

TUES
P.962e
1995
E.3.

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**



TEMA DE TRABAJO DE GRADUACION

**PROPUESTA DE CALCULO, DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE ENCOFRADOS EN EL SALVADOR.**

PRESENTADO POR:

**ENRIQUE UMAÑA PORTILLO
JORGE ALBERTO SOSA HENRIQUEZ
MIGUEL ANGEL ARTURO COREAS
OSCAR ALBERTO ULLOA UMANZOR**

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL



15102063
15102063

MAYO 1995

SAN SALVADOR, EL SALVADOR, CENTRO AMERICA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR



RECTOR:

DR. FABIO CASTILLO FIGUEROA

SECRETARIO GENERAL:

LIC. JUSTO ROBERTO CAÑAS LOPEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

SECRETARIO:

ING. JOSE RIGOBERTO MURILLO CAMPOS

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR:



ING. JULIO EDGARDO BONILLA ALVAREZ

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TRABAJO DE GRADUACION PREVIO A LA OPCION DE:
INGENIERO CIVIL

**PROPUESTA DE CALCULO, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ENCOFRADOS
EN EL SALVADOR.**

PRESENTADA POR:

ENRIQUE UMAÑA PORTILLO
JORGE ALBERTO SOSA HENRIQUEZ
MIGUEL ANGEL ARTURO COREAS
OSCAR ALBERTO ULLOA UMANZOR

TRABAJO DE GRADUACION APROBADO POR:

COORDINADOR:

INGENIERO FREDY ROLANDO HERRERA COELLO

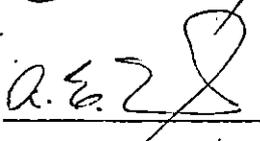
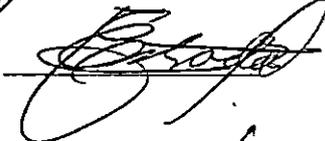
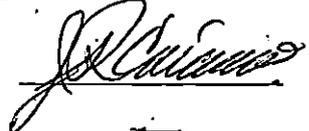
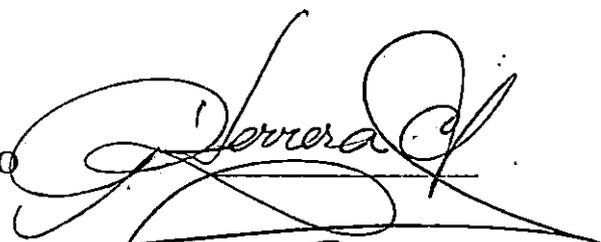
ASESORES:

INGENIERO JOSE RANULFO CARCAMO Y CARCAMO

INGENIERO JOSE EDUARDO ESTRADA HERNANDEZ

ASESOR EXTERNO:

INGENIERO RUBEN ZELEDON



SAN SALVADOR, MAYO DE 1995

AGRADECIMIENTOS

Por este medio, deseamos patentizar nuestro más sincero agradecimientos a todas las personas, instituciones y empresas que de manera desinteresada colaboraron en consolidar nuestra formación académica y personal; por la confianza que depositaron en nuestro trabajo y personas, razón por la cual sabremos responder.

Agradecemos en especial a:

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

Querida Alma Máter y máximo centro educativo del país por habernos formado como profesionales capaces, al servicio de nuestro pueblo.

ING. FREDY ROLANDO HERRERA COELLO

Coordinador y asesor de este trabajo de graduación, por su valiosa colaboración y oportuna orientación que nos brindó, sin la cual no hubiera sido posible su realización.

ING. JOSE RANULFO CARCAMO Y CARCAMO E ING. JOSE EDUARDO ESTRADA HERNANDEZ

Por la asesoría brindada en la elaboración de este trabajo de graduación.

ING. RUBEN ZELEDON

Asesor Externo que en su oportunidad nos orientó, con la sabiduría de su experiencia.

SRA. DE ORANTES

Por su paciencia, comprensión y amabilidad al apoyarnos en los últimos momentos de nuestro trabajo.

A TODOS USTEDES MUCHAS GRACIAS

DEDICO ESTE TRABAJO A

DIOS TODOPODEROSO

Porque gracias a su presencia en todos los momentos de mi vida me ha dado fé, el valor y la perseverancia necesaria para poder seguir adelante.

MI QUERIDA MADRE MARIA OTILIA PORTILLO ABARCA

Con todo amor, por enseñarme a distinguir entre el bien y el mal, por todos los sacrificios que ha realizado durante toda mi vida, por su ayuda incondicional, le estaré agradecido eternamente.

MI ABUELA PAULA ROSA AMINTA UMAÑA ABARCA

Como un recuerdo a su memoria, por todo lo que significa para mí, se lo dedico de todo corazón, por que se que me escucha en el cielo.

MI TIA ADA CLARIBEL UMAÑA DE NUÑEZ

Por su apoyo incondicional, sin el cual nunca habría logrado este exito, con mucho cariño y eterno agradecimiento.

MI NOVIA CARMEN ELENA TORRES

Por estar siempre a mi lado apoyandome constantemente, por no dejarme flaquear y por la ayuda en el desarrollo de este trabajo y convertirse en mi inspiración para hacerle frente a la vida con todo el amor del mundo. Y a su querida Madre María Senovia Hernández, por todo su apoyo y cariño.

MIS HERMANOS DANILO Y SILVIA

Con el cariño que nunca he podido demostrarles.

MIS COMPAÑEROS DE TESIS

Por haber logrado juntos llegar a la meta.

MIS AMIGOS:

Martita, Isaac, William, Peck, Xenia, Mabel, G. Yanira, Marengo, Adry, Elba, Aracely, Leo, Margarita Campos, Oscar, Carolina, Elky

A mis demás amigos, compañeros, familiares y personas que directamente o indirectamente contribuyeron en el transcurso de mi formación profesional, a todos muchas gracias...

ENRIQUE

DEDICATORIA

A quien nunca me abandonó y me da la sabiduría...
... DIOS TODO PODEROSO.

A mi amigo más fiel
.... JESUCRISTO.

A quienes siempre me brindaron su amor y ayuda mis padres
.....ANDRES Y OLI.

A la que me da tanto amor.....
..... Mi esposa EMMY.

A quienes me brindaron tanto cariño.....
.. Mis hermanas JEA, LIZ, FLOR, INGRID Y GRETTEY.

A quienes cuidaron siempre de mí...
... Mis abuelos JULIA Y BETO.

A quienes pronto veré....
..... Mis Hijos Los GEMELOS.

A quienes me brindaron sus conocimientos....
... MIS PROFESORES.

A los que trabajaron junto a mí en el desarrollo de este trabajo, en especial a Enrique Umaña y a su Novia Carmen, por las noches de desvelo que pasamos.

A los que Dios puso en mi camino y me ayudaron en este triunfo..... a todos gracias

KOKY

DEDICATORIA

A DIOS TODO PODEROSO

.....POR ILUMINAR MI CAMINO, LE DEDICO ESTE TRIUNFO.

A MIS PADRINOS

**POR BRINDARME SU COLABORACION, SACRIFICIO Y APOYO, ESPERANDO
SE SIENTAN ORGULLOSOS DE SU HIJO.. ... LOS QUIERO MUCHO.**

A MI MADRE Y MIS HERMANOS

**LES AGRADESCO TODO EL APOYO Y EL SACRIFICIO POR BRINDARME LA
OPORTUNIDAD DE ESTUDIAR Y LES DEDICO ESTE TRIUNFO CON TODO MI
AMOR LOS AMO.**

**A LA FAMILIA HERNANDEZ JEREZ, EN ESPECIAL A LA NIÑA ROSARIO, POR
TODOS LOS CONSEJOS Y AMISTAD GRACIAS, LOS ESTIMO MUCHO.**

**A LA SRA. ADA CLARIBEL UMAÑA, POR SU APOYO Y COMPRESION
DURANTE MI VIDA DE ESTUDIANTE.**

**A TODOS MIS AMIGOS DEL INFRAMEN Y EN ESPECIAL A LOS MIEMBROS
DEL EQUIPO DE ATLETISMO.**

A TODOS MIS COMPAÑEROS ...GRACIAS.

A MIS AMIGOS EN GENERAL

CALIXTO

DEDICATORIA

Este trabajo lo dedico con mucho agradecimiento:

A nuestro Padre Eterno.

A mi Padre.....

..... JOSE MARIA ULLOA

A mi Hermano....

..... JOSE ERNESTO ULLOA

A mis demas familiares.....

....Por su apoyo

A mis Compañeros de trabajo....

JORGE, ARTURO Y en especial a ENRIQUE
UMAÑA y a su novia Carmen Elena por todo
el sacrificio que hicieron para terminar este
documento.

A mis queridos amigos, profesores y compañeros....

gracias a todos

OSCAR ULLOA

INDICE GENERAL

INTRODUCCION	i
ANTECEDENTES	ii
JUSTIFICACION Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	v
OBJETIVOS GENERALES	vii
OBJETIVOS ESPECIFICOS	vii
METODOLOGIA EMPLEADA	viii
ALCANCES	x
LIMITACIONES	x
I SISTEMAS DE ENCOFRADOS	1
1.1 SISTEMAS DE ENCOFRADOS EN EL SALVADOR	1
1.2 ENCOFRADOS DE MADERA	3
1.2.1 LA MADERA	3
1.2.2 SECCIONES COMERCIALES UTILIZADAS.	4
1.2.3 TRATAMIENTO DE LA MADERA, CONSERVACION Y PROTECCION	6
1.2.4 PROPIEDADES FISICAS DE LA MADERA	7
1.2.5 CLASIFICACION DE LA MADERA	8
1.3 CLASIFICACION DE LOS ENCOFRADOS DE MADERA	9
1.3.1. ENCOFRADOS PARA COLUMNAS.	10
1.3.2 ENCOFRADO PARA VIGAS	17
1.3.3. ENCOFRADOS DE LOSA	20
1.3.4 ENCOFRADOS DE ZAPATAS	23
1.3.5 ENCOFRADOS DE MUROS Y PAREDES	30
1.4 ENCOFRADOS METALICOS	34
1.5 ELEMENTOS PREFABRICADOS	35
II. CRITERIOS BASICOS DE DISEÑO DE ENCOFRADOS DE MADERA	36
2.1 DISEÑO DE ENCOFRADOS DE MADERA	36
2.2 CRITERIOS BASICOS DE DISEÑO DE ENCOFRADOS	36
2.2.1 ECONOMIA EN ENCOFRADOS	36
2.2.2 SEGURIDAD DE ENCOFRADOS	37
2.2.3 CALIDAD DE LOS ENCOFRADOS	38
2.3 FACTORES QUE SE TOMAN EN CUENTA PARA EL DISEÑO DE ENCOFRADOS	38
2.4 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MADERA	48
2.4.1 CRITERIOS DE DISEÑO	49

2.4.2	METODOLOGIA DE CALCULO Y DISEÑO DE ENCOFRADOS DE MADERA . . .	51
2.5	DISEÑO DE ENCOFRADO PARA COLUMNAS	56
2.5.1	SECCION CUADRADA O RECTANGULAR. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO . . .	57
2.5.2	EJEMPLO DEL DISEÑO DE ENCOFRADO DE COLUMNA	61
2.5.3	DISEÑO DE COLUMNAS CIRCULARES.	67
→ 2.6	DISEÑO DE ENCOFRADO PARA LOSA DENSA	70
2.7	DISEÑO DE ENCOFRADO DE VIGA	77
2.8	DISEÑO DE ENCOFRADOS PARA LOSA DENSA Y VIGA COLADA EN EL SITIO . .	79
2.9	DISEÑO DE ENCOFRADO DE PARED O MURO	86
2.9.1	PROCEDIMIENTO	86
2.9.2	EJEMPLO DE DISEÑO DE ENCOFRADO PARA PARED	91
2.10	DISEÑO DE ENCOFRADO PARA FUNDACIONES	95
2.10.1	EJEMPLO DE DISEÑO DE ENCOFRADO PARA UNA VIGA DE FUNDACIONES	97
III.	DISEÑO DE ENCOFRADOS DE MADERA DE PINO UTILIZANDO VALORES TABULADOS	100
	INTRODUCCIÓN	100
3.1	TABLA DE DISEÑO DE ENCOFRADOS DE COLUMNAS Y PAREDES.	101
3.1.1	TABLA DE DISEÑO DE ENCOFRADOS DE COLUMNAS	102
3.1.2.	EJEMPLO DE DISEÑO DE ENCOFRADO DE COLUMNAS UTILIZANDO TABLA	104
3.1.3.	EJEMPLO DE DISEÑO DE PARED UTILIZANDO TABLAS	107
3.2	TABLAS DE DISEÑO DE ENCOFRADOS DE VIGAS Y LOSAS DENSAS	109
3.2.1	TABLA DE DISEÑO DE ENCOFRADOS DE VIGAS	111
3.2.2	EJEMPLO DE DISEÑO DE ENCOFRADO DE VIGA UTILIZANDO TABLAS	111
3.2.3.	TABLA DE DISEÑO DE ENCOFRADO DE LOSA DENSA	114
3.3.4	EJEMPLO DE DISEÑO DE ENCOFRADO DE LOSA UTILIZANDO TABLA.	114
IV.	DISEÑO DE ENCOFRADOS METALICOS PARA COLUMNAS	116
	INTRODUCCION	116
4.1	ENCOFRADOS METALICOS	116
4.1.1	ENCOFRADO DE ACERO.	117
4.1.2	PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO	118
4.1.3	DEFINICIONES MAS UTILIZADAS EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE ACERO	119
4.2	REVISION DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL ACERO	121
4.3	DISEÑO DE ENCOFRADO DE COLUMNA.	126
4.3.1	REVISIÓN DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES EN LA LAMINA	127

V OPTIMIZACION DE ENCOFRADO. ESTUDIO DE TIEMPOS Y MOVIMIENTOS	137
INTRODUCCION	139
5.0 ESTUDIO DE TIEMPO Y MOVIMIENTO.	139
5.1 IMPORTANCIA DE LA PRODUCTIVIDAD	139
5.2 ALCANCE DE LA INGENIERIA DE METODOS Y DEL ESTUDIO DE TIEMPOS. . .	140
5.3 ESTUDIO DE MOVIMIENTOS.	140
5.4 INSTRUMENTOS DEL ESTUDIO DE TIEMPO Y MOVIMIENTO.	141
5.5 OBJETIVOS DE LOS METODOS Y ESTUDIO DE TIEMPO.	141
5.6 APLICACION DEL ESTUDIO DE TIEMPO Y MOVIMIENTOS.	142
5.7 ESTUDIO DE TIEMPO Y MOVIMIENTO DE ENCOFRADOS DE EL EDIFICIO DE SEIS NIVELES.	153
5.7.1 CONSIDERACIONES	158
5.8 ENCOFRADOS USANDO FORMALETAS METALICAS	189
5.9 PRESUPUESTOS DE LOS ENCOFRADOS	196
5.9.1 PRESUPUESTO DE ENCOFRADOS DE MADERA	196
5.9.2 PRESUPUESTO DE ENCOFRADOS MIXTOS	196
5.9.3 FACTOR DE PRESTACIONES	197
5.9.4 COSTOS POR HORA DE MATERIALES Y EQUIPO UTILIZADO EN ENCOFRADOS DE MADERA	197
5.9.5 ANALISIS DE LA EVALUACION DE COSTOS Y PRESUPUESTOS	223
CONCLUSIONES	224
RECOMENDACIONES	225
BIBLIOGRAFIA	227
ANEXOS	228

INTRODUCCION

El presente trabajo de graduación; "Propuesta de Cálculo, Diseño y Construcción de Encofrados en El Salvador", trata sobre los diversos sistemas de encofrados utilizados en nuestro país, haciendo énfasis en la búsqueda de técnicas que permitan la máxima cobertura y aprovechamiento del material que forma el molde, así como también la mano de obra utilizada en su construcción.

El primer capítulo de este Seminario de Graduación es una recopilación de los diferentes sistemas de encofrados en el ámbito constructivo salvadoreño.

El segundo capítulo contiene los parámetros básicos de diseño de encofrados, chequeos y criterios básicos para revisión de los elementos por deflexión, corte y flexión según las normas indicadas por el reglamento ACI-347, el reglamento de Diseño Sísmico de la república de El Salvador, así como el chequeo de la presión de diseño basada en el comité ACI-622, para encofrados de madera.

El capítulo tercero es un resumen tabulado del capítulo II, que lleva como finalidad diseñar encofrados de madera de una forma rápida, sencilla y económica.

En el capítulo cuatro encontramos el diseño de columnas de encofrados metálicos y los parámetros básicos de diseño en acero (basado en el reglamento AISC).

En el quinto capítulo se describen y aplican los conceptos básicos del estudio de tiempos y movimientos en la elaboración y utilización óptima de los encofrados, además se evalúa mediante un análisis presupuestario, la alternativa económica más factible de un sistema de encofrados para un edificio de seis niveles (madera, madera-metal).

ANTECEDENTES

Hasta la tercera década del siglo XX en nuestro país, las construcciones eran fabricadas de adobe y bahareque. Fue hasta después de este decenio que las construcciones empezaron a requerir la utilización de moldes para darle forma al concreto.

La madera, principal material ocupado, era abundante y barata; razón por la que no se le otorgaba mayor análisis económico, aunque sí en seguridad y acabado.

Sin embargo con el correr de los años el crecimiento de la población y la deforestación provocaron el encarecimiento de los materiales de construcción; lo que provocó la necesidad de buscar alternativas más viables de uso, así como de diseño de moldes ó encofrados, para lograr una disminución de costos.

En la tesis de la Universidad de El Salvador: "Estudio de encofrados 1970" de los autores Guandique-Quiros se plantean estos problemas, los cuales se vieron agravados por el conflicto entre El Salvador y Honduras en el año de 1969, ya que parte de la madera provenía de Honduras. La madera proveniente de Honduras

dificultaba dar a los encofrados el acabado exigido por los planos constructivos ; debido al sistema de medidas diferente al utilizado en nuestro país.

Parte de La madera empezó a importarse desde Guatemala, encareciendo el costo de la misma, debido al transporte y lo abrupto de los caminos, además se cambio el sistema de medidas, trayendo iguales problemas que con la madera hondureña. A partir de entonces se empezó a utilizar maderas cepilladas como el plywood y mòldes de madera forrados de lámina como el plyform, para darle el acabado requerido por las especificaciones de los planos, a los elementos estructurales. El inconveniente del plyform era su costo ya que era importado desde los Estados Unidos.

Han pasado 24 años y los problemas que acaecían en aquella época lejos de solucionarse se han agudizado. Como un ejemplo mencionaremos que el 90% de nuestro territorio está DESFORESTADO.

La tesis de "Estudio de Encofrados 1970" nos proporciona los primeros antecedentes sobre diseño de encofrados basados en la designación A.C.I. 622, para las presiones en el concreto, aplicando la teoría de los esfuerzos permisibles en la zona elástica, entre los que podemos mencionar deflexión, compresión, corte, etc. El problema mayor de esta tesis es que no utiliza parámetros de cálculo adecuados a nuestra época, siendo además su estructura poco práctica lo que dificulta su uso y manejo.

En 1976 se edita la tesis " MANUAL DEL INGENIERO CONSTRUCTOR" de la

Universidad de El Salvador, la cual da algunas recomendaciones sobre la fabricación de encofrados, pero sin ahondar en el tema.

En 1984 en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA, se presentó el seminario de graduación " CALCULO Y TABLAS PARA EL DISEÑO DE ENCOFRADOS DE MADERA " , en la que se vuelve a hacer énfasis sobre el problema de la falta de criterios de diseño de los encofrados, además proporciona información valiosa acerca de ensayos efectuados en la madera existente en nuestro país.

El documento más reciente en nuestro medio es el seminario impartido en ASIA (Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos), por el ingeniero Fredy Rolando Herrera Coello, expuesto en Febrero de 1994. La estructura de este manual titulado " MANUAL PARA DISEÑO DE ENCOFRADOS ", contiene información tabulada convenientemente, así como ejemplos ilustrativos de diseño de encofrados, pero existe un inconveniente, que las tablas contenidas dentro de este manual para los esfuerzos de las maderas no son las que se utilizan en nuestro país.

El manual menciona materiales y alternativas de uso, ventajas y desventajas de cada una, tal es el caso del plyform , el cuartón de sección 4" x 4" y del clavo doble cabeza. La ventaja del plyform si bien es cierto es mas caro por metro cuadrado de construcción, reduce su costo por el número de reusos que se pueden obtener. Por ejemplo el plyform HDO puede utilizarse hasta 100 veces.

Se menciona la conveniencia de utilizar el cuartón 4"x4" y el clavo doble cabeza, el primero como puntal por su resistencia a la compresión y al pandeo y el segundo por su facilidad de retirarlo sin dañar la madera. Según se

tiene conocimiento fabricas como CORINCA, estan interesados en fabricar este clavo doble cabeza.

Propone este documento métodos sencillos de diseño, información debidamente tabulada, y un estudio sobre movimiento de encofrados; llamado " ESTUDIO DE TIEMPOS Y MOVIMIENTOS ".

JUSTIFICACION Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los encofrados para estructuras de concreto pueden costar más que el concreto ó el acero de refuerzo; y en algunas ocasiones, más que ambos juntos. Por esta razón es necesario buscar la manera de reducir el costo de estos.

La mayoría de las empresas constructoras salvadoreñas desconocen la importancia del diseño de los encofrados, delegando su construcción a personas no calificadas (maestro de obra y carpintero). En síntesis creemos que entregar en manos del empirismo un rubro constructivo tan importante como el encofrado, es atentar no solamente con la calidad y economía de la obra; si no también contra la vida misma de las personas que están laborando.

En términos generales, el problema que se plantea se refiere a una tecnología inadecuada en la fabricación e instalación de los moldes de madera cuando son usados para dar forma y temple a la estructura de concreto que configura a una determinada edificación.

Entre los principales factores relativos al problema se encuentran:

1- Ausencia de cursos a nivel superior que traten del diseño y construcción de encofrados.

2- Falta de información técnica y reglamentación, respecto al sistema de encofrados y los materiales usados.

3- Arraigada costumbre de dejar a criterio del carpintero la confección de moldes..

De los factores antes mencionados se origina el problema de tener una tecnología inadecuada en el procedimiento de encofrados con madera; el resultado de este problema trae como consecuencia directa una mala instalación con afección en la calidad, ausencia de los cálculos que afectan la seguridad y sobreseguridad afectando la economía. Por otra parte el desencofrado se efectúa generalmente de forma arbitraria (empírica), sin tomar en cuenta si la resistencia alcanzada por el concreto es la adecuada, lo que podría provocar la falla del elemento estructural. En un caso contrario el molde es dejado por más tiempo del necesario lo que trae como consecuencia la subutilización del encofrado.

Se busca a través de la planificación, colar un mayor número de elementos estructurales con el menor número de moldes y tiempo posible. Por otro lado la ausencia de un manual, práctico que tabule esfuerzos de trabajo permisibles y que además de esto presente ejemplos de cálculos, sugiriendo alternativas de encofrados (económicas y seguras); disuade al ingeniero a no efectuar el diseño del encofrado.

El presente Trabajo de Graduación pretende elaborar un manual con las características anteriormente expuestas y contribuir a la simplificación del diseño de encofrados.

OBJETIVOS GENERALES

- 1) Elaborar encuestas dirigidas a las empresas más importantes en el rubro de la construcción en El Salvador, cuyo objetivo es obtener información sobre los sistemas de encofrado que utilizan actualmente.
- 2) Proponer métodos de cálculo, diseño y construcción, para que los sistemas de encofrados (madera y metálicos), utilizados en nuestro país sean prácticos, funcionales y sobre todo económicos.
- 3) Elaborar recomendaciones técnicas que sean útiles para el diseño y fabricación de encofrados, basándose principalmente en la seguridad estructural y economía de estos.
- 4) Elaborar tablas de diseño para moldes de madera, de una forma sencilla y práctica para su empleo en el diseño de los mismos.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- 1) Establecer parámetros de diseño estructural para encofrados de madera (principal material ocupado en su fabricación) partiendo de los

esfuerzos permisibles contenidos en el nuevo " Reglamento de diseño Sísmico de la República de El Salvador". Para lograr en base a lo anteriormente dicho un diseño confiable, seguro, y económico.

- 2) Establecer criterios básicos para la utilización de encofrados de madera, metálicos ó combinados, a través de estudios de tiempos y movimientos de moldes. Además hacer una comparación de estas alternativas y obtener la más factible, desde el punto de vista técnico y económico.
- 3) Hacer ejemplos de cálculo y diseño de los encofrados más comunes en nuestro medio, como losas, zapatas, paredes, vigas etc., con el objeto de implementar la metodología a seguir en el desarrollo de este trabajo de graduación.

Se ejecutará un ejemplo práctico del estudio de tiempos y movimiento de los tipos de encofrados en estudio, (madera, madera-metal), tomándose para el estudio un edificio de 6 niveles, debido a que este tipo de estructura posee casi todos los elementos estructurales de nuestro estudio.

METODOLOGIA EMPLEADA

En la elaboración de este trabajo de graduación se realizó un estudio de los sistemas de encofrados mas utilizados en nuestro país y el material empleado en la elaboración de estos.

Se realizaron visitas de campo a los diferentes tipos de construcciones con el fin de recopilar información sobre criterios tomados para la construcción de encofrados y los tipos más utilizados; la obtención de esta información se hizo mediante una entrevista con encuestas, dentro de los aspectos a evaluar por la encuesta se obtuvo lo siguiente: tipos de materiales que se utilizan, metodología de construcción y diseño, personal encargado de la misma, experiencias obtenidas, fallas más comunes, etc. Se visitaron varias compañías dedicadas al alquiler de encofrados metálicos para averiguar los diferentes tipos de molde existente en el mercado y sus precios de alquiler.

En la elaboración de tablas o valores tabulados para obtener diseños prácticos, económicos y funcionales, se hizo uso de resultados obtenidos de cálculos de moldes (columna, viga, losa, pared, zapata) que se elaboran previamente paso a paso, revisando los esfuerzos de trabajo a que están sometidos los materiales encofrantes (madera y metal), con los esfuerzos permisibles, así como sus deflexiones y determinando la cantidad de material necesario, la forma de armarlos y colocarlos en la obra. En base a estos cálculos se tabularon de forma conveniente, de tal manera que el diseñador de encofrados solo necesitará saber las dimensiones del elemento a encofrar.

Se elaboro un presupuesto comparativo entre dos alternativas de construcción de encofrados para el sistema de moldeado de un edificio de seis niveles. Para este diseño se tomaron en cuenta las recomendaciones sugeridas por los documentos ACI-622 (presiones de concreto), ACI-347 (madera) y reglamento AISC (acero). Se apoyo además en documentación bibliográfica respecto al tema.

ALCANCES

- Proporcionar una metodología práctica, rápida y fácil para el diseño de los encofrados más comunes en nuestro país, (vigas, losas, columnas, y zapatas), a las personas dedicadas al rubro de la construcción.
- Estudiar la factibilidad económica de los diferentes tipos de encofrados, mediante el análisis presupuestario a un edificio de seis niveles con los sistemas de encofrados existentes en nuestro país.

LIMITACIONES

- Este trabajo de graduación no contempló efectuar pruebas y ensayos de laboratorio, para obtener las propiedades mecánicas y estructurales de la madera. Dichas pruebas se tomaron del nuevo " Reglamento de Diseño Sísmico para la República de El Salvador".
- Los diseños de estructuras de madera para encofrados se efectuaron solo para la madera de pino, ya que es la más utilizada en la construcción en nuestro medio.
- Los diseños de los encofrados propuestos tomaron en cuenta las sugerencias de los reglamentos de construcción ACI-347, y el reglamento AISC, (madera y acero respectivamente).

CAPITULO I

SISTEMAS DE ENCOFRADOS

1.1 SISTEMAS DE ENCOFRADOS EN EL SALVADOR

El estudio de los encofrados para la fabricación de elementos estructurales, es de gran interés para las empresas que se dedican a la construcción. Existe una gran variedad de tipos de encofrados y son muchas las empresas que se dedican al alquiler de ellos.

Con el surgimiento de los elementos prefabricado y encofrados metálicos, y el alto costo de la madera, los dos primeros están teniendo mayor demanda sobre los encofrados de madera.

Con el objeto de conocer que medidas están tomando las empresas de nuestro país, para obtener economía en el uso de los encofrados, se recopiló información mediante encuestas y visitas técnicas a empresas que los utilizan (ver anexo 1).

Dentro de las empresas constructoras encuestadas y con algún criterio de diseño en dicho rubro, tenemos a ORION S.A., Constructora Simán S.A., ICA Total S.A., Edisal y Jiménez Castillo; de las cuales se obtuvo la información que se muestran en el anexo 2.

Los resultados obtenidos de estas encuestas, llevan a la conclusión de que la mayoría de las empresas pequeñas y con poca organización no le toman mucha

importancia a los encofrados de madera que utilizan, no así las empresas grandes las cuales conocen de la importancia de estos. En la mayoría de casos, los encofrados no son diseñados por un especialista, mas bien son tomados de diseños empíricos anteriores.

Además se comprobó que estas empresas en más de una ocasión han tenido problemas con los encofrados de madera durante los colados, ya que éstos de una u otra forma han cedido, por las cargas ejercidas por el concreto. Entre las fallas más frecuentes se tiene: abertura de los moldes de columna en la parte inferior, deflexión en vigas y losas, falla en puntales.

En las empresas grandes, tal es el caso de SIMAN S.A., Jimenez Castillo, EDISAL, ICA Total, se observó que tienen una buena planificación, aunque en la mayoría de ellas diseñan los encofrados sólo para elementos especiales ó de grandes dimensiones, no así para estructuras comunes como columnas, vigas, losas, zapatas, soleras, etc. Son muy pocas las empresas que elaboran planos de taller de sus encofrados para facilitar el trabajo al carpintero, así como son pocos los que emplean criterios técnicos en cuanto a armado y desencofrado de moldes se refiere, generalmente se apoyan en la experiencia de obras anteriores.

Partiendo de estos resultados es que se decide realizar un trabajo de investigación, con la finalidad de obtener diseños seguros y económicos de los diferentes tipos de encofrados de madera que se tiene en nuestro país; así como el establecer un método de planificación de éstos.

1.2 ENCOFRADOS DE MADERA

La madera debido a su escasez se ha transformado en un material muy costoso, siendo ésta la razón primordial para buscar un diseño económico y funcional, no descartandose la sustitución de la misma por materiales como plywood, o el plyform.

Un buen diseño de encofrados de madera tomará en cuenta el tiempo que ésta se vea sometida a cargas vivas y muertas, la forma de sujetar los elementos del encofrado sin perforarla para evitar su destrucción y el número de usos que se le puede dar.

1.2.1 LA MADERA

Los árboles maderables existentes en nuestro medio son los siguientes :

- ✓ Cedro
- ✓ Pino
- ✓ Cortés blanco
- ✓ Ciprés
- ✓ Copinol
- ✓ Siendo el Ciprés, el Pino y el Mangle los de mayor existencia en El Salvador.

- Defectos en la Madera:

El nudo es uno de los defectos más difíciles de tratar y frecuentes que se encuentran en la madera, debido a la presencia de una rama comprendidos en la madera del tronco.

Los nudos pueden disminuir en un 20 % la resistencia en compresión de la madera y en un 40 o 50 % la resistencia a la tensión. Debe buscarse una madera con el menor número de nudos posible para asegurar la elaboración de un encofrado.

1.2.2 SECCIONES COMERCIALES UTILIZADAS.

Las formas usuales de obtener la madera son : rollizas y aserrada; la rolliza muy poco se utiliza y generalmente es la madera que se explota. Las dimensiones comerciales empleadas en nuestro país se muestran en la tabla 1.1 y las secciones transversales, en la figura 1.1.

TABLA 1.1 DIMENSIONES COMERCIALES DE LA MADERA.

