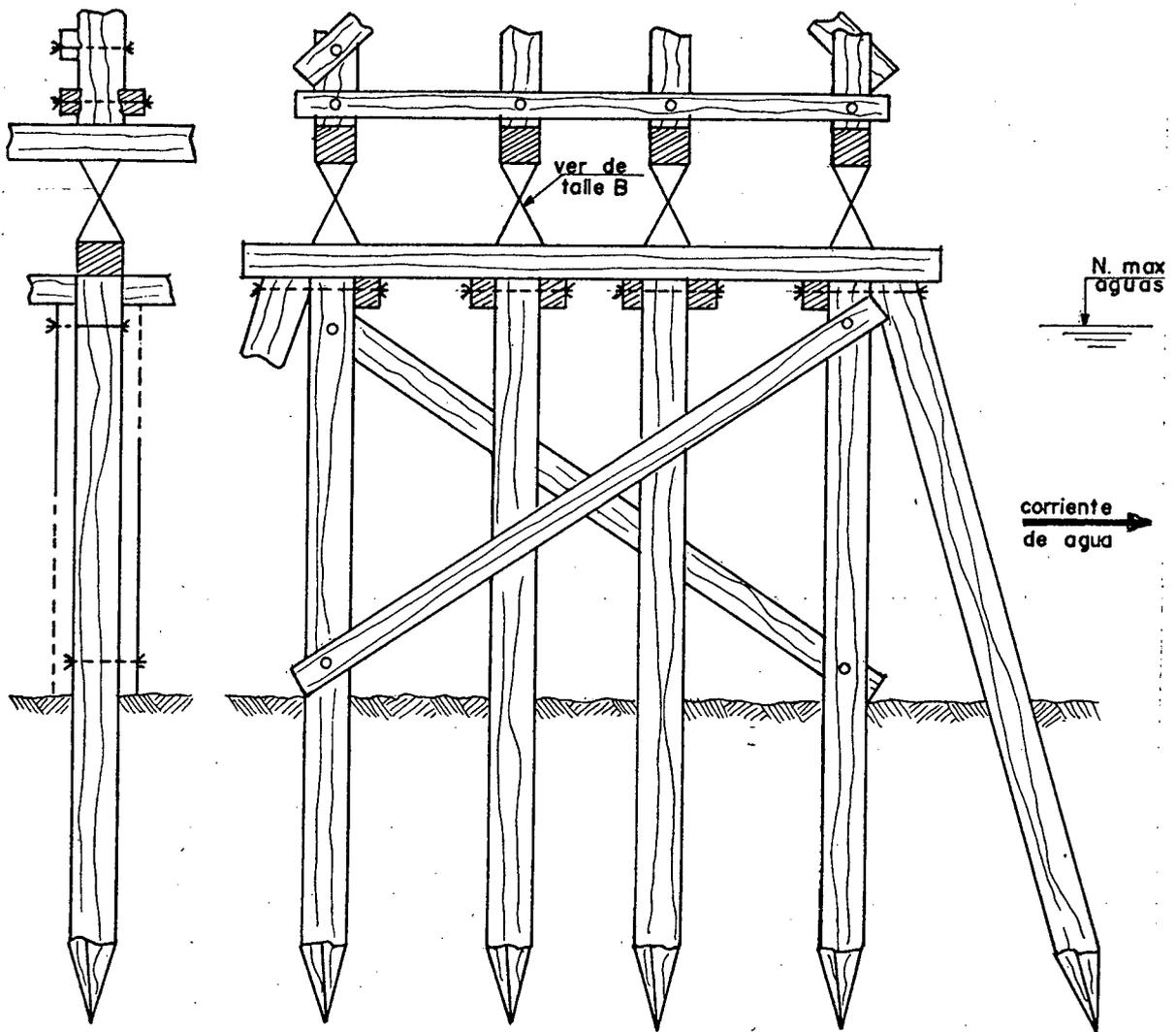


fig 8.6.1

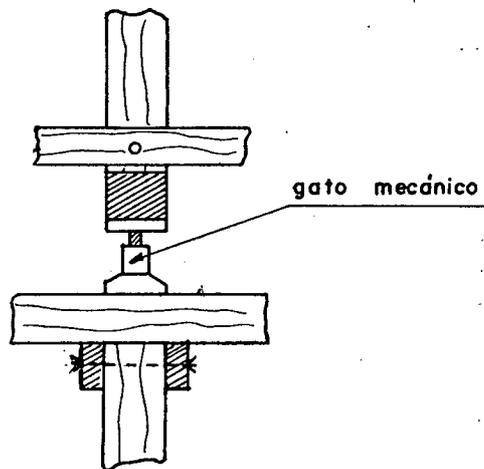


fig 8.6.2

DETALLE B

8.7. DETALLES CONSTRUCTIVOS DE ENCOFRADOS SEGÚN EL TIPO DE ACOPLAMIENTO O UNIÓN

8.7.1. SISTEMAS DE APOYO

Existen varios métodos que se utilizan en la construcción de puentes en lo relacionado con sistemas de apoyos, arriostramientos, uniones, etc. Cuando se utiliza adecuados sistemas de apoyo éstos permiten la erección rápida de cerchas y un descimbrado o desencofrado, asimismo rápido, mediante mecanismos adecuados permitiendo además la nivelación correcta de los encofrados.

En la figura 8.7.1.1 se muestra por ejemplo un detalle constructivo de un sistema de apoyo formado por grapas metálicas; en la figura 8.7.1.2. se muestra en cambio un sistema de apoyo en base de espigas metálicas

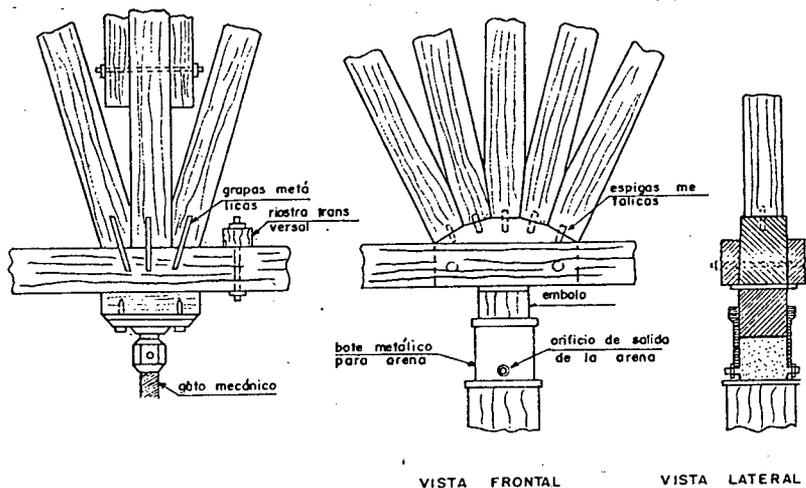


fig 8.7.1.1

fig 8.7.1.2

Un sistema de nudos de arranque de encofrados o cimbras para puentes en arco y aporticados puede tener una disposición tal como se muestra en las figuras 8.7.1.3 y 8.7.1.4 en los cuales se indican elementos horizontales y verticales concurrentes a un apoyo determinado así como el sistema de arriostramiento que debe utilizarse.

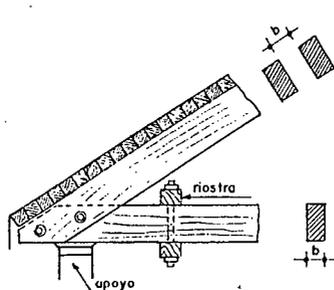


fig 8.7.1.3

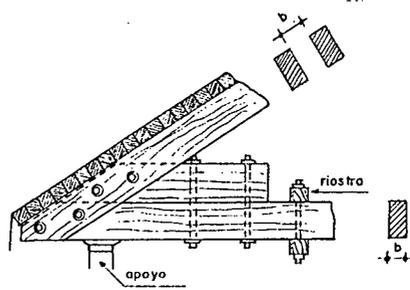


fig 8.7.1.4

Existen varios sistemas de unión de los diferentes elementos: montantes, diagonales, tensores metálicos, pernos, etc. Así por ejemplo, en la figura 8.7.1.5 se muestra un detalle de unión con tensor metálico, y en la 8.7.1.6 un detalle constructivo en planta y en vista lateral de un sistema de unión a tensión, llamado comúnmente empernado.

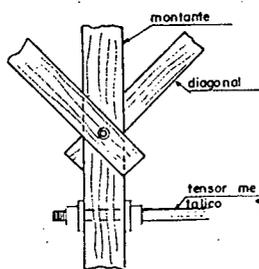


fig 8.7.1.5

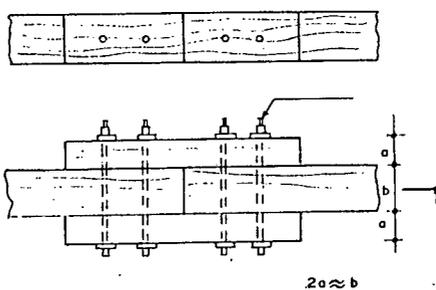


fig 8.7.1.6

Las uniones intermedias superiores entre cordones superiores dobles, riostras horizontales y diagonales, montantes pueden tener una disposición estructural tal como las que se muestran en las figuras 8.7.1.7 y 8.7.1.8.

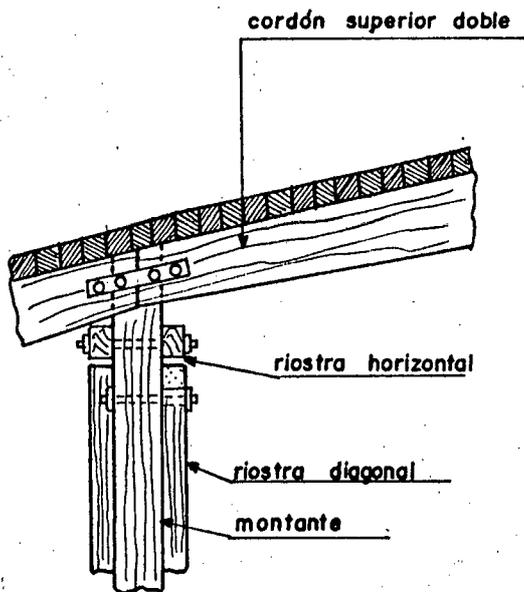


fig 8.7.1.7

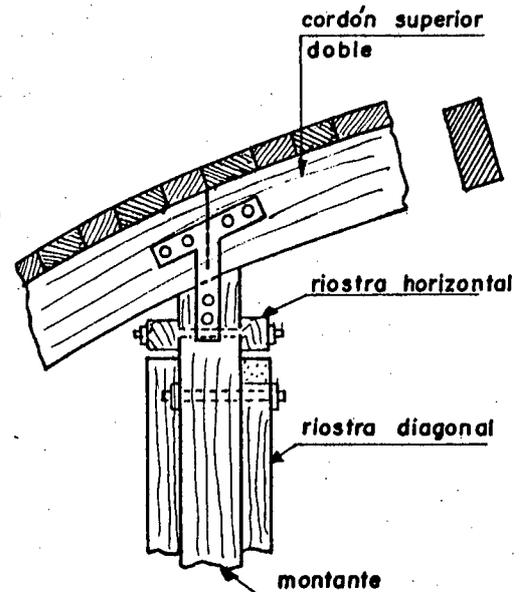


fig 8.7.1.8

Las uniones simples entre los diferentes sistemas de arriostamiento indicados anteriormente pueden ser principalmente de dos tipos: Mediante el sistema de grapas y mediante el sistema de emperrados, cuyos detalles constructivos se muestran en la figura 8.7.1.9. En cambio una unión sencilla de puntales se la hace comunmente por el método conocido como espiga. Ver figura 8.7.1.10.

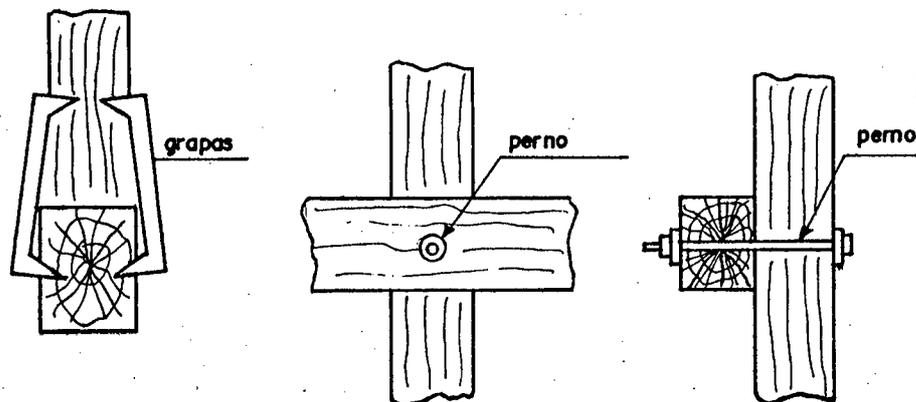


fig 8.7.1.9

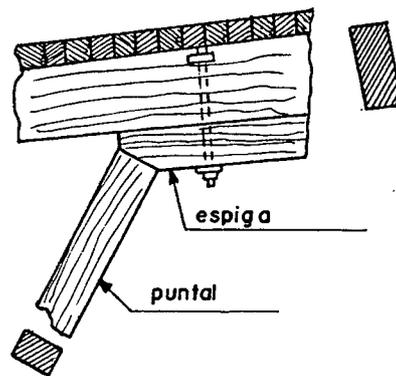


fig 8.7.1.10

8.7.2. SISTEMAS DE APOYO SOBRE EL TERRENO

Algunos de los sistemas de apoyo sobre el terreno más comúnmente utilizados son los que se muestran en las figuras 8.7.2.1 a la 8.7.2.5.

En la 8.7.2.1 se muestra el apoyo sobre el terreno en base de cuñas, el puntal se apoya directamente sobre un sistema de cuñas cuyo ángulo de contacto no debe sobrepasar los 10° y todo el conjunto anterior sobre una base de madera enterrada en el terreno en una profundidad mayor a sus $4/5$ partes por seguridad.

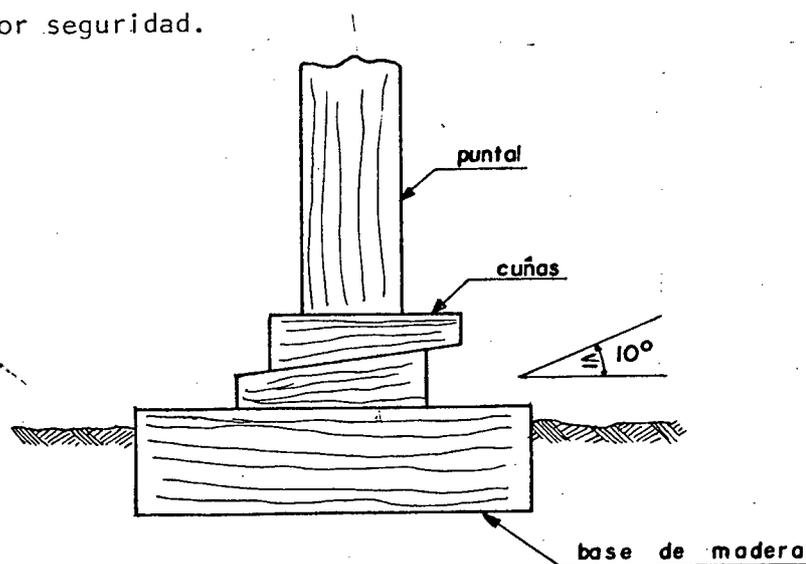


fig 8.7.2.1

En la figura 8.7.2.2. el puntal se apoya sobre una base empernada y todo el sistema sobre una base de madera enterrada en el terreno, en similares condiciones que la anterior.

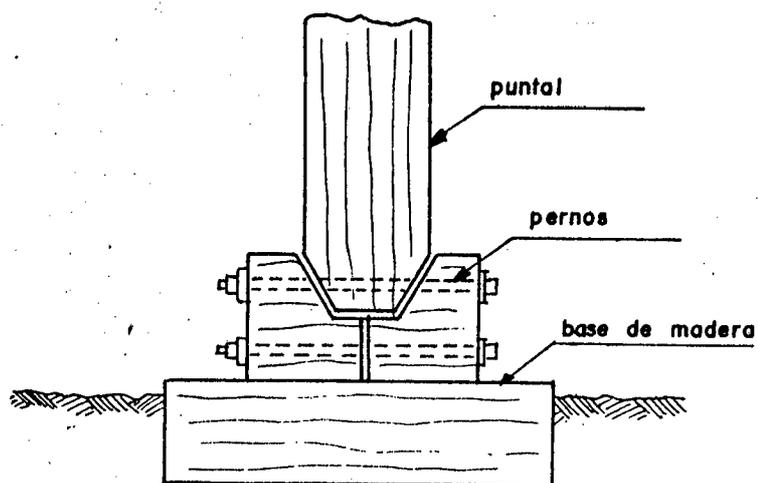


fig 8.7.2.2

El sistema de apoyo de la figura 8.7.2.3. se lo utiliza en ocasiones especiales y no es común en nuestro medio.

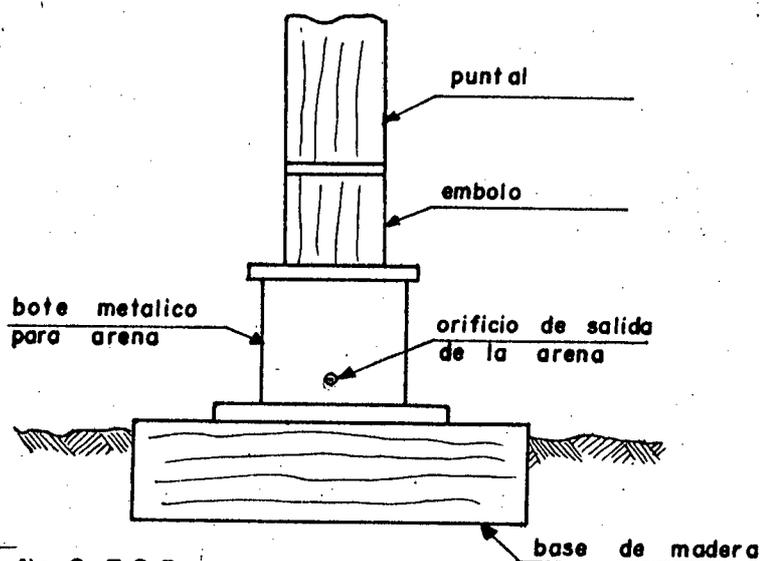
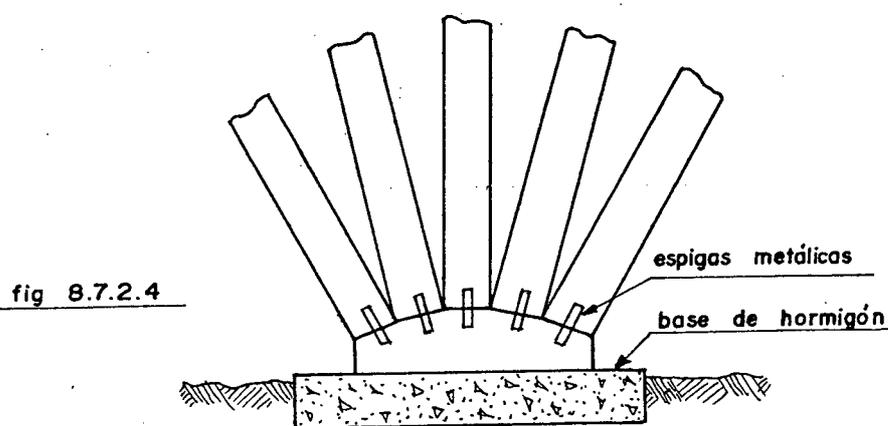
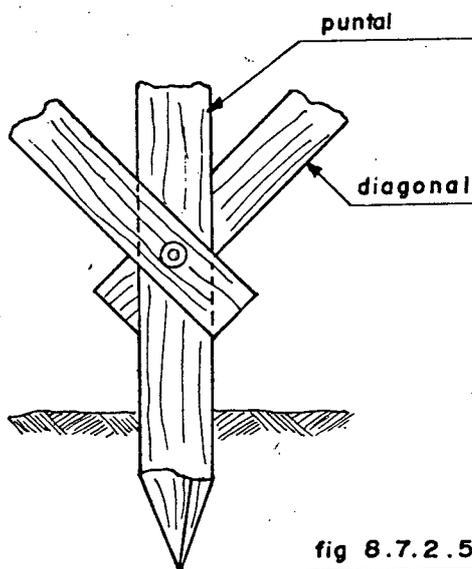


fig 8.7.2.3

Cuando varios puntales concurren a un punto común en el terreno se utiliza con ventaja el sistema de espigas metálicas que se muestra en la figura 8.7.2.4 en la cual los puntales se apoyan primeramente sobre una base de madera y se unen a ésta mediante espigas metálicas y luego, sobre una base de hormigón debido a que la presión transmitida al suelo resulta sumamente elevada. La presión sobre las bases de madera en general no debe sobrepasar los 20 Kg/cm^2 .