NOMBRE COMERCIAL	SECCION EN PULGADAS
Regla Pacha	1" x 4"
Costanera	1 1/2 " x 3" y 3" x 3"
Reglón	3" x 6 " y 3 1/2 " x 5"
Cuartón	3" x 6" y 4" x 7"
Vigas	4" x 6" y 4" x 7"
Soleras	4" x 8"
Pilares	4" x 4", 6" x 6", 8" x 8"
Paral Tabloncillo	2" x 6" y 2" x 8"
Tabloncillo	12" x 1" y 12" x 1 1/2"
Tabla	18" x 1" y 12" x 2"
Tabla medio gruesa	12" x 1/2"

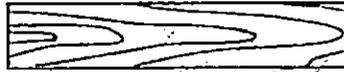
plywood

4' x 8"

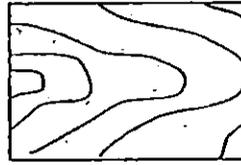
SECCIONES DE MADERA



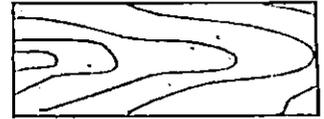
LISTON
1"X2"



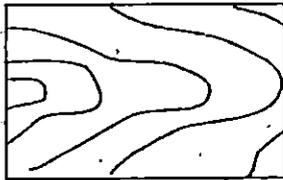
REGLA PACHA
1"X4"



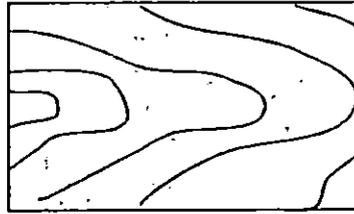
COSTANERA
2½"X3"



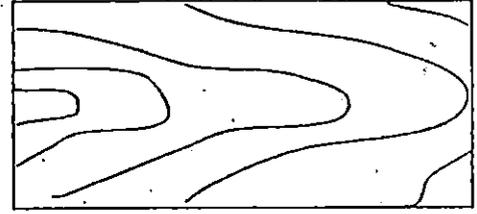
PARALES
1½"X6"



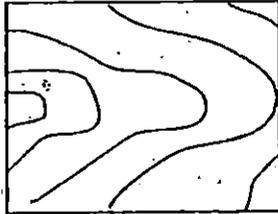
COSTANERA
2½"X5"



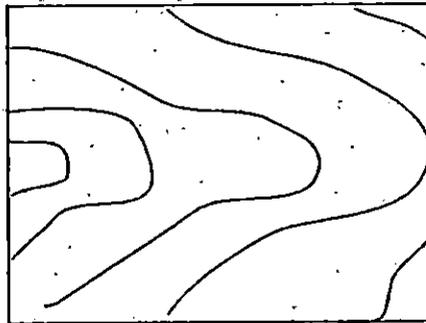
CUARTON
3"X6"



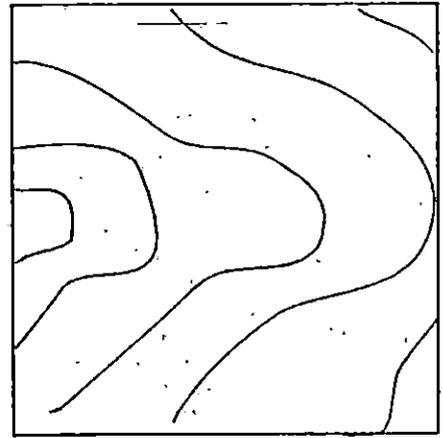
SOLERA
3"X8"



REGLON
3"X4"



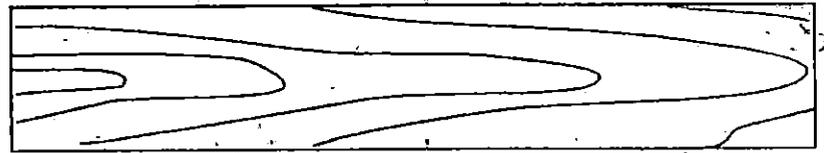
VIGA
4"X6"



PILAR
6"X6"



PARAL TABLONCILLO
2"X6"



TABLONCILLO
1½"X12"



TABLA
1"X12"

FIG. 1.1

Los tableros llamados plywood son elaborados de cedro y pino; este material es obtenido sintéticamente deshaciendo la madera natural, hasta lograr tableros de gran calidad en la que han desaparecido los defectos que pudiera tener la madera corriente, como son nudos y vetas, además es aislante, resiste la humedad, es flexible por lo que se puede amoldar fácilmente a superficies curvas.

1.2.3 TRATAMIENTO DE LA MADERA, CONSERVACION Y PROTECCION

Las situaciones o circunstancias en las que la madera es menos durable o se deteriora con mayor facilidad son:

- a) Cuanto más cálida y húmeda es la temperatura ambiente, más rápido se deteriora la madera.
- b) Las maderas en contacto con la tierra o sometidas al contacto con el aire, sufren alteraciones más o menos rápidas, que acaban por deteriorarla, de tal manera que ya no cumplen el fin a que se han destinado. Así las maderas que se emplean en la construcción de entarimados de edificio, bien abrigados y continuamente secos pueden durar mucho tiempo; los árboles cuyo crecimiento es lento dan maderas mejores, esto se debe a que las maderas que han crecido lentamente se han hecho compactas.

Para aumentar la duración de la madera, hay que someterla a tratamientos tales como:

1. Librarla de todas las sustancias que constituyen un alimento para seres vivientes, por medio de: secaje, flotaje, cocción o vaporización; además librarla de las sales disueltas en el almidón.

2. Impedir la circulación del aire, lo que se consigue mediante la aplicación de capas superficiales o por inyección de sustancias que solidificándose obstruyen los poros.
3. Hacer penetrar en sus canales sustancias antisépticas, formando por lo tanto un medio en el cual le es imposible vivir a los microorganismos; esto se consigue por diferentes métodos. Entre los principales métodos están: secaje natural, secaje artificial directo o indirecto, secaje por ventilación, pinturas y barnizados, carbonización superficial, procedimientos por inyección (creosotado, inyección de compuestos químicos).

1.2.4 PROPIEDADES FISICAS DE LA MADERA

Entre las propiedades físicas que posee la madera, se encuentra:

1. La humedad
2. Contracción y dilatación
3. Peso Específico
4. Durabilidad

La Humedad

Es la cantidad de agua contenida en la madera, una buena madera no debe ser muy seca, ni tampoco saturada; al estar muy seca esta se hincha en contacto con el agua y saturada produce una disminución de la resistencia.

El nivel óptimo de humedad está calculado en un 18 a 22 % ya que esto evita la proliferación de hongos y la contracción ó dilatación que dañaría las dimensiones y acabados de los elementos.

Contracción y Dilatación

Si la madera se contrae por su alto contenido de humedad, al evaporarse el agua se originan presiones internas que dañan la madera; si se dilata daña los acabados, haciéndolos lucir con curvas y deflexiones indeseadas.

Peso Especifico.

El peso específico de una pieza de madera (850 Kg/m³), puede variar con la luz solar y la época de corte. Una madera entre más densa es, presenta una mayor resistencia a los esfuerzos a que es sometida.

Durabilidad.

La madera sin ninguna protección y curado, es objeto de ataque por parte de la podredumbre y el comején. En la construcción depende mucho del buen trato que se le de al momento de encofrar y desencofrar, así como protegerla al contacto directo del concreto.

1.2.5 CLASIFICACION DE LA MADERA

La siguiente clasificación de la madera esta de acuerdo a su uso y normas ASTM, designación D 245-64:

- a) Vigas y largueros
- b) Columnas, postes parales y puntales
- c) Tablones
- d) Tablas estructurales

a) **VIGAS Y LARGUEROS** : Son piezas de sección rectangular (dimensión nominal 5 x 8 pulgadas o mayores) clasificadas de acuerdo a su resistencia a la flexión cuando están cargadas sobre su cara angosta.

b) **COLUMNAS, POSTE, PARALES Y PUNTALES** : son piezas de sección cuadrada o aproximadamente cuadradas de 5 x 5 pulgadas o mayores en su dimensión nominal. Clasificadas esencialmente para ser empleadas como postes o columnas; pero adaptables a usos diversos en las que la resistencia a la flexión no tenga importancia especial.

c) **TABLONES** :son piezas de sección rectangular (dimensión nominal de 2-4 pulgadas de espesor y de 4 pulgadas o más de ancho) clasificadas de acuerdo a su resistencia a la flexión cuando están cargadas sobre su cara angosta, como largueros, o sobre su cara ancha como tablones.

d) **TABLAS ESTRUCTURALES**: elementos estructurales de 1 " de espesor de sección nominal, usadas en entarimados o pisos clasificadas de acuerdo a la resistencia en la flexión.

1.3 CLASIFICACION DE LOS ENCOFRADOS DE MADERA

Dentro de los encofrados hechos con madera tenemos:

- a) Encofrado para columnas
- b) Encofrado para viga
- c) Encofrado para losa
- d) Encofrado para zapata
- e) Encofrado para muro y pared

1.3.1. ENCOFRADOS PARA COLUMNAS.

Las exigencias de un encofrado para columna son muchas, entre las cuales podemos mencionar: alineamiento, plomo, deflexiones no mayores que las permitidas, nivelado, etc.

Las columnas por su sección transversal pueden ser clasificadas de la siguiente forma:

- 1) Columnas Cuadradas o Rectangulares.
- 2) Columnas Cilíndricas.
- 3) Columnas en forma de L.

Para encofrados de columnas ligeras su elaboración es fácil, por ejemplo si son columnas cuadradas o rectangulares, bastarán cuatro piezas colocadas como se muestran en la figura 1.2, agregándole posteriormente su refuerzo (yugos atezadores) para evitar que las tablas laterales cedan al empuje ejercido por el concreto. Generalmente en nuestro medio estos yugos atezadores suelen estar hechos de regla pacha, costanera y cuartón, dependiendo de las dimensiones de la sección y por consiguiente de la magnitud de las presiones a contrarrestar. Por otra parte cuando se trata de columnas cuya sección y esbeltez son de grandes dimensiones, será necesario convertir a una forma más complicada de ajuste para mantener la sección unida (castillos), como se muestra en figura 1.3.

ENCOFRADO DE UNA COLUMNA LIGERA

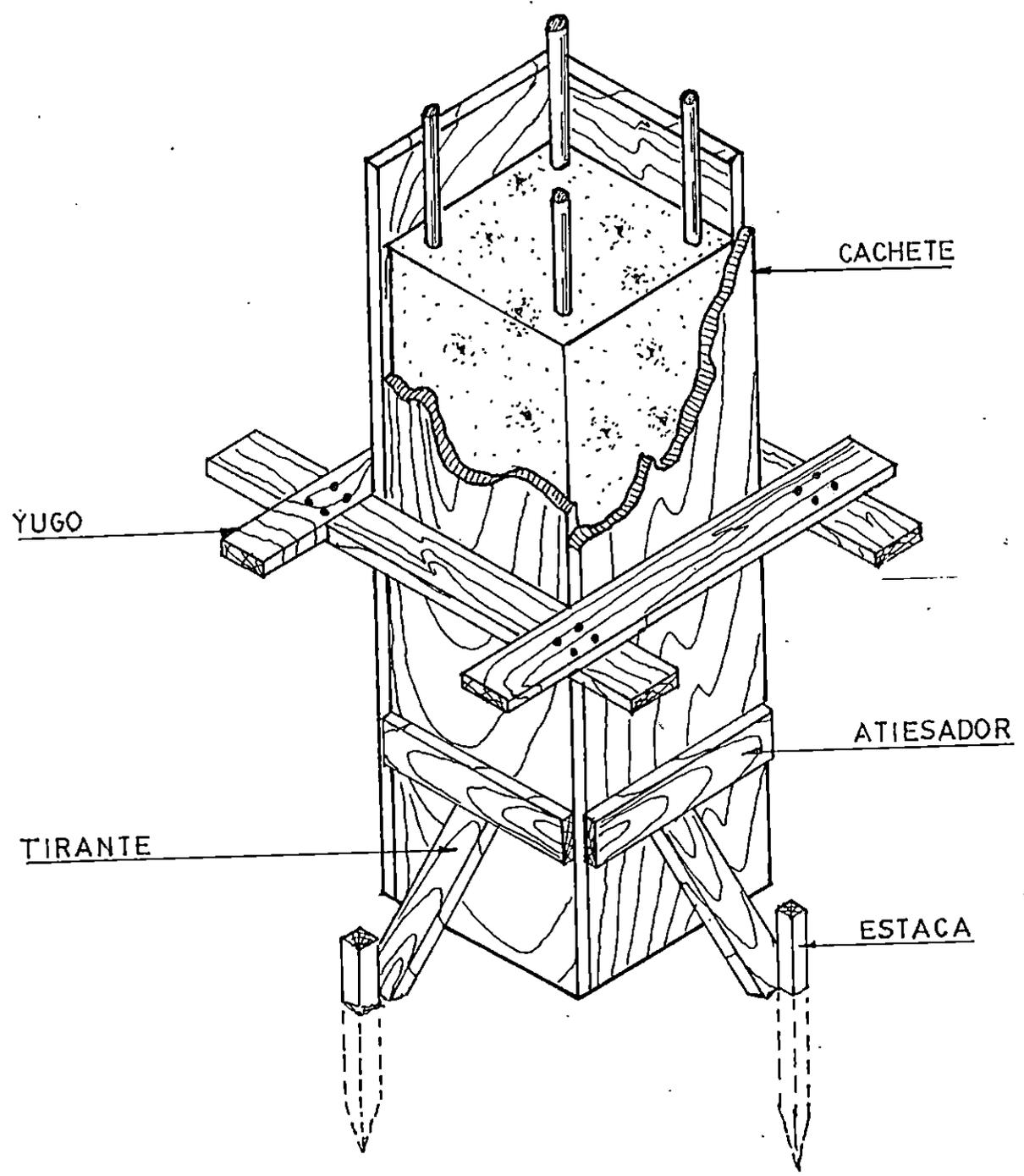
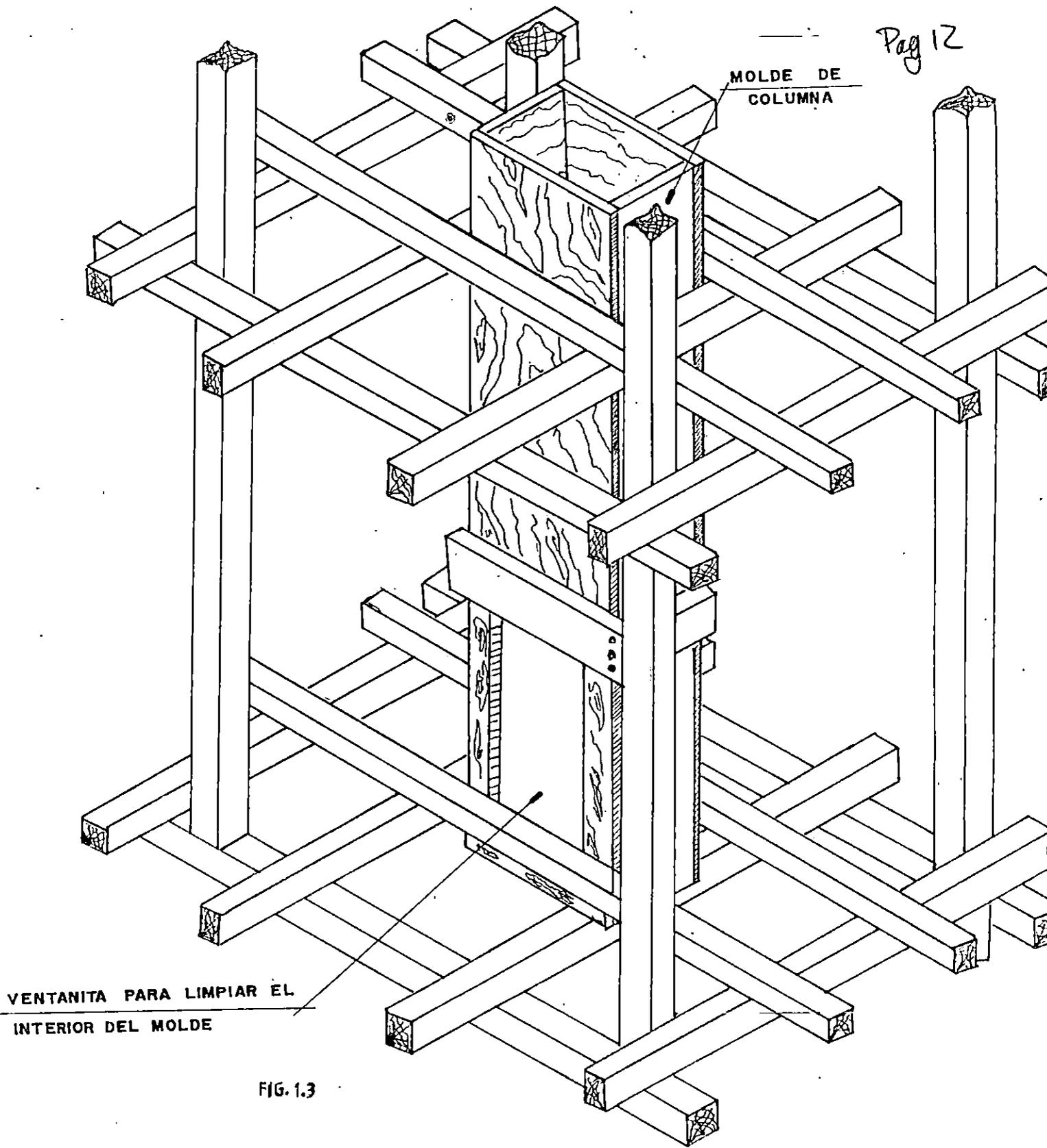


FIG. 1.2



VENTANITA PARA LIMPIAR EL
INTERIOR DEL MOLDE

FIG. 1.3

FORMA DE SUJETAR UN MOLDE DE COLUMNA USANDO UN CASTILLO DE MADERA

Encofrado para columnas cuadradas y rectangulares.

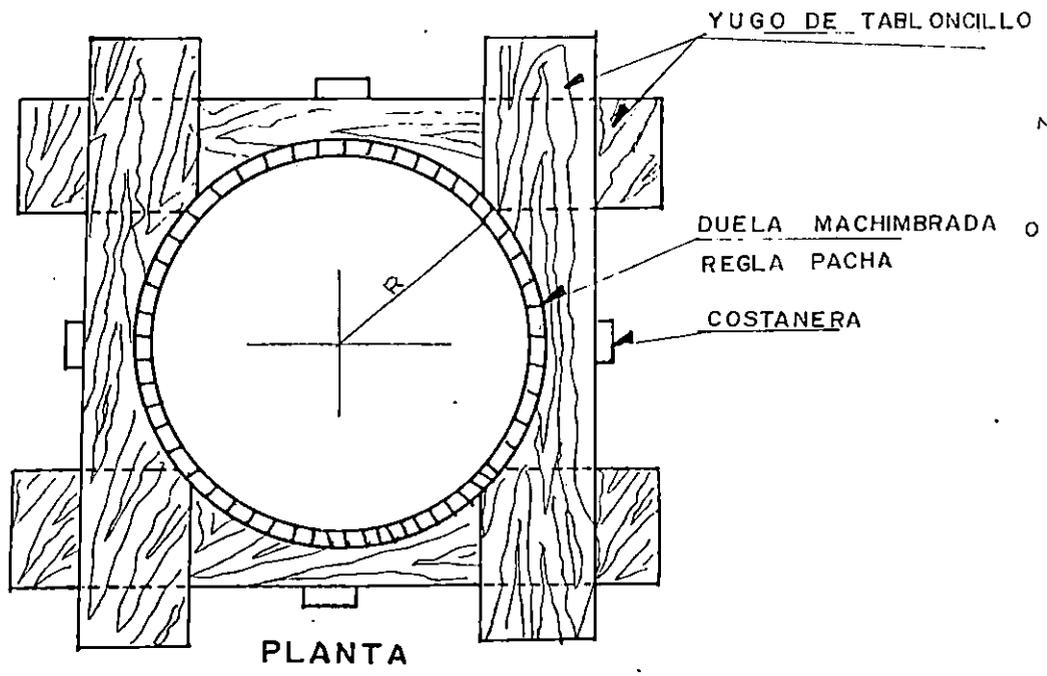
En las figuras 1.2 y 1.3, se ilustran métodos de molde para columnas cuadradas y/o rectangulares, por lo general es el más utilizado en nuestro país. La cubierta de estos moldes se hace de tabla o tabloncillo, los soportes laterales llamados yugos o zuchos pueden ser de cuartón o costanera dependiendo de la altura de la columna y velocidad de colado, que son factores importantes en la presión del concreto.

Encofrado para columnas cilíndricas.

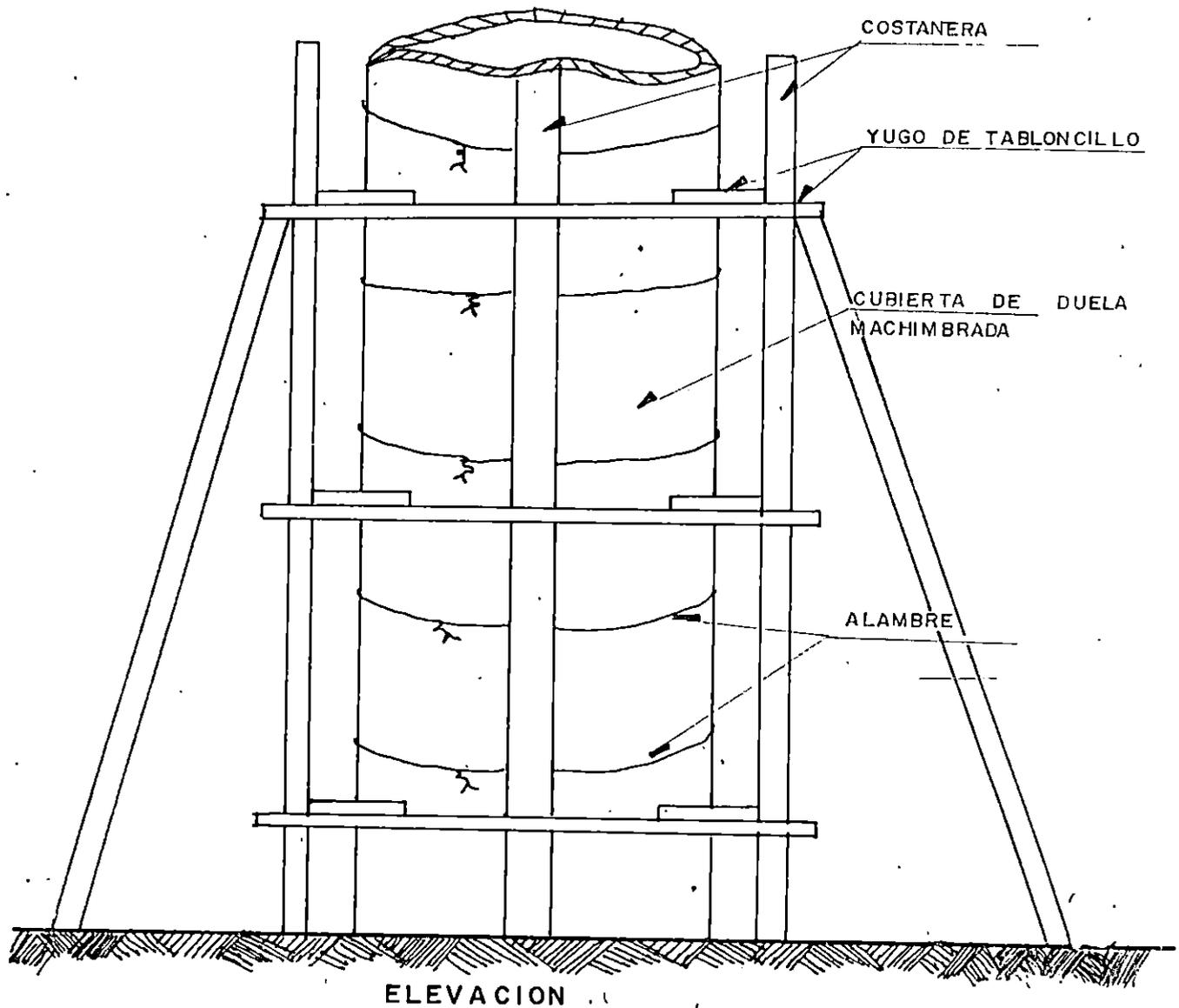
En la figura 1.4a y 1.4b se muestra un método de molde para una columna cilíndrica; por lo general el moldeado de una columna de esta forma se hace de duela machiembreada o regla pacha arriestrada por yugo de tabloncillo o costanera colocada verticalmente, la separación entre yugos será de acuerdo a la presión del concreto y altura de columna.

Encofrado para columnas en forma de L.

El molde tradicional para este tipo de columna, se muestra en la fig. 1.5. Aunque la fabricación de este molde se puede hacer construyendo un encofrado cuadrado o rectangular y colocando piezas adicionales (contramoldes) en las partes requeridas para evitar el vaciado del concreto en esta zona dándole la forma deseada. Algunas empresas utilizan tornillos en vez de clavos para fijar los moldes, lo cual es beneficioso ya que alarga la vida de los moldes y permite darle un mayor número de usos.



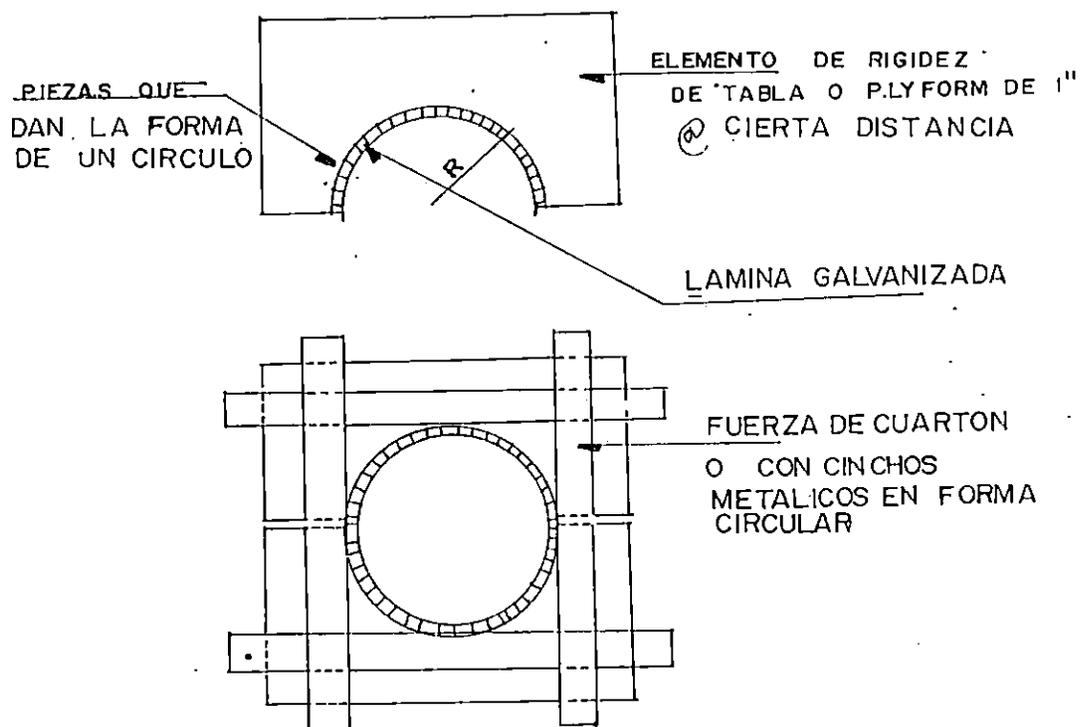
20



METODO DE MOLDEO PARA COLUMNA REDONDA

FIG. 14 a

MOLDE HECHO CON MADERA Y/O LAMINA GALVANIZADA



COLUMNA CON TUBO DE CEMENTO

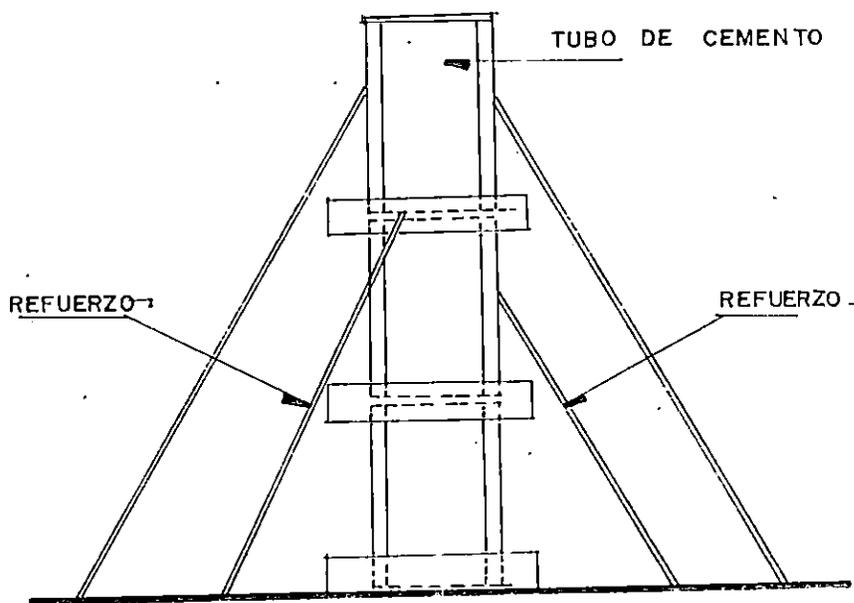
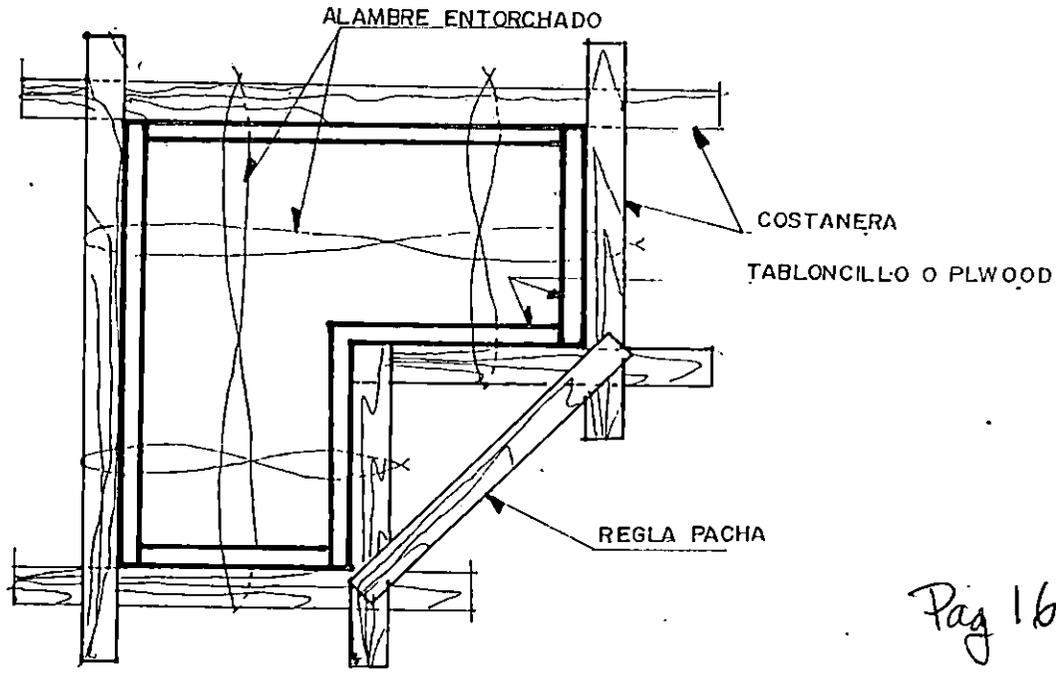


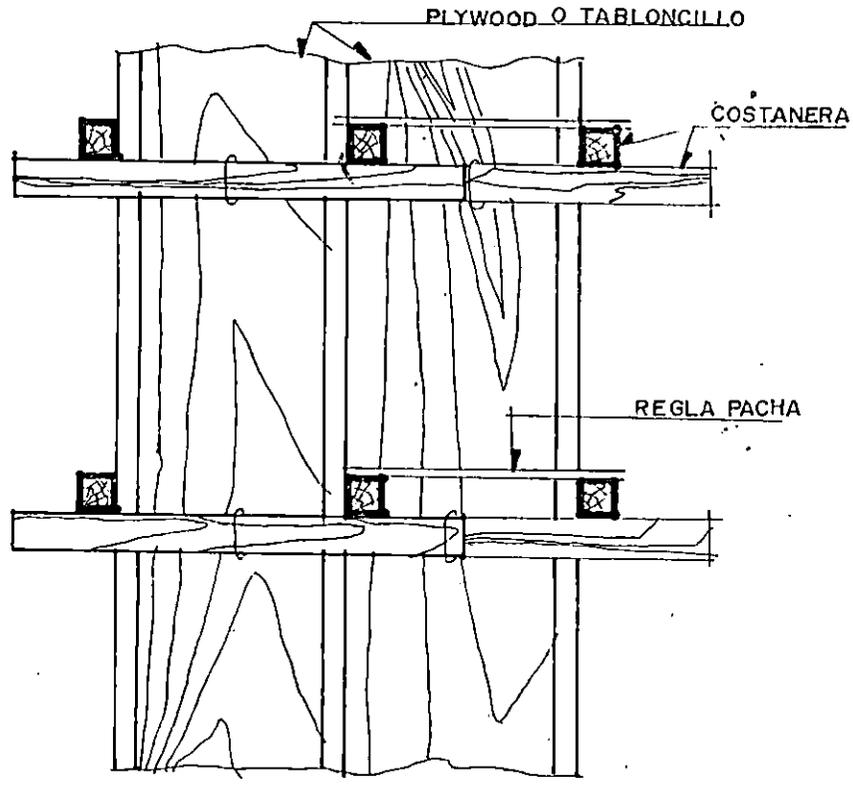
FIG. 1.4 b

MÉTODO DE MOLDEO DE UNA COLUMNA ENL.



Pag 16

PLANTA



ELEVACION

FIG. 1.5

1.3.2 ENCOFRADO PARA VIGAS.

Las vigas de concreto armado son los elementos en posición horizontal encargados de soportar las cargas de losas de entrepisos y paredes apoyándose generalmente sobre las columnas, o bien, sobre muros y paredes de mampostería.

Se clasifican de acuerdo a:

1. Las dimensiones y forma de su sección transversal (cuadradas, rectangulares).
2. A la posición que ocupa dentro de todo el contexto de los elementos estructurales (interior, central y de borde).

Los elementos que componen el encofrado de la costilla de la viga, generalmente se conectan a los tableros laterales, cuyo ancho es igual a la altura de la viga, los cuales están constituidos por lo general de tabla o tabloncillo al igual que el fondo del molde; es de notarse que este tablero del fondo irá siempre entre lados laterales (Fig. 1.6a). Los barrotes o valules estarán distanciados de manera que puedan soportar el empuje que el concreto ejerza sobre las costillas. Los valules son elaborados generalmente de costanera o cuartón, que descansan sobre otros cuartones colocados de plan sobre el terreno y son llamados durmientes.

Para ajustar y nivelar la altura de los pilotes, de tal manera que la tabla del fondo del encofrado de la viga pueda asentarse uniformemente sobre todos los cabezales, se recurre a las cuñas, estas constan de dos parte y pueden ser hechas de trozos de cuartón cortados en diagonal (Fig. 1.6b).

NO

E

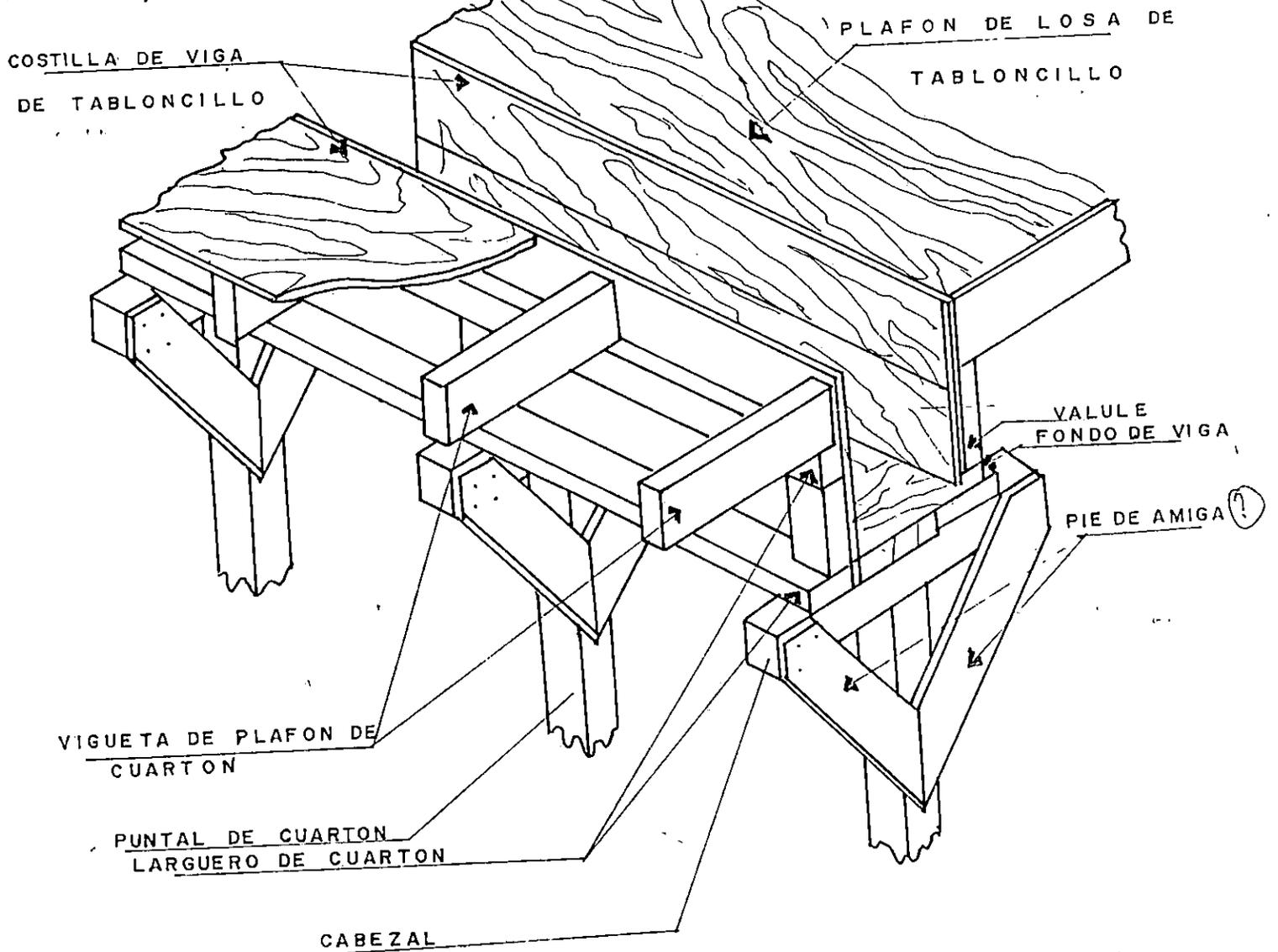
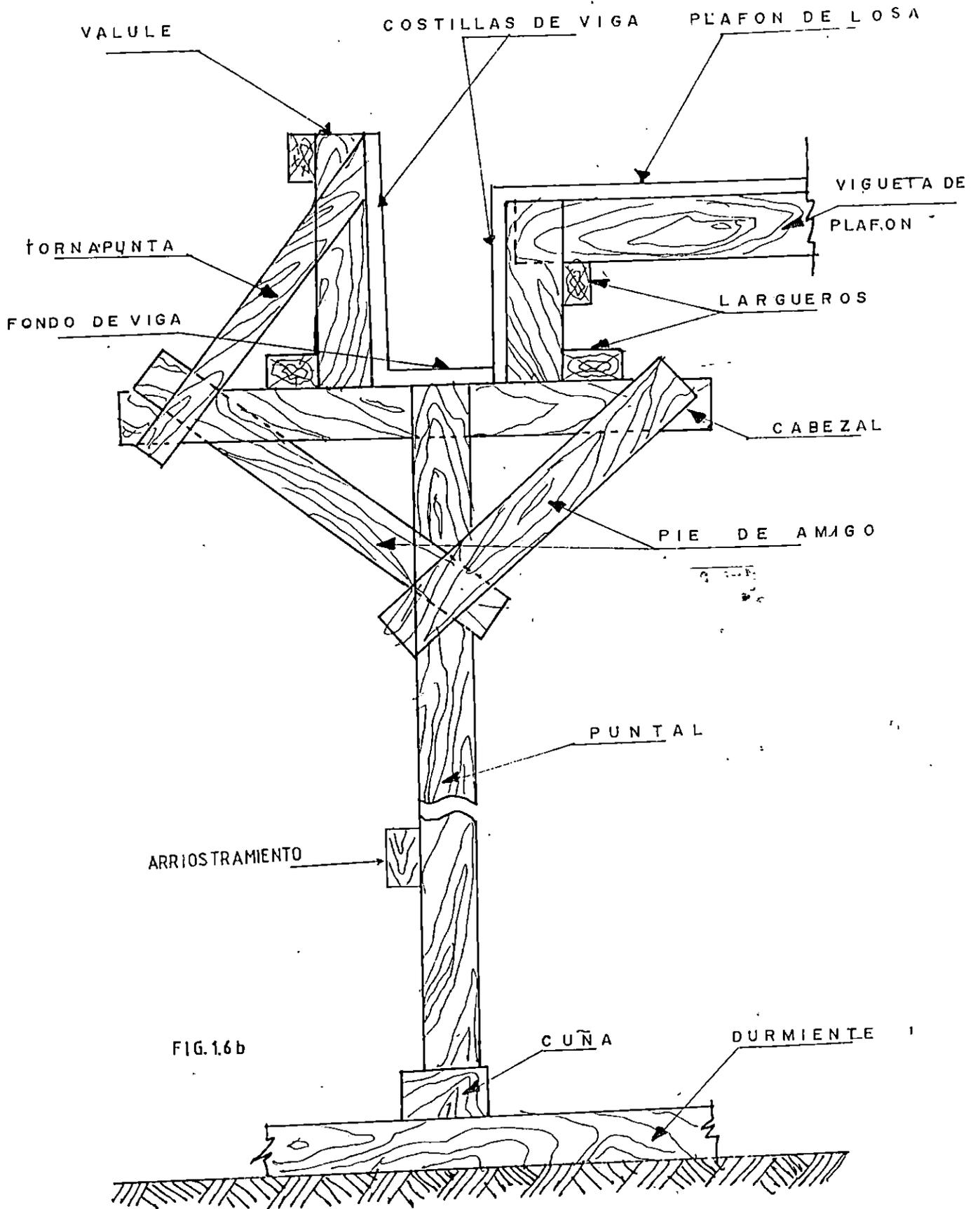


FIG 16 a

METODO DE MOLDEO PARA UNA VIGA DE CONCRETO CENTRAL



METODO DE MOLDEO PARA UNA VIGA DE CONCRETO EXTERIOR 19

1.3.3. ENCOFRADOS DE LOSA.

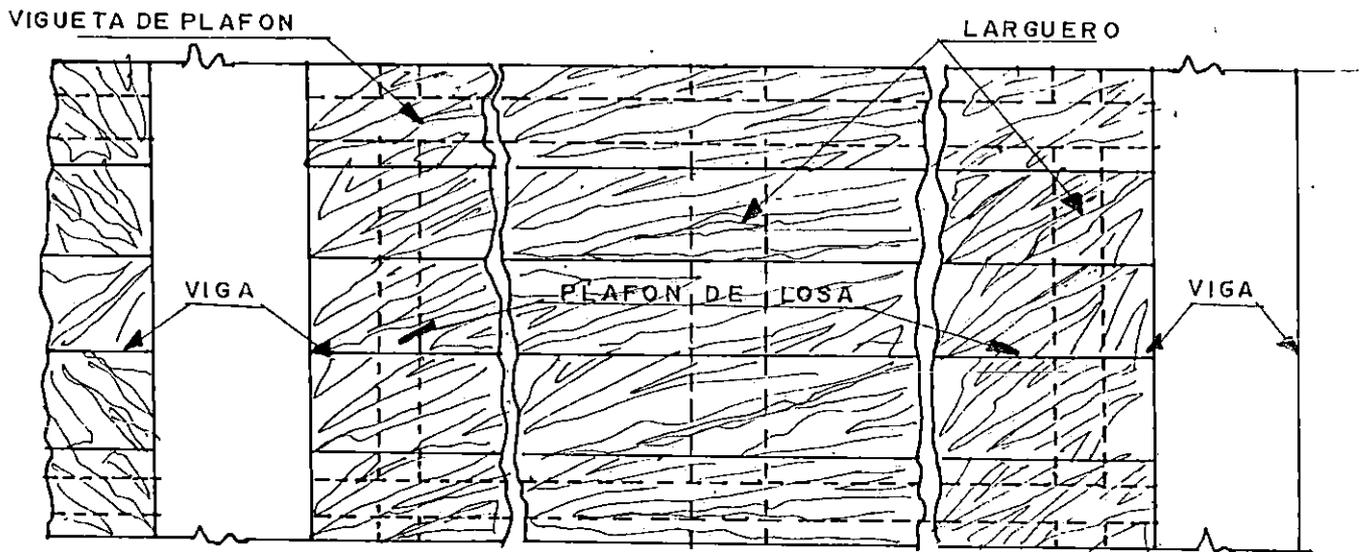
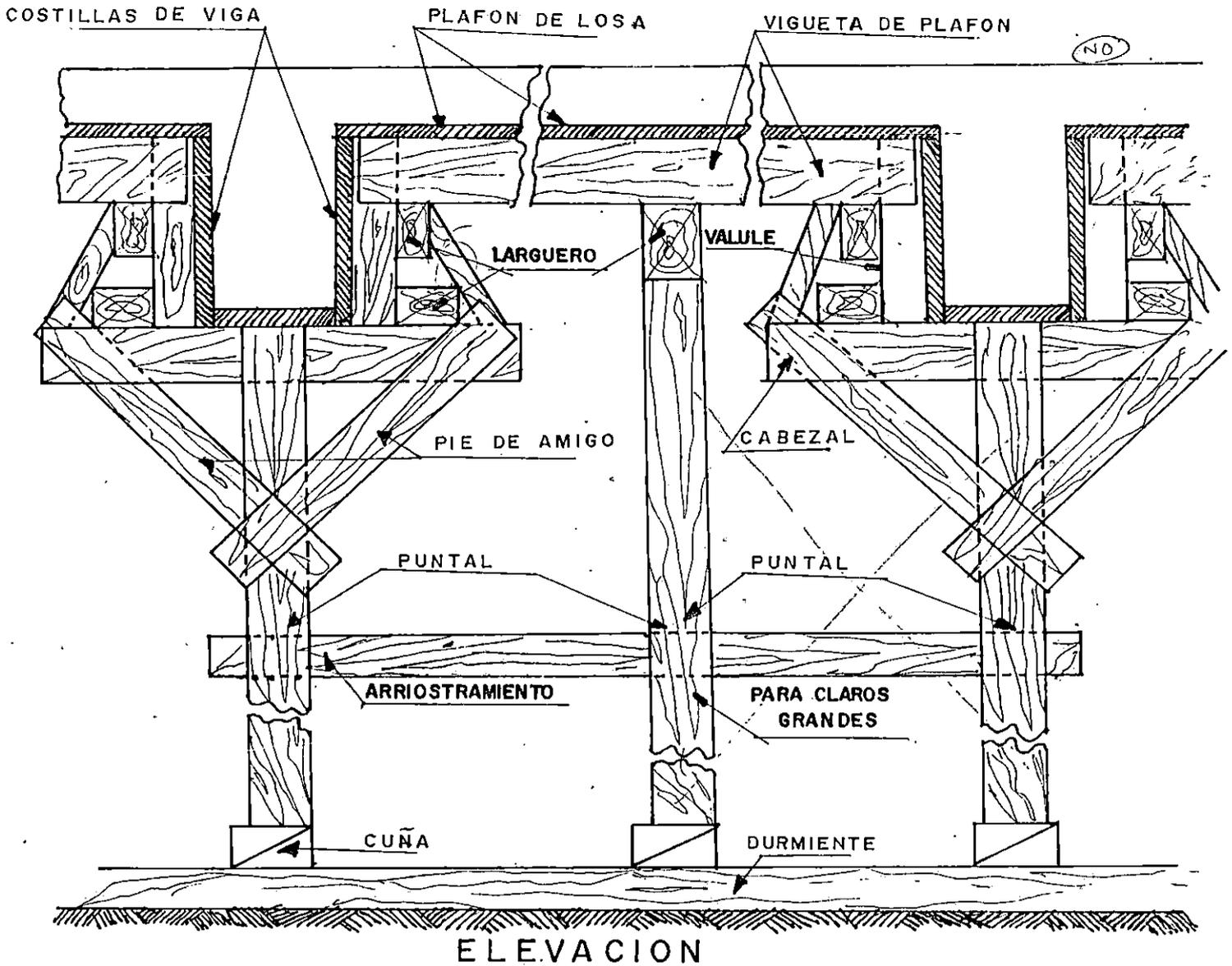
El término losa es usado frecuentemente en el ámbito constructivo en nuestro medio para acusar cualquier sistema de entrepiso de una edificación. Existen diversos tipos y formas de losas en El Salvador, predominando dos tipos de entrepisos:

- Losa densa
- Losa aligerada prefabricadas (Copresa, Prexcon, Zap, etc.).

Cada uno de estos sistemas puede presentar diferentes formas y maneras de apoyo así tenemos que una losa densa puede ser de espesor uniforme (esto es sin vigas) y apoyarse directamente sobre las columnas o bien estar apoyados en las vigas, ver Fig. 1.7. Las losas aligeradas pueden presentar distintas formas y manera de apoyo según estén estructuradas en una o dos direcciones.

MOLDE PARA LOSA DENSA.

El encofrado para las losas que están apoyadas en muros de concreto ó mampostería, o bien en vigas sobre columnas es relativamente sencillo. Bastará elaborarlos con tablas corrientes (sobre las cuales se colocará la armadura) apoyadas en viguetas de plafón y estas a su vez apoyadas sobre largueros longitudinales los cuales descansarán sobre los puntales. En algunas obras no se utiliza la tabla corriente; sino tabloncillo de pino, plywood o plyform, según sea el acabado que se desea. ver Fig. 1.8.



VISTA SUPERIOR

FIG. 17

21

MOLDE DE MADERA PARA UNA LOSA DENSA

ENCOFRADO DE LOSA MACIZA

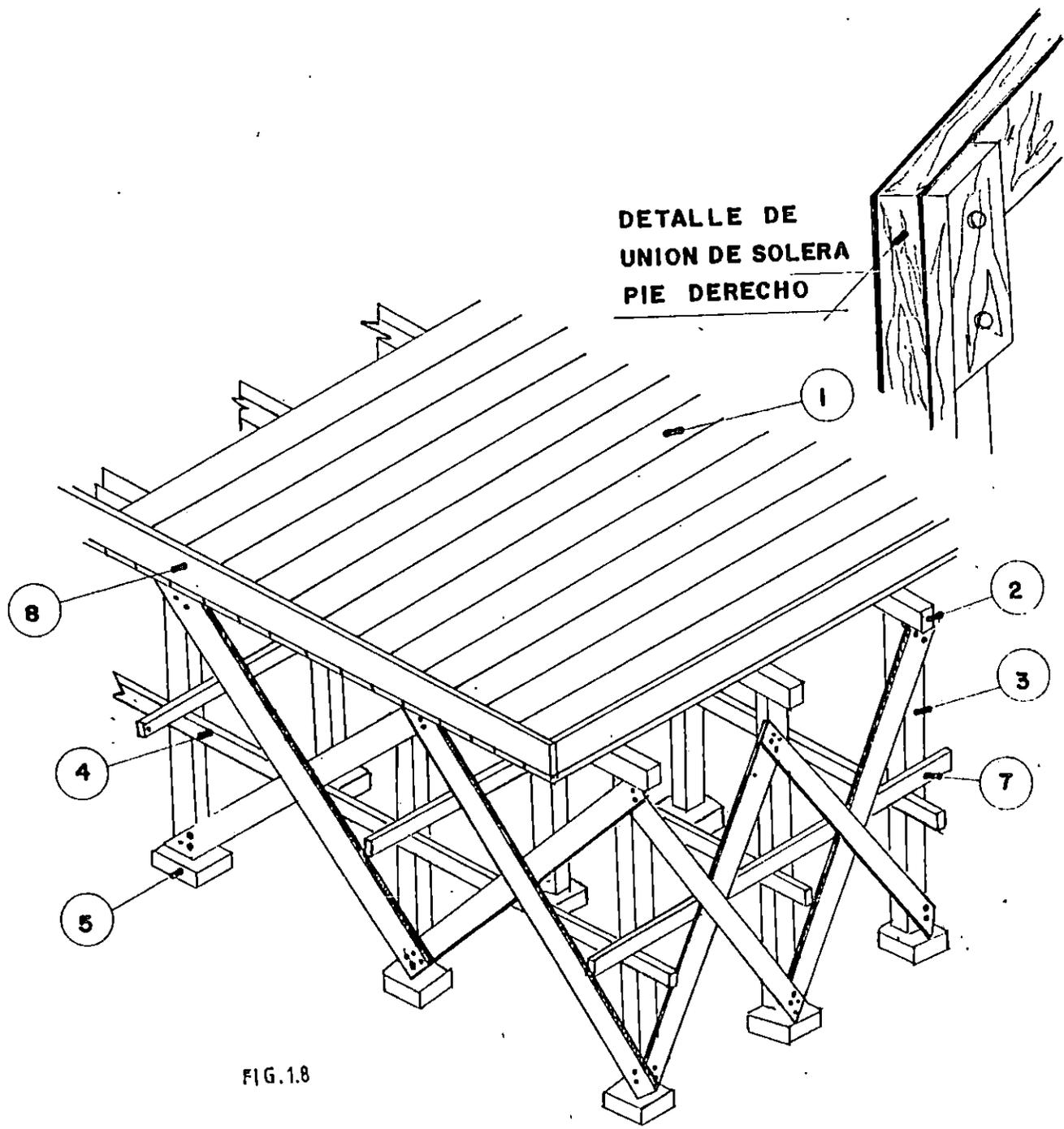


FIG.1.8

MOLDE PARA LOSA ALIGERADA

En este tipo de construcción se moldea convencionalmente; son elementos prefabricados de medidas estándares. Para losas nervadas en dos direcciones tenemos los casetones; generalmente estos moldes son de acero o madera, pero recientemente se están usando materiales como: la fibra, plástico retorcido, cartón, etc.

Las baldosas de arcilla o bloques de concreto que quedan permanentes en las losas tienen la misma función que los moldes removibles que conocemos como casetones o colmenas.

1.3.4 ENCOFRADOS DE ZAPATAS.

Generalmente ocurre que los cimientos quedan enterrados y no pueden ser apreciados y por lo tanto los encofrados del cimiento suelen ser menos terminados que los otros (losa, viga, columna, etc.). Es muy frecuente que en el encofrado de la cimentación se utilice menos madera que al encofrar otros elementos estructurales ya que en la mayoría de casos si las condiciones del terreno lo permiten se puede colocar contra la tierra; esto lógicamente está sujeto a las condiciones y propiedades del suelo (cimentaciones poco profundas), como se puede ver en la figura 1.9 . Cuando tenemos cotas de fundación profundas y dimensiones mayores de zapatas aisladas y corrida, la excavación es frecuentemente más ancha que las dimensiones proyectadas de la zapata y por lo tanto recurrimos al auxilio de la madera para encofrar.

TERRENO NATURAL COMO MOLDE

Nº

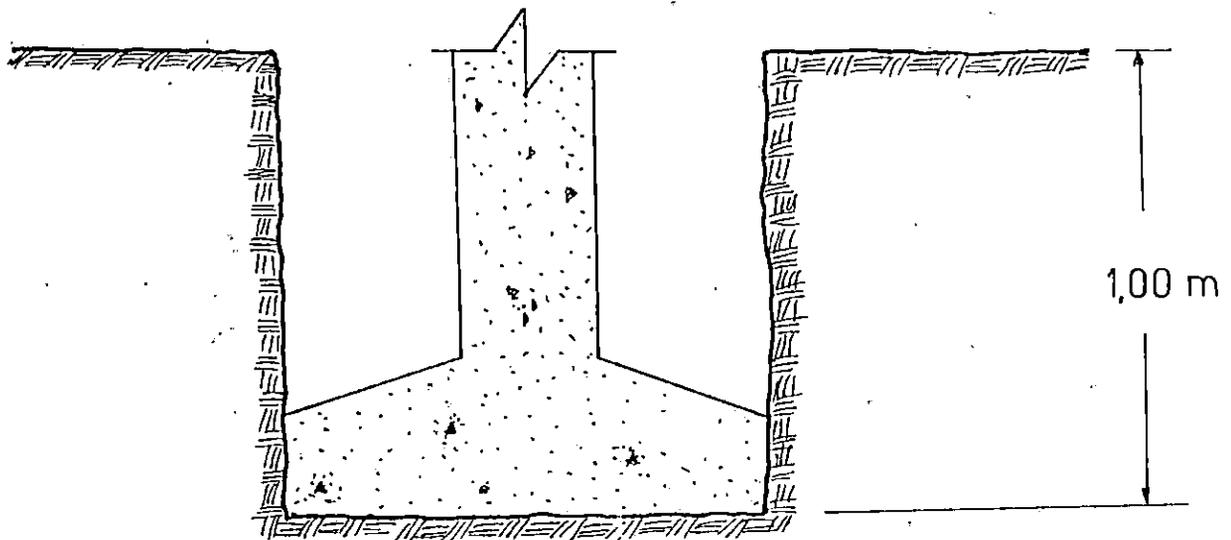
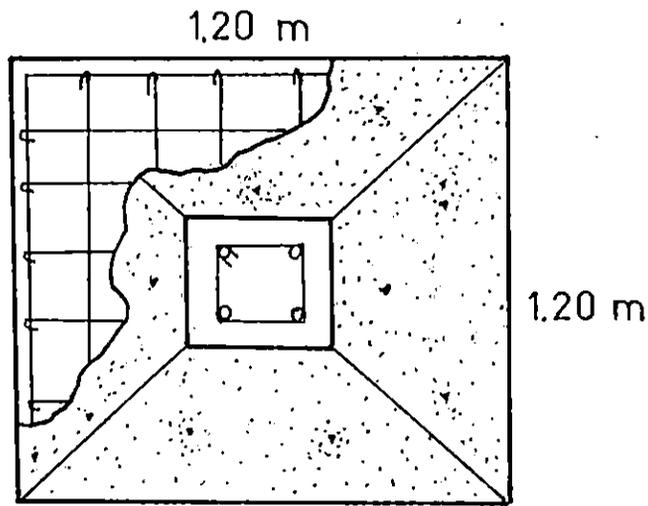
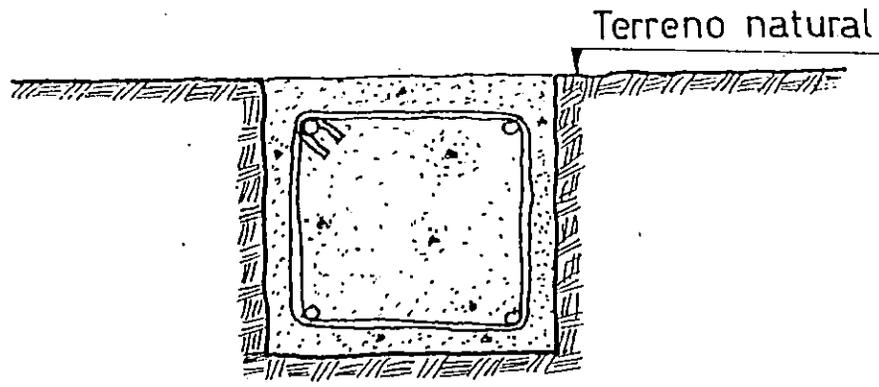


FIG.19

24

La selección del molde para una zapata de concreto dependerá del tamaño y forma de la zapata y del número de veces que el molde sea ocupado sin modificación.

Entre los tipos de zapatas a moldear, tenemos:

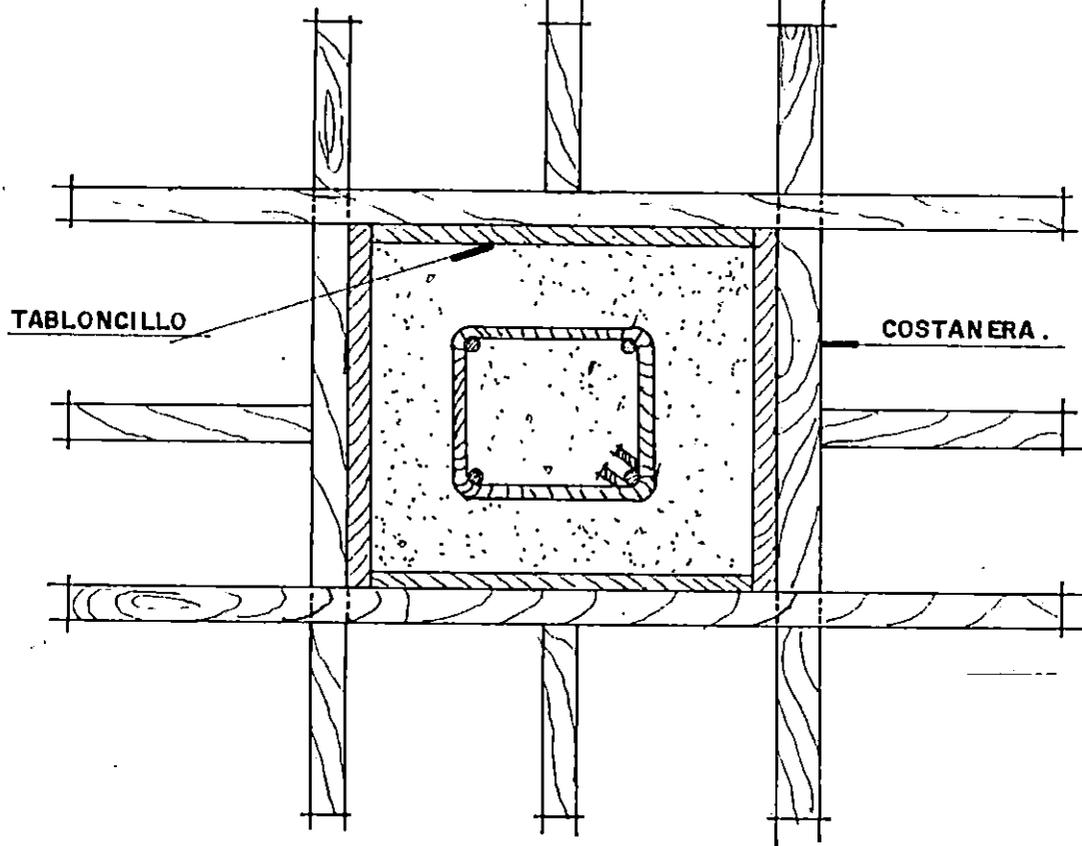
1. Zapata rectangular de sección constante.
2. Zapata escalonada
3. Zapata redonda (en desuso)
4. Zapata aislada con pendiente
5. Zapata corrida
6. Zapata combinada

ZAPATA RECTANGULAR DE SECCION CONSTANTE

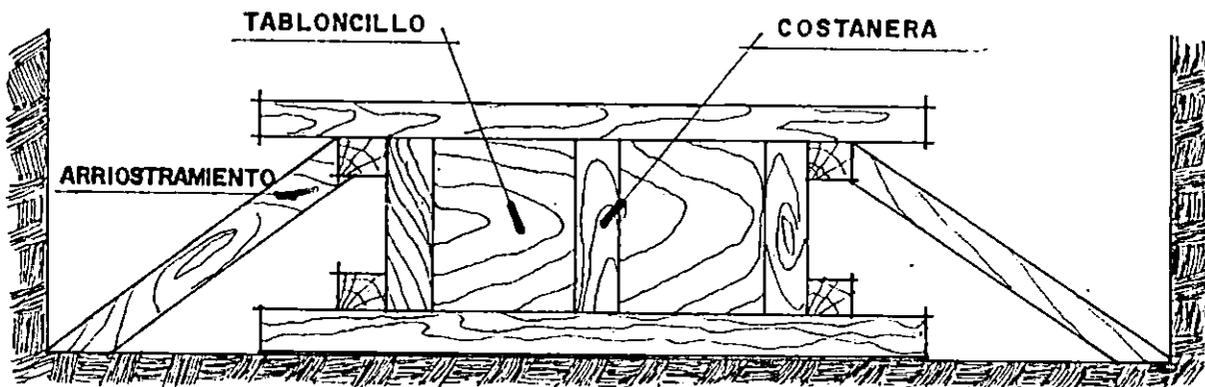
El molde de una zapata rectangular de sección constante debe ser hecho preferiblemente para ser montado y removido con facilidad y de ser posible reutilizarlo en zapatas con iguales dimensiones.

Para su elaboración se usa el tabloncillo o plywood, para los laterales y costanera para la estructura de sostén de estas. Así mismo—pueden también ocuparse pines de acero en las esquinas de la formaleta, para obtener una rápida remoción y además un anclaje adecuado. Tomando en cuenta las dimensiones de la zapata, deberán ser reforzadas con valules de costanera, para asegurar su resistencia a las presiones del concreto (Fig. 1.10).

MOLDES DE MADERA PARA ZAPATA CUADRADA O RECTANGULAR.



VISTA SUPERIOR.



ELEVACION. FIG. 1.10

ZAPATAS ESCALONADAS.

Para construir y colar un molde de zapata de este tipo, la forma más práctica es construir el molde inferior, el cual debe llenarse primero, al fraguar el concreto de éste, se procede a colocar el molde superior y posteriormente se hace el colado respectivo.

ZAPATAS REDONDAS

Su moldeado puede hacerse con regla pacha y yugos de tabloncillo, al igual que si fueran columnas circulares. Los yugos se pueden colocar en el fondo y nivel superior a tres pulgadas abajo del nivel máximo de la zapata. Otra forma de colar una zapata redonda es con tubo de concreto o PVC o con lámina galvanizada.

ZAPATAS CON PENDIENTE

Este tipo de zapata es poco práctica, son usadas algunas veces en lugar de las zapatas escalonadas, su ventaja se encuentra en el ahorro de concreto; pero no es muy utilizada por el aumento de mano de obra y por la dificultad de anclar el molde al refuerzo inferior para evitar la abertura del molde Fig. 1.11.

ZAPATA CORRIDA

En la zapata corrida para sostener los laterales se utiliza tabla o tabloncillo, las cuales se encuentran sostenida temporalmente por estacas de madera espaciadas generalmente entre 1.30 y 1.80 mts.