Finalmente en la figura 8.7.2.5 se muestra el caso más fácil de sistema de apoyo sobre el terreno. Este sistema debe utilizarse con un máximo de precaución y en cerchas de puentes de pequeñas luces en las cuales las presiones transmitidas sean pequeñas.



8.8. CÁLCULO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ENCOFRADO DE UN PUEBTE DE PEQUEÑA LUZ: PLANOS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS DEL ENCOFRADO.

Como ejemplo práctico vamos a calcular la cercha para soportar el encofrado de un puente de hormigón armado de 11 m de luz y del tipo vigas rectas prescindiendo del diseño estructural que no forma parte del presente estudio, nos limitaremos exclusivamente al diseño estructural de las cerchas que soportan la estructura de encofrado.

- Análisis de la cercha que soporta el encofrado de la viga central del puente (ver planos explicativos).

a) Determinación de cargas

$$\begin{aligned} \text{- Capa de rodadura (hormigón asfáltico)} &= e = (2000 \text{ Kg/m}^3)(0.05 \\ & \text{m}) = 100 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Peso propio de la viga} &= \gamma A = (0.9\text{m})(0.35\text{m})(2400\text{Kg/m}^3)(1\text{m}) = \\ & = 756 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{- Sobrecarga debido al trabajo (Código)} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga total} = 1256 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga total} = (1256 \text{ Kg/m}^2)(2.35 \text{ m}) = 2951.60 \text{ Kg/m}$$

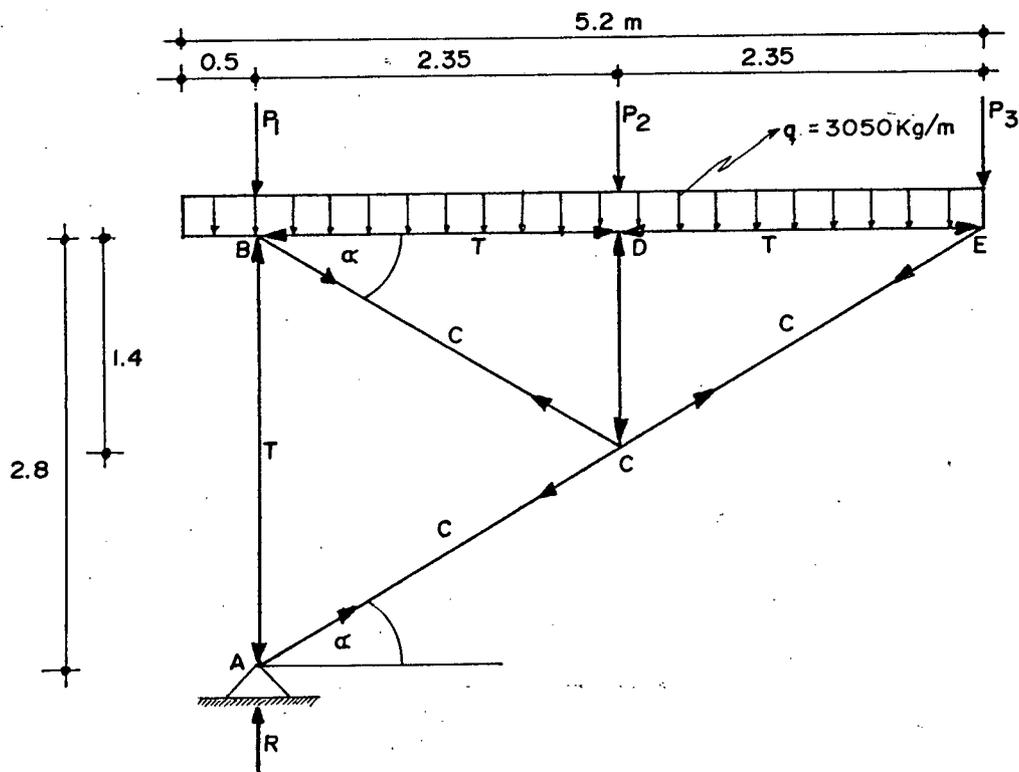
$$\text{Peso del encofrado} = \gamma_{\text{esp}} = (1600 \text{ Kg/m}^3)(0.025\text{m})(2.35\text{m}) = 94\text{Kg/m}$$

$$\text{Por lo tanto la carga total será} = 2951.60 + 94 = 3045.60 \text{ Kg/m}$$

$$3050 \text{ Kg/m}$$

NOTA: 2.35 = Area de influencia que soporta la cercha

Como la cercha es simétrica se analizará solamente la mitad.



$$P = \text{Area de influencia} \times \text{Carga/M}^2$$

$$P_1 = (0.5 + 2.35/2) (3050 \text{ Kg/m}) = 5108.75 \text{ Kg}$$

$$P_2 = (2.35/2 + 2.35/2) (3050 \text{ Kg/m}) = 7167.50 \text{ Kg}$$

$$P_3 = (2.35/2 + 2.35/2) (3050 \text{ Kg/m}) = 7167.50 \text{ Kg}$$

$$\sum F_v = 0$$

$$R = P_1 + P_2 + P_3$$

$$R = 5108.75 + 7167.50 + 7167.50$$

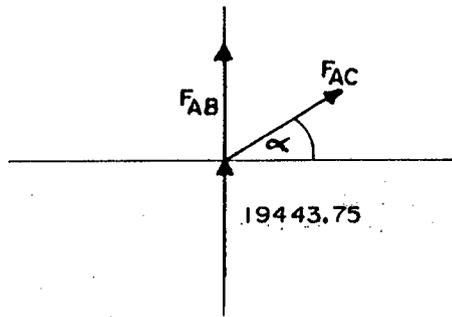
$$R = 19443.75$$

Diagramas de cuerpo libre.

Nudo A

Por relación de triángulos

$$\frac{DE}{BE} = \frac{DC}{BA}$$



$$DC = (2.35)(2.80)/4.70 = 1.40 \text{ m}$$

$$\text{Tg} \alpha = 1.40/2.35 = 0.59574468$$

$$\alpha = 30^\circ 47' 2.93''$$

$$\sum F_h = 0$$

$$F_{AC} \cos \alpha = 0$$

$$F_{AC} \cos 30^\circ 47' 2.93'' = 0$$

$$0.859101537 F_{AC} = 0$$

$$F_{AC} = 0$$

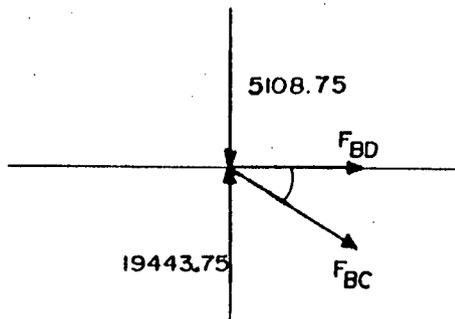
$$\sum F_v = 0$$

$$F_{AB} + 19443.75 + F_{AC} \sin \alpha = 0$$

$$F_{AB} + 19443.75 = 0$$

$$F_{AB} = -19443.75 \text{ Kg}$$

Nudo B



$$\sum F_v = 0$$

$$-5108.75 + 19443.75 - F_{BC} \sin 30^\circ 47' 2.93'' = 0$$

$$14335 = 0.511805185 F_{BC}$$

$$F_{BC} = 28008.70 \text{ Kg}$$

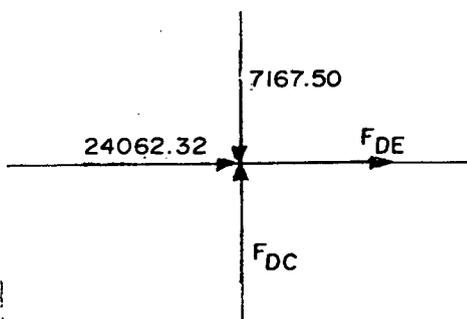
$$\sum F_h = 0$$

$$F_{BD} + F_{BC} \cos 30^\circ 47' 2.93'' = 0$$

$$F_{BD} + (28008.70)(0.859101537) = 0$$

$$F_{BD} = -24062.32 \text{ Kg}$$

Nudo D



$$\sum F_h = 0$$

$$F_{DE} + 24062.32$$

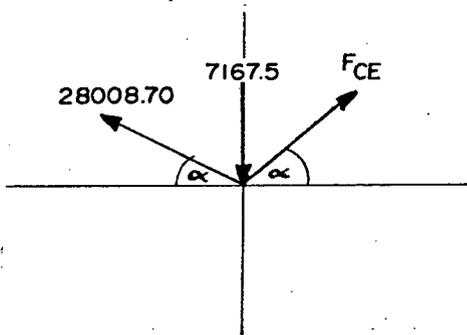
$$F_{DE} = - 24062.32$$

$$\sum F_v = 0$$

$$F_{DC} - 7167.50 = 0$$

$$F_{DC} = 7167.50$$

Nudo C



$$\sum F_v = 0$$

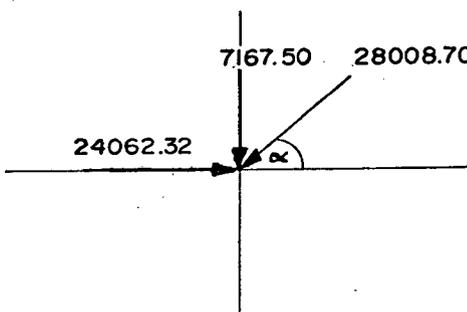
$$F_{CE} \cos 30^\circ 47' 2.93'' - 28008.70 \cos 30^\circ$$

$$47' 2.93'' = 0$$

$$0.859101537 F_{CE} = 24062.32$$

$$F_{CE} = 28008.70 \text{ Kg}$$

Nudo D (comprobación)



$$\sum F_h = 0$$

$$24062.32 - 28008.70 \cos 30^\circ 47' 2.93'' = 0$$

$$0 = 0$$

BARRA	DISEÑO A	
	TENSION Kg	COMPRESION Kg
AB	19443.75	
AC	0	0
BC		28008.70
BD	24062.32	
DE	24062.32	
DC	7167.50	
CE		28008.70

Utilizando madera de eucalipto el esfuerzo permisible de tracción paralelo a la fibra será $300 \text{ Kg/cm}^2 \gamma = (300)(0.6) = 180 \text{ Kg/cm}^2$ y el esfuerzo de compresión paralelo a la fibra es de $140 \text{ Kg/cm}^2 \gamma = (140)(0.6) = 84 \text{ Kg/cm}^2$; (ver anexo # 1 U.C)

Diseño de las barras a tensión

$$F_{BD} = 24062.32 \text{ Kg (crítica)}$$

Area neta requerida

$$A = F_{BD}/\sigma = 24062.82/180 = 133.68 \text{ cm}^2$$

En diseño a tracción Area neta = Area neta + 2/3 Area neta

$$\text{Area total} = 1.666 \text{ Area neta} = (1.666)(133.68) = 222.71 \text{ cm}^2$$

Utilizando elementos de sección circular el diámetro necesario será:

$$A = \pi D^2/4 = 222.71$$

$$D = (222.71)(4)/\pi)^{1/2} = 16.84 \text{ cm}$$

En razón de que se ha mayorado en un 66% para diseño a tracción, podría aceptarse elementos hasta de un diámetro de 15 cm por economía. Las barras DE, AB, y DC por recibir cargas igual y menores respectivamente requieren el mismo diámetro y/o de un diámetro inferior, pero por seguridad adoptamos la sección más crítica.

Diseño de las barras a compresión

Los elementos sujetos a compresión deben diseñarse utilizando las fórmulas para columnas según la relación de esbeltez. (ver capítulo # 4)

$$F_{BC} = F_{CE} = 28008.70 \text{ Kg}$$

Cálculo de la longitud BC

$$BC^2 = 2.35^2 + 1.40^2$$

$$BC = 2.74 \text{ m}$$

Asumimos un diámetro de 15 cm; por lo tanto su área será:

$$A = \pi D^2/4 = (15)^2/4 = 176.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Relación de esbeltez} = L/D = 274 \text{ cm}/15 \text{ cm} = 18.27$$

$$\text{Cálculo de } K = 0.642 (E/f_{c_{\perp}})^{1/2}$$

$$E = 2.04 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{ver anexo \# 1 W.V.R.})$$

$$f_c = 84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 0.642 (2.04 \times 10^5/84)^{1/2} = 31.64$$

31.64 18.27 Por lo tanto se calcula como un elemento de longitud intermedia donde la carga viene dada por la siguiente expresión:

$$P = A \left[1 - 1/3 (L/KD)^4 \right]$$

$$P = (176.71)(84) \left[1 - 1/3 \left\{ (274/(31.64)(15)) \right\}^4 \right] = 14293.96$$

$$14293.96 < 28008.70$$

ok//

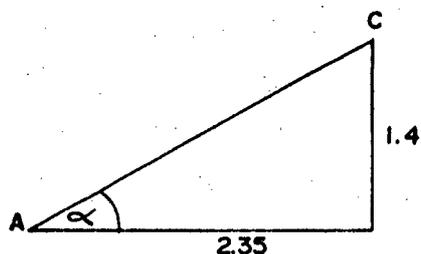
Cálculo del material para la construcción de las cerchas que soportan el encofrado de las vigas principales

BARRA	DIAMET. cm	#	LONG. PARCIAL m	LONG. TOTAL m
AB	15	$2/c \times 4 v = 8$	2.80	22.40
BD - DE	15	$4/c \times 4 v = 16$	2.35	37.60
AC - CE	15	16	2.74	43.84
DC	15	8	1.40	11.20
BC	15	8	2.74	21.92
			TOTAL	136.96 m

c = cercha

v = viga

Cálculo de las longitudes AC y CE



$$\text{Sen } 30^{\circ} 47' 2.93'' = 1.4/AC$$

$$AC = 1.40/0.511805185$$

$$AC = 2.74 \text{ m}$$

$$BC = 2.74 \text{ m}$$

Cálculo del material para la construcción de las cerchas que soportan el encofrado del tablero del puente

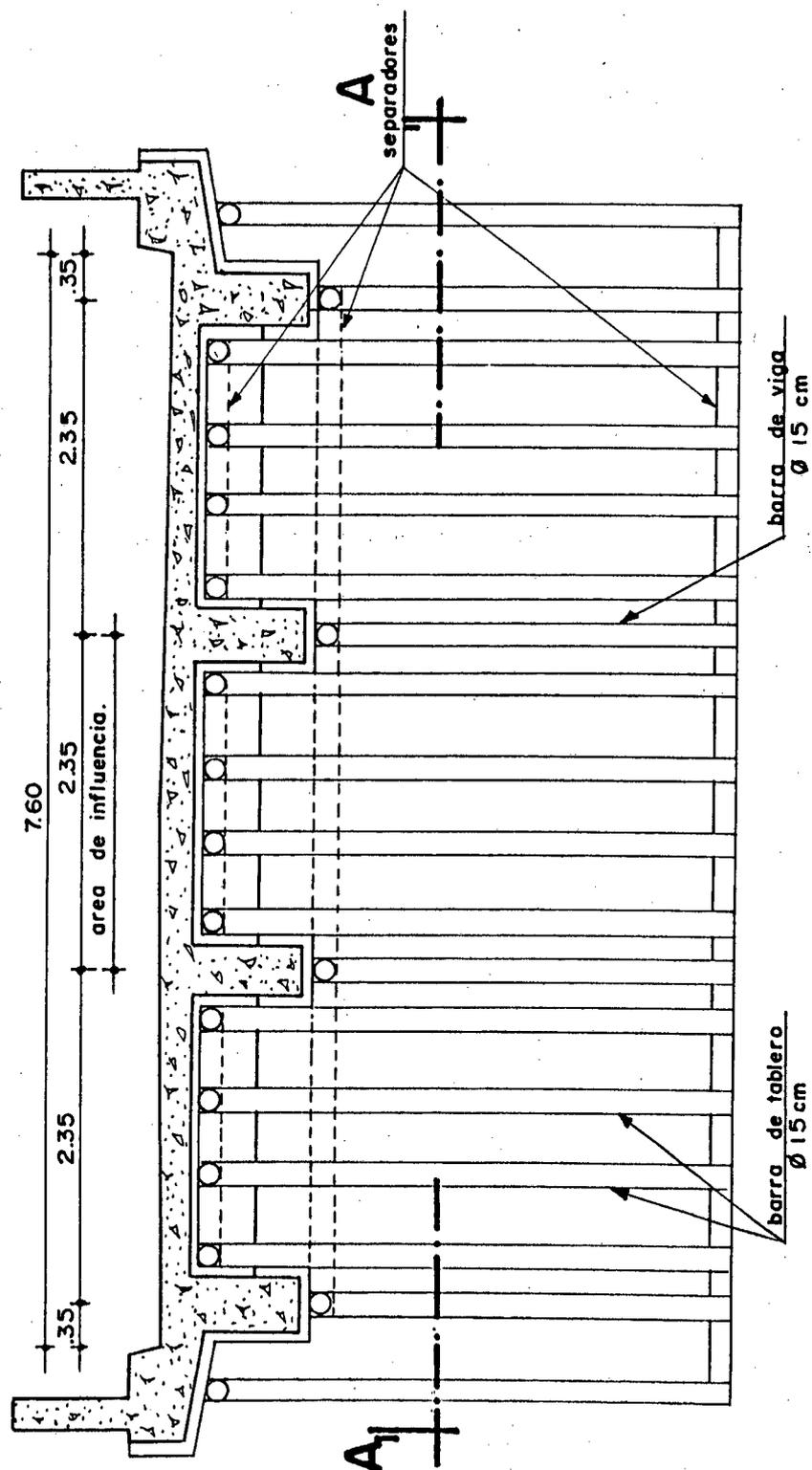
En los planos correspondientes se indica la disposición estructural de la cercha que soporta la losa de tablero del puente. Como las dimensiones son muy aproximadamente iguales asumimos una sección transversal de 15 cm de diámetro para toda la estructura, diferenciando únicamente en el número de elementos cuyo cálculo se realiza en el cuadro adjunto.