(No)

ENCOFRADO DE UNA ZAPATA AISLADA

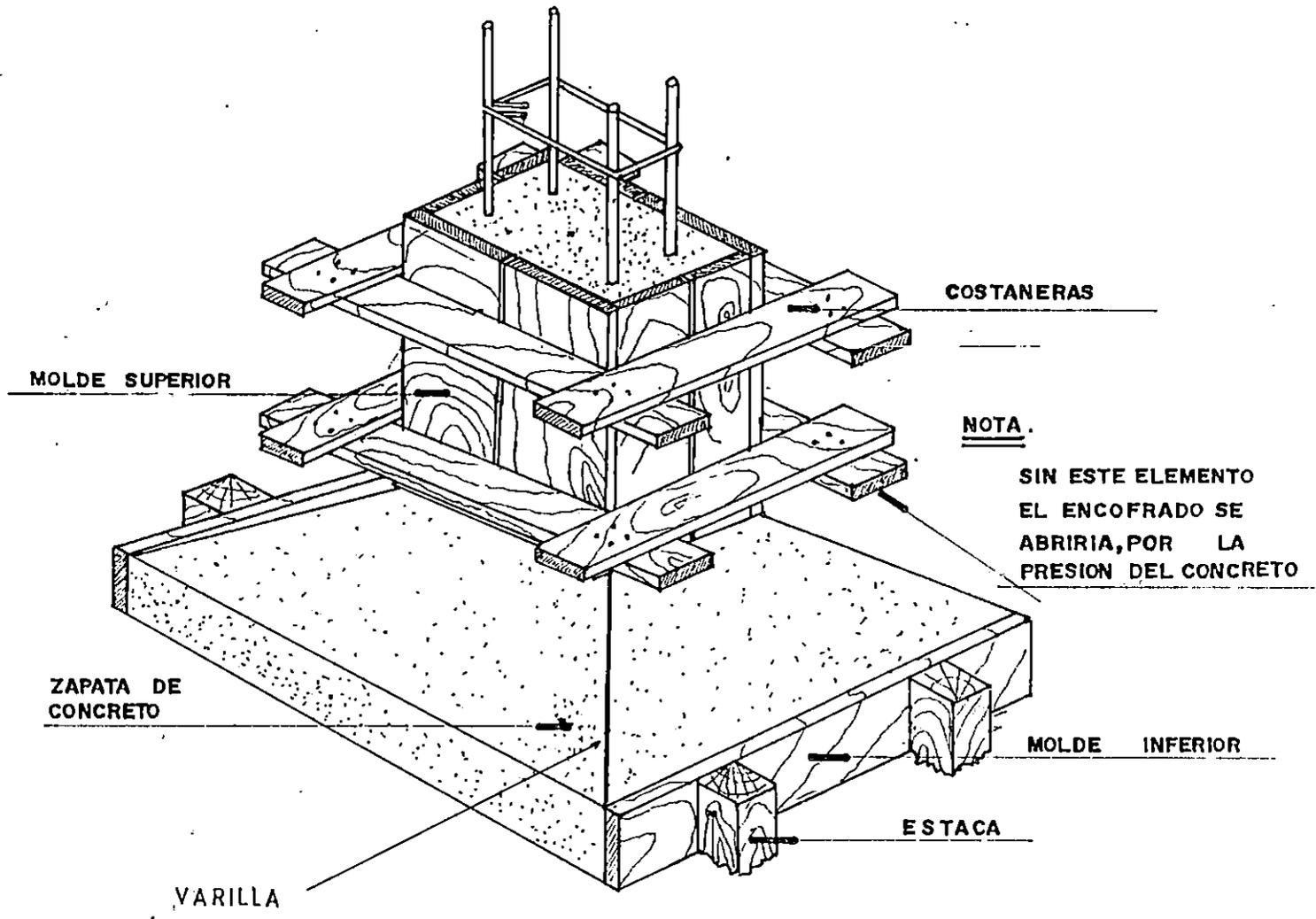
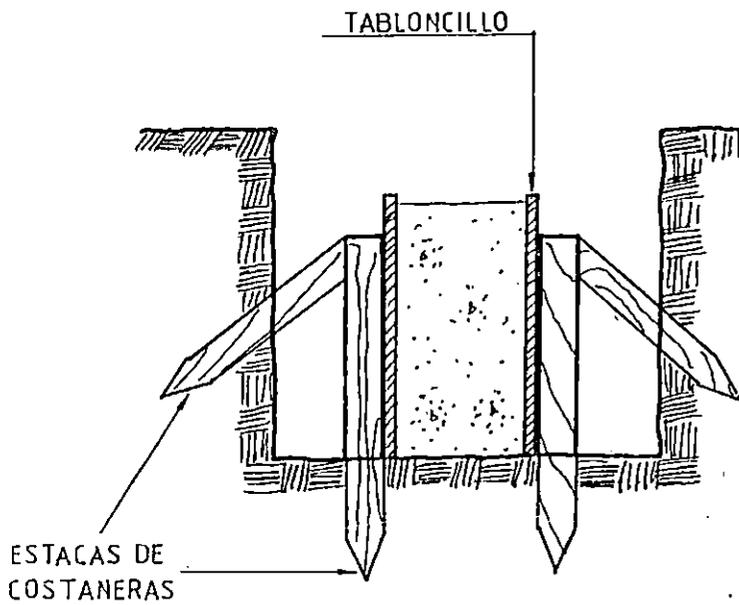


FIG.1.11

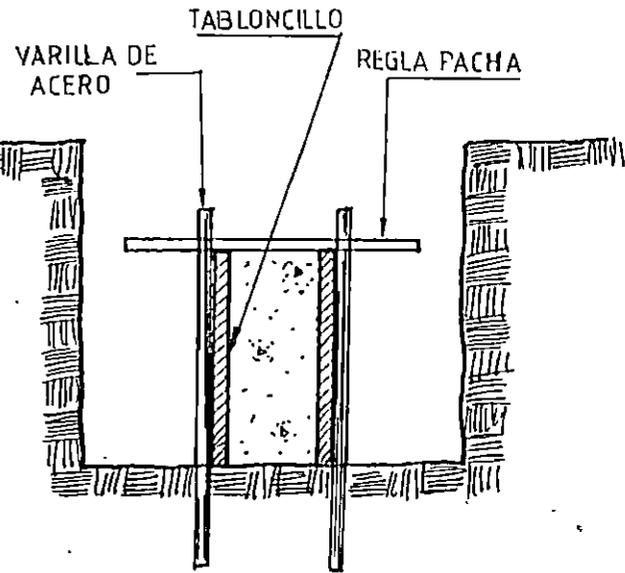
NOTA : "EL MOLDEADO ES CUANDO SE
CUELA CON EL PEDESTAL"

ENCOFRADO DE UNA FUNDACION CORRIDA DE FORMA RECTANGULAR

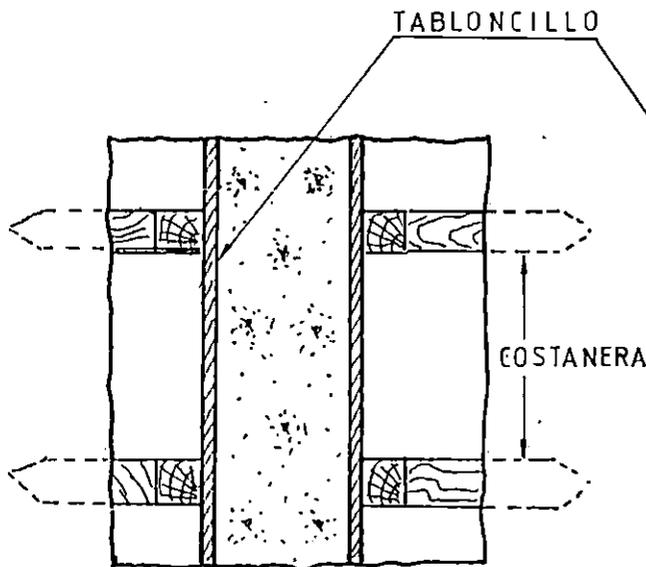
(10)



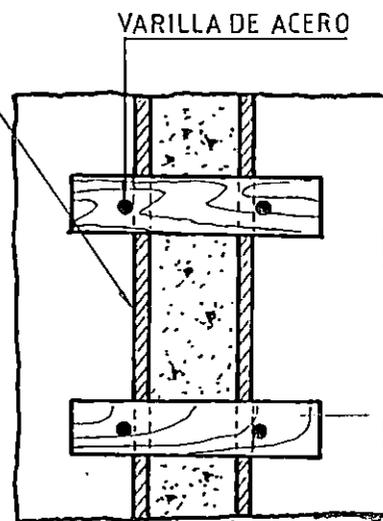
Elevación



Elevación



Vista Superior



Vista Superior

FIG. 1.12

Las estacas de madera se hincan en la tierra por el lado exterior de la tabla o tabloncillo; cuando se colocan varillas de acero para sostenerlas, suelen utilizarse trozos de regla pacha clavadas en el nivel superior de los moldes, que servirán como separadores, los cuales se separan de 3 a 4 pies, lo que impedirá movimientos ver Fig. 1.12.

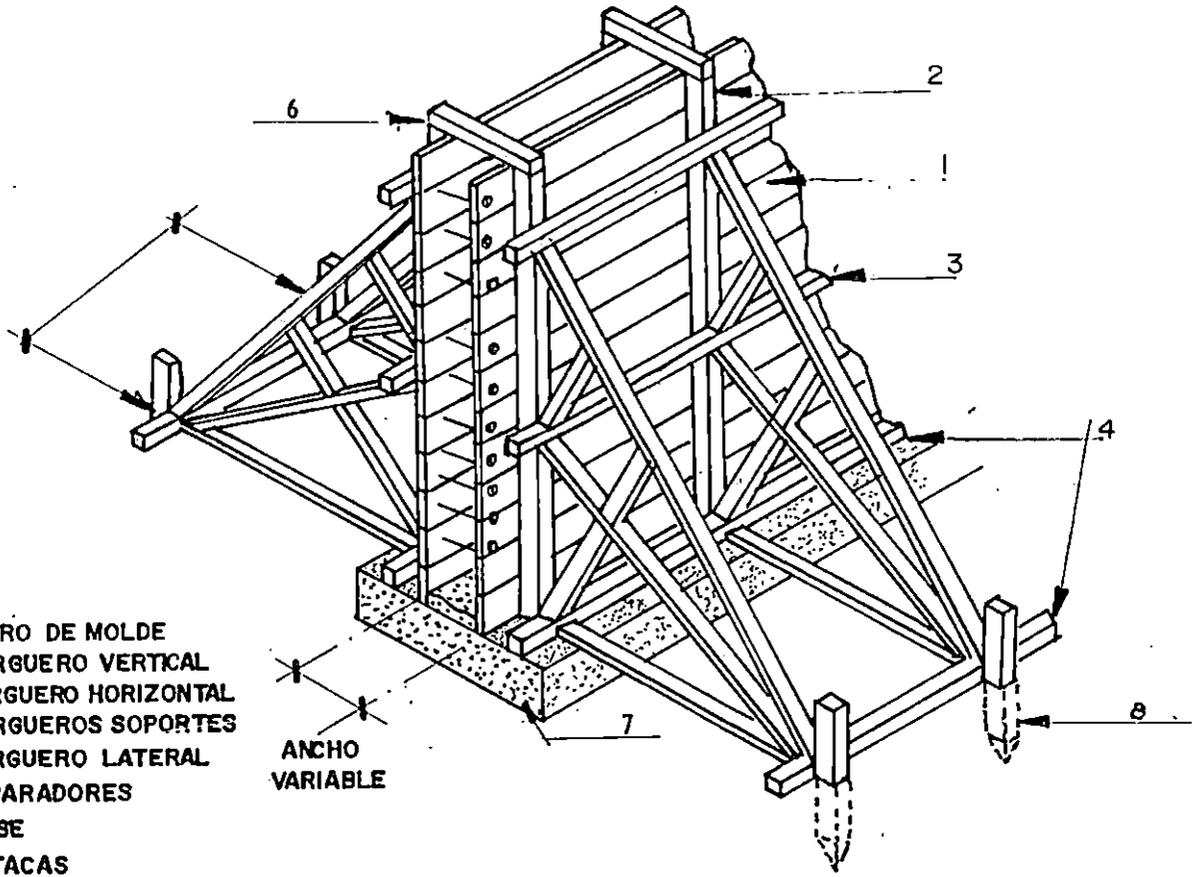
1.3.5 ENCOFRADOS DE MUROS Y PAREDES

Este tipo de encofrado se distingue de los anteriores, porque emplea tableros de grandes medidas de acuerdo a las dimensiones que requiere este tipo de obra (Fig. 1.13a, 1.13b y 1.13c), contrario a lo que sucede en el caso de columnas y vigas, caracterizadas por su relativa estrechez y su longitud.

Los encofrados de muros y paredes consta de cinco partes básicas que son:

1. Las paredes de tabla, tabloncillo o plywood (según el acabado de la obra que se desee), que sirven para retener el concreto.
2. Los largueros verticales que sirven para asegurar las tablas de las paredes; pueden ser de costaneras o cuartón, según sean las dimensiones del muro.
3. Los largueros horizontales, que sirven para el alineamiento de todo el muro encofrado además que sujetan los largueros verticales.
4. El arriostamiento lateral, que sostienen todo el molde contra las cargas de construcción y en ciertos casos, contra las cargas de viento y sismo.
5. Los separadores y tirantes que toman la fuerza ejercida por la presión del concreto.

ENCOFRADO DE MUROS DE RETENCION (2 CARAS / TÍPICO).



- 1. FORRO DE MOLDE
- 2. CARGUERO VERTICAL
- 3. LARGUERO HORIZONTAL
- 4. LARGUEROS SOPORTES
- 5. LARGUERO LATERAL
- 6. SEPARADORES
- 7. BASE
- 8. ESTACAS
- 9. PERNO (TENSOR).

ANCHO VARIABLE

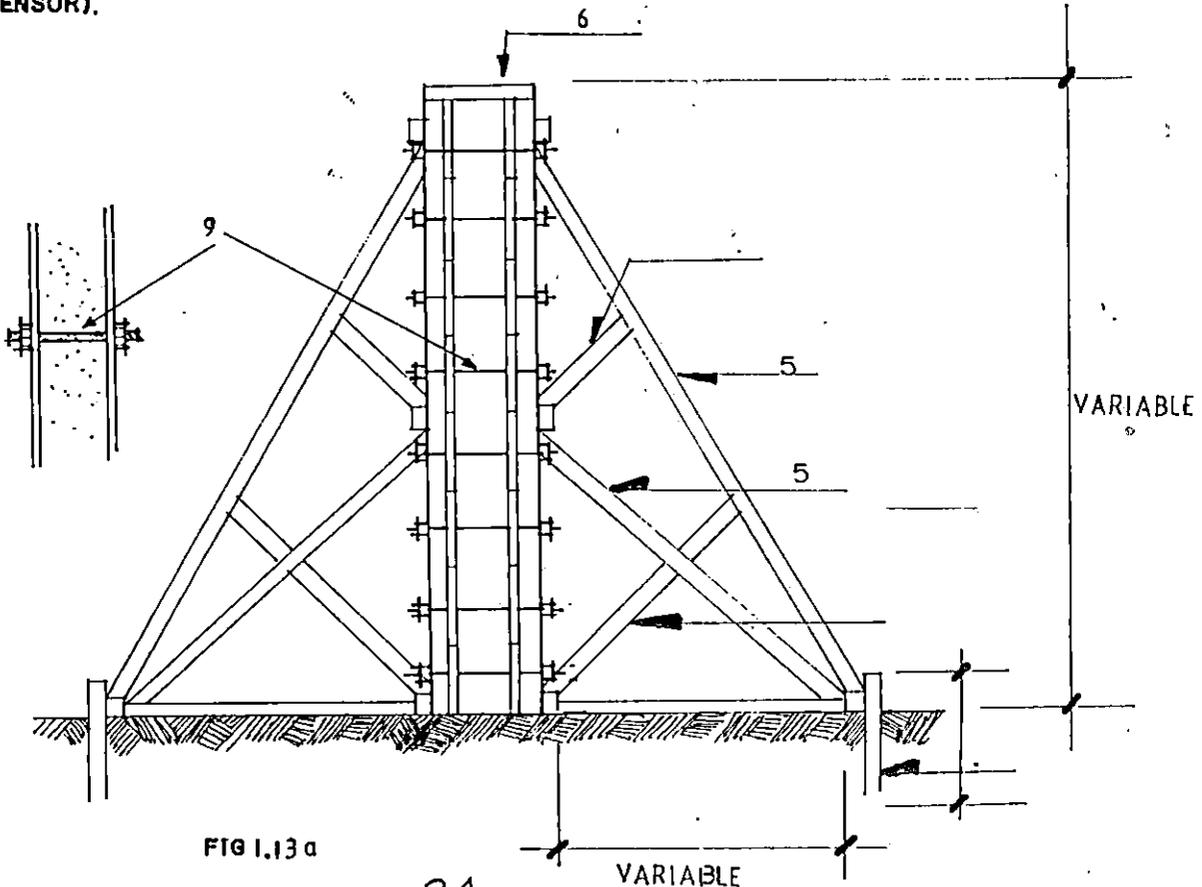
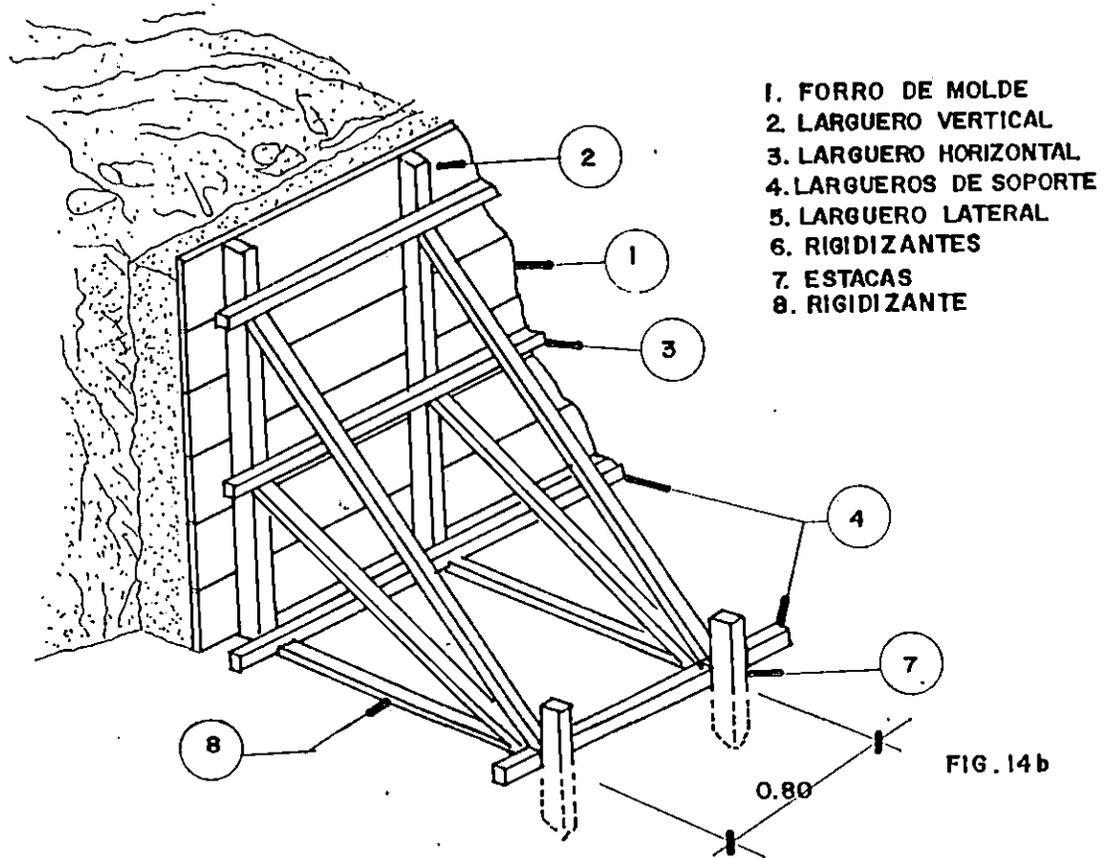
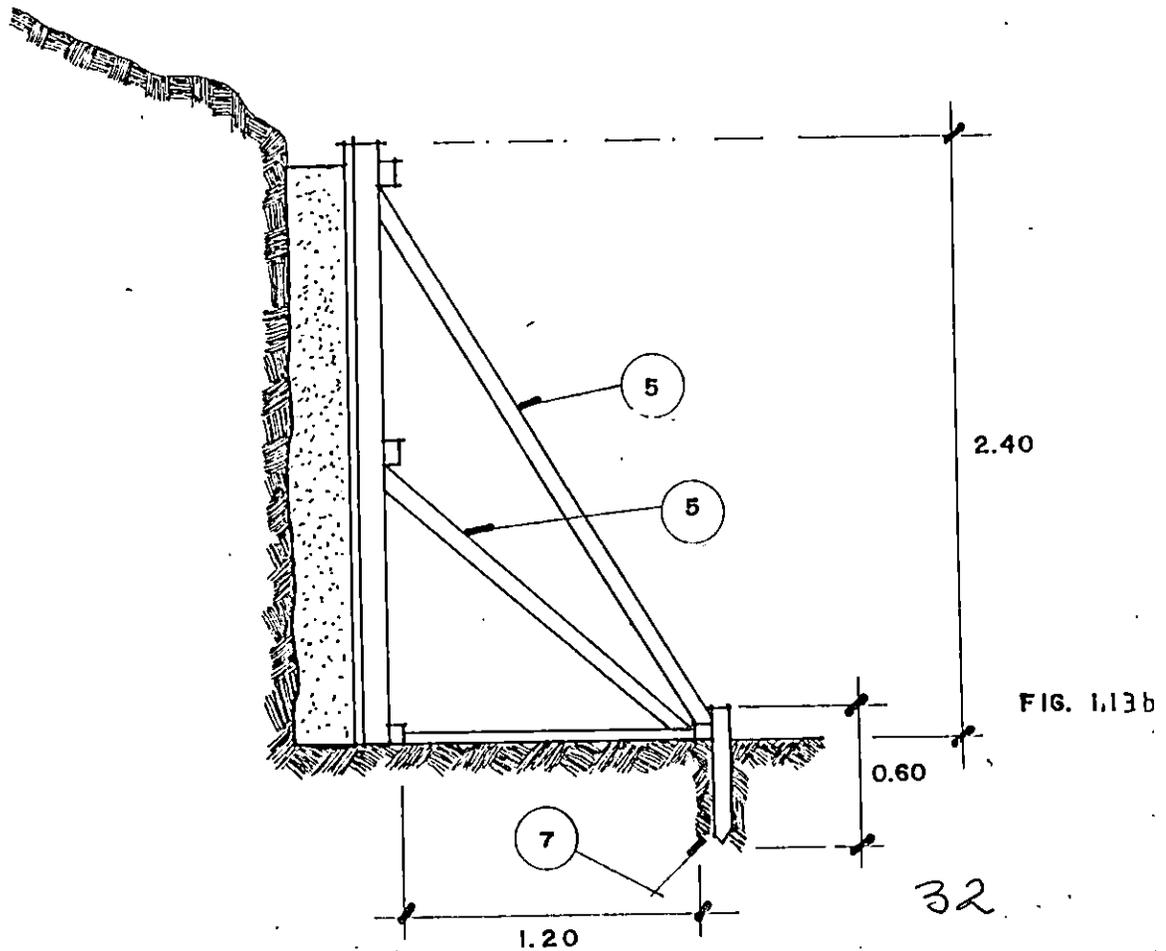
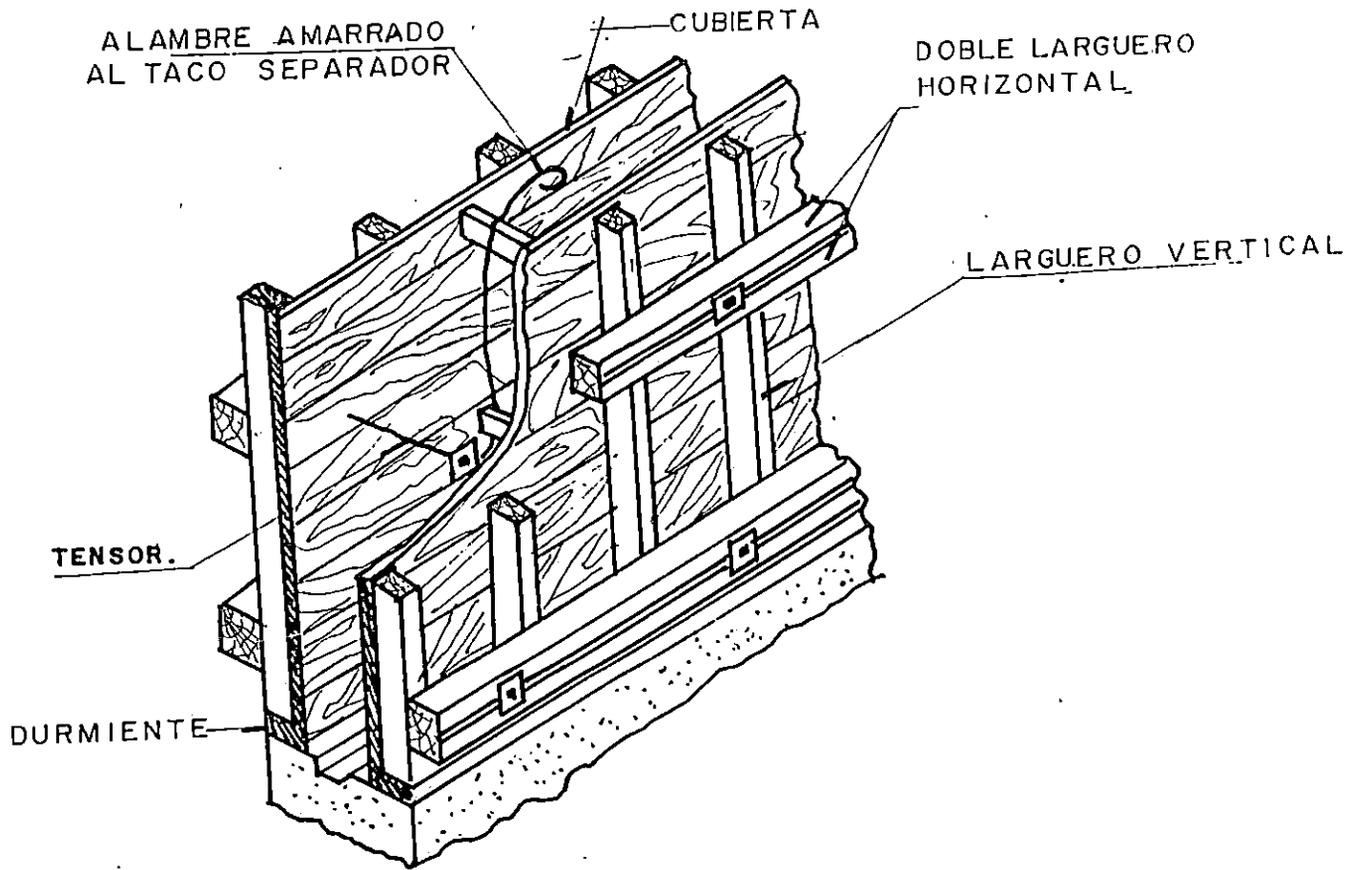


FIG 1.13 a

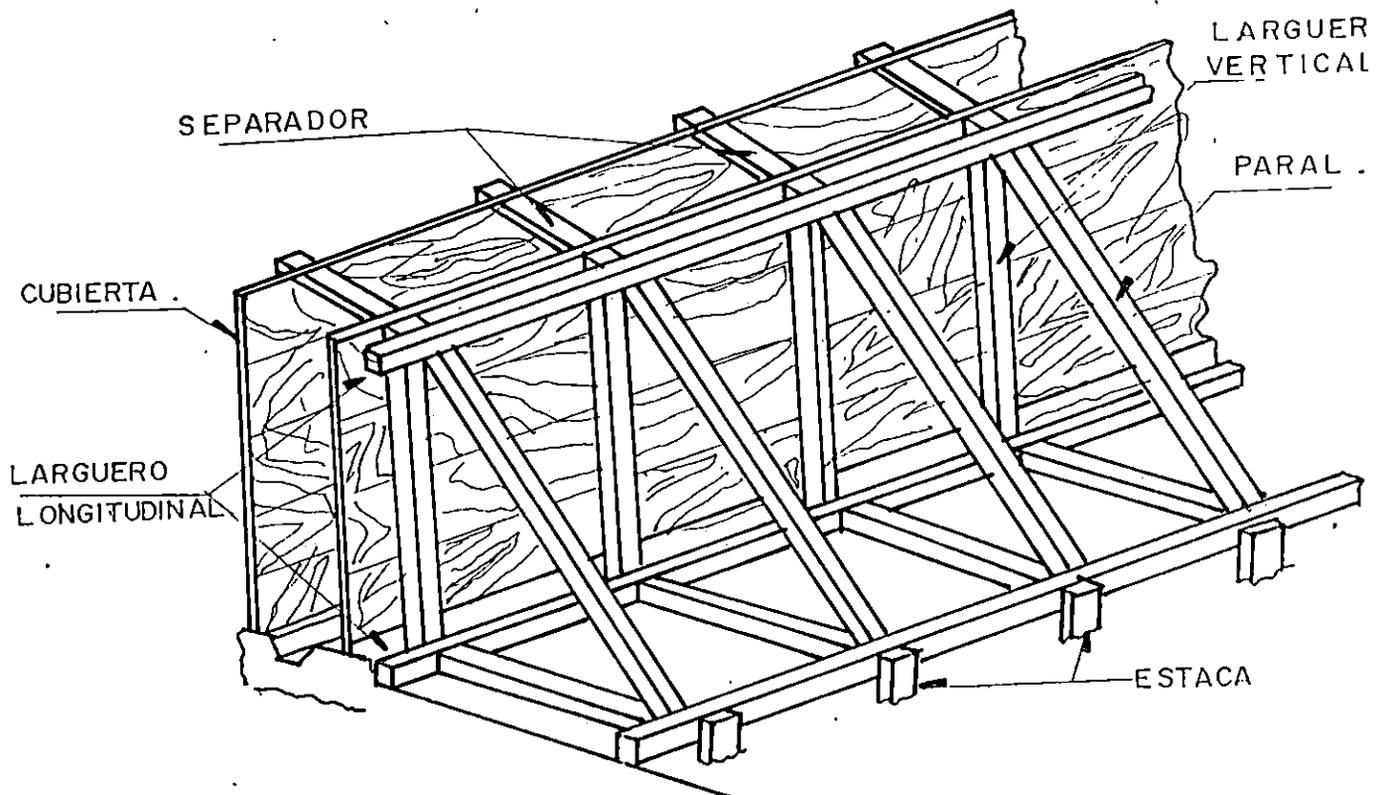


ENCOFRADO DE MUROS DE SOSTENIMIENTO (1 CARA TIPICA).





METODO DE MOLDEO PARA PARED DE CONCRE



MOLDE PARA UNA PARED BAJA FIG. 1.130

1.4 ENCOFRADOS METALICOS

La ventaja del encofrado de acero es el uso repetitivo que se le puede dar (pueden tener un número de reusos mayor de 100), pueden ser ensamblados en el lugar, además de diseñarse de manera que sea posible incorporar cámaras para curado al vapor, es posible diseñarlos de tal forma que permitan el preesforzado de los elementos colados como lo son las losas densas para construcciones industriales, tubería y postes estandar.

El uso de éstos surge como una respuesta al alto costo de los encofrados de madera y su limitado número de usos. Cuando se comprobó la enorme ventaja de los moldes metálicos y elementos prefabricados, sobre los fabricados in situ, la utilización del molde metálico se vió favorecida grandemente.

Entre otras ventajas del uso de estos moldes podemos mencionar:

- 1) Eliminando la fabricación de moldes en la obra se necesitan menos obreros, menos costo de montaje y más espacio en la obra.
- 2) Los costos de montaje se reducen considerablemente ya que en lugar de obreros o carpinteros especializados, la colocación la realizan los auxiliares.
- 3) El encofrado metálico no se deteriora facilmente como los de madera que llegan a desaparecer y terminan siendo desperdicio o utilizados como leña.

Con frecuencia los encofrados especiales de acero son pesados; ~~pero esto~~ no representa un gran problema si se usan poleas ó grúas viajeras. El uso del

acero generalmente reduce el número de puntales necesarios para retener una determinada masa de concreto; esto puede incluso convertirse en un factor a considerar en la selección de materiales. En los anexos se muestran diferentes tipos de encofrados, sus utilidades en distintas estructuras, su forma de montaje, la manera de diseñarlos usando tablas de estandares y también se muestran algunos de los accesorios utilizados para su elaboración; La mayoría de estos elementos no se encuentran disponibles en el país pero se han incluido para conocimiento general y para que puedan ser comparados con los que sí se encuentran en el mercado nacional.

1.5 ELEMENTOS PREFABRICADOS

El principal objetivo del uso de los elementos prefabricados, es el de ahorrar tiempo y evitar la utilización de obras falsas (encofrados), lo cual trae como consecuencia una disminución en el monto total de la obra. Esta es una alternativa que se menciona no para evitar el uso de los encofrados si no más bien para tener una solución que en algunas obras reduce costos, tiempo, materiales y mano de obra; naturalmente cada una de estas alternativas debe analizarse técnica y económicamente.