BARRA	DIAM. cm.	#	LONG. PARCIAL m	LONG. TOTAL m
AB	15	14 ¹	$2.8 + 0.74 = 3.54$	49.56
AC-BC-CE	15	14	2.74	38.36
BD-DE	15	14	$2.35 + 0.3 = 2.65$	37.10
CD	15	14	$1.40 + 0.74 = 2.14$	29.96
EF-GH	15	14	$0.74 - 0.25 = 0.49$	6.86
EI	15	14	3.08	43.12
Separadores	15	1	8.10*	8.10
	15	1	7.00*	7.00
	15	3	1.75*	5.25
TOTAL				225.31 m

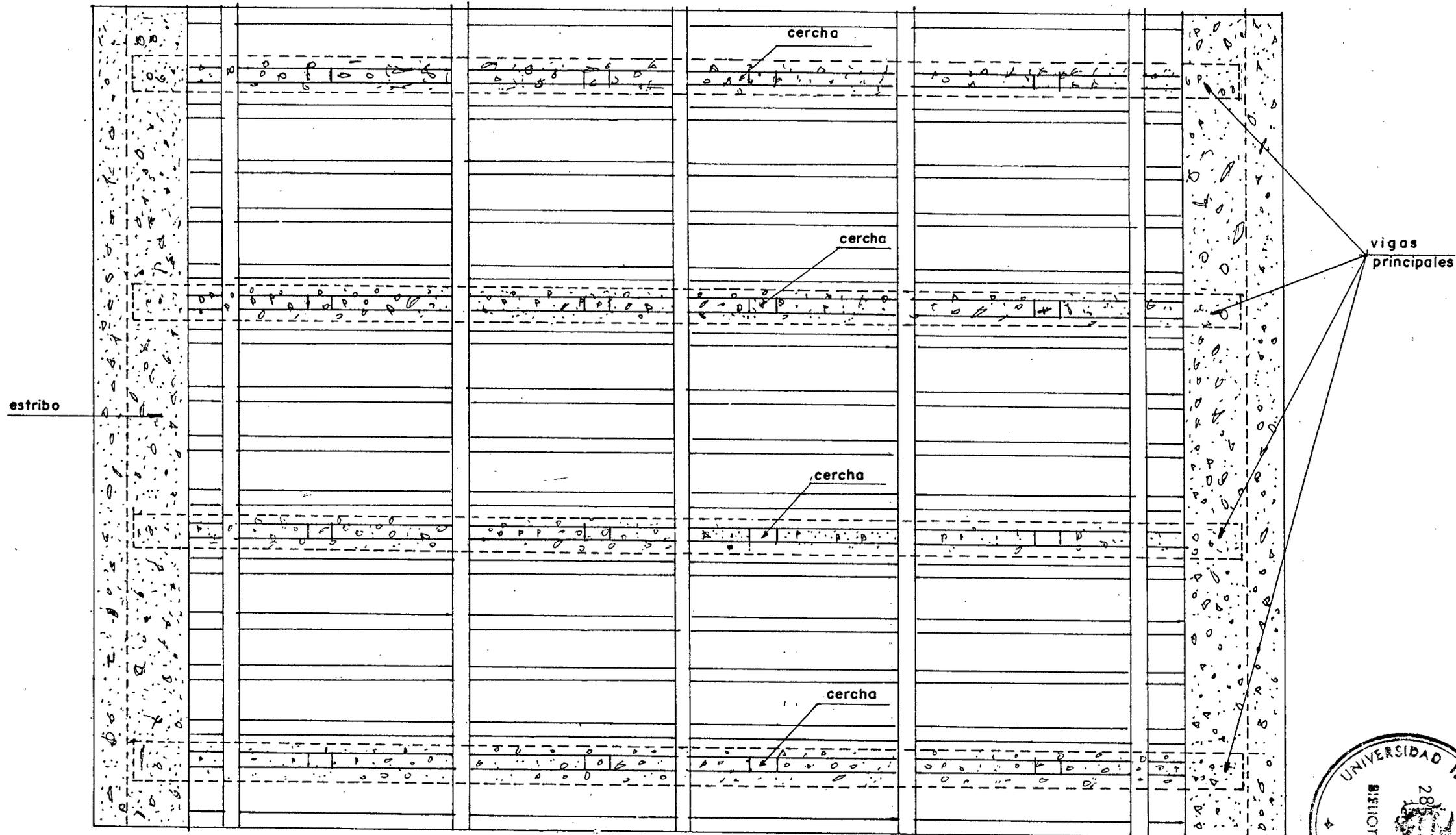
* Medido del plano

En los planos se indica la disposición estructural de las cerchas que soportan las vigas principales y la losa del tablero tanto en sección longitudinal como en sección transversal cuyo cálculo hemos realizado. En igual forma se muestra la disposición del encofrado del tablero.

ENCOFRADO PARA PUNTE

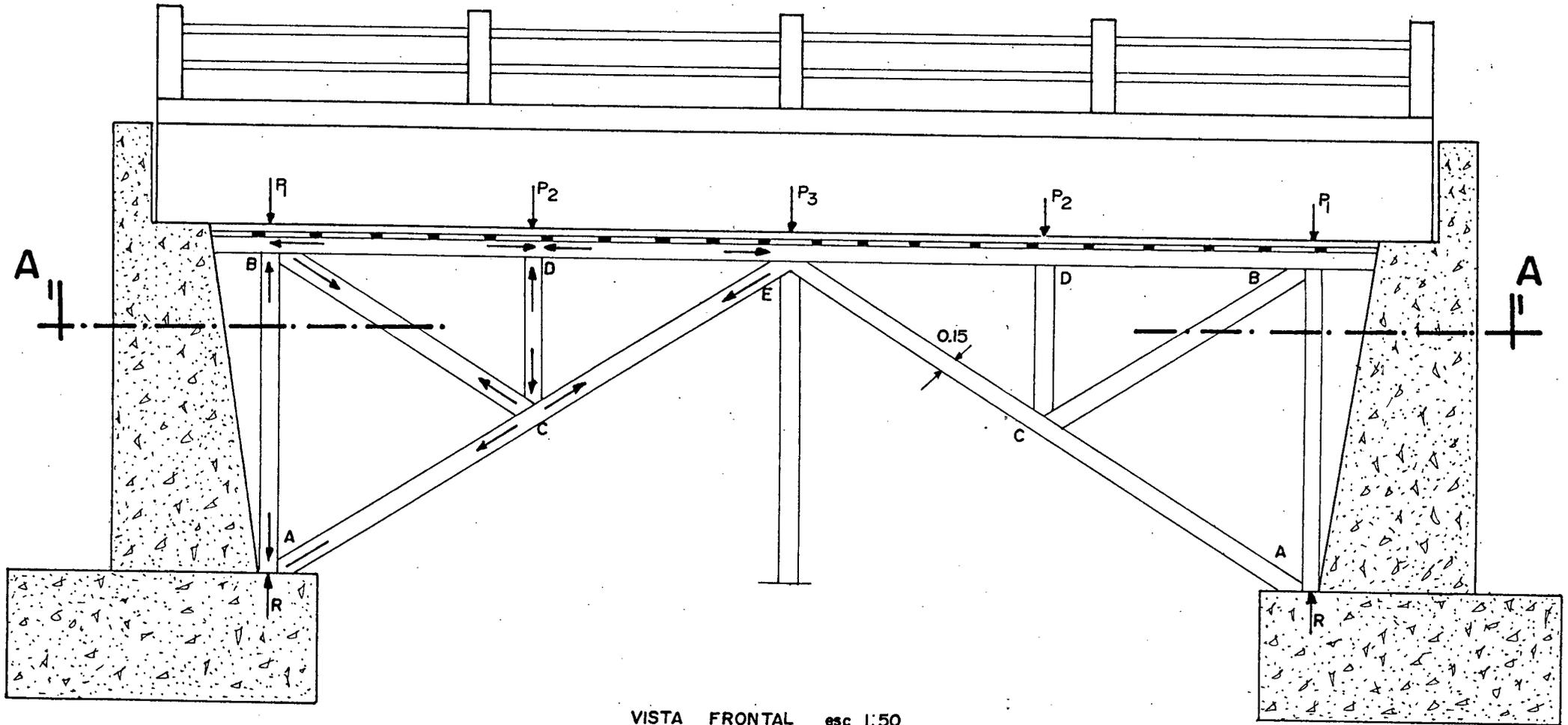


VISTA LATERAL esc: 1-50



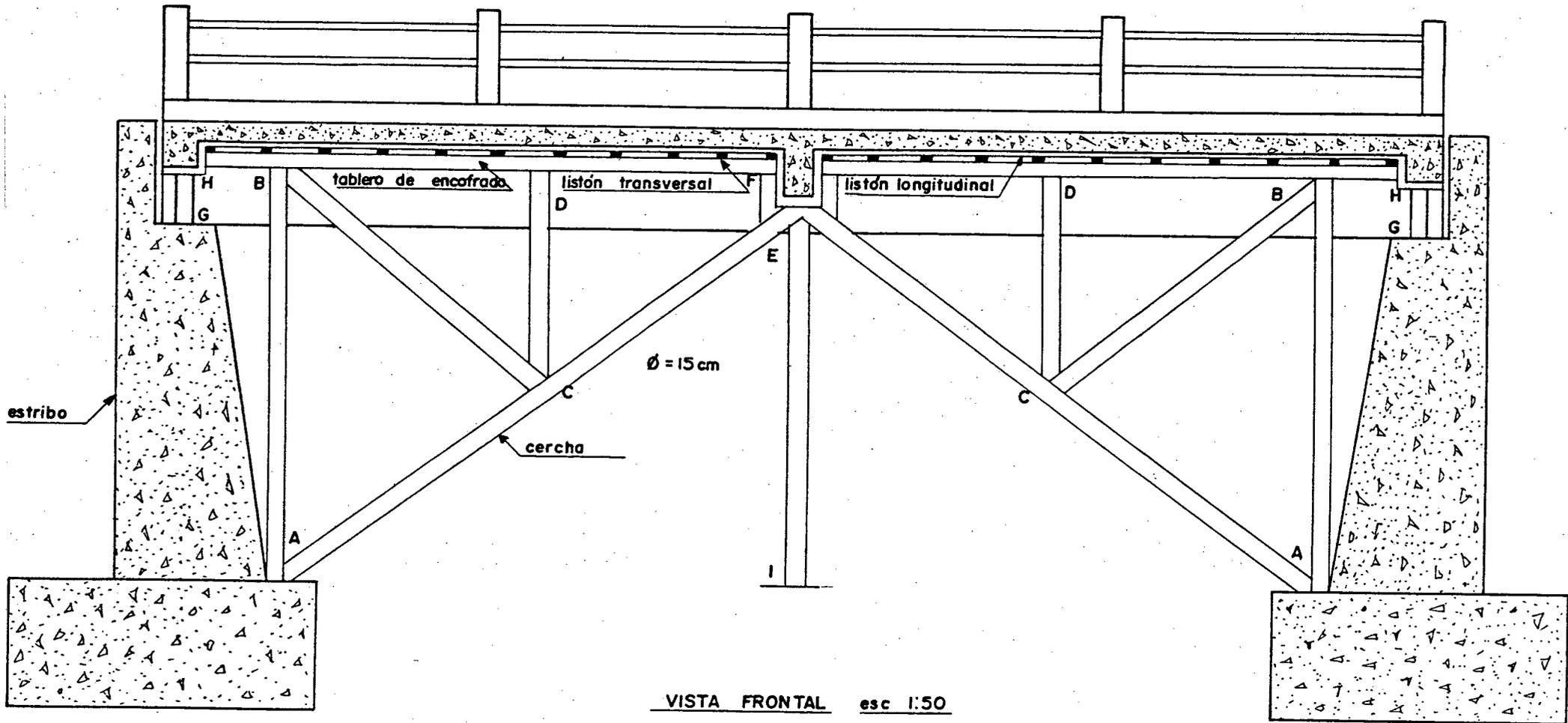
PLANTA DE DISPOSICION DE LAS CERCHAS DE ENCOFRADO
(SECCION A-A) esc — 1:50





VISTA FRONTAL esc 1:50

CERCHA QUE SOPORTA LA VIGA



CAPITULO IX

ENCOFRADOS PROVISIONALES UTILIZADOS EN CONSTRUCCION HIDRAULICA

9.1. GENERALIDADES

En este capítulo, se estudiará los encofrados provisionales comúnmente utilizados en construcción hidráulica.

Un encofrado de este tipo, es una estructura provisional que se construye con la finalidad de aislar la tierra y el agua en una área determinada para trabajar en condiciones de relativa sequedad. Son utilizados en la construcción de presas, puentes, esclusas, muelles, etc; y se construyen en los ríos u otras corrientes de agua según el caso.

No es absolutamente indispensable que estos encofrados sean impermeables; por el contrario resultan más económicos cuando permiten pequeñas filtraciones de agua, la misma que puede ser eliminada cuando sea necesario, mediante bombeo, más importante en este tipo de estructuras, es la resistencia que deben tener para contrarrestar la acción de fuerzas destructivas y la eliminación o control del agua dentro de la presa.

Los costos que deben considerarse antes de proyectar, diseñar y construir el encofrado, son también los costos ocasionados por el flujo del agua o sobre la represa (encausamientos, desvíos, etc), costos de eliminación mediante bombeo del agua dentro de la represa, etc. Por otro lado como es lógico suponer, siempre habrá material que podrá ser recuperado luego de que se quite el represamiento; en tales casos, los costos rescatables deberán ser descontados de los costos totales.

El estudio, proyecto y dimensionamiento de encofrados provisoriales en construcción hidráulica, abarca el conocimiento de muchos e importantes parámetros, así por ejemplo para determinar la altura más económica de un encofrado de ataguías de acero, considerando los costos de una represa y el costo de riesgo de inundación de la obra, es función del monto determinado para el cualquier avenida (corriente de agua) que rebase la represa ocasione daños de consideración, del período de construcción - dentro de la represa, del estudio del flujo del río, de la frecuencia de las avenidas, etc.

9.2. FUERZAS ACTUANTES SOBRE LOS ENCOFRADOS

Las fuerzas que actúan sobre un encofrado son: el peso propio de la ataguía, la presión hidráulica del agua, los efectos de socavación - del agua en movimiento, la reacción hacia arriba de la tierra, la presión lateral de la tierra en contacto con la ataguía, etc; por lo tanto el encofrado debe diseñarse para resistir el efecto combinado de éstas cargas.

Hemos dicho ya que una atagüa, es una obra provisional que protege una obra del agua para trabajar en condiciones de relativa sequedad; por lo tanto sufre lo mismo que una presa el empuje del agua; siendo el diagrama de presiones lineal; por lo tanto el empuje resultante crece como el cuadrado de la altura de retención.

En la figura 9.2.1 se muestra el esquema de una atagüa, en la cual se indica la altura de retención del agua y el diagrama de presiones hidrostáticas.

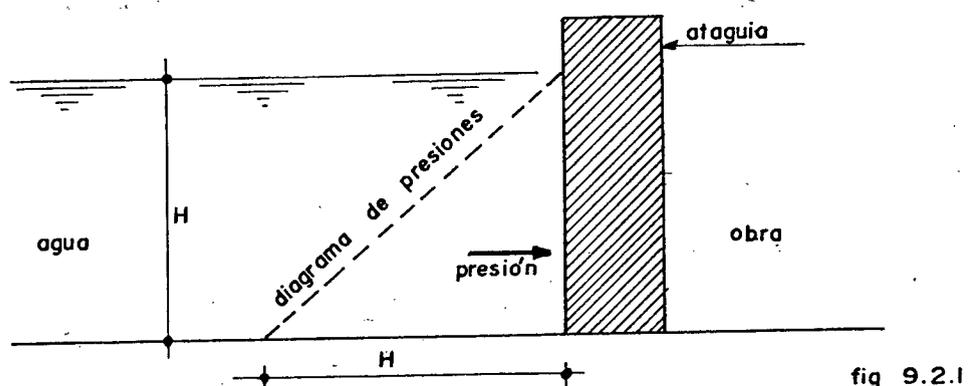


fig 9.2.1

Una atagüa, debe ser estable bajo la acción del empuje. Otra cualidad fundamental es su estanqueidad propia y la del suelo de cimentación, que debe ser impermeable para evitar infiltraciones bajo la base. La base y el cuerpo de la atagüa deberán estar en lo posible protegidas contra la acción erosiva de las aguas para evitar los efectos de socavación que puedan originar grandes daños en la estructura.

9.2.1. PRESION HIDRAULICA SOBRE LOS ENCOFRADOS

En la figura 9.2.1.1, se muestra las fuerzas que actúan sobre un encofrado con relleno de roca, por metro de longitud.

Para mejor ilustración del cálculo de la presión hidráulica y de las otras fuerzas que actúan, supongamos un ejemplo numérico.

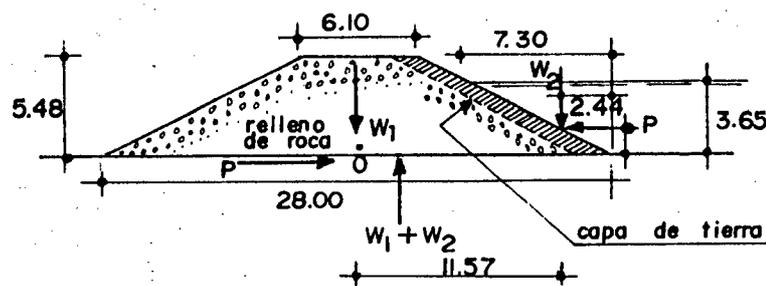


fig 9.2.1.1

Las dimensiones en metros, se muestran en el correspondiente gráfico. Por facilidad se asume que la roca y la capa de tierra impermeable a la derecha de la presa, pesan 1920 Kg/m^3 .

Por la Hidráulica, sabemos que la presión unitaria a una profundidad h , está dada por:

$$p = \gamma h \quad ;$$

Siendo:

p = presión unitaria en Kg/m^2

h = profundidad en m

γ = peso específico del agua en Kg/m^3

La presión sobre un área debajo del nivel libre del agua será:

$$P = p A = \gamma hA$$

P = presión por unidad de área en Kg

A = área en m²

En la fórmula anterior, si toda el área A no se encuentra a la misma profundidad debajo de la superficie, h se tomará como h_{cg} (altura al centro de gravedad del área).

El peso combinado de la tierra y de la roca será:

$$W_1 = V_{(t+r)} \gamma(t,r) = \left\{ \left(\frac{28 + 6.10}{2} \right) 5.48 \right\} \{1m\} \{1920\} = 179393.28 \text{ Kg}$$

$$W_1 = 179.393 \text{ T}$$

El peso del agua que gravita sobre la pendiente exterior de la presa, se calcula así:

$$W_2 = \left\{ \frac{(7.30)(3.65)}{2} \right\} \{1m\} \{1000 \text{ Kg/m}^3\} = 13322.5 \text{ Kg} = 13.32 \text{ T}$$

La presión horizontal del agua será:

$$P = \gamma_{\text{agua}} h_{cg} A = (1000 \text{ Kg/m}^3) (2.44 \text{ m}) (3.65 \times 1) \text{ m}^2 = 8906 \text{ Kg}$$

El suelo sobre el que descansa la presa, ejerce una presión hacia arriba igual a $W_1 + W_2$

$$W_1 + W_2 = 179\,393.28 + 13\,322.50 = 192\,715.78 \text{ Kg} = 192.715 \text{ T}$$

Tomando momentos con respecto a 0 e igualando a cero:

$$(W_1 + W_2) X - W_2(11.57) - P(4.26) + P(5.48) = 0$$

$$192715.78 X - 13322.5(11.57) - 8906(4.26) + 8906(5.48) = 0$$

$$192715.78 X = 154141.33 + 37939.56 - 48804.88$$

$$X = \frac{143276.01}{192715.78} = 0.74 \text{ m}$$

9.3. INCIDENCIA DEL AGUA DE INFILTRACION EN ATAGUIAS

Anteriormente se ha explicado que estos sistemas de encofrado son poco impermeables; por lo tanto debe tomarse en cuenta el flujo del agua al planificar las operaciones de construcción y el diseño de este sistema de encofrados.