Entre los principales elementos prefabricados tenemos las losas aligeradas, que las hay de diversas formas, además existen otros elementos prefabricados tales como; paredes, zapatas, muros, etc. Pero los que se están utilizando más y se ve que afectan positivamente a la economía, son las losas y vigas prefabricadas.

CAPITULO. II

CRITERIOS BASICOS DE DISEÑO DE ENCOFRADOS DE MADERA

2.1 DISEÑO DE ENCOFRADOS DE MADERA

Los encofrados son utilizados para darle la forma requerida a las estructuras de concreto y son los encargados de resistir la presión del concreto hasta que éste alcance cierto grado de resistencia. Si bien todavía la mayoría de los constructores emplean moldes elaborados con madera en la obra, cada vez va propagándose el uso de moldes prefabricados, los cuales pueden ser de acero, aluminio, etc., esto se debe a que los moldes manufacturados tienen medidas exactas, rápido armado y desarmado, además de la cantidad de veces que se pueden utilizar, lo cuál significa economía en estos.

2.2 CRITERIOS BASICOS DE DISEÑO DE ENCOFRADOS

2.2.1 ECONOMIA EN ENCOFRADOS

En el diseño y construcción de encofrados, debe considerarse el ahorro en dinero y tiempo. De allí la importancia del aspecto económico; debido que en la mayoría de los casos, el costo de encofrados varían entre el 30 % y 60 % del costo total de las partidas de concreto estructural, y en algunas obras puede ser más caro que el concreto y acero juntos. Un buen planeamiento a través de la experiencia puede bajar los costos mediante un estudio de tiempo y movimiento de los encofrados. Al evaluar el aspecto económico es importante

no descuidar la calidad y la seguridad de estos, si son sobrediseñados afecta directamente a la economía del proyecto, pero en caso contrario podría afectar la seguridad no sólo de la obra en sí ya que podría cobrar vidas de obreros que laboran en la construcción. Si los moldes no producen la superficie de acabado especificada puede incurrir en gastos de mano de obra y materiales o hasta la demolición del elemento, lo cuál indica la importancia de la buena calidad de estos.

Otro aspecto a considerar para no afectar la economía, es estudiar las posibles alternativas, considerando los tipos de materiales a usar o las posibles combinaciones de materiales fabricados en la obra, como los elementos prefabricados.

2.2.2 SEGURIDAD DE ENCOFRADOS

En todo tipo de diseño de elementos estructurales, se tiene como prioridad la seguridad de estos, es por eso que los encofrados deben prepararse para que sean seguros, para soportar así las cargas a las que se les somete durante el período de uso.

La seguridad de los encofrados dependerá de la calidad de los materiales que se utilicen para su construcción, así como el diseño estructural de estos y la calidad de mano de obra.

2.2.3 CALIDAD DE LOS ENCOFRADOS.

Al diseñar y construir un encofrado se pretende que éste sea funcional; pero la calidad dependerá del acabado que se desea. Al desencofrar un elemento podemos obtener dos tipos de acabado:

a) **Concreto arquitectónico.** En este caso la apariencia del elemento será la que se obtenga después de desencofrar; se hace necesario un encofrado de mucha calidad, por ejemplo encofrados elaborados de plywood, plyform, etc.

b) **Concreto no arquitectónico.** El acabado final de estos elementos se hace después de desencofrar, por lo que no es necesario un molde de mucha calidad, en cuanto a apariencia y acabado se refiere.

2.3 FACTORES QUE SE TOMAN EN CUENTA PARA EL DISEÑO DE ENCOFRADOS

Los encofrados deberán soportar las cargas que se le apliquen hasta que el concreto adquiera la resistencia necesaria de diseño, por eso el molde debe cubrir dos aspectos de gran importancia:

a) resistencia

b) limitación por deformación

La resistencia para que el molde soporte las cargas cuando se efectúe el colado y la deformación, por el aspecto que tendría el elemento encofrado una vez fraguado.

El primer paso para proceder al diseño del molde debe ser la determinación de las cargas a que estarán sometidos. No se ha podido determinar con exactitud en lo que se refiere al valor y la aplicación de estas cargas, pero existe una reglamentación para ello, que es el nuevo "Reglamento de Diseño Sísmico de la República de El Salvador".

Las cargas más importantes que actúan sobre el molde son las siguientes:

- \ a) Cargas Verticales.
- \ b) Presión del Concreto.
- \ c) Fuerzas Laterales.

2.3.1 CARGAS VERTICALES:

Entre las cargas verticales más importantes están el peso del concreto, el peso propio del molde y las cargas vivas.

- PESO DEL CONCRETO : El peso del concreto es la carga vertical más importante de las que actúan en el encofrado. Como peso volumétrico del concreto, se acepta el de $2,400 \text{ kg/m}^3$, este valor incluye el peso de el refuerzo de acero.

- PESO PROPIO DE EL MOLDE : Si las cargas de el concreto son grandes se podría despreciar en su totalidad. Esta carga es variable dependiendo del tipo de molde, pero puede tomarse un valor de $50 - 100 \text{ kg/m}^2$.

- CARGA VIVA : La carga viva se debe fundamentalmente al peso de los obreros que van a trabajar mientras se está efectuando el colado, así como el equipo

necesario para efectuar el transporte del concreto. Para el caso de la carga viva el ACI- 347 establece una carga viva de 245 kg/m^2 . — ?

Las cargas verticales que se han mencionado son las más importantes; pero además de ellas habrá que considerar cualquier otra carga que actúe sobre el encofrado y su valor sea considerable.

2.3.2 PRESION DEL CONCRETO.

En el momento en que se efectúa el colado del concreto, este ejerce una presión lateral sobre el molde. Esta fuerza es máxima en el momento de iniciar el colado, y es nulo en cuanto fragua el concreto, aunque este no haya alcanzado la resistencia de diseño.

Esta fuerza se origina debido a que el concreto en su forma inicial es material plástico, comportandose en esta etapa como un fluido y ejerciendo sobre la pared del molde una presión semejante a la hidrostática.

La determinación de la presión real que ejerce el concreto ha sido un tema muy estudiado y que no ha llegado a establecerse en forma precisa debido a que está afectado por muchos factores y los que actúan de una forma más importante son los siguientes:

- 1.- Componentes del concreto.
- 2.- Ejecución del colado.
- 3.- Temperatura de el concreto.

COMPONENTES DEL CONCRETO

Influyen todos los elementos que intervienen en el concreto.

La relación agua-cemento: es un elemento del concreto y es evidente que influye de alguna manera ya que a mayor valor de esta relación, la variación de la presión del concreto se parecerá más a una presión hidrostática.

Se puede decir que la relación agua-cemento equivale en gran parte al revenimiento del concreto o viceversa. el valor del revenimiento en la mayoría de análisis se desprecia ya que influye muy poco en el valor de la presión total.

La granulometría del concreto: tiene gran influencia en la presión resultante debido a que esta afecta la densidad de el concreto, el cual tiene un peso volumétrico normal de 150 lb/pie³ ó 2400 kg/m³.

Las características de las pasta o mortero: afecta la presión del concreto en forma parecida a lo mencionado anteriormente. Un concreto de fraguado rápido hará que el fraguado inicial se presenta antes que el caso de un concreto de tipo normal y por tanto la presión se ejercerá durante un tiempo menor.

Un caso importante que hay que tomar en cuenta es cuando un aditivo sea expansivo, las presiones del concreto pueden llegar a aumentar hasta en un 50%.

EJECUCION DEL COLADO

Este es uno de los factores más importantes que afectan las fuerzas transmitidas por el concreto. Una colocación inadecuada puede producir la

falla en el molde. Así, un vaciado de una altura relativamente grande incrementará apreciablemente la presión del concreto; pero los elementos más importantes que influyen son:

- i) Altura de colado.
- ii) Velocidad del colado.
- iii) vibrado del concreto durante el colado.

ALTURA DE COLADO :

Este valor es el que influye más directamente en la presión, ya que el concreto puede comportarse como un fluido, y la presión depende de la densidad de este, como de la profundidad debido a esta relación de altura y densidad que hay en la presión, se establece el espesor del concreto no influye en la presión del mismo.

VELOCIDAD DE COLADO :

La velocidad de colado debe tomarse en cuenta ya que cuando mayor sea esta, mayor será la presión en las partes inferiores del molde, si el concreto no ha comenzado a fraguar.

VIBRADO DE EL CONCRETO DURANTE EL COLADO :

El vibrado produce en el concreto una consolidación de los materiales, pero momentáneamente hace que este se comporte como un fluido en la zona alrededor del vibrador, lo que provoca un aumento de presión que puede ser hasta de un 20%.

TEMPERATURA DEL CONCRETO

La temperatura afecta en forma importante la fuerza ejercida por el concreto. A bajas temperaturas el concreto tarda más en fraguar y por lo tanto da lugar a que este alcance cierta altura antes de fraguar. Esto se traduce en un incremento de presión, lo contrario ocurre con un aumento de temperatura. Es imposible que una fórmula tome en cuenta todos los conceptos anteriores por lo cual se acostumbra considerar aquellos que son más importantes. ↓ (D'P)

El comité ACI 622 después de estudiar los distintos factores citados anteriormente, recomienda las siguientes fórmulas para obtener valores de presión máxima:

EN PAREDES :

$$P_m = 0.73 + \frac{80V}{17.7 + T} \quad \text{si } v \leq 2 \text{ m/hora}$$

$$P_m = 0.73 + \frac{117 + 25V}{17.7 + T} \quad \text{si } 2 < v < 3 \text{ m/hora}$$

En ambos casos la presión máxima no debe de exceder de 9.76 ton/m² ó de 2.4 H y la presión mínima en ningún caso debe ser menor que 2.93 ton/m².

EN COLUMNAS

$$P_m = 0.73 + \frac{80V}{17.7 + T}$$

La fórmula anterior es válida para cualquier valor de V pero en ningún caso la presión máxima debe de exceder de 14.7 ton/m² ó 2.4 H, ni menor de 2.93 ton/m².

Donde:

P_m = Presión máxima que el concreto ejerce sobre el molde (ton/m²).

V = Velocidad de colado (m/hora).

T = Temperatura del concreto ($^{\circ}\text{C}$).

La diferencia entre las fórmulas de presión máxima de paredes y columnas se debe a que las columnas tienen menor sección y por lo tanto la velocidad de colado es mayor que en el caso de una pared lo cual significa que se desarrollarán presiones importantes antes de iniciar el fraguado del concreto.

Para efectos de cálculo la variación de la presión lateral con la profundidad se puede representar esquemáticamente tal como lo indica la siguiente figura:

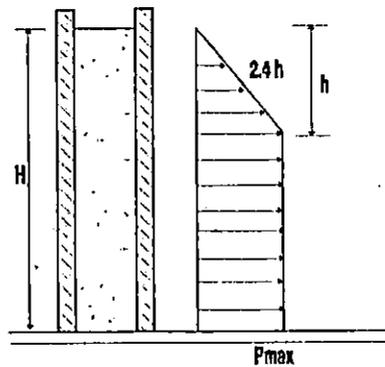
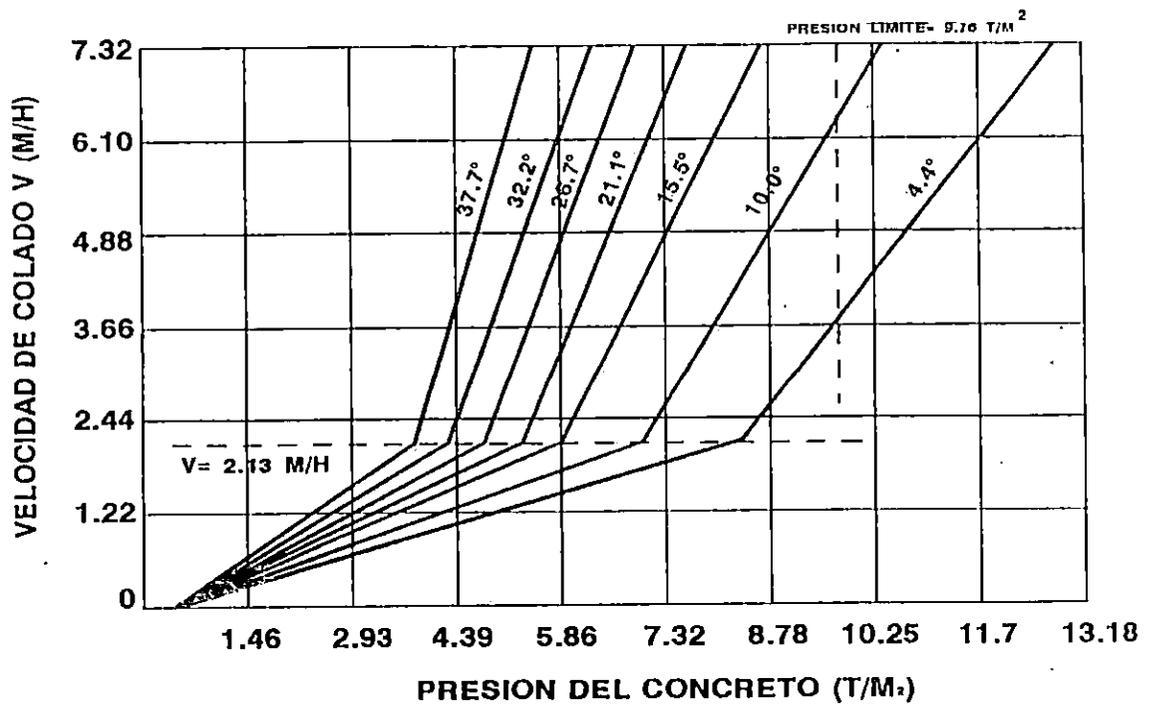


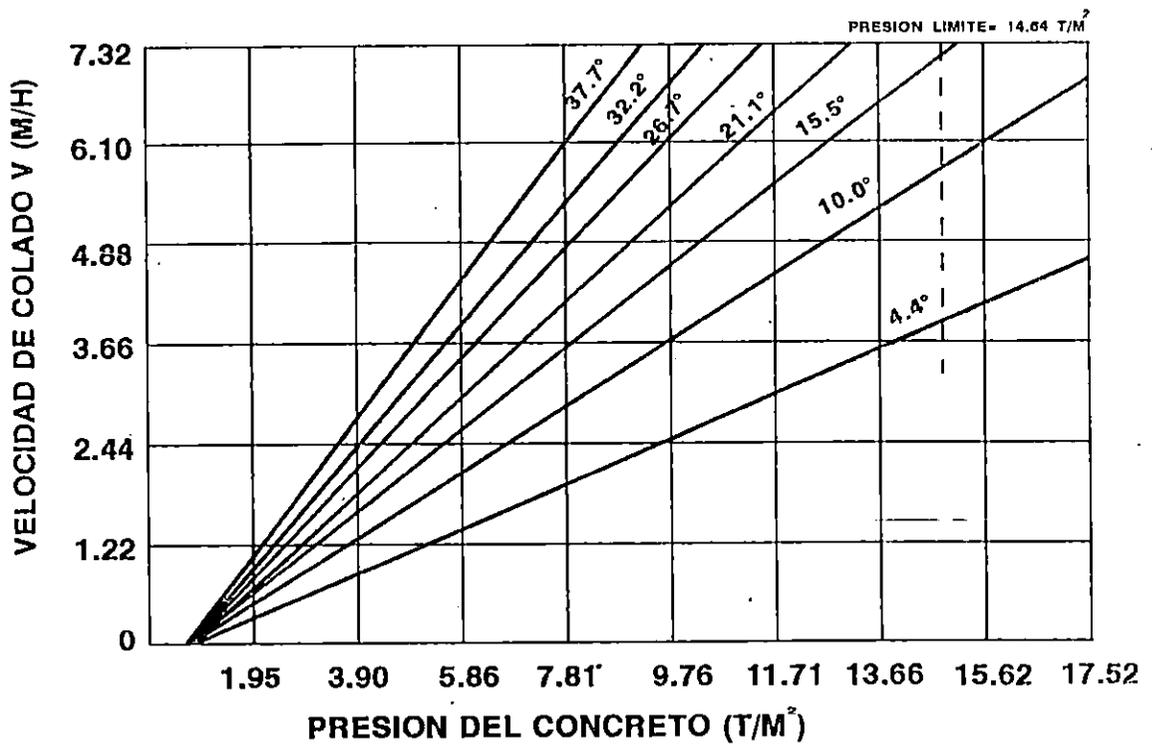
Fig. 2.1 Distribución de presiones

La figura 2.1 muestra la relación entre la velocidad de colado en paredes, máxima presión y la temperatura de el concreto y las gráfica 1 y 2 ilustran la relación entre velocidad de colado en columnas y paredes, máxima presión y temperatura del concreto. Las dos gráficas están basados en las formulas del ACI 622.

Las tablas 2.1 y 2.2 se muestran la relación entre la velocidad de colado, máxima presión y la temperatura de paredes y columnas respectivamente.



GRAFICA No 2.1. RELACION ENTRE VELOCIDAD DE COLADO EN PAREDES, MAXIMA PRESION Y TEMPERATURA.



GRAFICA No 2.2. RELACION ENTRE VELOCIDAD DE COLADO EN COLUMNAS, MAXIMA PRESION Y TEMPERATURA.

VELOCIDAD DEL COLADO (m/hr)	MAXIMA PRESION DEL CONCRETO ton/m ²						
	TEMPERATURA °C						
	4.45	10	15.5	21.11	26.66	32.2	37.78
0.30	1.83	1.61	1.47	1.36	1.28	1.22	1.17
0.61	2.93	2.49	2.20	2.00	1.83	1.71	1.61
0.91	4.03	3.37	2.93	2.62	2.38	2.20	2.05
1.22	5.13	4.25	3.67	3.25	2.93	2.69	2.49
1.52	6.23	5.13	4.40	3.88	3.48	3.18	2.93
1.83	7.34	6.01	5.13	4.50	4.03	3.67	3.37
2.13	8.44	6.90	5.87	5.13	4.56	4.16	3.81
2.44	8.77	7.17	6.09	5.33	4.75	4.29	3.95
2.74	9.12	7.44	6.32	5.53	4.92	4.46	4.09
3.05	9.46	7.72	6.55	5.72	5.10	4.61	4.23
4.57	10.68	9.09	7.69	6.70	5.95	5.37	4.91
6.10	12.89	10.46	8.83	7.68	6.81	6.13	5.59

TABLA #2.1 RELACION ENTRE R VELOCIDAD DEL COLADO, MAXIMA PRESION Y TEMPERATURA PARA FORMALETAS DE PAREDES

VELOCIDAD DEL COLADO (m/hr)	MAXIMA PRESION DEL CONCRETO t/m ²						
	TEMPERATURA °C						
	4.45	10	15.5	21.11	26.66	32.2	37.78
0.30	1.83	1.61	1.47	1.36	1.28	1.22	1.17
0.61	2.93	2.49	2.20	2.00	1.83	1.71	1.61
0.91	4.03	3.37	2.93	2.62	2.38	2.20	2.05
1.22	5.13	4.25	3.67	3.25	2.93	2.69	2.49
1.52	6.23	5.13	4.40	3.88	3.48	3.18	2.93
1.83	7.34	6.01	5.13	4.50	4.03	3.67	3.37
2.13	8.44	6.90	5.87	5.13	4.58	4.16	3.81
2.44	9.54	7.78	6.60	5.77	5.13	4.65	4.25
2.74	10.64	8.66	7.34	6.39	5.68	5.13	4.69
3.05	11.74	9.54	8.07	7.02	6.23	5.62	5.13
3.66	13.94	11.30	9.54	8.28	7.34	6.60	6.01
4.57	17.24	13.94	11.74	10.23	8.98	8.07	7.34
6.10	22.74	18.34	15.40	13.31	11.74	10.51	9.54

TABLA #2.2 RELACION ENTRE LA VELOCIDAD DE COLADO , MAXIMA PRESION Y TEMPERATURA EN COLUMNAS (ACI)

2.4 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MADERA

La madera ha sido por tradición el principal material utilizado en la elaboración de encofrados, siendo el pino el más utilizado debido a las propiedades mecánicas que este posee, a su abundancia y bajo costo.

Otra ventaja que tiene la elaboración de encofrados con madera es que estos pueden adaptarse a la forma del elemento que se desea moldear.

Una propiedad importante en el diseño de estructuras de madera es su módulo de elasticidad el cual bajo ninguna condición se verá incrementado. Según el reglamento de Diseño Sísmico de El Salvador, el valor del módulo de elasticidad de maderas coníferas (la que se usa para encofrados) es de :

$$E = 80,000 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor corresponde a la madera seca (18 % de humedad), la cual se afecta si cambia esta condición, de la siguiente forma:

1. Si el contenido de humedad excede el 18 % :

- El esfuerzo de flexión y tensión multiplicar por 0.90.
- El esfuerzo de compresión paralela a la fibra multiplicar por (0.80).
- El esfuerzo de compresión normal a la fibra multiplicar por 0.50.
- El módulo de elasticidad se deberá reducir en un 10 %.

2. Para carga accidental de viento o sismo multiplicar los esfuerzos permisibles anteriores por 1.33.

2.4.1 CRITERIOS DE DISEÑO

Nomenclatura:

A_n = Area neta de la sección transversal del miembro en cm^2 (Area total menos el área proyectada del material eliminando los miembros de unión).

$F't$ = Esfuerzo permisible en tensión (Kg/cm^2).

$F'a$ = Esfuerzo permisible aplicado en compresión axial (kg/cm^2).

P = Fuerza axial en tensión o compresión (Kg).

f_a = Esfuerzo de trabajo en tensión o compresión (kg/cm^2).

f_b = Esfuerzo de trabajo en tensión o compresión por flexión (kg/cm^2).

$F'v$ = Esfuerzo admisible en cortante (Kg/cm^2).

f_v = Esfuerzo de trabajo en cortante (Kg/cm^2).

$F'b$ = Esfuerzo admisible por flexión (Kg/cm^2). \checkmark P.S.

2.4.1.1 DISEÑO POR FUERZA AXIAL.

Por lo general los únicos elementos que están sometidos a carga axial en los encofrados son los apuntalamientos, ya que son los encargados de soportar cargas laterales, peso propio del molde y transmitir estas cargas al piso.

Para el caso de elementos que están sometidos a tensión o compresión axial, el esfuerzo de trabajo viene dado por :

- Tensión Axial :

$$f_a = \frac{P}{A_n} \leq F't$$

- Compresión axial :

$$f_{ca} = \frac{P}{A_n} \leq f'_c = \frac{0.3E}{\left(\frac{kL}{d}\right)^2} \leq F'_c$$

Donde :

L = longitud libre de pandeo en miembros a compresión (cms).

E = Módulo de elasticidad de la madera (kg/cm²).

k = Factor de esbeltez (ver tabla 2.3).

d = Peralte de la sección.

kL/d = Tomada en la dirección más desfavorable.



TABLA 2.3

CONDICIONES DE APOYO EN LOS EXTREMOS DEL ELEMENTO	K
DOS EXTREMOS FIJOS; SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL	0.65
UN EXTREMO FIJO Y OTRO ARTICULADO; SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL	0.80
DOS EXTREMOS FIJOS; CON DESPLAZAMIENTO LATERAL	1.20
DOS EXTREMOS ARTICULADOS; SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL	1.00
UN EXTREMO FIJO Y OTRO LIBRE	2.00

2.4.1.2 DISEÑO POR FLEXION

Estos diseños se basarán en esfuerzos de flexión para la madera que se este utilizando.

$$f_b = \frac{M_c}{I} \leq F'_b$$

Donde :

M = momento flector máximo (kg-cm).

I = momento de inercia de la sección transversal (cm⁴).

c = distancia del eje neutro de la sección a las fibras más alejadas (cms).

2.4.1.3 DISEÑO POR DEFLEXION

Los encofrados se diseñan para que no deflecten mas allá de los límites prescritos ya que pueden dañar el acabado del elemento encofrado.

La magnitud de la deflexión dependerá del acabado así como su localización y esta deberá estar de acuerdo a los límites de desviación que deben ser permitidos.

$$\delta_{\max} = \frac{L}{270} ; \text{ cuando estas no afectan elementos estructurales}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{480} ; \text{ cuando se afectan elementos estructurales.}$$

2.4.1.4 DISEÑO POR CORTANTE

La máxima fuerza cortante horizontal de una viga rectangular de madera, se calcula de la siguiente forma:

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

donde :

$v =$ esfuerzo cortante por flexión (kg/cm^2).

$V =$ $wl/2$; máxima fuerza cortante por flexión (kg).

$bh =$ sección transversal del elemento en cms. (ancho y alto de la viga respectivamente).

La tabla 2.4 muestra los valores de los esfuerzos permisibles en maderas latifoliadas y coníferas que establece el Reglamento de Diseño Sísmico de la República de El Salvador. Siendo las coníferas las utilizadas en la construcción de encofrados.

TABLA 2.4 ESFUERZOS PERMISIBLES DE LA MADERA CONIFERA EN KG/CM^2 (CH \leq 18 %)

FLEXION	$F'b$	100
TENSION PARALELA A LA FIBRA	$F't$	70
COMPRESION PARALELA A LA FIBRA	$F'c$	80
COMPRESION PERPENDICULAR A LA FIBRA	$F'n$	40
CORTANTE PARALELO A LA FIBRA	$F'v$	10

Donde: CH = contenido de humedad de la madera.

2.4.2 METODOLOGIA DE CALCULO Y DISEÑO DE ENCOFRADOS DE MADERA

El diseño de los encofrados de madera involucra ciertas variables importantes mencionadas anteriormente:

- Altura del vaciado del concreto.
- Temperatura del concreto.
- Velocidad de colado.
- Módulo de elasticidad de la madera.
- Propiedades mecánicas de la madera (flexión, corte y deflexión).

Existen muchos diseños de moldes de encofrados para los diferentes elementos estructurales, los cuáles por no ser diseñados adecuadamente se les coloca más madera de la necesaria y en otras ocasiones menos produciendo fallas, lo que significa pérdidas económicas.

El concepto de encofrados de madera económicos que se aplicará a continuación consiste en tomar los diseños de moldes más simples y sencillos que involucren la mínima cantidad de madera para su fabricación y que sean funcionales, a los cuales, para minimizar aun más su costo se diseñará de acuerdo a los siguientes factores:

- Presión del concreto.
- Resistencia por flexión.
- Resistencia por cortante.
- Revisión de la deflexión.
- Revisión por carga axial.

De acuerdo a lo anterior se determinará la cantidad mínima necesaria de materiales para que este diseño sea funcional y económico. La forma de lograr esto es calculando la separación máxima necesaria entre los elementos del encofrado, para que este no falle.

Entre los diseños de encofrados que se elaborarán están los moldes de columnas, losas, vigas, paredes y fundaciones, a los cuales se les aplicará la metodología descrita anteriormente.

REVISION POR FLEXION

Cuando el elemento sometido a carga se comporta elásticamente, el máximo esfuerzo de tensión y compresión por flexión viene dado por:

$$f_b = \frac{MC}{I} ; M = \frac{WL^2}{10} \text{ (máximo momento flector)}$$

0/0 y según la tabla 2.4 del Reglamento de Diseño Sísmico de El Salvador, el esfuerzo permisible por flexión para madera conífera tiene un valor de 100 Kg/cm² (F'b). El módulo de sección de una sección rectangular $S=I/C$, tiene un valor de $S= 1/6 bh^2$.

Sustituyendo M, F'b y S en la fórmula anterior y despejando L, tenemos la separación máxima para que la sección no falle por flexión:

$$L = 12.9 h \sqrt{(b/w)}$$

Donde:

L= Separación máxima entre refuerzos.

b y h= Altura de sección transversal del refuerzo.

w= Carga sobre el refuerzo.

REVISION POR CORTANTE

Para una sección rectangular el esfuerzo de corte viene dado por:

$$V_{\text{máx}} = \frac{3V}{2bh}$$

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

en donde el cortante máximo es igual a $WL/2$ y según la tabla 2.4, el esfuerzo permisible por corte para madera conífera es 10 Kg/cm^2 . Sustituyendo V y el esfuerzo cortante permisible en la expresión anterior tenemos que:

$$L = \frac{13.33 bh}{W}$$

3

REVISION POR DEFLEXION

Para un elemento sometido a flexión por una carga W , se ve deformada en cierta medida (deflexión) la cuál se puede calcular de acuerdo a la figura 2.1, pero se usará generalmente:

$$\delta = \frac{WL^4}{145EI} \quad \text{Para una viga de más de tres claros}$$

La expresión anterior tiene que ser menor o por lo menos igual, a la deflexión máxima permitida $\delta = L/270$. Igualando ambas y despejando L tenemos:

$$L = 0.36h^3 \sqrt{\frac{bE}{W}}$$

Donde: L = Separación máxima entre refuerzos.

E = Módulo de elasticidad de la madera.

2.5 DISEÑO DE ENCOFRADO PARA COLUMNAS

2.5.1 SECCIÓN CUADRADA O RECTANGULAR. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

CALCULAR PRESION DE CONCRETO:

Se determina la presión que el concreto ejerce sobre el molde, la cual se obtiene mediante varios factores conocidos ya determinados anteriormente y se calcula de la siguiente forma:

a) $P_m = 0.73 + (80v)/(17.7+T)$ (Ton/m²)

b) $P_m = 14.7$ Ton/m²

c) $P_m = 2.4H$ Ton/m²

El valor que gobernará para P_m será el menor que se obtenga de comparar los literales a), b) y c), pero nunca deberá ser menor de 2.93 Ton/m².

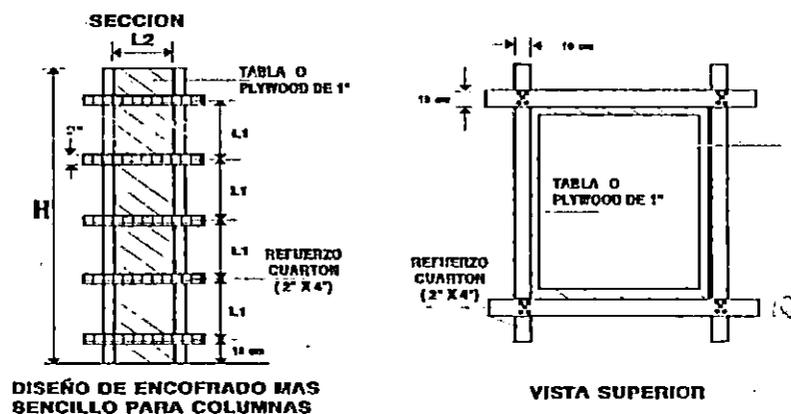
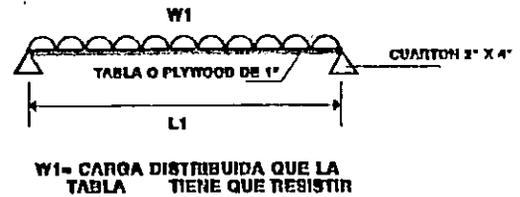


Fig. 2.2 Diseño de encofrado de columna

CALCULO DE LA SEPARACION (L_1) DEL CUARTON 2" X 4" QUE SOSTIENE A LA TABLA.

Ya conocida la presión máxima que ejerce el concreto sobre el molde tendra que diseñarse de tal forma que sea capaz de resistirla. Entre los parámetros más importantes está la separación de los refuerzos que sostiene a la tabla ó plywood de 1", la cual tiene que cumplir con las limitantes de flexión, corte y deflexión, los cuales se determinan así:

a) Flexión: $L_1 = 12.90 \sqrt{(bh^2/W_1)}$



b) Corte:

$$L_1 = \frac{13.33 bh}{W_1}$$

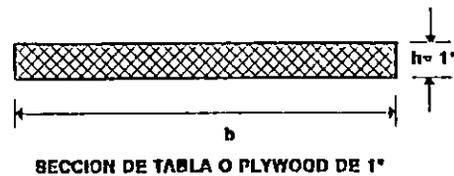
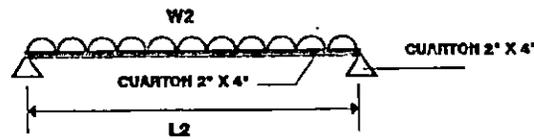


Fig. 2.3 Revisión de tabla o plywood de 1"

c) Deflexión: $L_1 = 0.36h \sqrt[3]{(bE/W_1)}$

Nota: Se elige la menor de las tres (L_1) como separación máxima entre apoyos. Para este caso los apoyos son los cuartones de 2"X4" que estan sosteniendo la tabla.

REVISION DEL CUARTON 2"X4" EN EL SENTIDO L_2 , (SECCION MAS DESFAVORABLE).



W_2 = CARGA DISTRIBUIDA QUE SOPORTA EL CUARTON 2" X 4"

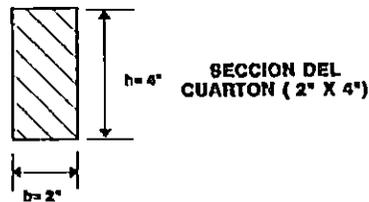


Fig. 2.4 Revisión del cuarton 2" x 4" a L_1

a) Flexión:

$$L_2 = 12.90 \sqrt{(bh^2/W_2)} \leq \text{sección}$$

b) Corte:

$$L_2 = \frac{13.33 bh}{W_2} \leq \text{sección}$$

c) Deflexión:

$$L_2 = 0.36h \sqrt[3]{(bE/W_2)} \leq \text{sección.}$$

Nota: Los valores de sección (b,h) son las dimensiones para este caso del cuarton 2"x 4".

4. CONSIDERACIONES

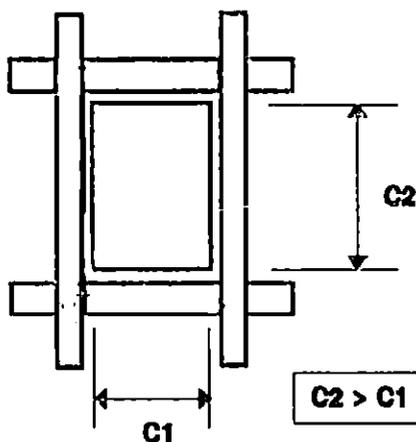
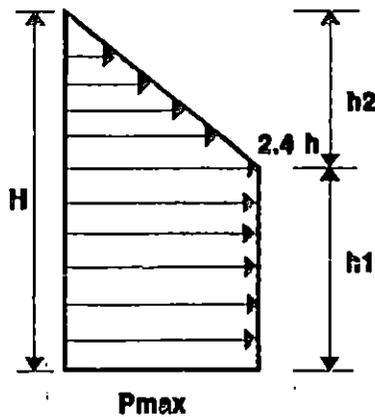
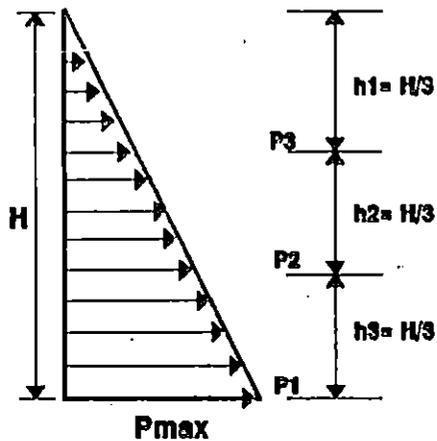


Fig. 2.5

- Si la altura de las columna es considerable (3m ó más), debido a la forma como varia la presión del concreto a medida que cambia la altura, es recomendable analizar por lo menos tres franjas a $H/3$ cada una en donde se encontraran diferentes separaciones entre cada una de ellas, esto nos evitará colocar refuerzo innecesario en la parte superior del molde.

- En el caso particular que se de una distribución de esfuerzos como el que se muestra para h_1 ; se tiene que determinar una sola separación de apoyos ya que la presión se mantiene constante en todo ese claro.

Para h_2 hay que encontrar luego otra longitud entre apoyos, dependiendo de sus dimensiones (h_2) se puede subdividir en más franjas si ésta es considerable.

- Para una columna de sección rectangular, la longitud L_2 se tomará el lado más desfavorable, el cual será el de mayor longitud en este caso:

$$L_2 = C_2$$



2.5.2 EJEMPLO DEL DISEÑO DE ENCOFRADO DE COLUMNA.

DATOS :

- Altura de columna : $H = 4.25$ mts.
- Sección de columna : 60×60 cms.
- Velocidad de colado: $V = \frac{H}{t} = \frac{4.25\text{m}}{\frac{1}{2} \text{ hora}} = 8.5$ m/hora.
- Temperatura del concreto : $T = 35$ °C
- Material a utilizar:
 - * Tabla de pino de $1" \times 12"$
 - * Cuartón $2" \times 4"$
- Esfuerzo permisible por flexión (madera): $F'b = 100$ kg/cm²
- Esfuerzo permisible por corte (madera) : $F'v = 10$ kg/cm²
- Módulo de elasticidad (madera) : $E = 80,000$ kg/cm²
- Deflexión máxima permisible (madera): $\delta_{\max} = \frac{L}{270}$

1. CALCULO DE PRESION MAXIMA DEL CONCRETO

Distribución de presión en el molde

$$a) P_m = 0.73 + \frac{80 V}{17.7 + T}$$

$$P_m = 0.73 + \frac{80 (8.5)}{17.7 + 35} = 13.65 \text{ Ton/m}^2$$

$$b) P_m = 14.7 \text{ Ton/m}^2$$

$$c) P_m = 2.4H = 2.4 (4.25)$$

$$P_m = 10.20 \text{ Ton/m}^2 \rightarrow \text{Rige por ser el menor de las presiones máximas.}$$

$$P_m = 1.02 \text{ kg/cm}^2$$

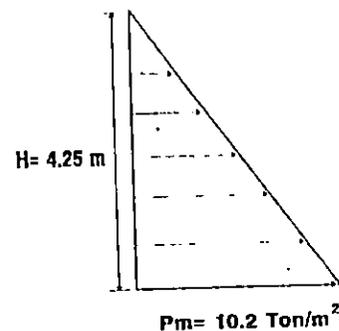


Fig. 2.6 Distribución de presiones en el molde

SECCIONES TRANSVERSALES

DOS TABLAS DE 1" X 12"

CUARTON 2" X 4"

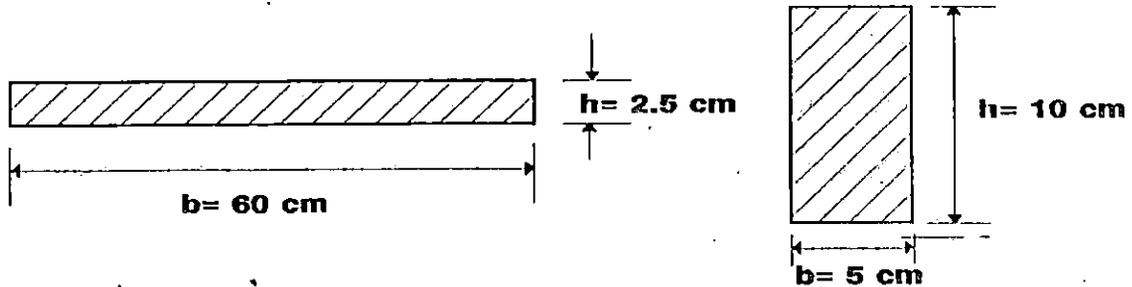


Fig. 2.7

$$I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} (60)(2.5)^3$$

$$I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} (5)(10)^3$$

$$I = 78.125 \text{ cms}^4$$

$$I = 416.67 \text{ cms}^4$$

2. CALCULO DE LA SEPARACION DE LOS REFUERZOS DE 2" X 4" QUE SOSTIENEN LA TABLA DE 1" DE ESPESOR.

CÁLCULO DE W_1

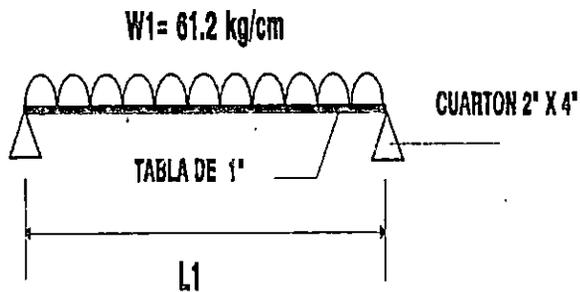


Fig. 2.8

$$W_1 = P_m \times L_2$$

(carga distribuida más desfavorable).

$$W_1 = 1.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 60 \text{ cms}$$

$$W_1 = 61.20 \text{ kg/cm}$$

Revisión por flexión : $L_1 = 12.90 \sqrt{(bn^2/W_1)}$

$$L_1 = 12.90 \sqrt{((60)(2.5)^2/61.20)}$$

$$L_1 = 32.0 \text{ cms}$$

Revisión por corte : $L_1 = \frac{13.33 bh}{W_1}$

$$L_1 = \frac{13.33(60)(2.5)}{61.20}$$

$$L_1 = 33.0 \text{ cms}$$

Revisión por deflexión: $L_1 = 0.36h \sqrt[3]{(bE/W_1)}$

$$L_1 = 0.36(2.5) \sqrt[3]{((60)(80,000)/61.20)}$$

$$L_1 = 38.5 \text{ cms}$$

Se puede observar que la separación entre apoyos (L_1) que rige según las tres revisiones es $L_1 = 32.0$ cms, podemos decir inicialmente que la tabla de 1" de espesor cumple para una separación vertical del refuerzo con un claro aproximado de 30cms, entonces:

* Se colocarán apoyos @ 30cms horizontalmente (tentativamente).

REVISION DEL CUARTON 2" X 4" EN EL SENTIDO DE L_2

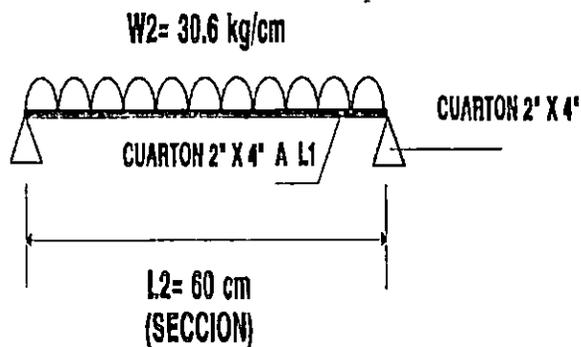


Fig. 2.9

CALCULO DE W_2 :

$$W_1 = P_m \times L_1$$

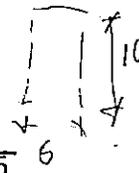
$$W_1 = 1.02 \text{ kg/cm}^2 \times 30 \text{ cms}$$

$$W_1 = 30.60 \text{ kg/cm}$$

Revisión por flexión : $L_2 = 12.90 \sqrt{(bn^2/W_2)}$

$$L_2 = 12.90 \sqrt{(5)(10)^2/30.6}$$

$$L_2 = 68.50 \text{ cms} \Rightarrow \text{CUMPLE !!}$$



Revisión por corte : $L_2 = \frac{13.33 bh}{W_2}$

$$L_2 = \frac{13.33(5)(10)}{30.6}$$

$$L_2 = 22 \text{ cms} \Rightarrow \text{NO CUMPLE !!}$$

Revisión por deflexión: $L_2 = 0.36h \sqrt[3]{bE/W_2}$

$$L_1 = 0.36(10) \sqrt[3]{(5)(80,000)/30.6}$$

$$L_1 = 64.80 \text{ cms} \Rightarrow \text{CUMPLE !!}$$

Al revisar el refuerzo horizontal en las misma dirección encontramos que por flexión cumple ya que la longitud máxima que necesita para no fallar es de 68.5cms y la longitud de sección que tenemos es de 60cms o sea menor; por deflexión se ve que cumple la separación entre apoyos, en cambio por corte la diferencia es muy grande (casi un tercio del claro que se tiene) por lo tanto este valor de separación no es aceptado.

Hay dos soluciones para esta situación, primero se le coloca doble cuartón 2"X4" ó un cuartón 4"X4" de refuerzo para que se incremente la resistencia al corte y permita que L_2 por corte sea mucho mayor y la segunda es disminuir L_1 hasta que la contribución de carga distribuida que se tiene que soportar sea tal que el refuerzo pueda resistirlo con $L_2 = 60 \text{ cms}$. Optando por la segunda solución tenemos:

- Asumiendo un valor de separación vertical $L_1 = 20 \text{ cms}$:

$$W_2 = 1.02 \text{ kg/cm}^2 \times 20 \text{ cms}$$

$$W_2 = 20.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Revisión por corte: } L_2 = \frac{13.33 (5)(10)}{20.4}$$

$$L_2 = 32.67 \text{ cms} \Rightarrow \text{NO CUMPLE !!}$$

Como se puede observar al disminuir L_1 el valor de L_2 por corte aumenta, pero para un $L_1 = 20$ cms. La separación por corte aún no cumple por lo que hay que seguir disminuyendo a L_1 . Se revisa por corte porque es la única que no cumple.

- Asumiendo un valor de separación vertical $L_1 = 10$ cms:

$$W_2 = 1.02 \text{ kg/cm}^2 \times 10 \text{ cms}$$

$$W_2 = 10.2 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Revisión por corte: } L_2 = \frac{13.33 (5)(10)}{10.2}$$

$$L_2 = 65 \text{ cms} \Rightarrow \text{CUMPLE !!}$$

Una forma más exacta de determinar L_1 era:

$$L_2 = \frac{13.33 bh}{W} = \frac{13.33 bh}{1.02 L_1} ; \text{ si } L_2 = 60$$

$$60 = \frac{13.33 (5)(10)}{1.02 L_1} \Rightarrow L_1 = 10.89 \text{ cms}$$

Por facilidad de colocar los refuerzos, usaremos apoyos @ 10cms verticalmente. Como la altura de la columna excede los tres metros se analizarán tres franjas para diferentes separaciones.

$$\text{- Cuando } h = 1.25\text{m} : P_m = 2.4 (1.25) = 3.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{- Cuando } h = 2.75\text{m} : P_m = 2.4 (2.75) = 6.6 \text{ Ton/m}^2$$

Para $h_1 = 1.5\text{m}$ asumiremos en $L_1 = 20\text{cms}$, Luego tenemos:

$$W_2 = 0.66 \text{ kg/cm}^2 \times 20 \text{ cms}$$

$$W_2 = 13.2 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Revisando por corte : } L_2 = \frac{13.33 (5)(10)}{13.2}$$

$$L_2 = 50.5 \text{ cms} \Rightarrow \text{ACCEPTABLE!!}$$

No es mucha la diferencia de valores y por flexión y deflexión ya está bien sobrado.

Para $h_2 = 1.5$ mts colocar apoyos @ 20 cms.

En $h_3 = 1.258$ mts. asumiendo $L_1 = 35$ cms :

$$W_2 = 0.30 \text{ kg/cm}^2 \times 35 \text{ cms}$$

$$W_2 = 10.5 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Revisando por corte : } L_2 = \frac{13.33 (5)(10)}{10.5}$$

$$L_2 = 63.47 \text{ cms} \Rightarrow \text{CUMPLE!!}$$

Para $h_3 = 1.25$ mts colocar apoyos @ 35 cms.

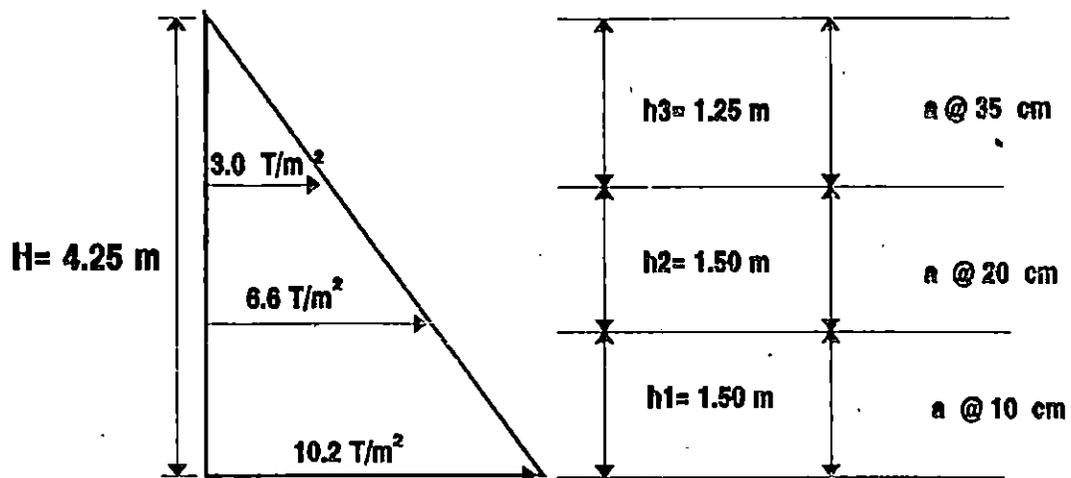


Fig. 2.10

DETALLE ENCOFRADO DE COLUMNA

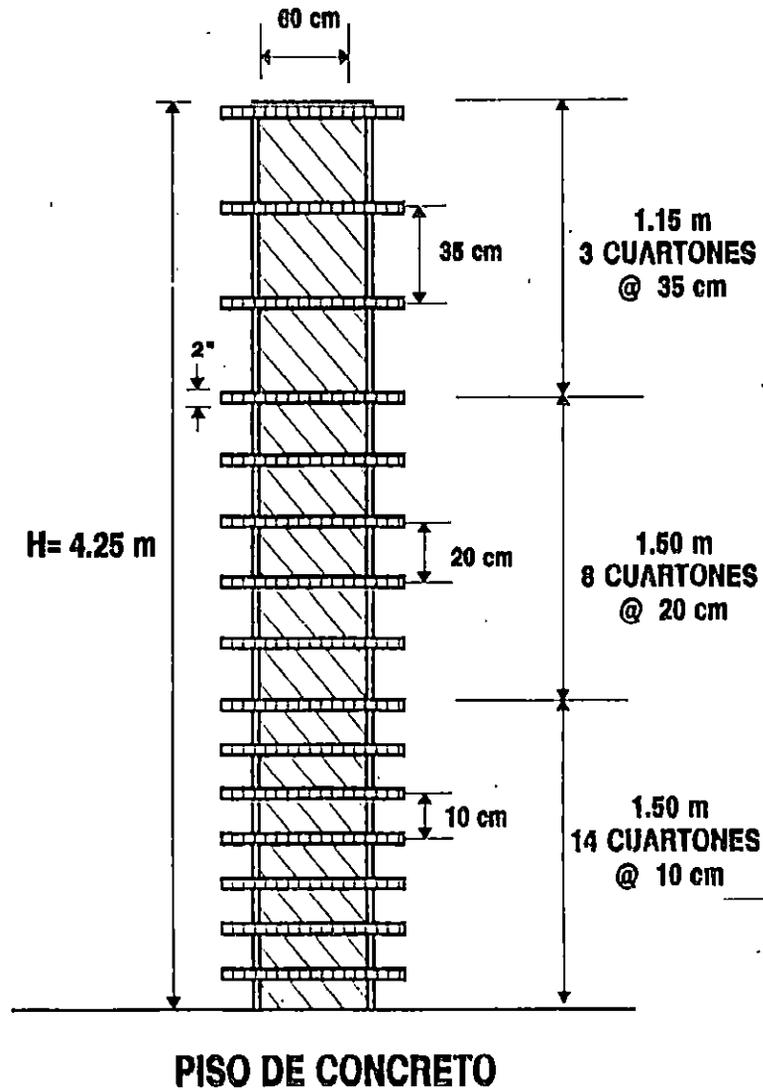


Fig. 2.11

2.5.3 DISEÑO DE COLUMNAS CIRCULARES.

Hay una diversidad de formas para construir los moldes de columnas circulares, como las que se mencionan a continuación:

1. Utilizando madera con lámina galvanizada haciendo dos-caras.
2. Utilizando tubos de concreto o cemento y luego estos destruyéndolos o se pueden dejar permanentemente.
3. Columnas de acero laminado. (Estos tienen una inversión inicial elevada, pero el número de usos es casi ilimitada).
4. Columnas hechas de tubos PVC y refuerzos de acero laminado.

Existen en Estados Unidos diversidad de formaletas patentadas con diferentes materiales como fibra de vidrio, de acero o combinados; pero cuyo costo de compra y transporte al país en general resulta demasiado elevado, por lo que se debe recurrir a fabricarlos con materiales y mano de obra local.

1. UTILIZANDO MADERA Y/O LAMINA GALVANIZADA.

ELEMENTO DE MOLDE PARA COLUMNA CIRCULAR

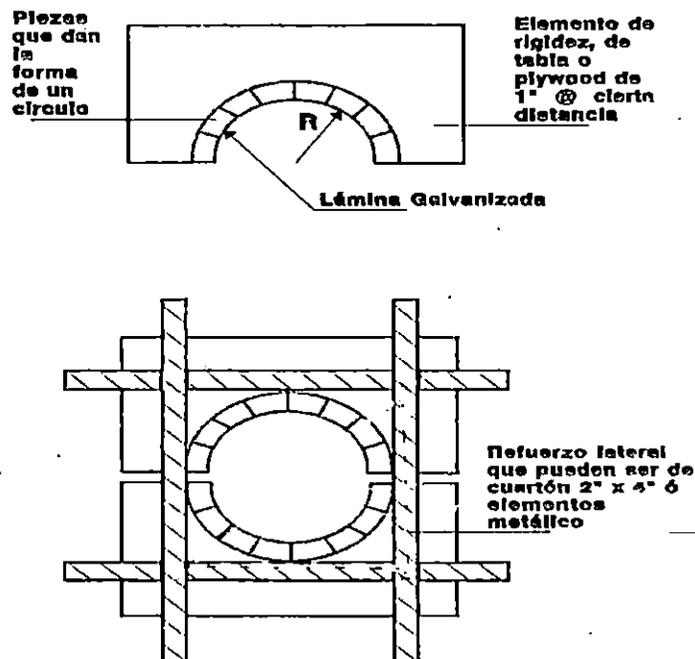


Fig. 2.12

DISEÑO DE ENCOFRADO PARA COLUMNA CIRCULAR

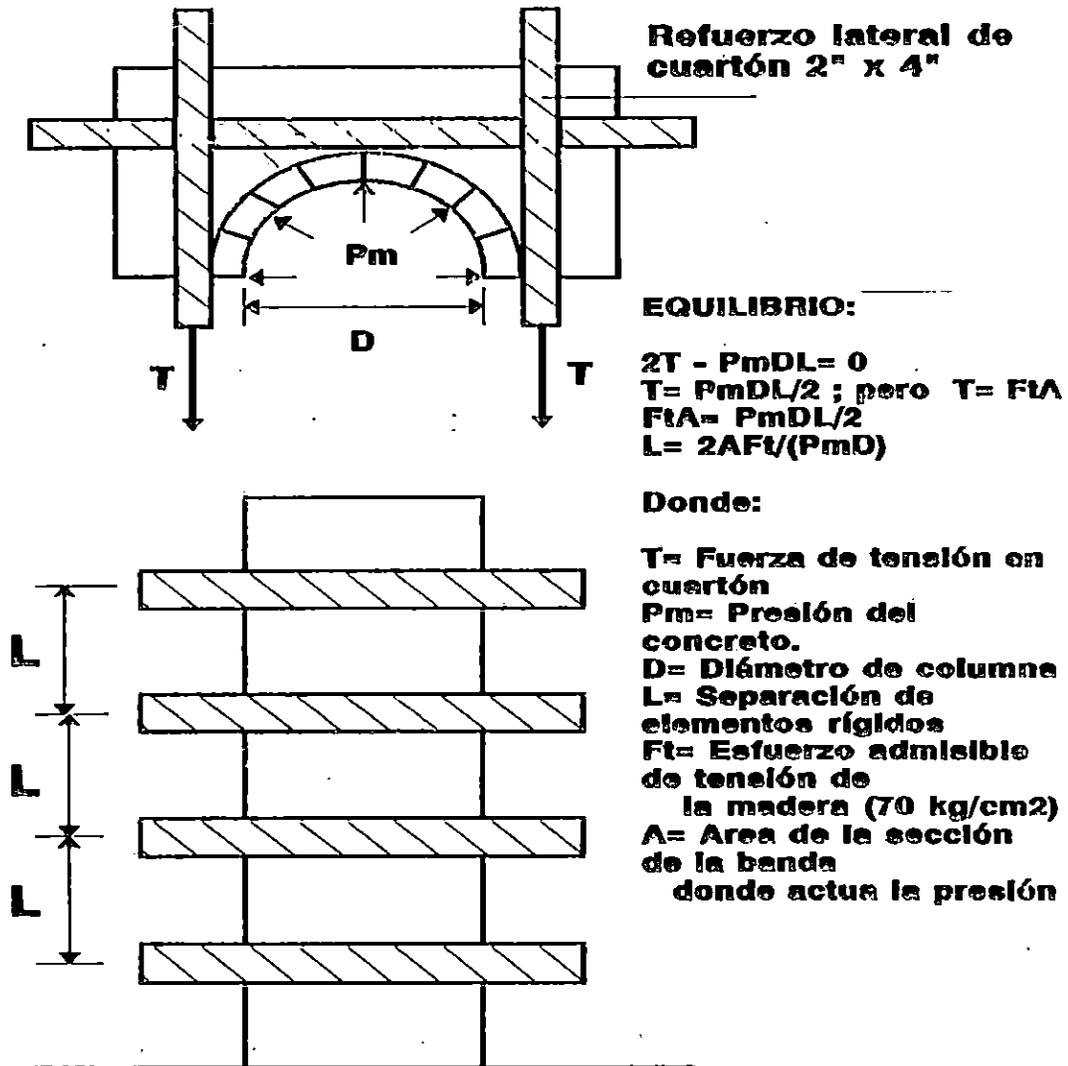


Fig. 2.13

EJEMPLO. Diseñaremos un molde de columna con $D = 80$ cm, $H = 4.5$ m, y a una temperatura de 35° y velocidad de colado de 8.5 m/h. De tabla 2.2 se tiene que $P_m = 1.02$ kg/cm², y $A = 50$ cm² (cuartón 2"x4").

$$L = 2 A F_t / (P_m D) = (2 \times 70 \times 50) / (1.02 \times 80) = 85.78 \text{ cm}$$

Entonces colocar refuerzo @ 85 cm.

2.6 DISEÑO DE ENCOFRADO PARA LOSA DENSA.

ENCOFRADO PARA LOSA DENSA

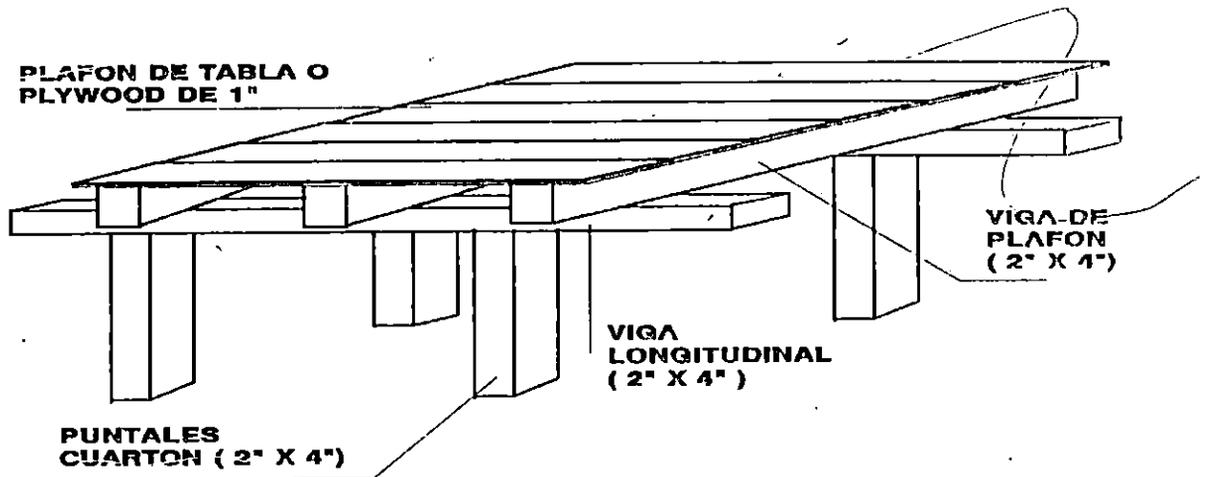


Fig. 2.14

Material a utilizar :

- Costanera
- Tabla de pino 1" X 2" (plafón)
- Cuartón 2" X 4" (puntal)
- Cuartón 2" X 4" (viga de plafón y longitudinal).

Datos:

- Peso Vol. concreto: 2400 kg/m³
- Espesor de la losa: 12 cms.
- Carga viva: 250 kg/m²
- Altura de entrepiso: 3.00 mts.

1. SEPARACION DE VIGAS DE PLAFON

Para el cálculo de la separación de las vigas que soportan la tabla y el plafón se tomará una franja de 1.00 mts de profundidad.

Fijando un espesor de 12 cms y con el peso volumétrico se calcula la carga muerta del plafón:

$$W_0 = 0.12\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$W_L = 245 \text{ kg/m}^2$$

$$W_0 + W_L = 288 \text{ kg/m}^2 + 245 \text{ kg/m}^2$$

$$W_0 + W_L = 533 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m (Profundidad de análisis)}$$

$$W_0 + W_L = 533 \text{ kg/m}$$

$$\therefore W = 5.33 \text{ kg/cm}$$

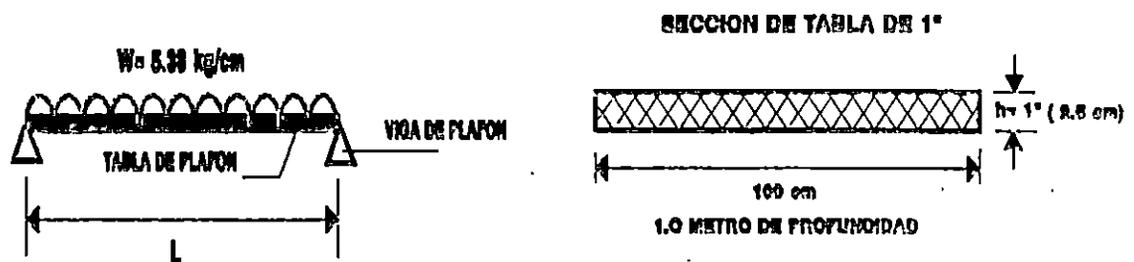


Fig. 2.15

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100(2.5)^2}{6}$$

$$S = 104.20 \text{ cm}^3$$

$$I = (1/12) bh^3$$

$$I = (1/12)(100)(2.5)^3$$

$$I = 130.21 \text{ cm}^4$$

Revisión por Flexión:

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{10} = F'b.S \quad ; \quad F'b = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 3.16 \sqrt{\frac{F'b.S}{W}}$$

$$L = 3.16 \sqrt{\frac{100 \times 104.2}{5.38}}$$

$$L = 139.10 \text{ cms}$$

Revisión por Deflexión:

$$\delta = \frac{WL^4}{145EI} \text{ y } \delta_{\max} = \frac{L}{270} \quad ; \quad \text{igualando tenemos:}$$

$$L = \sqrt[3]{(145EI/270W)}$$

en donde :

$$E = 80,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 130.21 \text{ cm}^4$$

$$W = 5.33 \text{ kg/cm}$$

$$L_1 = \sqrt[3]{\left\{ \frac{[(145)(80,000)(130.21)]}{[(270)(5.33)]} \right\}}$$

$$L = 110.125 \text{ cms}$$

Revisión por Cortante:

$$F'v = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$fv = \frac{1.5V}{bd} \leq F'v$$

$$\text{donde : } V = 0.5 WL$$

$$\therefore \frac{1.5 (0.6 WL)}{bd} = 10 \Rightarrow \frac{11.11 bd}{W} = L$$

$$L = \frac{11.11 (100)(2.5)}{5.38}$$

$$L = 516.26 \text{ cms}^3$$

$$\therefore L_{\text{máx}} = 110.0 \text{ cms RIGE}$$

Colocar vigas de plafón @ 1.10 mts de separación.

SEPARACION ENTRE VIGAS LONGITUDINALES

Como estas vigas soportan no solo el peso del concreto sino que el peso del encofrado, se le añadirá una sobrecarga de 25 kg/m².

$$W_o + W_L = 538 + 25 = \text{kg/m}^2$$

$$W = 563 \text{ kg/m} \times 1.10\text{m}$$

$$W = 619.3 \text{ kg/m}$$

$$W = 6.193 \text{ Kg/cm}$$

Revisión por Flexión:

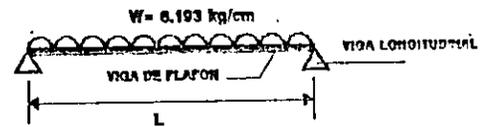
$$I = 417 \text{ cm}^4$$

$$S = 83.4 \text{ cm}^3$$

$$L = 3.16 \sqrt{\left(\frac{F' b \cdot S}{W}\right)}$$

$$L = 3.16 \sqrt{\left(\frac{100 (83.4)}{6.193}\right)}$$

$$L = 115.96 \text{ cms}$$



SECCION DEL CUARTON (2" X 4")

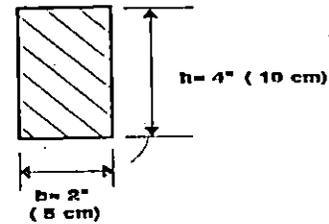


Fig. 2.16

Revisión por deflexión :

$$L = \sqrt[3]{\left(\frac{145 EI}{270 W}\right)}$$

$$L = \sqrt[3]{\left(\frac{145(80,000)(417)}{270 (6.193)}\right)}$$

$$L = 141.78 \text{ cms}$$

Revisión por Cortante:

$$L = \frac{11.11 bh}{W}$$

$$L = \frac{11.11 (5)(10)}{6.193}$$

$$L = 89.69 \text{ cms}$$

∴ L_{máx} = 90.0 cms RIGE !!

∴ Colocar @ 0.90 mts vigas longitudinales.

REVISION DE PUNTALES

Se calcula la separación máxima entre puntales para que la viga longitudinal no falle por flexión, deflexión y corte.