El agua puede filtrarse a través de las aberturas de la atagüa lateralmente y también a través del suelo situado abajo de la atagüa.

En la figura 9.3.1 se indica una sección transversal una atagüa de placas de acero hincada en un suelo impermeable en el cual se elimina la posibilidad de que fluya agua por debajo de la atagüa. Cuando el suelo bajo la atagüa es impermeable, el agua fluirá en cualquier momento en que exista una diferencia de nivel de agua en los dos lados de la atagüa.

La cantidad total de agua que penetre en las condiciones anteriormente anotadas, depende de la velocidad de circulación del agua y de

la superficie a través de la cual esta fluye.

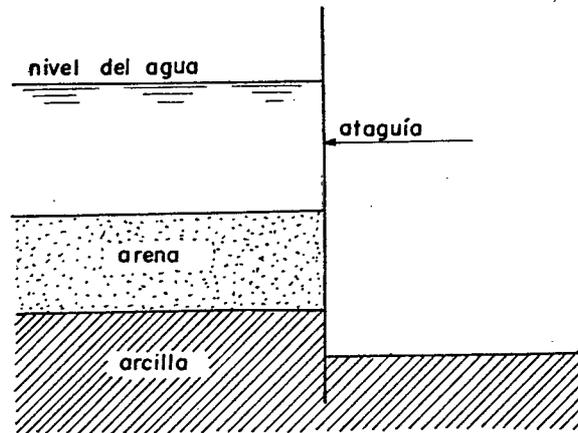


fig 9.3.1

En la figura 9.3.2 se indica esquemáticamente la trayectoria que sigue el agua que fluye por debajo de una ataguía.

Al colocar una capa impermeable y un talúd de tierra, tal como se indica en la figura 9.3.3 se puede reducir el flujo de agua debajo de la ataguía, el talúd proporciona además al encofrado mayor estabilidad horizontal.

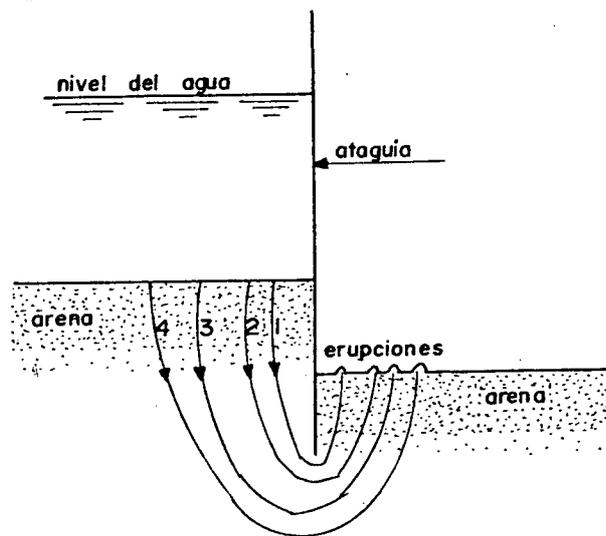


fig 9.3.2

Cuando se instala una atagüa para resistir la presión horizontal de la tierra y del agua freática, debe dejarse suficientes aberturas en la pared (mechinales), para reducir la presión del agua contra el muro.

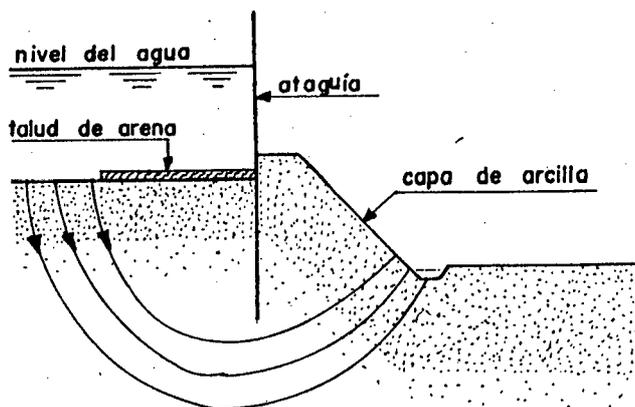


fig 9.3.3

9.4. TIPOS DE ENCOFRADOS EN CONSTRUCCION HIDRAULICA

La utilización de encofrados en la construcción de obras hidráulicas, requiere de mucha experiencia y conocimientos, en cualquier caso la solución a adoptarse depende fundamentalmente del tipo de obra; sin embargo se dará algunas recomendaciones de tipo general y las soluciones más comúnmente utilizadas.

- La determinación de la altura de una atagüa, depende fundamentalmente del estudio que obligadamente debe realizarse, sobre el régimen de crecidas del curso del agua.

- La altura debe proteger la estructura contra las crecidas -

normales; sin embargo no se deberá sobredimensionar la altura, tratando de prever crecidas extraordinarias.

- Cuando se utilice como encofrados provisionales, ataguías abiertas, la altura de éstas será la correspondiente al nivel de las orillas, debido a que los trabajos pueden detenerse por inundación; en cambio a la atagufa de aguas arriba, deberá darse menor altura que a la atagufa de aguas abajo, para que la inmersión a través de las orillas se efectúe sin corriente por la parte de aguas abajo.

Aunque es difícil establecer una división de este tipo de estructuras, debido a la función que prestan pueden ser:

- a.- encofrados para agua
- b.- encofrados para tierra

Los encofrados para agua pueden ser de diferente naturaleza y dependiendo del tipo de obra; así por ejemplo, se puede realizar encofrados mediante presas de tierra, mediante amontonamientos de piedra, cuando se va a desaguar una área, puede construirse represas mediante ataguías formadas por filas continuas de estructuras de madera arriostradas transversalmente, etc.

Otros tipos de encofrados para agua que se emplean en construcción hidráulica son por ejemplo: ataguías mixtas de tierra y tablestacas, ataguías de tablestacas metálicas, ataguías de escollera y gaviones, etc; estas últimas comprendidas entre los llamados encofrados para tierra.

9.5. PRINCIPALES TIPOS DE ENCOFRADOS PARA AGUA

9.5.1. ENCOFRADOS MEDIANTE PRESAS O ATAGUIAS DE TIERRA

Estas obras, son muy voluminosas debido a la pequeña inclinación de sus taludes. Puede ser utilizada en los siguientes casos:

1. Para pequeñas alturas de retención (aguas represadas), de 3 a 5 m, en corrientes de poca velocidad.
2. Cuando exista poco peligro de que el agua represada, rebase la altura de la cortina de la presa.
3. Conveniente para pequeñas alturas de agua, su costo se encarece grandemente cuando la altura aumenta.
4. Resultan un encofrado satisfactorio y económico cuando el talúd de retención de las aguas, se trata con arcilla para impermeabilizarlo.
5. Resulta necesario construir una zanja para drenaje al pie del talúd opuesto al de represamiento de las aguas (ver figura 9.5.1.1).
6. La inclinación del talúd aguas arriba será de $3/2$ y la del paramento de agua abajo $2/1$.
7. El ancho mínimo de la corona, debe ser el suficiente para que se pueda circular por ella para reparar daños eventuales.

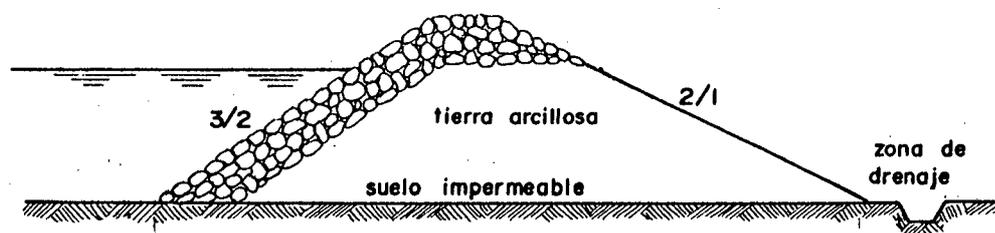


fig 9.5.1.1

9.5.2. REPRESAS CON TERRAPLEN DE ROCA

Este sistema de encofrado se conoce algunas veces como terraplén, consiste en la construcción de una presa de retención de las aguas, mediante un terraplén de roca, tal como se observa en la figura 9.5.2.1. Las principales características de este sistema de encofrado son:

- 1.- En el sitio de emplazamiento de la obra, debe existir gran cantidad de piedra.
- 2.- Este sistema es satisfactorio y económico, si los costos de explotación del material pétreo son además bajos.
- 3.- El método más generalizado de este tipo de construcción, es el de depositar tierra entre las piedras o colocar una capa de tierra impermeable, sobre la capa exterior de piedra.
- 4.- El mayor peso específico del material pétreo, proporciona adecuada estabilidad a la estructura; en cambio la tierra sirve como impermeabilizante.
- 5.- Cuando el nivel del agua rebasa la corona de la presa gene

ralmente no ocasiona daños.

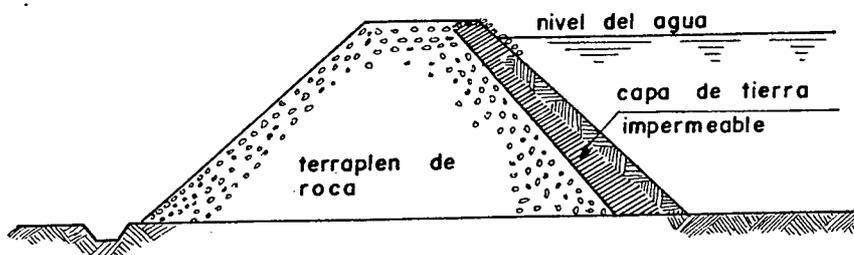


fig 9.5.2.1

9.5.3. ENCOFRADOS MEDIANTE CERCHAS CON ATAGUIAS A AMBOS LADOS

En la figura 9.5.3.1, se muestra una vista en elevación y en sección transversal de un sistema de represamiento que consiste en una fila continua de cerchas de madera (marcos), arriostrada transversalmente mediante elementos diagonales y tensores de acero.

El sistema de construcción es el siguiente:

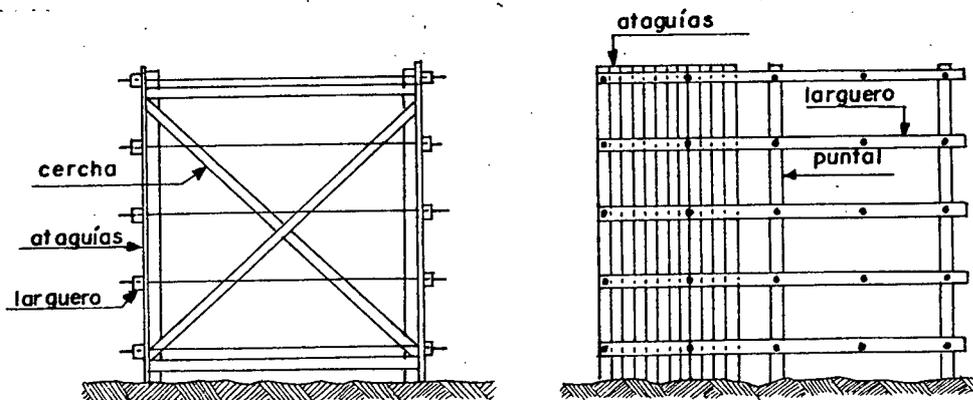


fig 9.5.3.1

1. Se instalan las cerchas en el lugar correspondiente

2. Se construye las ataguías verticales sobre los costados laterales de las cerchas.
3. El espacio libre que queda entre ataguías, se rellena con tierra impermeable; por lo que recibe el nombre de ataguías o encofrados mixtos tierra-tablestacas
4. En determinadas ocasiones puede colocarse un talúd de tierra o roca (escolleras) a ambos lados de la represa para asegurar la estabilidad y reducir al máximo las filtraciones
5. Este sistema resulta conveniente, cuando no existe disponibilidad de materiales que solamente por compactación permitan asegurar la estabilidad, o cuando el suelo no es impermeable
6. En estos sistemas de encofrado, la estabilidad es proporcionada por la tierra; en cambio la estanqueidad o impermeabilización se consigue por la colocación de las tablestacas o ataguías de madera.

9.5.4. ENCOFRADOS TIPO CUNA

Este sistema de encofrado es conveniente utilizarlo, cuando la corriente tiene un lecho duro y la profundidad es pequeña. No importa que la corriente del agua tenga una gran velocidad y existan peligros de desbordamiento.

Es condición indispensable que en las zonas o áreas, donde se construyan estas obras provisionales, la madera sea barata.



Recibe el nombre de "cuna", debido a que es una estructura de maderos horizontales instalados en capas alternadas, formando espacios vacíos llamados bolsas o cunas que deben ser llenados de piedra o de tierra

Cuando el caso lo amerite, las vigas o troncos de madera, pueden ser empernados; en caso contrario clavados.

En la figura 9.5.4.1, se muestra una sección transversal de este sistema de encofrado.

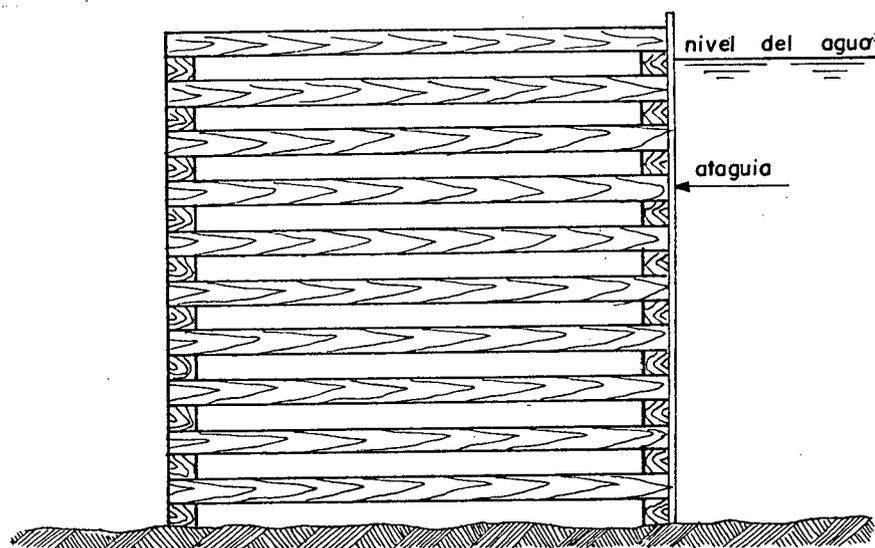


fig 9.5.4.1

Las dimensiones de una "cuna" deben elegirse de manera que al ser llenadas de tierra o de piedra, resistan el efecto de volteo y de deslizamiento que resultaren al considerar la presión hidráulica ejercida por el agua sobre la atagüa en uno de los lados.

9.5.5. ENCOFRADOS TIPO CAJON

El encofrado tipo cajón con paredes simples de placas de acero se utiliza en los siguientes casos:

1.- Para limitar un área donde va a cimentarse por ejemplo, el estribo o la pila de un puente, en agua o en tierra y cuando la profundidad de la corriente no es excesiva. En el primer caso el excedente de agua debe ser eliminado del encajonamiento, mediante bombeo.

2.- Se utiliza para limitar una área de tierra, por ejemplo en la construcción de la cimentación de un edificio o de cualquier otra estructura. El sistema consiste en un encajonado de paredes de ataguías de acero (placas) diseñadas para resistir la presión horizontal del agua o de la tierra según el caso mediante un adecuado arriostramiento.

3.- Si las longitudes de las paredes no son muy grandes, será conveniente colocar filas de largueros cada determinada distancia que permita un reforzamiento transversal de la estructura contra la presión hidráulica del agua.

En la figura 9.5.5.1, se muestra en planta y en sección transversal una disposición de encofrado para el estribo de un puente.

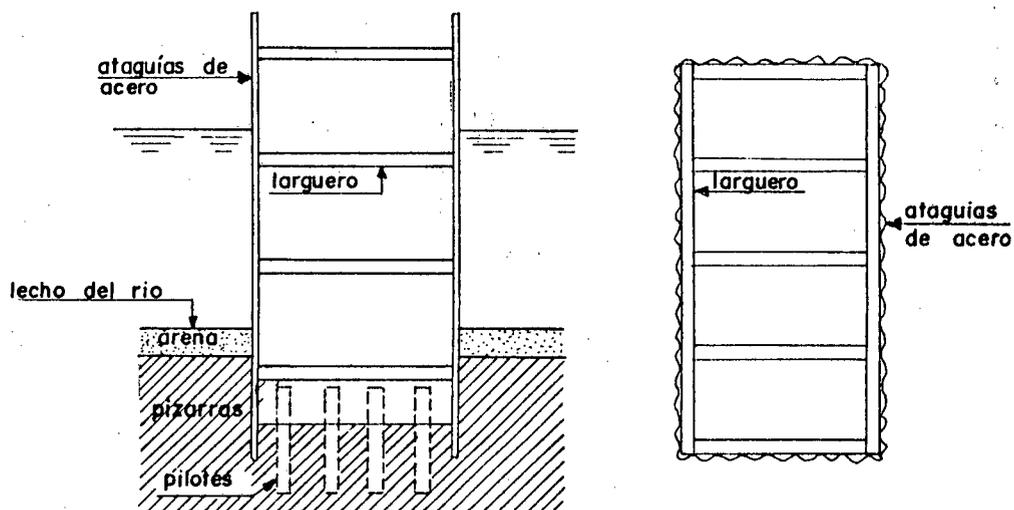


fig 9.5.5.1

ELEVACION VERTICAL

PLANTA

9.5.6. ENCOFRADOS CELULARES DEL TIPO CIRCULAR

Son utilizados en la construcción de obras costeras como diques, muelles, rompeolas, etc, mediante ataguías de acero (cilindros) - rellenos de tierra y conectados por arcos, formando un grupo de celdas circulares.

Cada celda es una unidad estable (por gravedad), capaz de resistir el corte longitudinal. Desde el punto de vista estructural se presentan grandes fuerzas de rozamiento en las juntas longitudinales de las tablestacas; esto debido a la tensión perimetral que soporta el acero, debido al empuje hacia afuera del relleno de tierras.

En la figura 9.5.6.1, se muestra esquemáticamente, en planta y en sección transversal un dique celular circular.

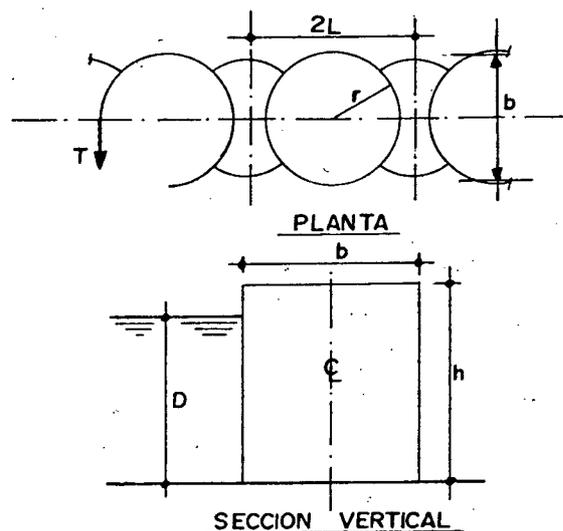


fig 9.5.6.1

Las fuerzas externas que actúan sobre una celda rectangular de

altura h y ancho b , más importantes son: tensión en las juntas, corte longitudinal, poder soportante de la base, etc. En la figura 9.5.6.2. se muestra la acción de las fuerzas más importantes, sobre una longitud de muro de $2L$. El peligro de deslizamiento o de vuelco es relativamente bajo.