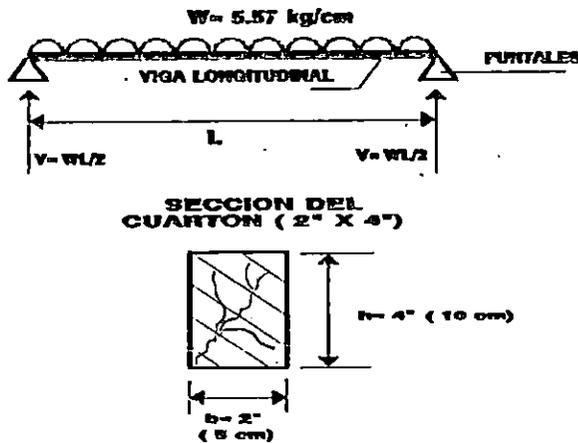


Fig. 2.17

$$W = 619.3 \text{ kg/m} \times 0.90 \text{ ms}$$

$$W = 557.4 \text{ kg/cm}$$

$$W = 5.474 \text{ kg/cm}$$

$$F'a = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 417 \text{ cm}^4$$

$$S = 83.4 \text{ cm}^3$$

$$\text{Revisión por Flexión: } L = 3.16 \sqrt{\left[\frac{80(83.40)}{5.57} \right]} = 109.36 \text{ cms}$$

$$\text{Revisión por Deflexión: } L = \sqrt[3]{\left[\frac{145(80,000)(417)}{270(5.57)} \right]} = 146.88 \text{ cms}$$

$$\text{Revisión por Cortante : } L = \frac{11.11(5)(10)}{5.57} = 99.70 \text{ cms RIGE!!}$$

∴ Colocar puntales @ 1.00 mts sobre viga longitudinal.

Revisión del Puntal por Pandeo.

$$\frac{L}{h} \leq 50 \text{ (relación de esbeltez)}$$

donde :

L = longitud no arriostrada del puntal (en este caso 3.0 mts)

h = menor dimensión del puntal. (en este caso 5 cms)

$$\frac{L}{h} = \frac{300}{5} = 60 > 50 \text{ NO CUMPLE!!}$$

Proponiendo un arriostramiento a la mitad de L.

$$\frac{150}{5} = 30 < 50 \text{ SI CUMPLE!!}$$

el arriostramiento puede ser ajustado de acuerdo a las necesidades de espacio en la obra.

Revisión del Puntal por Capacidad de Carga.

$$P = 1.2 WL = 1.2 (5.57)(150)$$

$$P = 907.2 \text{ kg}$$

$$F_a = \frac{907.2}{5(10)} = 18.144 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq F_a = \frac{0.3E}{\frac{KL^2}{d}} = \frac{0.3(80,000)}{\frac{1(150)^2}{5}} = 26.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ ok!!}$$

$$18.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 26.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 80 \text{ kg/cm}^2$$

.. Colocar puntales (2"X4") con un arriostramiento a L = 1.50ms @ 1.10 mts.

2.7 DISEÑO DE ENCOFRADO DE VIGA

SECCION DE VIGA

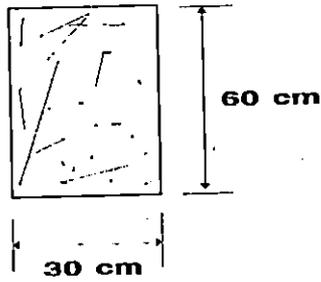


Fig. 2.18

CARGA VERTICAL SOBRE LA VIGA

Datos:

- Espesor de losa : 12 cms.
- Peso de concreto : 2400 kg/m³
- Se analizará para un metro de profundidad.

$$- F'v = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$- F'b = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \text{Carga muerta} : 0.30 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 24.00 \text{ kg/m}^3 = 432 \text{ kg/m}$$

$$- \text{Carga Viva} : 25 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 25 \text{ kg/m}$$

$$457 \text{ kg/m}$$

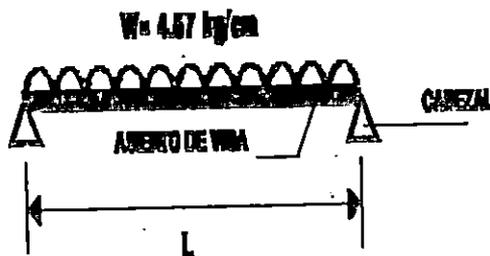
$$247/4 = 61.75 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m}$$

2 parrillas / c 2 nudos de pino de 25x25 cm.

$$w = 4.57 \text{ kg/cm}$$

REVISION DE ASIENTO DE VIGA

El asiento de la viga se diseñará con una tabla 1" x 12" (2.5 cm x 30 cms) lo cuál facilita el diseño ya que no hay que agregar ni cortar la tabla.



SECCION DE TABLA DE 1"

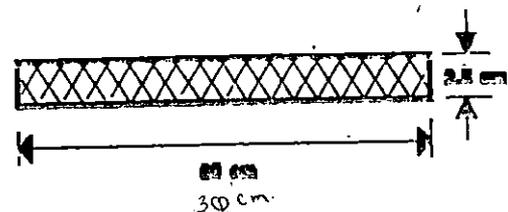


Fig. 2.19



$$I = \frac{1}{12} bh^3$$

$$I = \frac{1}{12} (30) (2.5)^3$$

$$I = 39.06 \text{ cm}^4$$

modulo de seccion

$$S = \frac{I}{c} = \frac{39.06}{1.25} = 31.25 \text{ cm}^3$$

radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{39.06}{100}} = 0.625 \text{ cm}$$

REVISION POR FLEXION

$$L = 3.16 \sqrt{[100(31.25)/(4.57)]}$$

$$L = 82.63 \text{ cm.}$$

$$12.9 h \sqrt{b/w}$$

$$h = 2.5 \text{ cm.}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$w = 4.57 \text{ Kg/cm}$$

REVISION POR DEFLEXION

$$L = \sqrt[3]{\frac{[(145)(80,000)(39.06)]}{[(270)(4.57)']}}$$

$$L = 71.61 \text{ cms. RIGE !!!!}$$

$$0.36 h \sqrt{\frac{bE}{w}}$$

REVISION POR CORTANTE

$$L = \frac{11.11(30)(2.5)}{(4.57)(1.2)}$$

$$L = 182.33 \text{ cms}$$

$$L = \frac{13.33 bh}{w(1.2)}$$

Se colocaran puntales @ 70 cms a lo largo de la viga.

REVISION DE PUNTALES.

$$P = 1.2 \times 4.57 \times 70 = 383.88 \text{ kg}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = 383.88 \cdot \frac{88}{50} = 7.67 \text{ kg/cm}^2 < 80 \text{ kg/cm}^2$$

- Carga de zunchos : $2 \times 423.11 = 846.22 \text{ Kg} +$
- Carga de viga : $1.2 \times 4.57 \times 70 = 383.88 \text{ kg} \approx$
- $$p = 1230.10 \text{ kg}$$

$$p = 1.2 \cdot W \cdot L$$

$$\frac{L}{h} \leq 50 \text{ es balsa}$$

$$f_a = \frac{p}{A} = \frac{1230.10}{6 \times 12} = 17.10 \text{ kg/cm}^2 < 80 \text{ kg/cm}^2$$

2.8 DISEÑO DE ENCOFRADOS PARA LOSA DENSA Y VIGA COLADA EN EL SITIO.

Datos :

Carga viva de colado = 245 kg/m²

Concreto normal = 2400 kg/m³

Espesor de losa = 12 cms.

Altura de entrepiso = 3.0 mts.

$$4.57 \times 92.586$$

Losa de Entrepiso

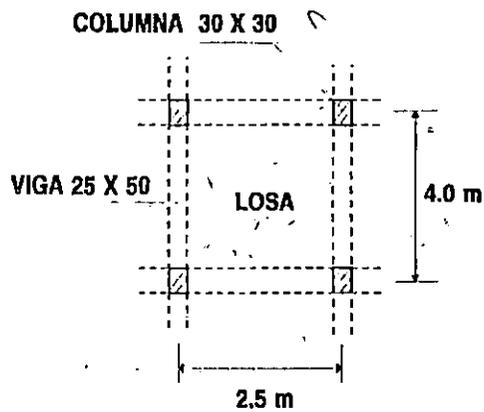


Fig. 2.21

1. Materiales a Utilizar (Pino)

- Cuartón 2"x4"
- Tabla de 1"x12"
- Costanera 2"x2"
- Regla Pacha 1"x4"

2. Calculo de la carga.

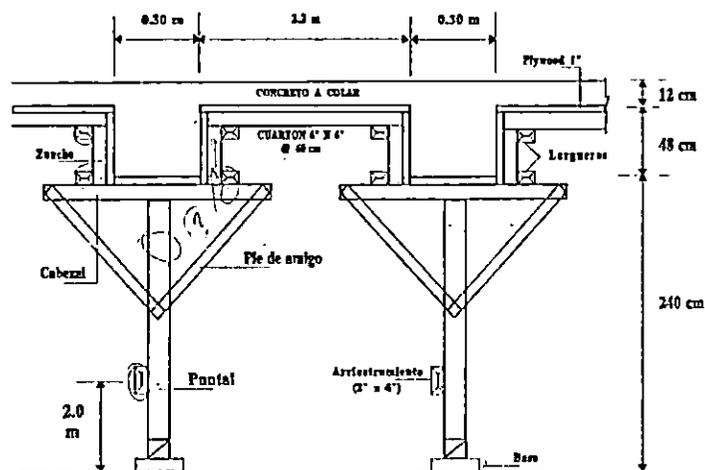
Peso de losa: $0.12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$

Peso de madera: $0.05 \times 950 = 47.5 \text{ kg/m}^2$

(aprox.) $CM = 335.5 \text{ kg/m}^2$

$CV = 245.0 \text{ kg/m}^2$

$W = 580.5 \text{ kg/m}^2$



DETALLE MOLDE DE VIGA Y LOSA

Fig. 2.22

Revisión del Plywood de 1".

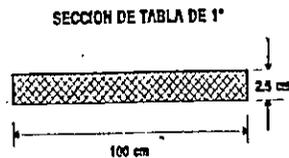
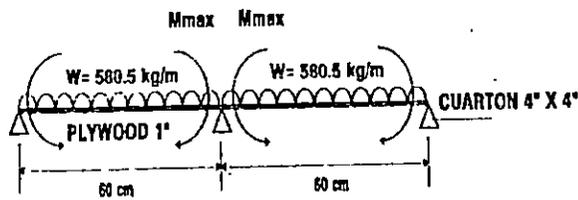


Fig. 2.23

$$M_{max} = \frac{WL^2}{10} = \frac{580.5(.60)^2}{10} = 20.90 \text{ Kg-m}$$

$$V = \frac{5}{8} WL = \frac{5}{8} (580.5) 0.60 = 217 \text{ Kg} \quad I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} (100) 2.5^3$$

$$I = 130.21 \text{ cm}^4$$

Revisión por flexión:

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{20.90(100)(1.25)}{130.21} = 20.1 \text{ kg/cm}^2 < F'_b = 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}!$$

Revisión por Cortante:

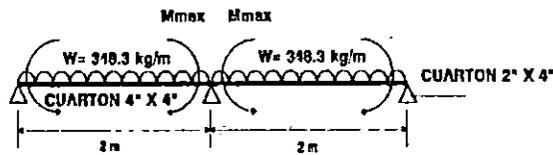
$$f_v = \frac{3v}{2A} = \frac{3(217)}{2(100)(2.5)} = 1.302 \text{ kg/cm}^2 < F'_v = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = 580.5 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}$$

$$W = 580.5 \text{ kg/m}$$

Suponiendo cuartones de 4" x 4" @ 60 cms. para una franja de 1.00 m.

Revisión del cuarton 4" x 4" @ 60 cms. Que sostiene al plywood de 1".



$$W = 580.5 \text{ kg/m}^2 \times 0.60 \text{ m}$$

$$W = 348.30 \text{ kg/m}$$

SECCION CUARTON 4" X 4"

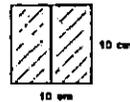


Fig. 2.24

Revisión por flexión:

$$M_{max} = \frac{WL^2}{8} = \frac{348.3(2.0)^2}{8} = 174.15 \text{ Kg-m}$$

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{174.15(100)(5)}{833} = 104.57 \text{ kg/cm}^2 = F'_b = 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ ACEPTABLE!}$$

Revisión por Cortante:

$$V = \frac{5}{8}WL = \frac{5}{8}(580.5)0.60 = 217 \text{ KG}$$

$$f_v = \frac{3v}{2A} = \frac{3(218)}{2(10)(10)} = 3.27 \text{ kg/cm}^2 < F'_v = 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.!!}$$

Revisión por deflexión :

$$\delta_{max} = \frac{5WL^4}{384EI} = \frac{(5)(3.483)(200)^4}{(384)(90,000)(833)} = 0.96 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} = \frac{L}{270} = \frac{200}{270} = 0.74 \text{ m (Ligeramenta mayor)} \Rightarrow \text{Aceptable}$$

Diseño del molde de la viga.

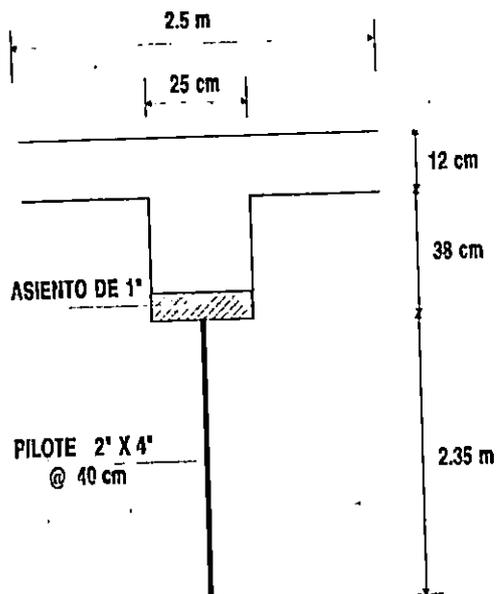


Fig. 2.25

$$W_0 = 580.5 \text{ kg/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 1451.25 \text{ kg/m}$$

W = peso propio de viga:

$$W = 0.25 \text{ m} \times 0.38 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228.00 \text{ kg/m}$$

$$\underline{W = 1679.25 \text{ kg/m}}$$

Revisión del asiento de viga 2.5 cm x 25 cms.

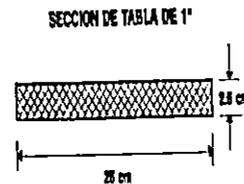
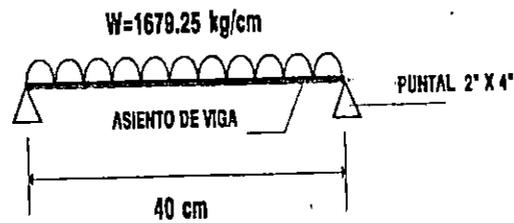


Fig. 2.26

Revisión por flexión:

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{10} = \frac{1679.25(0.40)^2}{10} = 26.89 \text{ Kg-m} = 2689 \text{ Kg-cm}$$

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{2689(1.25)}{32.55} = 103.26 \text{ kg/cm}^2 < F'_b = 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ ACEPTABLE!}$$

Revisión por Cortante:

$$V_{\max} = \frac{5}{8} WL = \frac{5}{8} (1679.25) 0.40 = 420 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{3v}{2A} = \frac{3(420)}{2(25)(2.5)} = 10.08 \text{ kg/cm}^2 = F'_v = 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ Aceptable!}$$

Diseño de pilote 2" x 4" @ 40 cms.

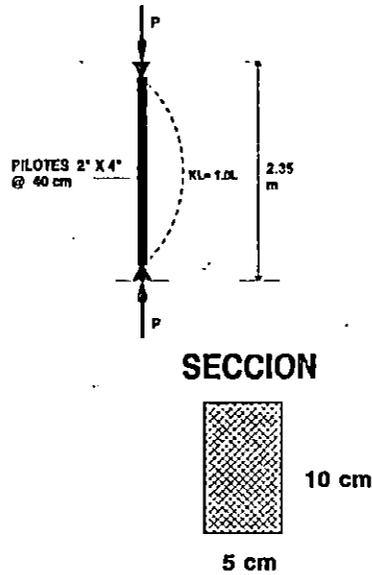


Fig. 2.27

P = Carga sobre el pilote 2" x 4"

$$P = 1679.25 \times 0.40 = 671.70 \text{ kgs.} \quad \text{---} \quad P = F_0 / K^2 \times X$$

Pa = Carga admisible en el pilote

$$Pa = \frac{0.30 AE}{(kl/d)^2}$$

$$K = 1.0$$

$$L = 235 \text{ cm}$$

$$Pa = \frac{0.30 (5 \times 10)(90,000)}{(235/5)^2}$$

Pa = 611 kg < P no pasa.

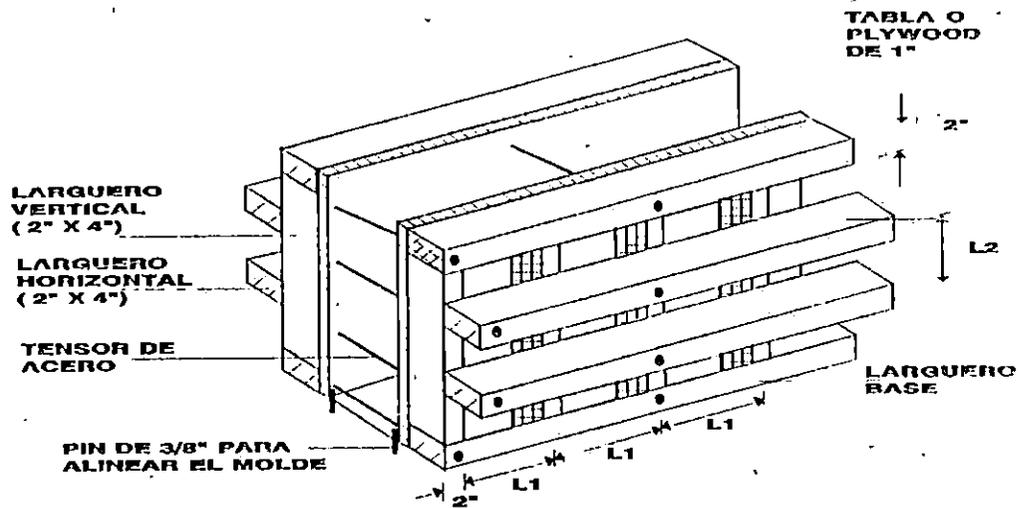
!! Disminuir la separación del pilote !!

Colocando pilotes @ 35 cms:

$$P = 1679.25 \times 0.35 = 588 \text{ kg} < Pa \text{ O.K.!!}$$

∴ Colocar pilotes @ 35 cms.

2.9 DISEÑO DE ENCOFRADO DE PARED O MURO.



ENCOFRADO PARA PARED

Fig. 2.28

2.9.1 PROCEDIMIENTO

Este es el molde más sencillo para la fabricación de paredes de concreto reforzado o muros de los mismos. La metodología para su diseño se detalla a continuación.

1. Se calculará la presión que el concreto ejercerá sobre el encofrado en el momento de efectuarse el vaciado del concreto en él. La presión se calcula de la siguiente forma:

a) Para una velocidad de colado:

$$V < 2 \text{ m/h}$$

$$P_m = 0.73 + \frac{80 V}{17.7 + T} \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

b) Para una velocidad de colado $2 \text{ m/h} < V < 3 \text{ m/h}$:

$$P_m = 0.73 + \frac{117 + 25 V}{17.7 + V} \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

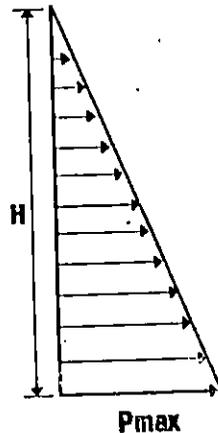
c) Los literales anteriores se comparan con :

- $P_m = 9.76 \text{ ton/m}^2$

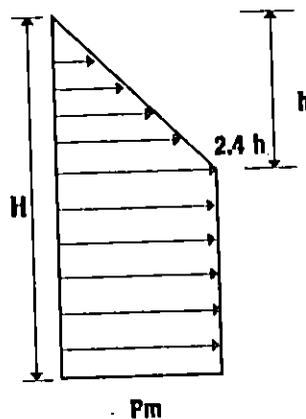
- $P_m = 2.4 H \text{ ton/m}^2$ (H= altura de la pared)

Tomandose el menor valor obtenido como la presión máxima que el concreto ejerce sobre el molde.

La presión se distribuirá de las siguientes formas:



$P_m = 2.4H$
 $h = P_m/2.4 > H$
 $P_m = 9.76 \text{ Ton/m} > 2.4H$



$h = P_m/2.4 < H$
 $P_m = 9.76 \text{ Ton/m} < 2.4H$

Fig. 2.29

2. Con la presión del concreto sobre el molde calculada, se procede a revisar la tabla o plywood de 1" y se calcula L_1 , que es la separación máxima de los largueros verticales para que la tabla o plywood no falle por flexión, cortante o deflexión.

El calculo de L_1 se basa en la deflexión máxima permitida para el elemento en analisis, además de la revisión de las propiedades mecánicas tanto en flexión como en cortante.

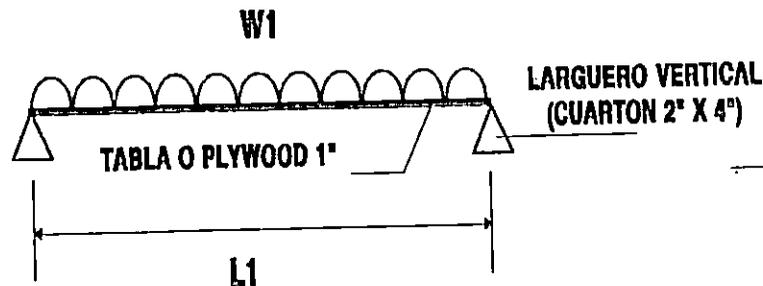


Fig. 2.30

$$w_1 = P_m \times 1.00 \text{ m}$$

Donde:

- $w_1 =$ Carga uniformemente repartida
- $P_m =$ Presión máxima del concreto
- 1.0m = Se analiza una franja de 1.00 m de profundidad, de la pared.

- Revisión por deflexión : $L_1 = 0.36 \cdot h \sqrt[3]{(6E/w_1)}$

- Revisión por flexión : $L_1 = 12.90 h \sqrt{(b/w_1)}$

- Revisión por Cortante :

$$L_1 = \frac{13.33bh}{W}$$

Se tomara el menor valor obtenido.



3. Determinado el valor de L_1 , se procede a calcular la separación máxima entre largueros horizontales para que los largueros verticales cumplan con los requisitos de diseño (deflexión, flexión y cortante). $w_2 = P_m \times L_1$

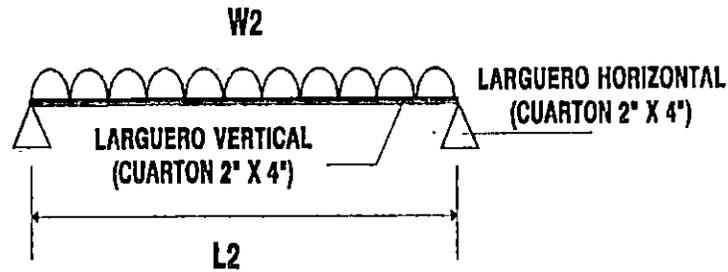


Fig. 2.31

- Revisión por deflexión : $L_1 = 0.36 h \sqrt[3]{(6E/w_2^2)}$
- Revisión por flexión : $L_1 = 12.90 h \sqrt{(b/w_2)}$
- Revisión por Cortante : $L_1 = \frac{13.33bh}{W_2}$

Se tomara el menor valor obtenido.

4. Diseño del Larguero Horizontal

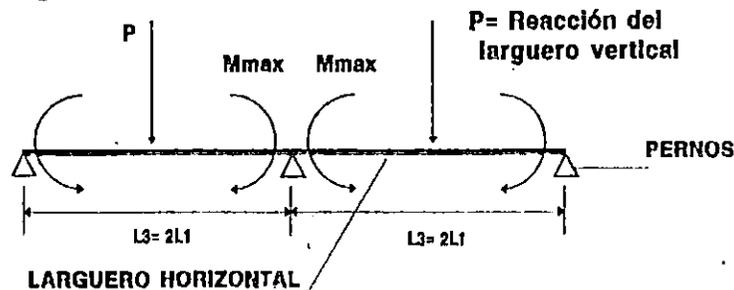


Fig. 2.32

$$\text{- flexión : } M_{\max} = \frac{PL_3}{8} \Rightarrow fb = \frac{PL_3 C}{8I} \Rightarrow fb = \frac{0.75PL_3}{bh^2} < F'b$$

$$\text{- Cortante: } V_{\max} = \frac{P}{2} \Rightarrow fv = \frac{3P}{4A} \Rightarrow fv = \frac{3P}{4bh} < F'v$$

5. Diseño del Tensor.

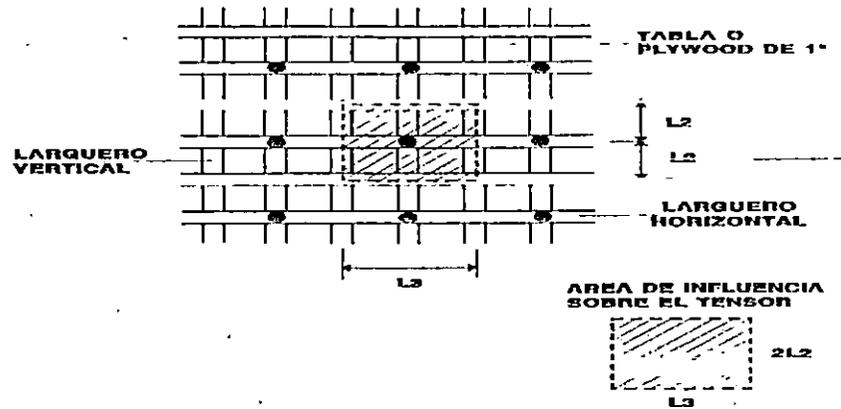


Fig. 2.33

$$T = A \times P_m$$

$$A_s = T / F_a \quad ; \quad A_s = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\left[\frac{(4A_s)}{\pi} \times 0.3937 \right]} \text{ (pulg)}$$

Donde :

T = Fuerza que resiste el perno (kg)

A = Area de influencia (cm^2)

A_s = Area de acero necesaria (cm^2)

F_t = Esfuerzo permisible del perno

(A-36 : $F_t = 1550 \text{ kg/cm}^2$)

D = Diametro del perno necesario (pulg)

2.9.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE ENCOFRADO PARA PARED

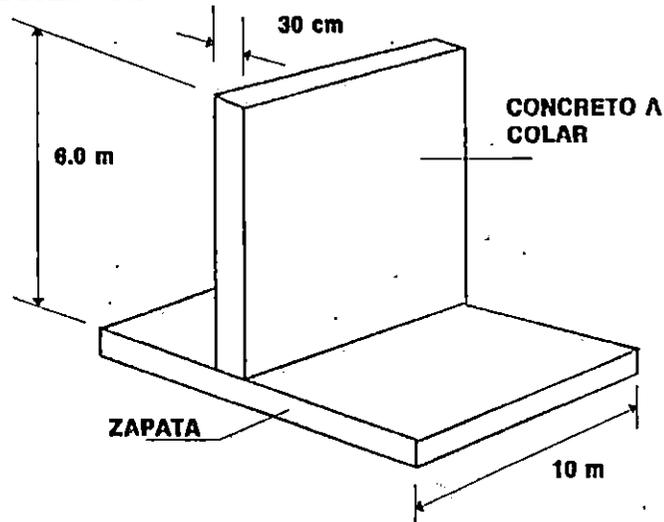


Fig. 2.34

DATOS :

- Velocidad de colado : $V = 3 \text{ m/h}$
- Temperatura : $T = 27 \text{ }^\circ\text{C}$
- Modulo de Elasticidad de la Madera : $E = 80,000 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a flexión : $F'b = 100 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia al corte : $F'v = 10 \text{ kg/cm}^2$

MATERIAL :

- Plywood de 1."
- Cuartón 2" x 4"
- Pines de acero A - 36

Calculo de presión del concreto.

$$\text{a) } P_m = 0.73 + \frac{117 + 25(3)}{17.7 + 27} = 5.03 \text{ ton/m}^2 \longrightarrow \text{RIGE!!}$$

$$\text{b) } P_m = 2.4 H = 2.4(6) = 14.4 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{c) } P_m = 9.76 \text{ ton/m}^2$$

La altura que gobierna 2.4 H es:

$$h = \frac{Pm}{2.4}$$

$$h = \frac{5.03}{2.4}$$

$$h = 2.10 \text{ m}$$

Revisión de plywood de 1"

Analizando una franja de 1.0 mts.

$$W = 5.03 \text{ ton/m}^2 = 0.503 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = 0.503 \text{ kf/cm}^2 \times 100 \text{ cm} = 50.3 \text{ kg/cm}$$

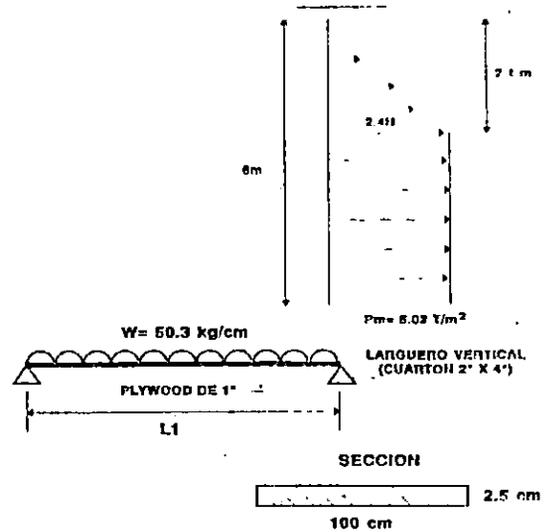


Fig. 2.35

- Revisión por deflexión:

$$L_1 = 0.36(2.5)^3 \sqrt{[(100)(80,000)/(50.3)]}$$

$$= 48.56 \text{ cms}$$

- Revisión por Cortante:

$$L_1 = \frac{13.33(100)(2.5)}{50.3} = 66.7 \text{ cms}$$

- Revisión por flexión :

$$L_1 = 12.90 \sqrt{[(100)(2.5)^2/(50.3)]}$$

$$= 45.47 \text{ cms RIGE!!}$$

∴ Colocar larguero verticales @ 45 cms.

Diseño del larguero vertical

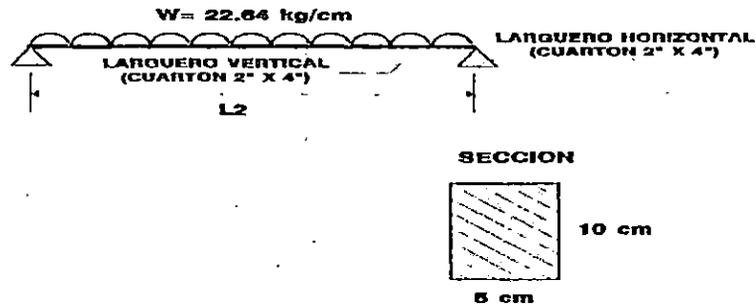


Fig. 2.36

$$w = 0.503 \text{ kg/cm}^2 \times 45 \text{ cm} = 22.64 \text{ kg/cm}$$

$$I = (1/12)(5) 10^3$$

$$I = 417 \text{ cm}^4$$

- Revisión por deflexión:

$$L_2 = 0.36(10)^3 \sqrt{5(80,000)/22.64}$$

$$= 93.46 \text{ cms}$$

- Revisión por Cortante: $L_2 = \frac{13.33(5)(10)}{50.3}$

$$= 29.44 \text{ cms RIGE !!}$$

- Revisión por flexión: $L_2 = 12.90 \sqrt{[(5)(10)^2/(22.64)]}$

$$= 60.62 \text{ cms}$$

∴ Colocar larguero horizontal @ 30 cms.