A una altura Z , debajo del relleno de una celda, la presión vertical \bar{V}_Z de la tierra es:

$$\bar{V}_Z = \gamma Z \quad ; \quad \text{siendo } \gamma = \text{peso específico de la tierra}$$

La presión horizontal será en cambio:

$$\bar{V}_X = K \gamma Z \quad ; \quad \text{siendo } K \text{ el coeficiente de presión lateral dado por}$$

$$K = \frac{\cos^2 \phi}{2 - \cos^2 \phi}$$

$\phi = \text{ángulo de fricción}$

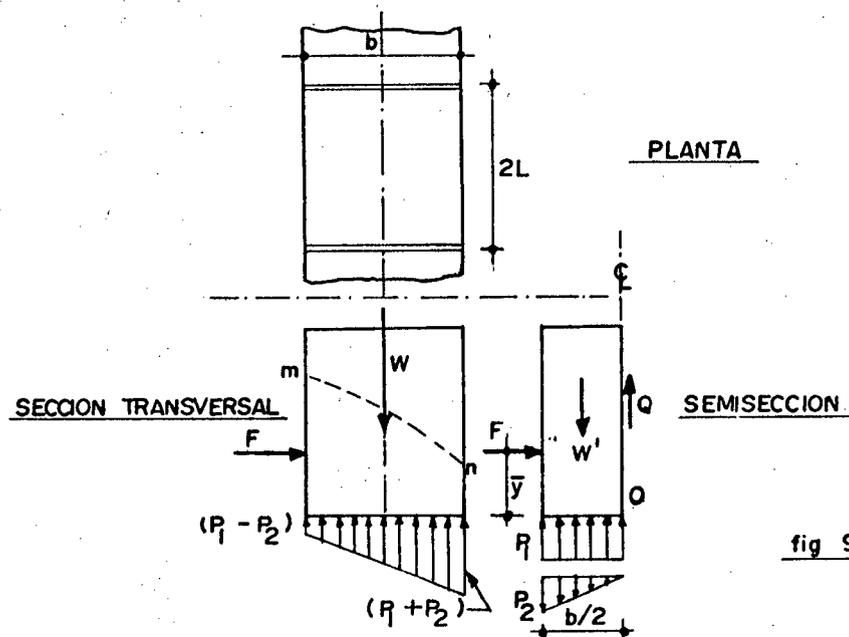


fig 9.5.6.2

El empuje total producido sobre una sección vertical por el eje de una celda de diámetro $2r$ es:

$$F_h = 2hr \times 1/2 K \gamma h = K \gamma Lh^2$$

F_h es resistido por la tensión en dos líneas de tablestacas; - por lo tanto el empuje horizontal en una sección vertical accial de una tablestaca es:

$$T = 1/2 K \gamma r h^2$$

La resistencia mínima de unión por metro de longitud de la sección de tablestaca, para evitar la rotura será:

$$t_c = K \gamma r h$$

Para estudiar el efecto del corte vertical, resulta útil el diagrama de cuerpo libre (D.C.L) para una celda, sustituyendo por rectas las filas curvas del tablestacado, separadas b metros; suponiendo además que las celdas están separadas por dos filas rectas adyacentes de tablestacas. Los pares de muros transversales, están separados $2L$ metros.

De la figura $p_1 = W/b$ $W =$ peso total de una celda
 $p_1 =$ presión del suelo

La línea mn de la figura, representa los puntos de presión hidrostática cero; por lo tanto el peso unitario de un relleno por debajo de esta línea se reducirá a 1000 Kg/m^3 . Si el relleno se drena perfecta-

mente, la línea mn coincidirá con la línea de base y $W' = 1/2 W$.

En estas condiciones anotadas, tomando momentos con respecto a 0, se tiene:

$$P_2 = \frac{1.5 p_1 b^2 + 12 Fy - 36 W'}{b^2}$$

Haciendo $\Sigma F_v = 0$

$$Q = W' - 4/b (2 p_1 - p_2)$$

La resistencia a la cortadura es la suma de la resistencia de rozamiento en las uniones más la resistencia a la tracción en el suelo.

$$Q' = 2fT + 2T \text{ tang } \phi$$

$f =$ coeficiente de rozamiento de acero sobre acero (0.3)

El coeficiente de seguridad contra la rotura por corte a lo largo de un plano vertical que pasa por el eje de las células es:

$$F_s = Q'/Q$$

Al realizar las deducciones anteriores, se pretende solamente, dar una idea sobre este tipo de encofrados que se utiliza solamente en grandes obras de ingeniería marítima (costera) que se requiere conocimientos especializados.

La construcción de encofrados celulares del tipo circular se realiza en las siguientes etapas:

1. Se hinca el sistema de pilotaje que forman las celdas
2. Se conecta las celdas entre sí mediante dos arcos
3. Cada celda contiene cuatro pilotes T, a los que se conectan pilotes de arco
4. En el sitio de construcción de la celda para facilitar el hincamiento de pilotes y el espaciado, se coloca un cajón de acero circular sobre soportes de acero.
5. Utilizando el cajón como gufa, se hinca los pilotes en posición correcta incluyendo los T de una celda, se levanta el cajón y los apoyos para volver a construir otra celda
6. Los arcos se instalan después de la construcción de las celdas

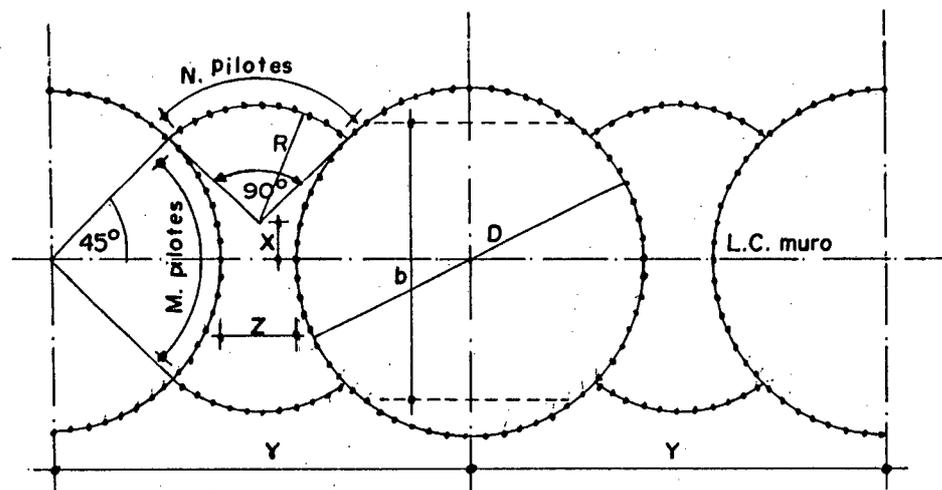


fig 9.5.6.3

En la figura anterior se muestra las dimensiones y la nomenclatura de las estructuras celulares de los encofrados circulares. Los pilotes

tes en las celdas y los arcos del encofrado, pueden proyectarse algunos metros por encima de la cabeza de los pilotes inferiores para dar al respaldamiento una altura adicional.

Hemos visto anteriormente que b indica el ancho teórico de un muro rectangular que tenga una resistencia contra el volteo, igual a la de una pared celular.

El aumento del diámetro de una celda producirá solamente un pequeño incremento en el número de pilotes y en el peso de los mismos en una determinada longitud de encofrado.

Como ejemplo numérico de diseño, considérese un encofrado de tipo circular con 60 pilotes por celda y otro que contenga 120 pilotes por celda. Con la finalidad de utilizar los valores dados en la tabla que se adjunta (en pies), consideremos una longitud de muro de 100 ft (30 m aprox.).

Para 60 pilotes por celda

De la tabla por 60 celdas $Y = 31.28 \text{ Ft (9.54 m)}$

de celdas = $100 \text{ Ft} / 31.28 \text{ Ft} = 3.15 \approx 3.2$

total de pilotes en las celdas = $3.2 \times 60 \text{ pil/celda} = 192 \text{ pil.}$

de pilotes en los arcos = $2 \times 3.2 \times 10 = 64 \text{ pilotes.}$ En el cálculo anterior 2 representa los arcos y 10 es el valor del # de pilotes N (leído de la tabla).

El número total de pilotes será: $192 + 64 = 256$ y el valor to-

tal del ancho b será: $b = 21.50$ Ft = 6.55 m (leído de la tabla).

Para 120 pilotes por celda

de celdas = $100/54.08 = 1.85$ aprox.
 # de pilotes en las celdas = $120 \times 1.85 = 222$ pilotes
 # de pilotes en los arcos = $2 \times 1.85 \times 14 = 52$ pil.

El número total de pilotes será: $222 + 52 = 274$ pilotes y el ancho total b (leído de la tabla) será: 42.34 Ft = 12.90 m.

Como puede observarse del cálculo anterior el ancho b, casi se ha duplicado; en cambio el número de pilotes ha aumentado solamente en $274/256 = 7.03\%$.

Finalmente se desarrollarán las expresiones para el cálculo de un encofrado celular del tipo circular.

En la figura que seguidamente se indica, se muestran las fuerzas que actúan sobre un encofrado; en razón de que los cilindros se rellenan con tierra, el diseño se lo hará como presa de gravedad.

Las fuerzas que actúan son el peso de la tierra y de los pilotes, la presión del agua, la fuerza ejercida por el suelo bajo la presa, la resistencia del suelo al deslizamiento.

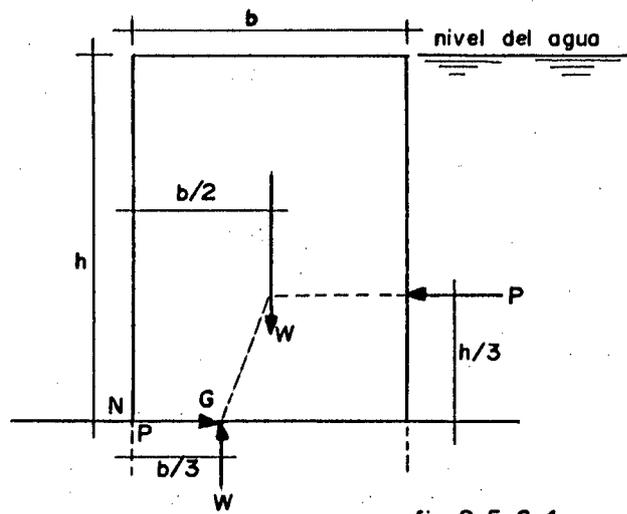
Como en el diseño de todo muro, la resultante de las fuerzas W y P, debe pasar por el tercio medio.

Considerando una sección de muro de 1m de longitud, suponiendo que todos los pilotes son de la misma longitud y que el relleno de tierra interior pesa $W \text{ Kg/m}^3$.

Tabla 9.5.6.1

Núm de pilotes en la celda	D, ft	Y, ft	R, ft	X, ft	Z, ft	b, ft	Num. de pilotes M	Num. de pilot. N	Area, pul ²	
									Dentro del círculo	Entre círculos
48	20.36	26.47	8.54	1.16	6.11	17.40	11	9	325.6	156.3
52	22.06	27.67	8.54	1.76	5.61	18.73	12	9	382.2	160.5
56	23.76	30.08	9.39	1.76	6.32	20.11	13	10	443.4	192.8
60	25.46	31.28	9.39	2.36	5.82	21.50	14	10	509.1	196.8
64	27.16	32.48	9.39	2.97	5.32	22.91	15	10	579.4	200.0
68	28.85	34.88	10.24	2.96	6.03	24.32	16	11	653.7	236.3
72	30.55	36.15	10.24	3.60	5.60	25.70	17	11	733.1	239.5
76	32.25	37.28	10.24	4.16	5.03	27.12	18	11	816.9	241.5
80	33.95	38.48	10.24	4.77	4.53	28.53	19	11	905.3	242.8
84	35.65	40.88	11.08	4.77	5.23	29.95	20	12	998.2	283.9
88	37.34	42.08	11.08	5.36	4.74	31.24	21	12	1,095.1	285.0
92	39.04	43.28	11.08	5.97	4.24	32.52	22	12	1,197.0	285.4
96	40.74	44.48	11.08	6.57	3.74	33.94	23	12	1,303.6	284.8
100	42.43	46.88	11.93	6.56	4.45	35.36	24	13	1,414.0	330.7
104	44.14	48.09	11.93	7.17	3.95	36.70	25	13	1,530.2	330.0
108	45.83	49.28	11.93	7.77	3.45	38.10	26	13	1,649.6	328.4
112	47.52	51.68	12.78	7.76	4.16	39.51	27	14	1,773.6	378.3
116	49.22	52.88	12.78	8.36	3.66	40.91	28	14	1,902.7	376.6
120	50.92	54.08	12.78	8.97	3.16	42.34	29	14	2,036.4	374.1
124	52.62	56.48	13.63	8.97	3.86	43.77	30	15	2,174.7	428.1
128	54.31	57.68	13.63	9.56	3.37	45.10	31	15	2,316.6	425.4
132	56.01	60.08	14.48	9.57	4.07	46.55	32	16	2,463.9	482.9
136	57.71	61.28	14.48	10.17	3.57	48.00	33	16	2,615.7	480.0
140	59.41	62.48	14.48	10.77	3.07	49.42	34	16	2,772.1	476.1
144	61.11	64.88	15.33	10.76	3.77	50.83	35	17	2,933.0	537.8
148	62.80	66.08	15.33	11.37	3.28	52.21	36	17	3,097.5	533.8

* Tomada del libro Métodos, planeamiento y equipos de construcción de Peurifoy



h = altura en (m)

b = ancho teórico en m rectangular equivalente a la cilíndrica

P = presión total del agua en Kg

γ_a = densidad del agua Kg/m^3

γ_t = peso específico de la tierra

A = área de la sección sobre la cual actúa P

W = peso total tierra por m

$$P = A \gamma_a h$$

$$W = \gamma_t b h$$

Si empleamos el menor ancho de presa permisible, la resultante de las fuerzas W y P , intercepta a la base en G . Igualando la suma algebraica de las fuerzas con respecto a N tenemos:

$$\frac{W b}{2} - \frac{P h}{3} - \frac{W b}{3} = 0$$

Mediante una serie de

transformaciones, se llega a la conclusión que para la mayoría de este tipo de encofrados, es suficiente una $h = 1.2 b$ para garantizar un enco-

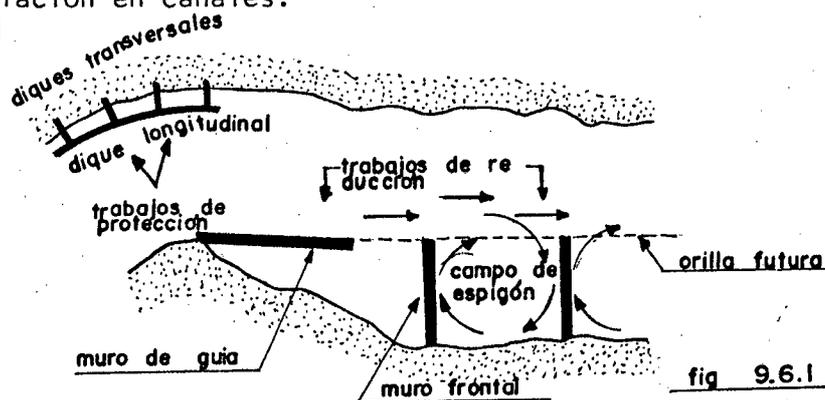
9.6. OTROS SISTEMAS DE ENCOFRADO UTILIZADOS EN CONSTRUCCION HIDRAULICA

Hemos dicho ya que el diseño de encofrados constituye un problema de por sí muy difícil y que incluye por otro lado un conocimiento especializado; así por ejemplo el estudio de la hidráulica de los ríos, debe tratar sobre el desarrollo de los mismos, estudio del régimen, de la carga (sedimentos), del estudio de la corriente, de la desembocadura de los ríos, estudios sobre modelos de ríos, etc.

En obras de regulación de canales sobre ríos navegables, debería estudiarse la canalización, evitando la evolución de meandros, logrando las profundidades especificadas en los canales navegables, evitando las curvas pronunciadas, etc.

En estas obras de regulación de canales, será necesario también estudiar la erosión de las orillas, la protección de las mismas mediante diques longitudinales construidos generalmente con roca suelta.

En la figura 9.6.1 se muestra esquemáticamente un sistema de obras de regulación en canales.



En la ingeniería de ríos y costas, muchas veces será necesario también hacer estudios para navegación en esclusas y presas (agua estanca da). Otras veces en cambio se estudiará obras portuarias y de abrigo; en tales casos deberá estudiarse el viento, olas, mareas, corrientes, etc.

En las figuras 9.6.2, se muestra en sección transversal el encofrado para un malecón mediante un sistema de tablestacas (ataguías) de acero.

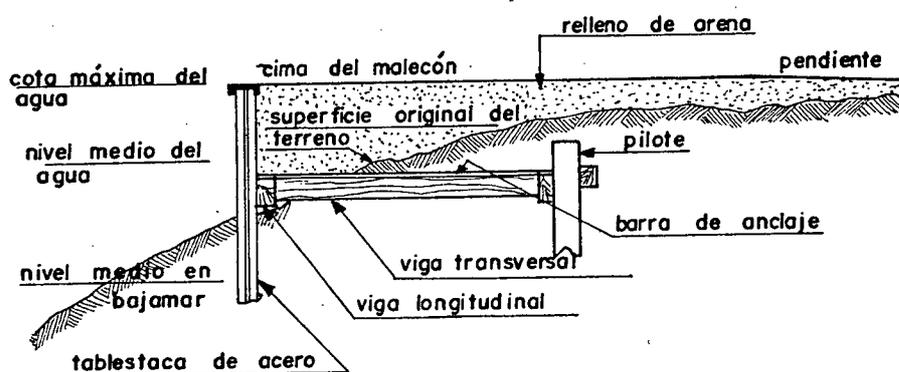


fig 9.6.2

En la figura 9.6.3, se muestra el sistema de encofrado de un malecón mediante tablestacas de madera; en ambos casos anteriores debe notarse que el malecón sostiene la orilla mediante elementos que trabajan a flexión (malecones en voladizo).

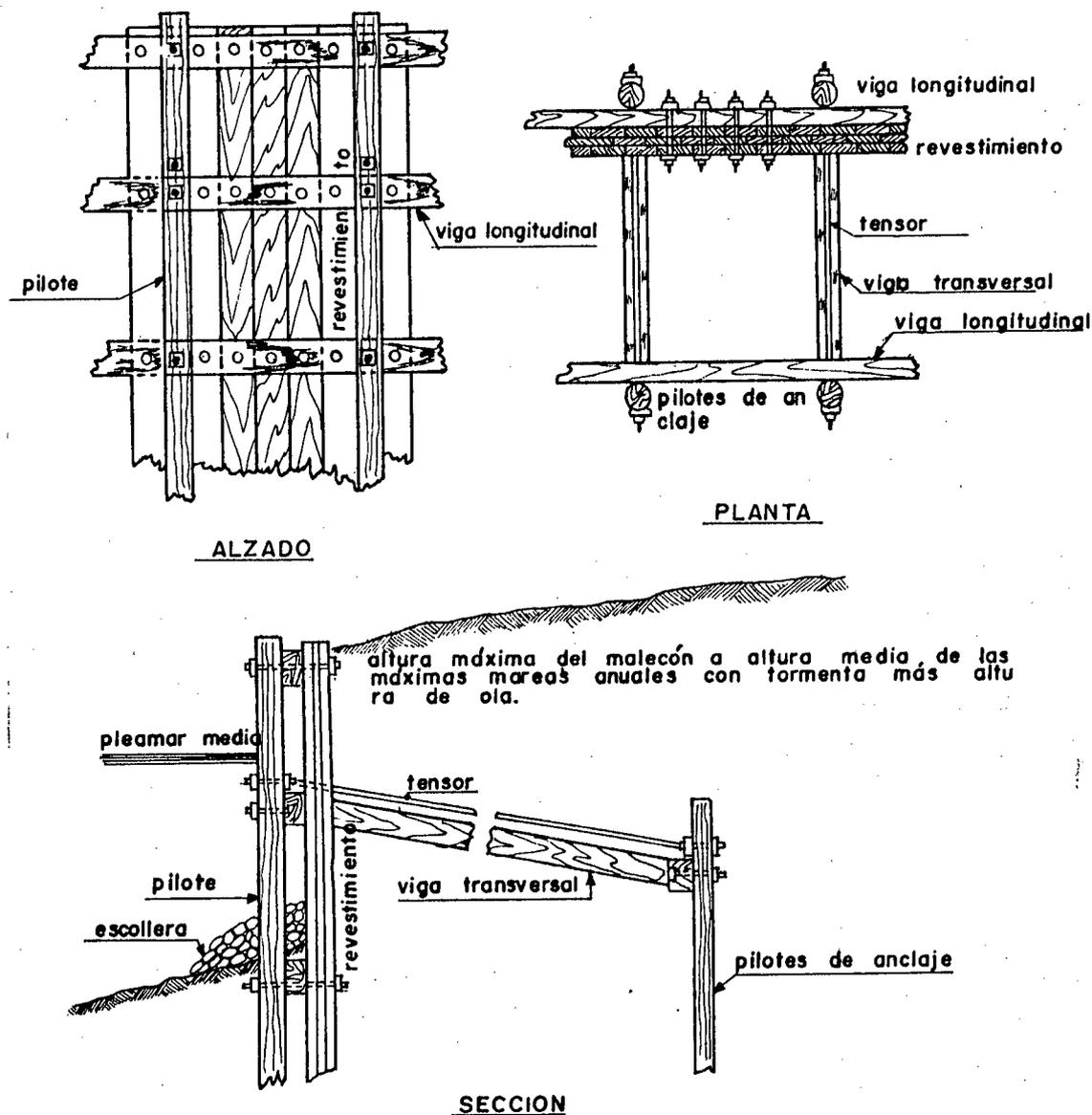


fig 9.6.3

Como no escapará al ilustrado criterio de quienes lean este capítulo de encofrados para obras hidráulicas, se verá la importancia del tema y su gran complejidad que requiere de conocimientos especializados; por otro lado se podrá observar la poquísima o ninguna experiencia que tenemos en nuestro medio en este tipo de obras; no obstante se verá también el esfuerzo realizado en la preparación de tan importante tema. Pido por lo tanto disculpas y espero que la investigación realizada, pueda servir



a quienes estén de alguna forma vinculados a la ingeniería de ríos y costas.

ANEXO # 1

PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE ALGUNAS
MADERAS DEL SUR DEL ECUADOR

En el presente ANEXO # 1, se indica los resultados de las propiedades físicas y mecánicas de varias especies maderables, en donde se ha utilizado la siguiente simbología:

DENS. ANH = Densidad Anhidra en gr/cm^3

CONT. HUM. = Contenido de Humedad en %

FLEXION ESTATICA

ELP = Esfuerzo en el Límite Proporcional en Kg/cm^2

MOE = Módulo de Elasticidad en Flexión en T/cm^2 ó Kg/cm^2

COMPRESION PARALELA

ELP = Esfuerzo en el Límite Proporcional en Kg/cm^2

MOE = Módulo de Elasticidad en compresión paralela en Kg/cm^2

ER = Esfuerzo de Rotura en Kg/cm^2

COMPRESION PERPENDICULAR

ELP = Esfuerzo en el Límite Proporcional en Kg/cm^2

CIZALLAMIENTO

RAD = Cizallamiento en sentido Radial en Kg/cm^2

ER

TANG = Esfuerzo tangencial en Kg/cm^2

ET

TRACCION PARALELA

ELP = Esfuerzo en el Límite proporcional en Kg/cm^2

MOE = Módulo de Elasticidad en tracción Paralela en Kg/cm^2

ER = Esfuerzo de Rotura en Kg/cm^2

TRACCION PERPENDICULAR

RAD = Esfuerzo Radial en Kg/cm^2

ER

$\frac{TANG}{ET}$ = Esfuerzo Tangencial en Kg/cm²

CLIVAJE

ER = Esfuerzo Radial en Kg/cm²

ET = Esfuerzo Tangencial en Kg/cm²

Los resultados que se presentan para las especies maderables tanto en los de la "Junta del acuerdo de Cartagena" como en los de la Tesis "Estudio de las Propiedades Físicas y Mecánicas de algunas maderas - del Sur del Ecuador" de los ingenieros Bustamante y Castillo. En el casillero para cada propiedad se consignan los siguientes datos:

- En la primera fila, los valores promedio
- En la segunda fila, el coeficiente de variación total
- En la tercera fila, el número total de probetas
- En la última fila, el número de árboles.

Las marcas que se indican a continuación corresponden a:

W.V.R. = Valores obtenidos de la tesis "Estudio Experimental de 10 maderas Ecuatorianas" del Ing. Wenceslao Vásconez Román (ex Decano de Ingeniería Civil de la Universidad Central del Ecuador)

U.C. = Valores dados por el laboratorio de Ensayo de Materiales de la Universidad Central.

ANEXO # 1

ENSAYOS MECANICOS DE ALGUNAS MADERAS ESTRUCTURALES DE ACUERDO A NORMAS DE LA AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS.



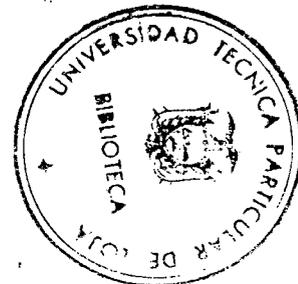
ENSAYO ESPECIE MADERABLE	ENSAYADO POR	ENSAYO DE COMPRESION						ENSAYO DE TRACCION					CIZALLA- MIENTO f	ENSAYO DE FLEXION ESTATICA					CLIVAJE CARGA DE RUPTURA Kg ESFUERZO DE RUPTURA Kg/cm ²	ENSAYO DE TORSION		DUREZA NUMERO DE BRINNEL (2) Kg/mm ²	IMPACTO TRABAJO DE RUPTURA Kg-m
		PARALELO A LAS FIBRAS			PERPENDICULAR A LAS FIBRAS			PARALELO A LAS FIBRAS			PERPENDICU LAR A LAS FIBRAS	ESFUERZO MAXIMO Kg/cm ²		LIMITE PRO PORCIONAL Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD Kg/cm ² x 10 ⁵	MODULO DE RUPTURA Kg/cm ²	TRABAJO AL L.P. Kg-cm	TRABAJO AL M.R. Kg-cm		LIMITE PRO PORCIONAL Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD Kg/cm ² x 10 ⁵		
		LIMITE PRO PORCIONAL Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD Kg/cm ² x 10 ⁵	ESFUERZO MAXIMO Kg/cm ²	LIMITE PRO PORCIONAL Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD Kg/cm ² x 10 ⁵	ESFUERZO AL 5 % (1) Kg/cm ²	LIMITE PRO PORCIONAL Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD Kg/cm ² x 10 ⁵	ESFUERZO MAXIMO Kg/cm ²	ESFUERZO MAXIMO Kg/cm ²												
ANARILLO	U.C	133.0	1.245	314	94	1.560	168	475	1.720	770	18.2	66	840	0.837	1008	407.5	600	91.0 Kg	800	0.913	4.64	3.10	
	U.C	573.0	1.440	680	173	1.280	264	1660	0.441	1660	208	101.8	588	1.400	1064	245	795	8.4 Kg/cm ²	157	0.092	5.48	4.50	
	W.V.R	505.0	1.605	640	181	0.231	260	1120	1.300	1164	41	146	746	1.119	812	485	581	8.6 "	152	0.109	6.30	2.47	
	X	481.0	1.560	616	173	0.430	253	1111	1.260	1173	53	136	741	1.120	849	459	600	8.6 "	206	0.175	6.09	2.69	
BALSAMO	U.C	320.0	1.400	500	90	0.500	222	750	1.840	1100	29.3	131	760	1.370	1240	539	615	13.7 Kg/cm ²	27.5	0.220	6.38	8.73	
	W.V.R	420.0	1.200	523	203	0.160	295	1182	1.800	1182	59.1	139	745	1.178	1051	456	1225	10.7 "	134	0.114	7.67	4.67	
	X	411.0	1.218	521	193	0.191	288	1143	1.804	1175	56.4	138	746	1.214	1068	464	1170	10.9 "	124.3	0.123	7.55	5.04	
EUCALIPTO	U.C	140.0	1.500	288	88		168	300	2.100	1550	79.2	121	504	1.400	651	177	473	10.2 Kg/cm ²	51	0.069	5.83	9.63	
	U.C	175.0	2.780	416	120	0.900	171	180	1.940	1772	58	133.3	544	1.400	967	241	1720	15.8 "	42	0.061	4.97	8.45	
	W.V.R	340.0	2.021	505	166	0.105	245	1860	1.960	1995	42	166	509	0.821	659	305	841	9.2 "	131	0.072	5.61	10.63	
	X	310.0	2.04	480	156	0.163	232	1590	1.970	1939	46.4	160	512	0.917	684	289	884	9.8 "	117	0.070	5.57	10.37	
GUAYACAN	U.C	280.0	3.210	660	133	0.011	232	1830	3.500	1830	19.2	113.2	756	2.000	1319	552	1727	105 Kg	74	0.206	5.45	8.70	
	U.C	6280	2.680	743	145	0.108	280	2150		2290	58.5	114.8	1176	1.400	1507	542	1990	9.6 Kg/cm ²	81	0.080	8.99	7.93	
	W.V.R	750.0	2.250	975	240	0.250	426	2430	3.056	2712	37.8	154	1310	1.985	1663	842	1763	8.3 "	177	0.137	8.04	7.61	
	W.V.R	565.0	1.600	769	385	0.289	573	1570	1.873	1406	33.9	195	1153	1.600	1481	801	1615	10.2 "	162	0.117	9.18	8.10	
	X	639.0	2.017	867	297	0.250	477	2008	2.615	2059	36.1	169	1207	1.784	1557	797	1704	9.3 "	161	0.128	8.48	7.90	
LAUREL	U.C	180.0	1.800	357	24	0.050	72	300	2.200	790	15.2	54.5	252	0.640	651	41.4	401	193.0 Kg	38.5	1.030	1.58	3.70	
	U.C	314.0	1.450	440	40	0.029	71	850	1.240	850	32.8	84.0	370	0.910	631	187.5	545	4.1 Kg/cm ²	78.4	0.113	1.10	6.18	
	W.V.R	344.0	1.230	411	78	0.059	109	599	0.701	599	24.5	67.0	484	0.967	712	2380	547	3.7 "	58.0	0.041	2.47	4.00	
	X	328.0	1.296	409	70	0.056	103	595	0.870	636	24.4	67.0	455	0.935	700	217.4	555	3.7 "	581	0.129	2.28	4.16	
MANGLE	U.C	320.0	2.180	492	140	1.500	240	930	0.770	1700	21.2	129.0	211	0.970	465	37.5		151.0 Kg	105.0	0.072	5.76	7.60	
	W.V.R	362.0	1.900	461	186	0.094	238	1160	1.770	1667	47.3	146.0	630	1.028	943	375.0	1078	6.4 "	93	0.109	5.67	6.53	
	X	358.0	1.925	464	182	0.222	238	1138	1.680	1668	44.9	144.0	593	1.022	900	344.0	1078	6.4 "	93.8	0.106	5.68	6.62	
MORAL	U.C	120.0	1.650	300	64	0.210	132			1653	19.9	82.1	1014	1.520	1375			4.1 Kg/cm ²	57	0.914	5.81	4.63	
	U.C	60.0	1.840	456	30	0.250	161	800	1.742	1145	24.5	44.6	252	1.715	882	36	473	5.2 "	35	0.814	4.25	3.42	
	W.V.R	314.0	1.820	526	107	0.071	152	1326	2.220	1326	31.8	121.0	630	1.400	1065	274	970	3.7 "	130	0.130	4.43	6.81	
	X	277.0	1.810	503	97	0.098	151	1170	1.990	1340	30.2	111.0	630	1.440	1076	253	920	3.9 "	116	0.253	4.54	6.38	

NOTA: LOS DATOS CON LA MARCA W.V.R. SON EL RESULTADO DE UN PROMEDIO DE DIEZ MUESTRAS CADA UNO POR LO TANTO MAS CONFIABLES QUE LOS DE LA MARCA U.C. QUE CORRESPONDEN A UNA SOLA MUESTRA EN DOS AÑOS CONSECUTIVOS

CLAVE: W.V.R. VALORES OBTENIDOS DE LA TESIS DEL ING. WENCESLAO VASCONEZ ROMAN (EX DECANO DE LA UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR)
 U.C. VALORES DADOS POR EL LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES DE LA UNIVERSIDAD CENTRAL
 (1) ESFUERZOS A UN DESPLAZAMIENTO IGUAL AL 5 % (2.5 mm DE DEFORMACION)
 (2) PROMEDIO DE DUREZAS TANGENCIAL, RADIAL Y TRANSVERSAL

PROPIEDADES MECANICAS DE LA MADERA DE 20 ESPECIES DEL ECUADOR

ESPECIE MADERABLE	DEN. BAS g/cm ³	CONDICION	FLEXION ESTATICA			COMPRESION		CIZALLAMIENTO		DUREZA		TENACIDAD	
			ELP	MOR	MOE	PARAL	PERP	RADIAL	TANG	LADOS	EXTR.	RADIAL	TANG.
			Kg/cm ²	Kg/cm ²	T/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m
CAINITILLO	.74	Verde	535	1005	175	459	68	89		669	698	2.94	
			21	9	14	8	23	17		6	4	15	
			19	19	19	19	19	20		20	20	20	
			10	10	10	10	10	10		10	10	10	
CHANUL	.66	Verde	526	963	143	428	60	88		357	609	3.42	
			19	11	12	14	14	16		18	15	22	
			18	16	16	20	18	20		20	20	20	
			9	9	9	10	9	10		10	10	10	
CHIMI	.67	Verde	413	764	103	382	62	88		518	579	3.50	
			20	12	15	21	24	15		16	16	33	
			19	19	19	20	20	20		20	20	20	
			10	10	10	10	10	10		10	10	10	
EUCALIPTO	.55	Verde	383	702	104	288	58	97		478	480	4.81	
			30	20	26	16	39	23		24	25	25	
			20	20	20	20	19	20		17	17	20	
			10	10	10	10	10	10		9	9	10	
EUCALIPTO	.55	Seco	509	1068	138	470	80	117		442	357	3.43	
			28	19	24	16	22	27		27	24	39	
			20	20	20	18	16	19		18	18	18	
			10	10	10	9	9	10		9	9	9	



PROPIEDADE MECANICAS DE LA MADERA DE 20 ESPECIES DEL ECUADOR

ESPECIE MADERABLE	DEN. BAS. g/cm ³	CONDICION	FLEXION ESTATICA			COMPRESION		CIZALLAMIENTO		DUREZA		TENACIDAD		
			ELP	MOR	MOE	ER	ELP	ER	RADIAL	TAN.	LADOS	EXTRE.	RADIAL	TAN
			Kg/cm ²	Kg/cm ²	T/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m
FERNANSANCHEZ	.53	Verde	344	719	111	334	58	92		411	465	2.28		
			13	18	17	16	48	26	29	26	35			
			17	17	17	20	18	19	18	18	20			
			9	9	9	10	10	10	9	9	10			
FERNANSANCHEZ	.53	Seco	489	1019	128	516	62	108		484	667	2.64		
			19	9	12	16	32	13	24	28	30			
			6	6	6	9	10	17	20	20	17			
			5	5	5	5	5	10	10	10	9			
GUAYACAN PECHICHE	.76	Verde	544	909	132	441	99	94		587	533	5.39		
			14	8	9	9	29	24	6	8	27			
			18	18	18	18	14	18	18	18	18			
			9	9	9	9	8	9	9	9	9			
GUAYACAN PECHICHE	.76	Seco	753	1586	171	710	84	97		811	720	3.31		
			17	13	10	19	21	26	24	29	21			
			15	15	15	10	12	8	17	17	20			
			8	8	8	5	6	6	9	9	10			
JIBARO	.36	Verde	210	402	58	217	33	65		227	303	1.90		
			32	29	27	25	30	32	28	27	83			
			19	19	19	20	19	17	17	17	20			
			10	10	10	10	10	9	10	10	10			
JIBARO	.36	Seco	328	698	92	339	37	77		241	376	2.10		
			36	28	20	15	36	26	43	29	77			
			9	9	9	17	19	20	18	18	17			
			6	6	6	9	10	10	9	9	9			
LAGUNO	.36	Verde	195	421	73	180	26	44		185	239	1.75		
			18	17	16	19	19	19	21	19	32			
			18	18	18	20	20	20	20	20	17			
			9	9	9	10	10	10	10	10	9			
LAGUNO	.36	Seco	352	725	98	355	45	68		235	375	2.34		
			30	24	15	22	48	21	28	25	41			
			11	11	11	20	18	20	16	16	18			
			6	6	6	10	10	10	9	9	10			

PROPIEDADES MECANICAS DE LA MADERA DE 20 ESPECIES DEL ECUADOR

ESPECIE MADERABLE	DEN. BAS. g/cm ³	CONDICION	FLEXION ESTATICA			COMPRESION PARAL. PERP.		CIZALLAMIENTO RADIAL TAN.		DUREZA LADOS EXTRE		TENACIDAD RADIAL TAN.		
			ELP ² Kg/cm ²	MOR ² Kg/cm ²	MOE ² T/cm ²	ER ² Kg/cm ²	ELP ² Kg/cm ²	ER ² Kg/cm ²	ER ² Kg/cm ²	ER ² Kg/cm ²	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m
MASCAREY	.59	Verde	321	723	113	309	41	71		405	444	2.16		
			31	17	19	23	24	17		28	26	22		
			18	18	18	19	20	19		20	20	20		
			9	9	9	10	10	10		10	10	10		
MASCAREY	.59	Seco	631	1354	148	679	76	124		667	1017	2.83		
			32	24	19	28	28	23		35	35	27		
			17	17	17	20	20	20		20	20	18		
			9	9	9	10	10	10		10	10	10		
MORAL FINO	.71	Verde	678	1074	124	542	104	112		899	844	2.68		
			15	18	12	24	38	23		20	19	31		
			13	13	13	20	18	20		20	20	19		
			7	7	7	10	10	10		10	10	10		
MORAL FINO	.71	Seco	848	1407	152	819	111	109		752	1406	3.56		
			19	24	11	13		19		15	16	36		
			15	15	15	8	1	12		8	8	20		
			8	8	8	4	1	7		5	5	10		
PACORA	.54	Verde	239	575	93	242	36	77		372	411	3.06		
			22	13	21	12	25	18		15	15	28		
			18	18	18	20	20	20		20	20	20		
			10	10	10	10	10	10		10	10	10		
PACORA	.54	Seco	452	1010	125	475	58	132		494	677	2.78		
			14	13	14	8	24	21		21	19	29		
			17	17	17	20	20	19		19	19	18		
			10	10	10	10	10	10		10	10	9		
PIASTE	.43	Verde	262	522	75	247	43	70		365	380	2.86		
			20	15	19	16	30	12		18	16	33		
			19	19	19	20	19	19		20	20	20		
			10	10	10	10	10	10		10	10	10		
PIASTE	.43	Seco	401	845	98	411	53	100		325	508	1.89		
			29	17	12	20	20	18		14	16	27		
			18	18	18	19	18	20		17	17	20		
			10	10	10	10	9	10		8	8	10		

PROPIEDADES MECANICAS DE LA MADERA DE 20 ESPECIES DEL ECUADOR

ESPECIE MADERABLE	DEN. BAS. g/cm ³	CONDICION	FLEXION ESTATICA			COMPRESION PARAL. PERP.		CIZALLAMIENTO RADIAL TAN		DUREZA LADOS EXTRE		TENACIDAD RADIAL TAN.		
			ELP Kg/cm ²	MOR Kg/cm ²	MOE T/cm ²	ER Kg/cm ²	ELP Kg/cm ²	ER Kg/cm ²	ER Kg/cm ²	ER Kg/cm ²	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m
SANDE	.40	Verde	250	505	86	247	26	55		222	277	1.57		
			20	17	19	18	24	25		24	17	20		
			19	19	19	20	19	20		18	18	20		
			10	10	10	10	10	10		9	9	10		
SANDE	.40	Seco	407	800	111	400	40	66		265	415	2.17		
			8	12	15	14	12	18		24	16	26		
			13	13	13	18	20	20		20	20	20		
			9	9	9	10	10	10		10	10	10		
SEIQUE	.37	Verde	238	439	67	186	36	56		240	293	1.56		
			12	22	28	29	39	28		29	26	62		
			20	20	20	19	20	19		18	18	20		
			10	10	10	10	10	10		9	9	10		
SEIQUE	.37	Seco	328	698	90	333	41	81		267	417	2.16		
			18	11	9	19	38	27		25	22	32		
			19	19	19	20	20	19		20	20	20		
			10	10	10	10	10	10		10	10	10		
TANGAMA	.33	Verde	155	308	47	165	26	52		228	250	1.87		
			21	22	22	31	52	41		69	60	46		
			18	18	18	20	18	18		19	19	20		
			9	9	9	10	10	9		10	10	10		
TANGAMA	.33	Seco	328	705	86	303	35	87		168	259	2.15		
			43	33	27	34	63	59		22	29	54		
			12	12	12	18	20	19		12	12	16		
			7	7	7	9	10	10		7	7	10		
YUMBINGUE	.61	Verde	491	844	115	356	63	99		554	580	3.76		
			19	18	20	14	33	21		22	19	33		
			20	20	20	20	20	20		20	20	19		
			10	10	10	10	10	10		10	10	10		
YUMBINGUE	.61	Seco	578	1239	143	546	78	142		583	787	3.17		
			17	16	15	11	12	18		26	16	42		
			20	20	20	20	18	19		19	19	20		
			10	10	10	10	9	10		10	10	10		

PROPIEDADES MECANICAS DE LA MADERA DE 20 ESPECIES DEL ECUADOR

ESPECIE MADERABLE	DEN. g/cm ³	CONDICION	FLEXION ESTATICA			COMPRESION		CIZALLAMIENTO		DUREZA		TENACIDAD	
			ELP	MOR	MOE	PARAL.	PERP.	RADIAL	TAN.	LADOS	EXTRE	RADIAL	TAN.
			Kg/cm ²	Kg/cm ²	T/cm ²	Kg/cm ²	Kg	Kg	Kg-m				
PINO INSIGNE	.39	Verde	116	252	45	98	26	46		191	198	2.74	
			20	17	25	21	20	24		14	17	31	
			20	20	20	20	20	20		20	20	18	
			10	10	10	10	10	10		10	10	10	
PINO INSIGNE	.39	Seco	293	664	76	290	70	85		264	328	1.58	
			23	20	22	22	18	17		14	21	42	
			19	19	19	20	20	20		20	20	19	
			10	10	10	10	10	10		10	10	10	
PITUCA	.51	Verde	465	854	106	428	83	94		498	519	2.32	
			27	14	17	20	29	24		13	10	34	
			19	19	19	20	17	20		20	20	20	
			10	10	10	10	9	10		10	10	10	
PITUCA	.51	Seco	620	934	106	498	76	102		487	679	2.15	
			10	14	7	8	10	19		24	19	45	
			7	7	7	4	13	18		17	17	20	
			5	5	5	3	7	10		9	9	10	
ROMERILLO AZUCENO	.44	Verde	236	538	78	251	44	69		270	327	2.20	
			18	13	21	17	18	12		17	12	35	
			20	20	20	20	20	20		20	20	20	
			10	10	10	10	10	10		10	10	10	
ROMERILLO AZUCENO	.44	Seco	397	781	87	387	72	107		323	521	1.64	
			15	18	16	22	19	19		20	17	30	
			20	20	20	20	20	20		20	20	16	
			10	10	10	10	10	10		10	10	9	
ROMERILLO FINO	.57	Verde	266	604	73	338	69	103		472	494	3.64	
			18	12	22	13	18	15		17	15	37	
			20	20	20	20	20	19		19	19	18	
			10	10	10	10	10	10		10	10	10	
ROMERILLO FINO	.57	Seco	423	1016	96	473	86	116		452	677	2.05	
			19	13	15	13	11	13		18	19	30	
			20	20	20	20	20	19		20	20	20	
			10	10	10	10	10	10		10	10	10	

PROPIEDADES - FISICAS Y MECANICAS DE LA MADERA DE 12 ESPECIES DEL SUR DEL ECUADOR

ESPECIE MADERABLE	DENS. ANH. g/cm ³	CONT. HUM. %	CIZALLAMIENTO		CONT. HUM. %	TRACCION PARALELA AL GRANO			CONT. HUM. %	TRACC. PERPEN. RAD. TANG		CONT. HUM. %	IMPACTO CHAPRY ENERGIA Kg - cm	CONT. HUM. %	CLIVAJE RADIAL TANG.	
			ER	TANG ET		ELP	MOE	ER		ER	ET				ER	ET
			Kg/cm ²	Kg/cm ²		Kg/cm ²	T/cm ²	Kg/cm ²		Kg/cm ²	Kg/cm ²		Kg/cm ²		Kg/cm ²	Kg/cm ²
ALMENDRO	.78	13.3	173	148	11.1	718	109	976	10.3	22	8	10.0	3.77	13.2	119	57
			22	14		33	8	16		18	35		26		18	32
			12	12		12	12	12		12	12		12		12	12
			3	3		3	3	3		3	3		3		3	3
BELLA MARIA	.43	10.3	95	82	14.3	942	93	1135	12.2	11	11	11.4	2.40	15.0	25	25
			14	25		18	15	20		63	63		30		30	29
			12	12		12	12	12		12	12		12		12	12
			3	3		3	3	3		3	3		3		3	3
GUARARO	.63	18.5	111	131	14.8	845	102	1062	17.1	22	22	15.4	4.84	19.4	41	35
			14	12		22	10	28		20	36		41		16	12
			12	12		12	12	12		12	12		12		12	12
			4	4		4	4	4		4	4		4		4	4
LACRE	.66	17.8	143	161	14.6	968	100	1155	16.0	35	27	14.9	4.59	19.0	40	35
			14	20		17	10	18		34	36		29		27	37
			12	12		12	12	12		12	12		12		12	12
			4	4		4	4	4		4	4		4		4	4
LAUREL	.40	13.9	102	97	13.9	487	86	655	14.4	15	6	12.3	2.59	17.0	47	26
			12	16		22	16	30		27	49		20		27	20
			12	12		12	12	12		12	12		12		12	12
			3	3		3	3	3		3	3		3		3	3
PITUCA	.59	15.7	124	122	12.1	915	99	1139	10.8	11	10	12.7	3.45	17.0	47	24
			13	21		22	11	29		24	28		23		15	18
			12	12		12	12	12		12	12		12		12	12
			4	4		4	4	4		4	4		4		4	4

AG 05.01-317

INEM AG 05.01-316

AG 05.01-321

AG 05.01-303

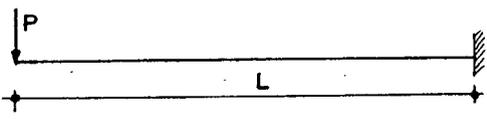
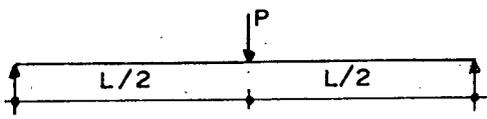
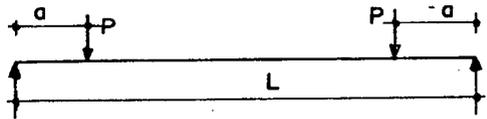
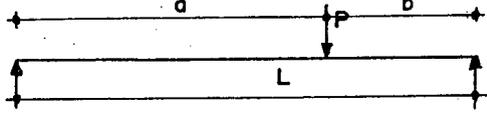
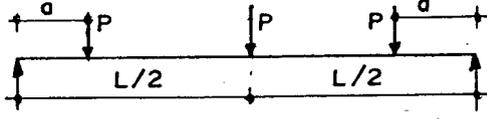
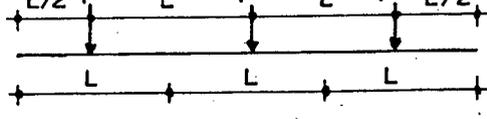
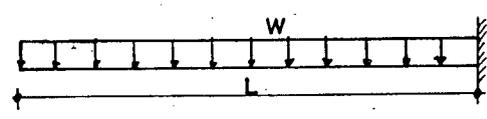
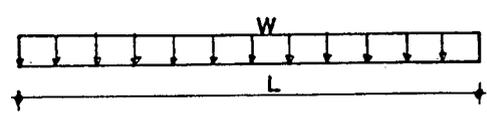
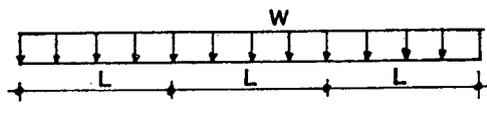
INEM AG 05.01-320

ANEXO # 2

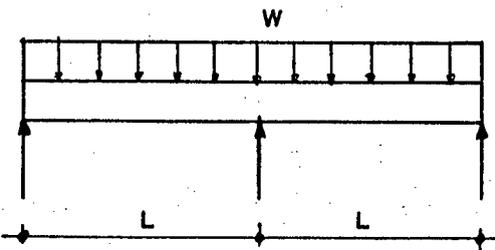
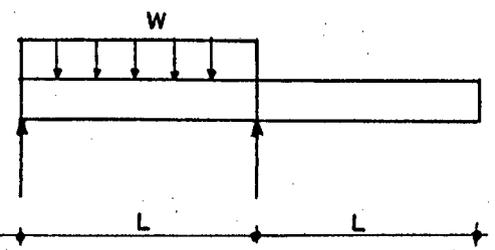
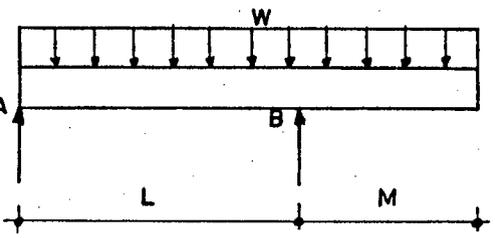
FORMULAS DE VIGAS PARA ENCOFRADOS

ANEXO 2

FORMULAS DE VIGAS, PARA ENCOFRADOS

Diagrama de cargas	V	M	δ
	P	PL	$PL^3/3EI$
	P/2	PL/4	$PL^3/48EI$
	P	Pa	$\frac{Pa}{6EI} \left(\frac{3L^2}{4} - a^2 \right)$
	Pa/L	Pab/L	$\frac{Pb}{EI} \left(\frac{L^2}{16} - \frac{b^2}{12} \right)$ *
	3P/2	$P \frac{(L+a)}{4}$	$\frac{P}{48EI} (L^3 + 6aL^2 - 8a^3)$
	5P/8	3PL/16	$5PL^3/384EI$ * * *
	W	$WL^2/2$	$WL^4/8EI$
	w/2	$WL^2/8$	$5WL^4/384EI$
	5WL/8	$WL^2/10$	$0.0054WL^4/EI$ * * *

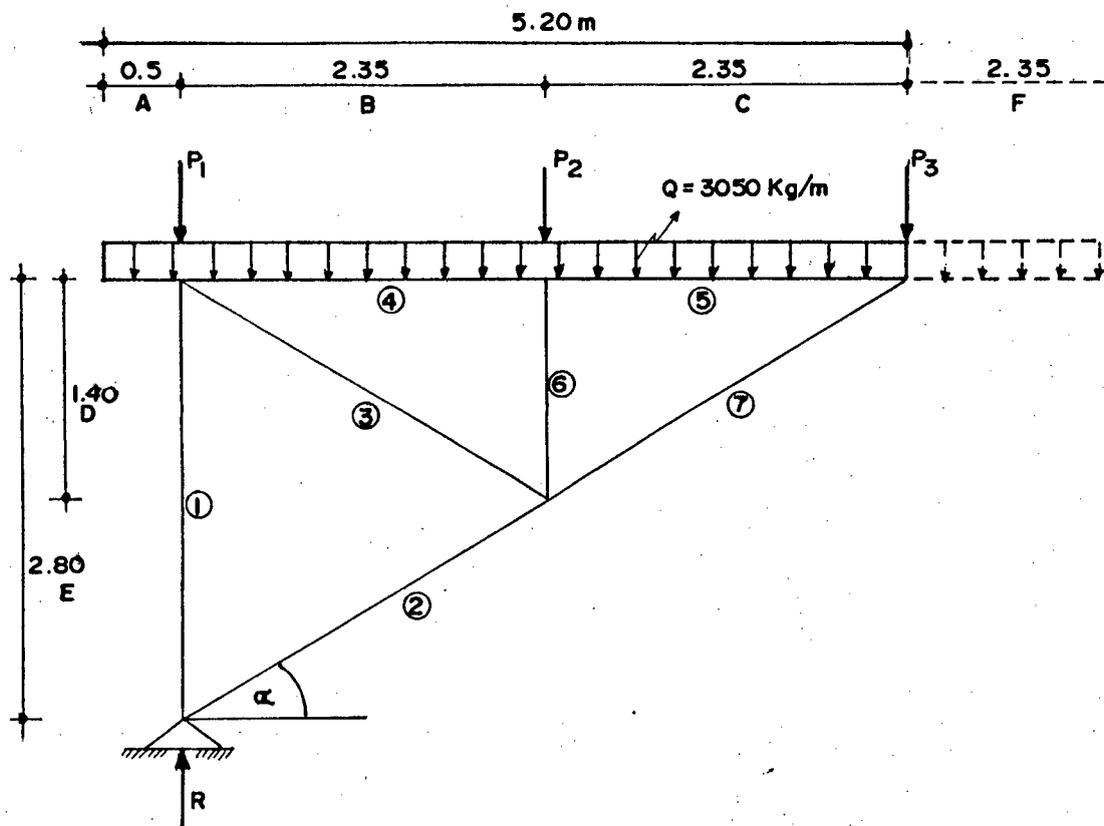
* Valores muy aproximados

	$M_{\max} = \frac{WL^2}{8}$
	$\Delta_{\max} = \frac{WL^2}{185EI}$
	$M_{\max} = \frac{WL^2}{8}$
	$\Delta_{\max} = \frac{5WL^4}{384EI}$
	$M_{\max} = \frac{W(L+M)^2(LM)^2}{8L^2}$
	$V_{\max B} = \frac{W(L+M)^2}{2L}$

L y M en cm.

ANEXO # 3

PROGRAMA EN BASIC PARA EL DISEÑO
DE LA CERCHA DEL APARTADO 8.8.



A = Longitud volado

B, C, F = Distancia horizontal entre nudos

D = Menor altura entre nudos

E = Mayor altura entre nudos

Q = Carga distribuída

P1, P2, P3 = Cargas puntuales en nudos superiores

R = Reacción en el apoyo

T = Número de barras

PROGRAMACION EN BASIC

COMMODORE VIC 20 COMPUTER

1Ø REM PROGRAMA PARA CERCHA DEL ENCOFRADO DE PUENTE DE MEDIANA LUZ

2Ø REM EL PROGRAMA SIRVE PARA LA CERCHA MOSTRADA EN LA FIGURA

30 REM LOS DATOS A INTRODUCIRSE SON: DISTANCIA HORIZONTAL, ALTURAS, CAR-
GA DISTRIBUIDA.

40 INPUT A, B, C, F, D, E, Q

50 INPUT "T = " ; T

60 P1 = (A + B/2) * Q

70 P2 = (B/2 + C/2) * Q

80 P3 = (C/2 + F/2) * Q

90 R = P1 + P2 + P3

100 H = (E - D)/B

110 G = ATN (H)

120 I = G * 180/π

130 S = π/180

140 A (2) = R/COS (I * S)

150 A (1) = - R - (A (2) * SIN (I * S))

160 A (3) = (-A (1) - P1)/SIN (I * S)

170 A (4) = - A (3) * COS (I * S)

180 A (5) = A (4)

190 A (6) = - P2

200 A (7) = A (3)

210 IF (A (6) - (A (7) * COS (I * S))) = 0 THEN 230

220 PRINT "REVISAR EL PROGRAMA"

230 PRINT "BARRA ---- VALOR"

240 PRINT "TENSION (-) ---- COMPRESION (+)"

250 FOR I = 1 TO T

260 PRINT I, A (I)

270 NEXT I

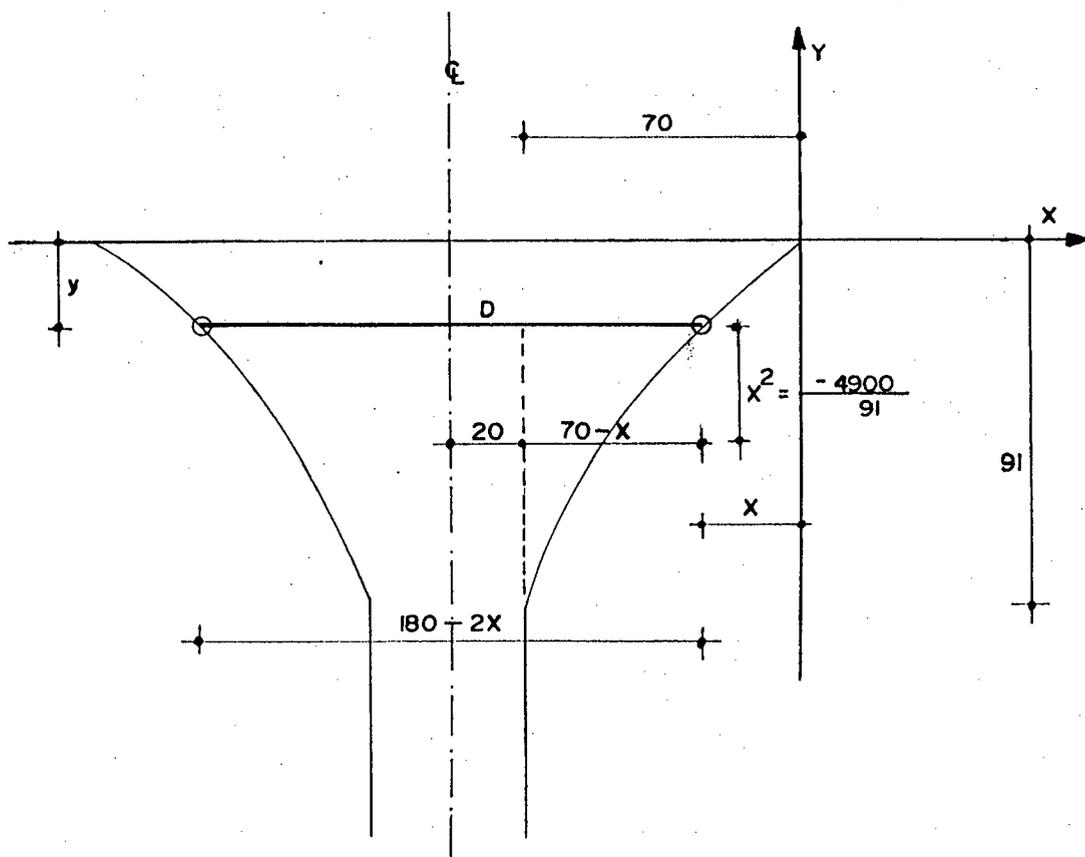
280 STOP

CORRIDA

# DE BARRA	TENSION	COMPRESION
1	19443.7500	
2	0	0
3		28008.7047
4	24062.3214	
5	24062.3214	
6	7167.5000	
7		28008.7047

ANEXO # 4

PROGRAMA EN BASIC PARA EL DISEÑO DEL ENCOFRADO DE LA
CABEZA DE COLUMNA TIPO PARABOLICA



$$\textcircled{1} \quad x^2 = 2Py \quad P = \frac{x^2}{2y}$$

$$(-70)^2 = 2P(-91)$$

$$4900 = 2P(-91)$$

$$P = \frac{4900}{(2)(-91)} = \frac{-2450}{91} = \frac{x^2}{2y}$$

Diámetro en cualquier punto

$$\phi = (70 - x + 20)(2)$$

$$\textcircled{2} \quad s = \int_a^b (1 + y'^2)^{1/2} dx \quad \text{Longitud del arco de parábola}$$

$$x^2 = \frac{-4900}{91} y$$

$$y = \frac{91 x^2}{-4900}$$

$$Y' = \frac{-91}{4900} (2X) \frac{dX}{dX} = \frac{-91}{2450} X$$

Reemplazando en 2

$$S = \int_a^b \left| 1 + \left(\frac{-91}{2450} X \right)^2 \right|^{1/2} dX$$

$$S = \int_a^b \left| 1 + \frac{8281 X^2}{6002500} \right|^{1/2} dX$$

Sacando factor común

$$S = \int_a^b \sqrt{\frac{8291}{6002500} \left| \frac{1}{8281} + \frac{8281}{6002500} X^2 \right|^{1/2} dX}$$

$$S = \int_a^b \sqrt{\frac{8281}{6002500} \left| \frac{6002500}{8281} + X^2 \right|^{1/2} dX}$$

$$S = \frac{91}{2450} \int_a^b \left| \left(\frac{2450}{91} \right)^2 + X^2 \right|^{1/2} dX$$

$$S = \int \sqrt{a^2 + X^2} dX = \frac{X}{2} \sqrt{X^2 + a^2} + \frac{a^2}{2} \left| \ln (X + \sqrt{X^2 + a^2}) - \ln a \right|$$

$$a = \frac{2450}{91}$$

$$X = X$$

$$S = \frac{91}{2450} \left| \frac{X}{2} \sqrt{X^2 + \left(\frac{2450}{91} \right)^2} + \frac{1}{2} \left(\frac{2450}{91} \right)^2 \left| \ln \left(X + \sqrt{X^2 + \left(\frac{2450}{91} \right)^2} \right) - \ln \left(\frac{2450}{91} \right) \right| \right|_{X_1}^{X_2}$$

Reemplazando los límites

$$S = \frac{91}{2450} \left| \frac{X_1}{2} \sqrt{X_1^2 + \left(\frac{2450}{91} \right)^2} + \frac{1}{2} \left(\frac{2450}{91} \right)^2 \left| \ln \left(X_1 + \sqrt{X_1^2 + \left(\frac{2450}{91} \right)^2} \right) - \ln \frac{2450}{91} \right| \right|$$

$$s = \frac{91 X_1}{(2)(2450)} \sqrt{X_1^2 + \frac{(2450)^2}{91}} + \frac{91}{(2450)(2)} \times \frac{(2450)^2}{(91)} \left| \ln \left(X_1 + \sqrt{X_1^2 + \frac{(2450)^2}{91}} \right) - \ln \frac{2450}{91} \right|$$

$$s = \frac{91 X_1}{(2)(2450)} \sqrt{X_1^2 + \frac{(2450)^2}{91}} + \frac{2450}{182} \left| \ln \left(X_1 + \sqrt{X_1^2 + \frac{(2450)^2}{91}} \right) - \ln \frac{2450}{91} \right|$$

Introduciendo $\frac{91 X_1}{2450}$ dentro del radical

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{(91 X_1^2)^2}{2450} \left| X_1^2 + \frac{(2450)^2}{91} \right|} + \frac{2450}{182} \left| \ln \left(X_1 + \sqrt{X_1^2 + \frac{(2450)^2}{91}} \right) - \ln \frac{2450}{91} \right|$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{(91)^2 X_1^4}{(2450)^2} + \frac{(91 X_1)^2}{2450} \frac{(2450)^2}{91}} + \frac{2450}{182} \left| \ln \left(X_1 + \sqrt{X_1^2 + \frac{(2450)^2}{91}} \right) - \ln \frac{2450}{91} \right|$$

; pero $\ln \frac{a}{b} = \ln a - \ln b$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{(91)^2 X_1^4}{2450} + X_1^2} + \frac{2450}{182} \ln \left(\frac{X_1 + \sqrt{X_1^2 + \frac{(2450)^2}{91}}}{\frac{2450}{91}} \right)$$

$$s = \frac{1}{2} (0.0013795918 X_1^4 + X_1^2)^{0.5} + \frac{2450}{182} \ln \left(\frac{X_1 + \sqrt{X_1^2 + 724.852078}}{\frac{2450}{91}} \right)$$

$$\underbrace{\hspace{15em}}_{S_2} \quad \underbrace{\hspace{15em}}_{S_1}$$

$$S = S_2 + S_1$$

$$D = 180 - 2X$$

$$P = \pi D = \pi(180 - 2X)$$

$$\frac{P}{N} = \frac{\pi(180 - 2X)}{N}$$

S = Longitud de la curva

P = Perímetro

N = Número de puntos

D = Diámetro

PROGRAMACION EN BASIC

COMPUTADORA U.T.P.L.

```
01 OPEN FILE (0,0), "@LPT"
10 FOR X = 0 TO 70
20 LET P = 3.141592654 * (180 - 2*X)
30 LET S2 = .5* (.0013795918 * X ^ 4 + X ^ 2) ^ .5
40 LET S1 = (2450/182) * LOG ((X + (X ^ 2 + 724.8520708) ^ .5)/(2450/91))
50 LET S = S2 + S1
60 PRINT FILE (0), USING "###",X;
61 PRINT FILE (0), " ";
70 PRINT FILE (0), USING "###.#", S;
71 PRINT FILE (0), " ";
80 PRINT FILE (0), USING "###.#", P;
81 PRINT FILE (0), " ";
90 FOR I = 5 TO 20
100 PRINT FILE (0), USING "###.#", P/(I*2);
101 PRINT FILE (0), " ";
110 NEXT I
120 PRINT FILE (0),
130 NEXT X
135 CLOSE
140 END
```

INDICE

Págs.

CAPITULO I

ENCOFRADOS, UTILIZACION, MATERIALES UTILIZADOS, COSTOS.

Concepto de encofrado	1
Requisitos que deben cumplir los encofrados	2
Capacidad para resistir el peso del hormigón y cargas - adicionales	2
Rigidez para evitar deformaciones excesivas	3
Economía y seguridad	3
Costos de encofrados: Descomposición del costo	4
Construcción y economía de los encofrados y desencofra- dos	7
Materiales utilizados en los encofrados	11
Encofrados de acero	14
Encofrados de plástico	14
Montaje e instalación de encofrados y andamios	16
Causas de rotura y falla de los encofrados	19
Naturaleza de la rotura y causa probable de la falla	19
Condiciones de seguridad contra accidentes	20
Clasificación de los accidentes de construcción	21

CAPITULO II

EFFECTOS DEL HORMIGON SOBRE LOS ENCOFRADOS

Efectos de la presión ejercida por el concreto	23
Influencia de la velocidad de llenado, temperatura, con- sistencia, métodos de compactación, efectos de impac- to, altura de vaciado, etc. sobre la presión lateral	24
Velocidad de vaciado del hormigón	24

Efecto de la temperatura	32
Influencia de la dosificación del hormigón sobre la presión	37
Efectos e influencia de la consistencia, vibrado, compactado, impacto	44
Influencia de la consistencia	44
Incidencia del sistema de compactado o vibrado del hormigón sobre la presión ejercida en los encofrados	45
Influencia del impacto sobre la presión	46
Influencia de la forma del encofrado, armadura, peso y altura de colocación del hormigón, sobre la presión	48

CAPITULO III

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE ENCOFRADO

Generalidades	53
Propiedades de la madera de encofrado	54
Esfuerzos permisibles en la madera	56
Calidad de la madera	56
Esfuerzos admisibles, módulo de elasticidad	56
Diferentes sistemas y tipos de encofrado y andamios de madera, metálicos y otros	59
Elementos que constituyen un andamio de madera	60
Diferentes sistemas y tipos de andamios	66
Andamios metálicos prefabricados	73
Andamios tubulares de acero	75
Resistencia al arranque de los clavos	78
Cargas de trabajo admisible en uniones múltiples	80

CAPITULO IV

ELEMENTOS DE DISEÑO Y CALCULO DE ENCOFRADOS

Datos requeridos para el diseño	81
Datos del concreto	81
Datos del material de encofrado	82
Calidad de la madera	82
Esfuerzos permisibles	84
Módulos de elasticidad	85
Estado de las cargas y su efecto	85
Deterioro e intemperización	86
Determinación de cargas y cálculo de presiones	87
Expresiones empleadas en el cálculo de encofrados	92
Diseño de piezas que trabajan a tensión, compresión, flexión, flexión y carga axial, cortante, pandeo, uniones, clavos, pernos, tornillos, etc.	96
Procedimiento de diseño de elementos sujetos a compresión	96
Diseño de elementos a flexión	101
Diseño a flexo tensión y flexo compresión	101
Pandeo lateral	102
Diseño de elementos de unión	103
Dimensionamiento de encofrados	105
Proyecto y dimensionamiento de vigas de madera, comprobación de esfuerzos	109
Diseño de puntales verticales	114
Cargas admisibles sobre puntales de madera	115
Dimensionamiento y separación de puntales	118
Andamios de madera y acero	119
Elementos accesorios de los andamios metálicos	121
Normas de seguridad recomendadas por el fabricante	121

	Págs.
Encofrados soportados por andamios	122
Detalles constructivos de andamios metálicos	123
<u>CAPITULO V</u>	
<u>ENCOFRADOS PARA CIMENTACIONES Y ZAPATAS</u>	
Generalidades	127
Sistemas de montaje de tableros, trazado y colocación en obra	129
Proyecto y diseño de encofrados para zapatas y muros de cimentación	132
Encofrados de zapatas de muros	132
Encofrados de muros de cimentación	134
Encofrados para vigas de cimentación	139
Encofrado para plintos y zapatas individuales	140
Zapatas rectas	141
Encofrado de zapatas escalonadas	142
Encofrado de zapatas con paramentos inclinados	143
Encofrado de zapatas circulares	146
Planos y detalles constructivos	149
<u>CAPITULO VI</u>	
<u>ENCOFRADOS PARA MUROS DE HORMIGON</u>	
Generalidades	154
Elementos componentes del encofrado de muros	156
Proyecto y dimensionamiento de encofrado para muros	162
Datos y etapas a considerarse en el diseño	162
Determinación de la presión lateral máxima	163
Diseño del tablado vertical	165

	Págs.
Dimensionamiento de correas y costillas	170
Espaciamiento de tensores y dimensionamiento de listones	171
Revisión por compresión en apoyos	173
Recomendaciones constructivas, hormigonado, replanteo y ejecución	176
Ejecución de encofrados de esquinas de muros	177
Hormigonado de muro y suelo	179
Paramentos de encofrado de muros no continuos	180
Encofrados de muros con paramentos inclinados	182
<u>CAPITULO VII</u>	
<u>PROYECTO, CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO PARA ENCOFRADOS DE COLUMNAS, VIGAS Y LOSAS EN GENERAL</u>	
Diseño de encofrados para columnas	192
Presión lateral del concreto	192
Determinación del espaciamiento de yugos o abrazaderas	194
Diseño de yugos	200
Diseño de encofrados para losas	204
Introducción	204
Cargas que actúan sobre las losas o forjados de hormigón	207
Disposición del encofrado	208
Dimensionamiento de largueros y puntales	209
Cálculo de puntales	210
Revisión de esfuerzos de compresión en apoyos	210
Diseño de un tablero de encofrado para losa	211
Diseño de encofrados para vigas	218
Generalidades	218

	Págs.
Consideraciones estructurales para separación de puntales bajo vigas	221
Diseño del encofrado para vigas	222
Diseño del tablado de fondo y lateral	223
Diseño del tablado lateral	225
Cálculo de puntales principales	226
Planos y detalles constructivos de encofrados de vigas	227
Recomendaciones constructivas de tipo general	230
 <u>CAPITULO VIII</u>	
<u>ENCOFRADOS PARA CUBIERTAS LAMINARES Y CERCHAS PARA PUENTES</u>	
<u>CAMINEROS DE PEQUEÑA Y MEDIANA LUZ</u>	
Teoría de las cubiertas laminares: elementos componentes	233
Relaciones en la circunferencia	234
Determinación de varios puntos de la circunferencia	236
Replanteo de los puntos del paramento superior del tablero	238
Encofrados para diferentes tipos de cubiertas laminares <u>ci</u> lindricas	240
Recomendaciones constructivas, diseño del encofrado de una cubierta laminar cilíndrica	241
Encofrados para tableros de puentes camineros	248
Generalidades	249
Encofrados de madera para losas de tablero acarteladas	255
Cerchas para puentes según las condiciones hidráulicas y topográficas	257
Generalidades	257
Cerchas de madera para puentes en arco	264

	Págs.
Grupos de pilotes para apoyos de cerchas de madera	268
Detalles constructivos de encofrados según el tipo de acoplamiento o unión	270
Sistemas de apoyo	270
Sistemas de apoyo sobre el terreno	273
Cálculo y diseño del sistema de encofrado de un puente de pequeña luz: planos y detalles constructivos del encofrado	276
 <u>CAPITULO IX</u>	
<u>ENCOFRADOS PROVISIONALES UTILIZADOS EN CONSTRUCCION HIDRAULICA</u>	
Generalidades	288
Fuerzas actuantes sobre los encofrados	289
Presión hidráulica sobre los encofrados	290
Incidencia del agua de infiltración en ataguías	293
Tipos de encofrados en construcción hidráulica	295
Principales tipos de encofrados para agua	297
Encofrados mediante presas o ataguías de tierra	297
Represas con terraplén de roca	298
Encofrados mediante cerchas con ataguías a ambos lados	299
Encofrados tipo cuna	300
Encofrados tipo cajón	301
Encofrados celulares del tipo circular	303
Otros sistemas de encofrados utilizados en construcción hidráulica	312

BIBLIOGRAFIA

- 1.- MANUAL DEL INGENIERO CIVIL, Merritt, Editorial M.G. Graw-Hill, 1976.
- 2.- ESFUERZOS SOLICITANTES DEL ENCOFRADO, Palanca, Martin J.
- 3.- DISEÑO SIMPLIFICADO DE ESTRUCTURAS DE MADERA, Harry Parker.
- 4.- CALCULO Y CONSTRUCCION DE DEPOSITOS, Ediciones CEAC, 1975.
- 5.- METODOS, PLANEAMIENTO Y EQUIPOS DE CONSTRUCCION, R.L. Peurifoy, Editorial Diana, México, 1975.
- 6.- CIMENTACIONES Y TUNELES, Paul Galabru, Editorial Reverte S.A., México, 1975.
- 7.- CALCULISTA DE ESTRUCTURAS, S. Goldenhörn, Editorial H.F. Martínez de Murguia S.A.C. y E. Buenos Aires, 1978.
- 8.- RESISTENCIA DE LOS MATERIALES, Ferdinand L. Singer, Editorial Harla, New York, 1980.
- 9.- ENCOFRADO Y TUNEL (Revista), Aguirre de Yarola
- 10.- MANUAL DEL ARQUITECTO Y DEL CONSTRUCTOR, Kidder-Parker.
- 11.- MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION, Universidad La Salle, - México, Editorial Diana, 1974.
- 12.- ARCOS Y BOVEDAS, Francisco Moreno, Ediciones CEAC, 1979.
- 13.- LA MADERA EN LA CONSTRUCCION, José Griñan, Ediciones CEAC, 1979.
- 14.- CALCULOS DE CONSTRUCCION, M. Company, Editorial Gustavo Gili S.A.Barcelona, 1978.
- 15.- DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MADERA, M.O.P., Quito, 1980.
- 16.- EL LIBRO DEL CONSTRUCTOR, Fernando Oshiro, Lima, 1979.
- 17.- ANDAMIOS, APEOS Y ENTIBACIONES, José M. Ledo, Ediciones CEAC, 1979.
- 18.- ENCOFRADOS, José Griñan, Ediciones CEAC, 1979.
- 19.- CALCULO PRACTICO DE CUCHILLAS DE HIERRO Y MADERA, Ediciones CEAC, - 1978.

- 20.- ENCOFRADOS PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO, R.L. Peurifoy, Editorial Diana, México, 1980.
- 21.- EL DETALLE EN LA EDIFICACION, Hans-Banz, Editorial Gustavo Gili, - 1975.
- 22.- ANALISIS DE ESTRUCTURAS, Alfonso Olvera, Editorial CEGSA, 1972.
- 23.- WOOD TECHNOLOGY IN THE DESIGN OF STRUCTURES, Robert K. Hoyle, Jr.
- 24.- ESTUDIO EXPERIMENTAL DE 10 MADERAS ECUATORIANAS, Tesis de Grado de Wenceslao Vásconez Román, Ingeniería Civil, Universidad Central del Ecuador.
- 25.- USOS ESTRUCTURALES DE LA MADERA Y SU APLICACION PARA ENCOFRADOS, C. G. I. C.
- 26.- REGLAMENTOS ACI - 318 - 83, México, 1983.
- 27.- ESTRUCTURAS DE MADERA DEL GRUPO ANDINO, 1984.
- 28.- RESIDENTES DE CONSTRUCCION, UNAM, México, 1982.
- 29.- EL HOBBY DE LA CONSTRUCCION, Campero, Editorial HOBBY, 1975.
- 30.- LA OBRA, J. Linger, Editores Técnicos Asociados, Barcelona, 1973.
- 31.- ALBAÑILERIA, Raul Borruat, Editorial Hobby, 1973.
- 32.- EBANISTERIA Y CARPINTERIA DE LA CONSTRUCCION, Edward - Harris, Editorial M.C. Graw - Hill, Nueva York, 1977.
- 33.- TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION, G. Baud, Editorial BLUME, 1982.
- 34.- FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DEL TRANSPORTE (Hennes y Ekse), Editorial Reverte S.A. México, 1980.