Diseño del larguero horizontal

$$P = \frac{WL}{2} = \frac{22.64 (30)}{2} = 340 \text{ Kg}$$

$$L_3 = 2 L_1 = 2 (45) = 90 \text{ Cms.}$$

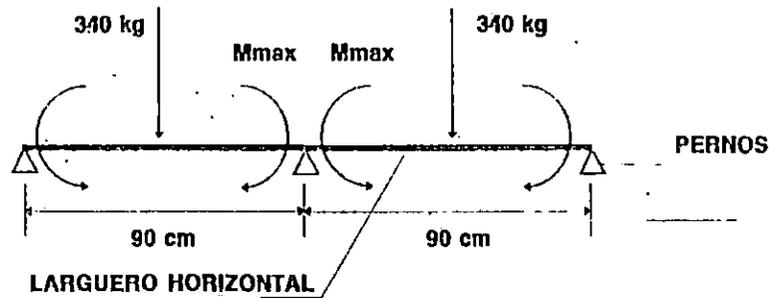


Fig. 2.37

- Revisión por deflexión :

$$\delta = \frac{P L^3}{48 EI} = \frac{340(90)^3}{48(80,000)417}$$

$$= 0.155 \text{ cms} < 90/270 = 0.33 \text{ O.K.!!}$$

- Revisión por flexión:

$$fb = 0.75 \frac{PL^3}{bh^2} = 0.75 \frac{340(90)}{5(10)^2}$$

$$= 45.9 \text{ kg/cm}^2 < F'b=100\text{kg/cm}^2 \text{ OK!!}$$

- Revisión por Cortante:

$$fv = \frac{3V}{4 b h} = \frac{3(340)}{4(5)(10)}$$

$$fv = 5.1 \text{ kg/cm}^2 < F'v = 10\text{kg/cm}^2$$

Diseño del tensor

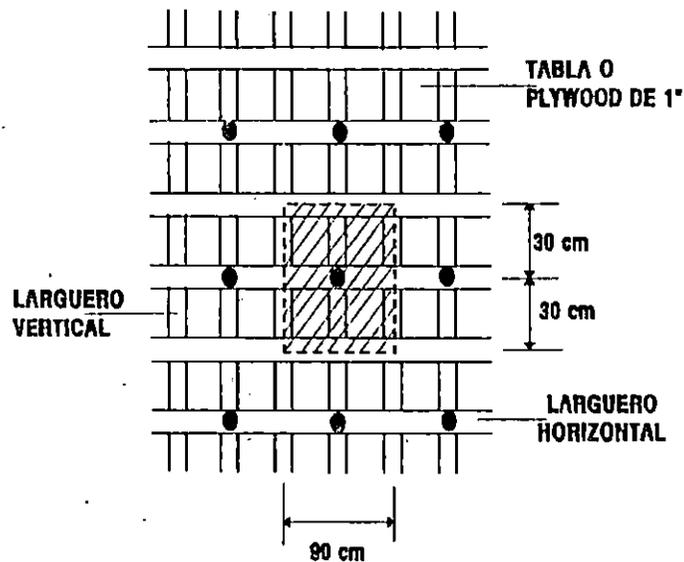


Fig. 2.38

$$T = A P_m = (90 \times 60) (503) = 2716.2 \text{ KG}$$

$$A_s = \frac{T}{F_a} = \frac{2716.2}{1550 \text{ KG/CM}^2} = 1.75 \text{ CM}^2$$

$$D = 0.3937 \sqrt{4(1.75 \text{ cm}^2)/\pi} = 0.56 \text{ PULG.}$$

∴ Usar $\phi \frac{1}{4}$ " (0.50 pulg = 0.56 pulg) Aceptable !!

2.10 DISEÑO DE ENCOFRADO PARA FUNDACIONES.

Las formaleas para fundaciones no requieren el mayor cálculo por tener la mayoría una altura de colado muy pequeña. Se excentúan las paredes de vigas de fundación de gran peralte, pilastras y otras.

Siendo el espesor de las zapatas muy pequeño (entre 25 y 60 cms), las presiones del concreto son pequeñas, gobernando en la mayoría de casos

DETALLE DE MOLDE PARA PARED

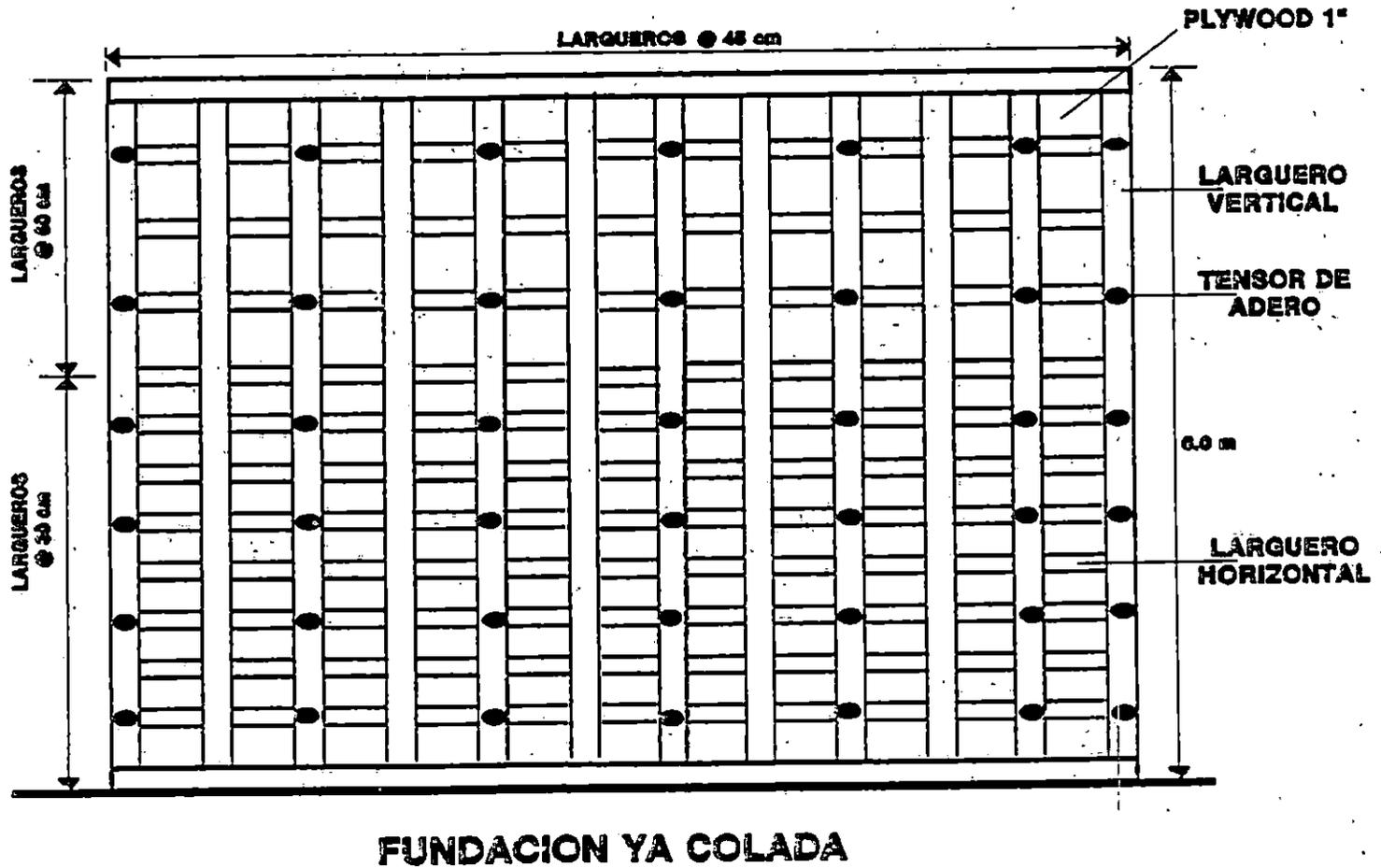


Fig. 2.39

$P_m = 2.4 H$, pero nunca menor de 2.93 Ton/m^2 . La plataforma (tabla o plywood de 1") y los largueros verticales (Cuartón 2" x 4") se pueden calcular en forma similar a los efectuados en moldes para paredes.

2.10.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE ENCOFRADO PARA UNA VIGA DE FUNDACIONES

Datos :

- Espesor de viga de fundación : $H = 1.0 \text{ mts}$
- Módulo de elasticidad de madera : $E = 30,000 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la presión : $F'_b = 100 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia al corte : $F'_v = 10 \text{ kg/cm}^2$

Calculo de la presión del concreto

$$P_m = 2.4 H = 2.4 (1.0) = 2.4 \text{ ton/m}^2$$

El valor de P_m nunca será menor de 2.93 ton/m^2 , entonces :

$$P_m = 2.93 \text{ ton/m}^2$$

$$P_m = 0.293 \text{ kg/cm}^2$$

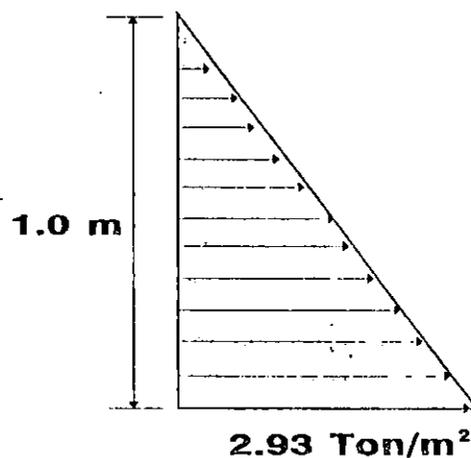


Fig. 2.40

Revisión de tabla o plywood de 1"

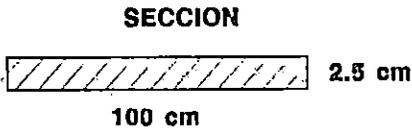
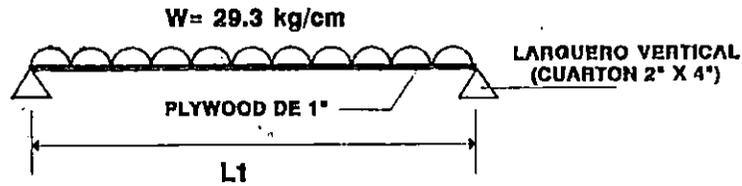


Fig. 2.41

$$W = 0.293 \text{ kg/cm}^2 \times 100 \text{ cms}$$

$$W = 29.3 \text{ kg/cm}$$

$$b = 100 \text{ cms.}$$

$$h = 2.5 \text{ cms.}$$

- Revisión por deflexión:

$$L_1 = 0.36(2.5)^3 \sqrt{[(100)(80,000)/(29.3)]}$$

$$= 145.91 \text{ cms}$$

- Revisión por Cortante:

$$L_1 = \frac{13.33(100)(2.5)}{29.3}$$

$$= 113.74 \text{ cms}$$

- Revisión por flexión:

$$L_1 = 12.90 \sqrt{[(100)(80,000)/(29.3)]}$$

$$= 59.58 \text{ cms RIGE !!}$$

Colocar larguero vertical @ 60 cms.

Diseño de larguero vertical

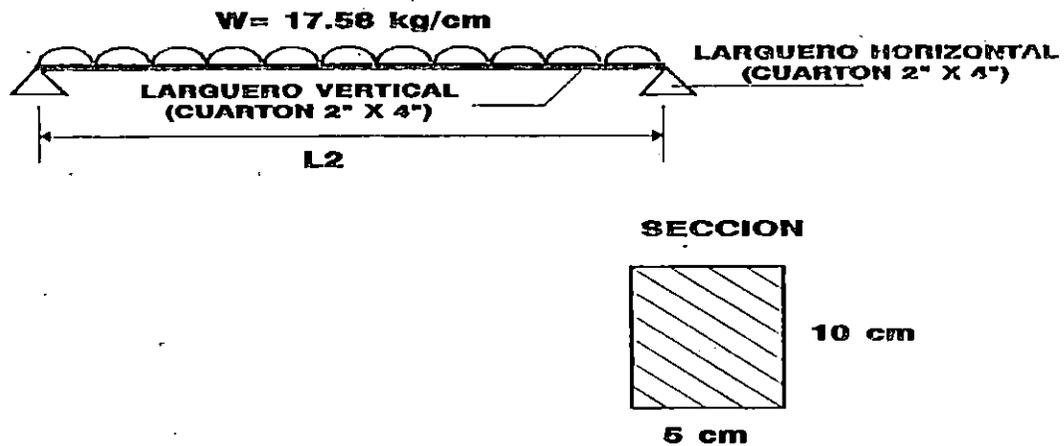


Fig. 2.43

$$W = 0.293 \text{ kg/cm}^2 \times 60 \text{ cms}$$

$$W = 17.58 \text{ kg/cm}$$

- Revisión por deflexión:

$$L_2 = 0.36(10)^3 \sqrt{[(10)(80,000)/(17.58)]} = 101.66 \text{ cms}$$

- Revisión por Cortante:

$$L_2 = \frac{13.33(5)(10)}{17.58}$$

$$= 37.92 \text{ cms RIGE !!}$$

- Revisión por flexión:

$$L_2 = 12.90 \sqrt{[(10)(10)^2/(17.58)]}$$

$$= 68.79 \text{ cms}$$

∴ Colocar larguero horizontal @ 40 cms.

CAPITULO III

DISEÑO DE ENCOFRADOS DE MADERA DE PINO UTILIZANDO VALORES TABULADOS

INTRODUCCIÓN:

Los diseños de los encofrados, estudiado en el capítulo II, son elaborados a partir de fórmulas y cálculos matemáticos largos, los cuales se basan en revisiones de las propiedades mecánicas de los elementos que conforman el encofrado (madera de pino); para determinar que carga pueden soportar para que trabajen al máximo.

Este procedimiento resulta ser tedioso y a la vez sólo puede ser realizado por un Ingeniero Civil o un técnico especialista del área; pero no así por un Maestro de Obra o un carpintero a los cuales muchas veces se le asigna la elaboración de estos basandose en sus conocimientos empíricos unicamente.

Con el fin de facilitar el diseño de los encofrados y que estos puedan ser diseñados no sólo por el ingeniero civil o el técnico especialista, sino también por una persona relacionada a la rama de la construcción (Maestro de Obra, Carpintero, etc.); en este capítulo se han tabulado datos obtenidos de los procedimiento de diseño vistos en el capítulo II, los que tienen la información necesaria para poder diseñar encofrados de una forma sencilla, segura, rápida y sobre todo económica.

El procedimiento mediante el cual se obtuvieron los datos tabulados, fué

analizando los factores y condiciones de carga existentes en cada una de los diferentes elementos de una estructura; que se estudiaron en el capítulo anterior, como lo son la velocidad de colado, presión del concreto, temperatura del concreto y altura de colado, para los diseños de paredes, fundaciones y columnas; carga muerta y carga viva, cuando se están diseñando losas y vigas.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, estas tablas son elaboradas simplemente variando las características de cada encofrado (altura de pared o columna, espesor de losa, sección transversal de columna y viga, etc.).

La facilidad de la utilización de estas tablas, será que conociéndose las propiedades geométricas de los encofrados y los modelos propuestos; los valores tabulados nos darán las separaciones entre los diferentes elementos que conforman el encofrado, de tal forma que obtendremos un diseño óptimo.

3.1 TABLA DE DISEÑO DE ENCOFRADOS DE COLUMNAS Y PAREDES.

El diseño de los encofrados de columnas y paredes depende de las condiciones de carga que actúan sobre ellos. Las condiciones de carga dependerán de la presión del concreto, la temperatura de el concreto y velocidad de colado.

Para facilitar la elaboración de las tablas, se tomó como valores constantes el de velocidad de colado y temperatura del concreto. La velocidad de colado que se tomara será la más desfavorable, este valor es de 3 m/h para paredes y 9 m/h para columnas

El valor de la temperatura que se toma es el promedio de los concretos que se utilizan en el país el cual es de aproximadamente 32°C. Ahora si tomamos los valores de velocidad de colado y temperatura constante y los sustituimos en las formulas vistas en el capítulo II y seguimos el procedimiento dado también en el capítulo II y hacemos variar las presiones, secciones transversales y las alturas de los encofrados, obtendremos los diseños de encofrados de columnas y paredes para distintas secciones transversales y alturas de estructuras.

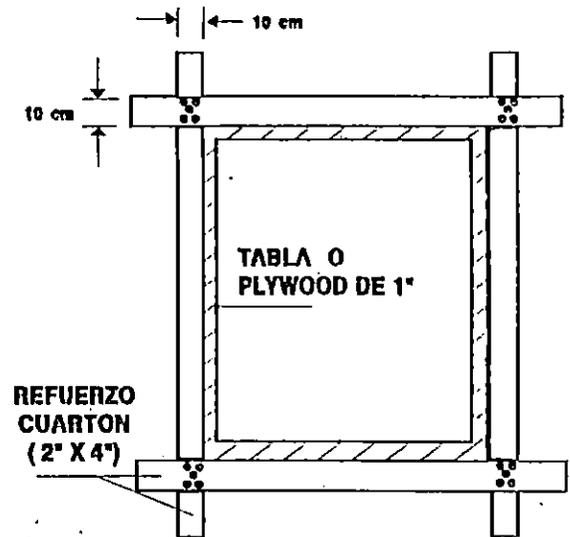
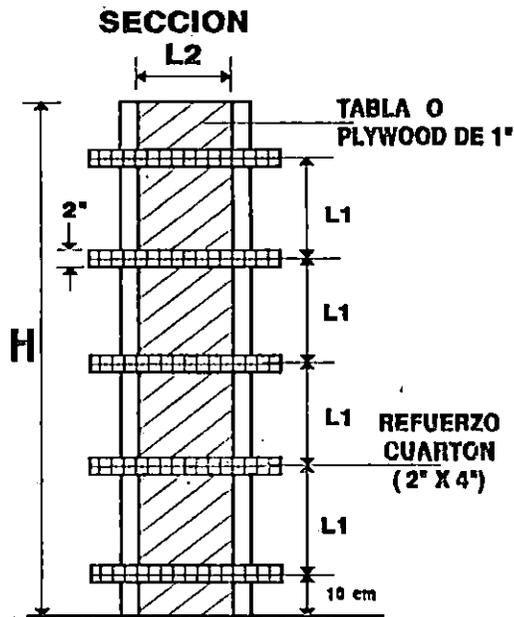
3.1.1 TABLA DE DISEÑO DE ENCOFRADOS DE COLUMNAS

En la tabla 3.1 se presentan los valores tabulados para la separación de los largueros horizontales necesarios para resistir las condiciones del colado para las diferentes alturas y secciones transversales.

El material a utilizar es el siguiente, el larguero horizontal cuarton 2" x 4" y el forro del molde tabla 1" x 2".

TABLA 3.1 DISEÑO DE ENCOFRADOS DE COLUMNAS
SEPARACION DE ELEMENTOS HORIZONTALES EN CENTIMETROS L1.

ALTURA DE COLUMNA H(nts)	SECCIONES TRANSVERSALES (CM)												
	30X30	35X35	40X40	45X45	50X50	55X55	60X60	70X70	75X75	80X80	85X85	90X90	100X100
1.5	55	53	45	41	37	34	31	26	25	23	22	20	19
2.0	46	40	35	31	28	25	23	20	19	17	16	15	14
2.5	37	32	28	25	22	21	19	17	15	14	13	12	11
3.0	30	26	23	21	19	17	15	13	12	12	11	10	9
3.5	26	23	20	18	16	14	13	11	11	10	9	9	8
4.0	23	20	17	15	14	13	11	10	9	9	8	7	7
4.5	21	18	15	14	12	11	10	9	8	8	7	7	6
5.0	18	16	14	12	11	10	9	8	7	7	6	6	5
5.5	16	14	13	11	10	9	8	7	7	6	6	6	5
6.0	15	13	11	10	9	8	8	7	6	6	5	5	4



DISEÑO DE ENCOFRADO MAS SENCILLO PARA COLUMNAS

VISTA SUPERIOR

Fig. 3.1

3.1.2. EJEMPLO DE DISEÑO DE ENCOFRADO DE COLUMNAS UTILIZANDO TABLA.

Datos de la columna a encofrados:

Sección de columna (45 cm x 45 cm)

Altura de columna (4 mts)

Cuando se tienen alturas de columnas mayores de 3 mts. se recomienda encontrar las separaciones de los largueros para 3 tramos iguales, como mínimo, de la altura de la columna.

Así para este caso tenemos:

$$h/3 = 4/3 = 1.33 \text{ Tomaremos 4 tramos de 1 mt c/u.}$$

Ahora que tenemos dividida la altura de la columna en 4 tramos, se diseñará la separación de los largueros para cada uno de los tramos, así tenemos:

TRAMO I

Es el tramo más bajo, el cual tiene una altura efectiva de 4 mts. y de acuerdo a tabla para $h = 4$ mts. y $s = 45 \times 45$ se tiene una separación de 15 cms.

TRAMO 2

A este tramo le corresponde una altura efectiva de 3 m y de acuerdo a tabla para $h = 4$ mts. y $s = 45 \times 45$ se tiene una separación de 21 cm que podría dejarse en múltiplo de 5, quedando una separación de 20 cm.

Así con este procedimiento se calcularon la separación para los dos últimos tramos, siendo estos valores de 30cm y 40 cm respectivamente.

Luego el diseño final quedará:

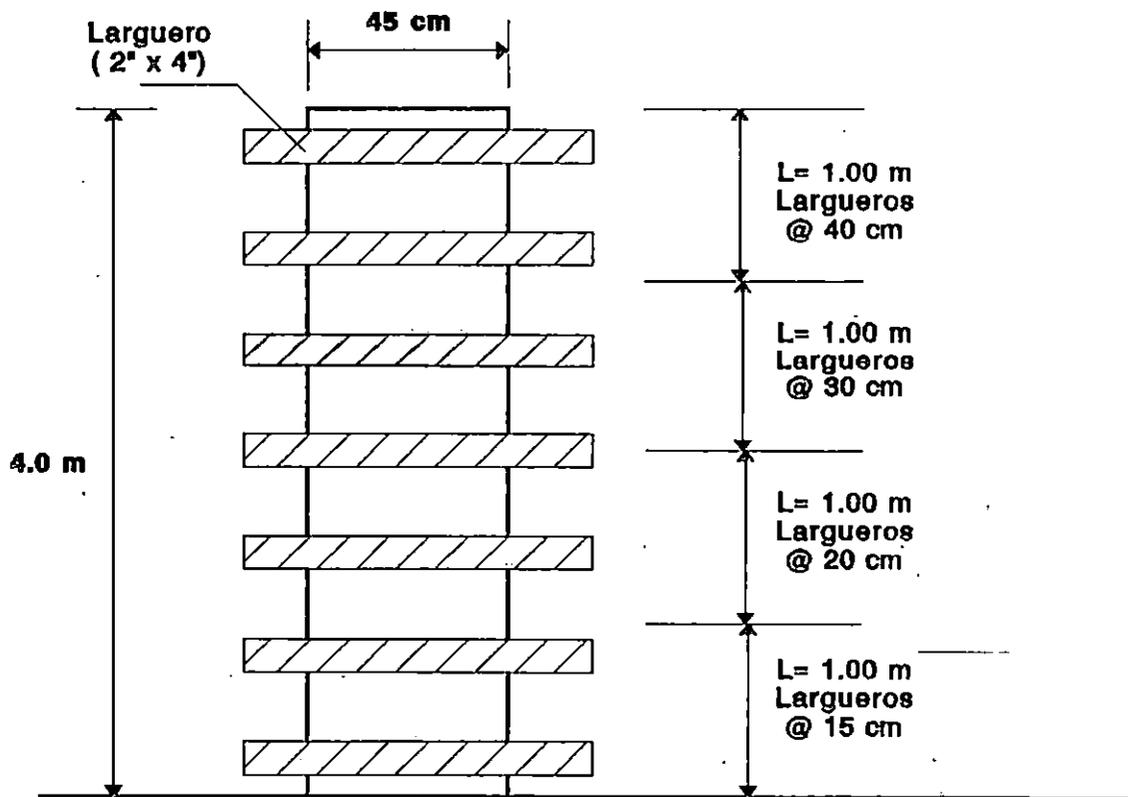


Fig. 3.2

TABLA 3.2. DISEÑO DE ENCOFRADOS DE PAREDES

ALTURA (mts)	SEPARACION DE LARGUERO VERTICAL (cm) L_1	SEPARACION DE LARGUERO HORIZONTAL (cm) L_2	SEPARACION DE TENSOR DE ACERO ϕ 3/8" (cm)		SEPARACION DE PUNTAL LATERAL (cms)
			VERTICAL L_4	HORIZONTAL L_3	
1:0	70	55	110	140	200
2.0	60	50	100	120	175
3.0	55	45	90	110	150
4.0	50	40	80	100	125
5.0	45	35	70	90	100
6.0	45	30	60	90	50

DETALLE DE MOLDE PARA PARED

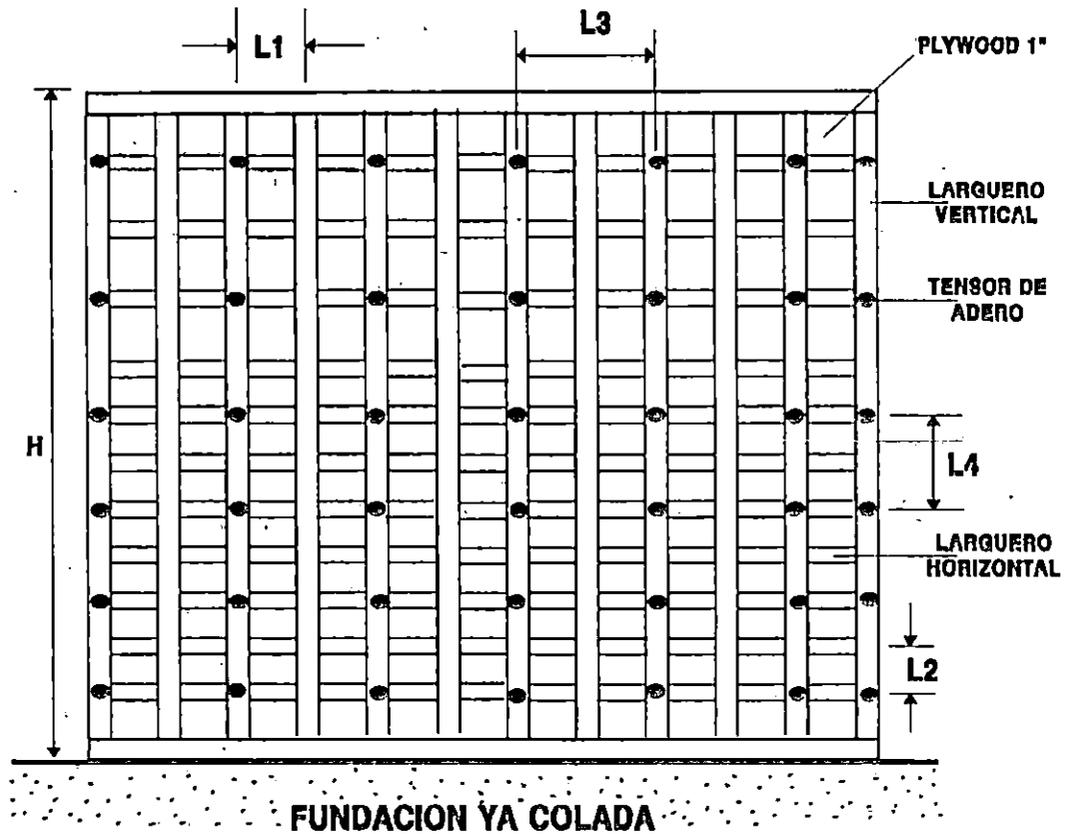


Fig. 3.3

$h = 4.00$ mts. tensor vertical @ 80 cm tensor horizontal @ 90 cm.

$h = 2.00$ mts. tensor vertical @ 100 cm tensor horizontal @ 90 cm.

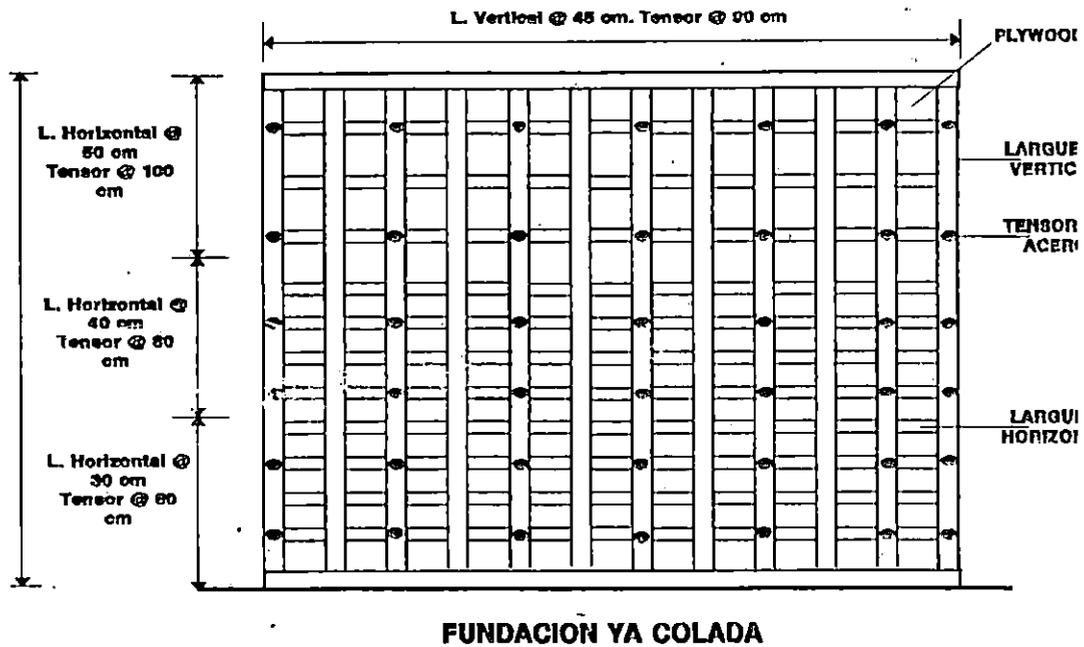


Fig. 3.4

3.2 TABLAS DE DISEÑO DE ENCOFRADOS DE VIGAS Y LOSAS DENSAS

Los diseños de encofrados de vigas y losas son elaborados de acuerdo a la carga que actúa sobre estos, dicha carga no dependerá de la presión y de la temperatura del concreto; sino únicamente de la carga muerta y viva que estará actuando directamente sobre ellos.

La carga muerta comprende el peso del molde, el del concreto y el del acero; por lo que puede definirse a partir de las dimensiones que tendrá cada uno de estas (vigas y losas)..

La carga viva comprende el peso del equipo, material, así como la del personal que labora cuando se ejecutan los colados de ellas. El ACI recomienda tomar un valor de carga viva de 245 kg/cm^2 .

Si tomamos el valor de carga viva y carga muerta constante para una dimensión de losa o viga definidas, siguiendo los procedimientos de diseños vistos en el capítulo II (para vigas y losas) se obtendrá el diseño final para cada uno de ellos.

Si se hace variar las secciones, también variará la carga muerta; haciendo variar estos valores y siguiendo los procedimientos de diseño del capítulo II, es como se tabularon los datos de vigas y losas para diferentes secciones.

TABLA 3.3 DISEÑO DE ENCOFRADO DE VIGA (NO SOPORTA LOSA)

SECCION (cm)	SEPARACION DE CABEZAL L_1	SEPARACION DE PUNTAL L_1	SEPARACION DE ZUNCHO L_1	SEPARACION DE REFUERZO LATERAL L_2
15X20	90	90	90	140
15X30	85	85	85	120
20X30	80	80	80	120
20X40	75	75	75	105
25X50	70	70	70	90
25X60	65	65	65	85
30X60	60	60	60	85
30X70	55	55	55	80
40X70	50	50	50	80
40X80	45	45	45	70
50X80	40	40	40	70
50X100	35	35	*	*
55X100	30	30	*	*
60X110	25	25	*	*
60X120	20	20	*	*
70X140	15	15	*	*

NOTA: Para una altura de puntal mayor de 1.60 mt, colocarle arriostamiento.
 * Diseñar costillas de viga como encofrado de pared.

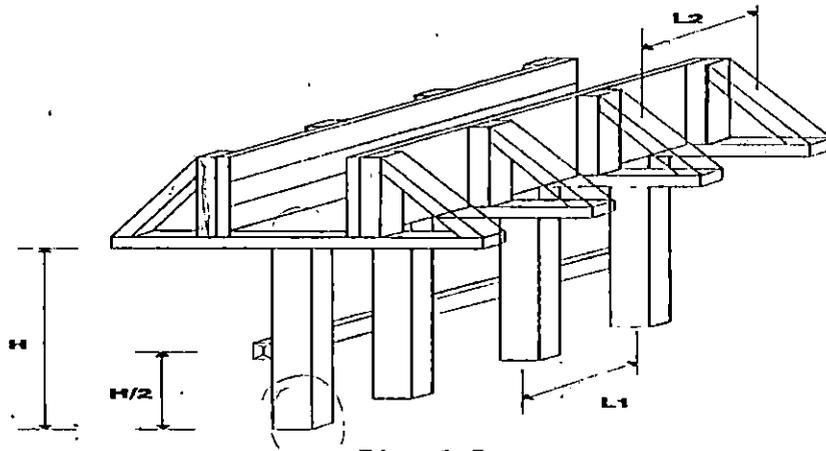


Fig. 3.5

3.2.1 TABLA DE DISEÑO DE ENCOFRADOS DE VIGAS

En la tabla 3.3 se muestra los valores tabulados para la separación de los distintos elementos que componen los encofrados de viga, para diferentes secciones.

El material que se utiliza para los encofrados de viga es el siguiente:

Cabezal	Cuartón 2" x 4"
Puntal	Cuartón 2" x 4"
Zuncho	Cuartón 2" x 4"
Refuerzo lateral	Cuartón 2" x 4"
Forro del molde	Tabla 1" x 12"

3.2.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE ENCOFRADO DE VIGA UTILIZANDO TABLAS

Si se tiene los siguientes datos de una viga que se desea encofrar:

Sección: 30 x 60 cm.

Longitud: 5.00 mts.

La separación de los elementos que componen el encofrado son los siguientes:

a. Separación de cabezal, puntal y zuncho:

Con el dato de sección de 30 x 60 cm, se ubica en la Tabla 3.3 y se obtiene el valor de separación de estos elementos, el cual es de 60 cm para cada uno de ellos.

b. Separación de refuerzo lateral:

Con el mismo dato de sección se obtiene de la tabla 3.3, la separación de este elemento cuyo valor es de 85 cm.

Luego el diseño final quedará:

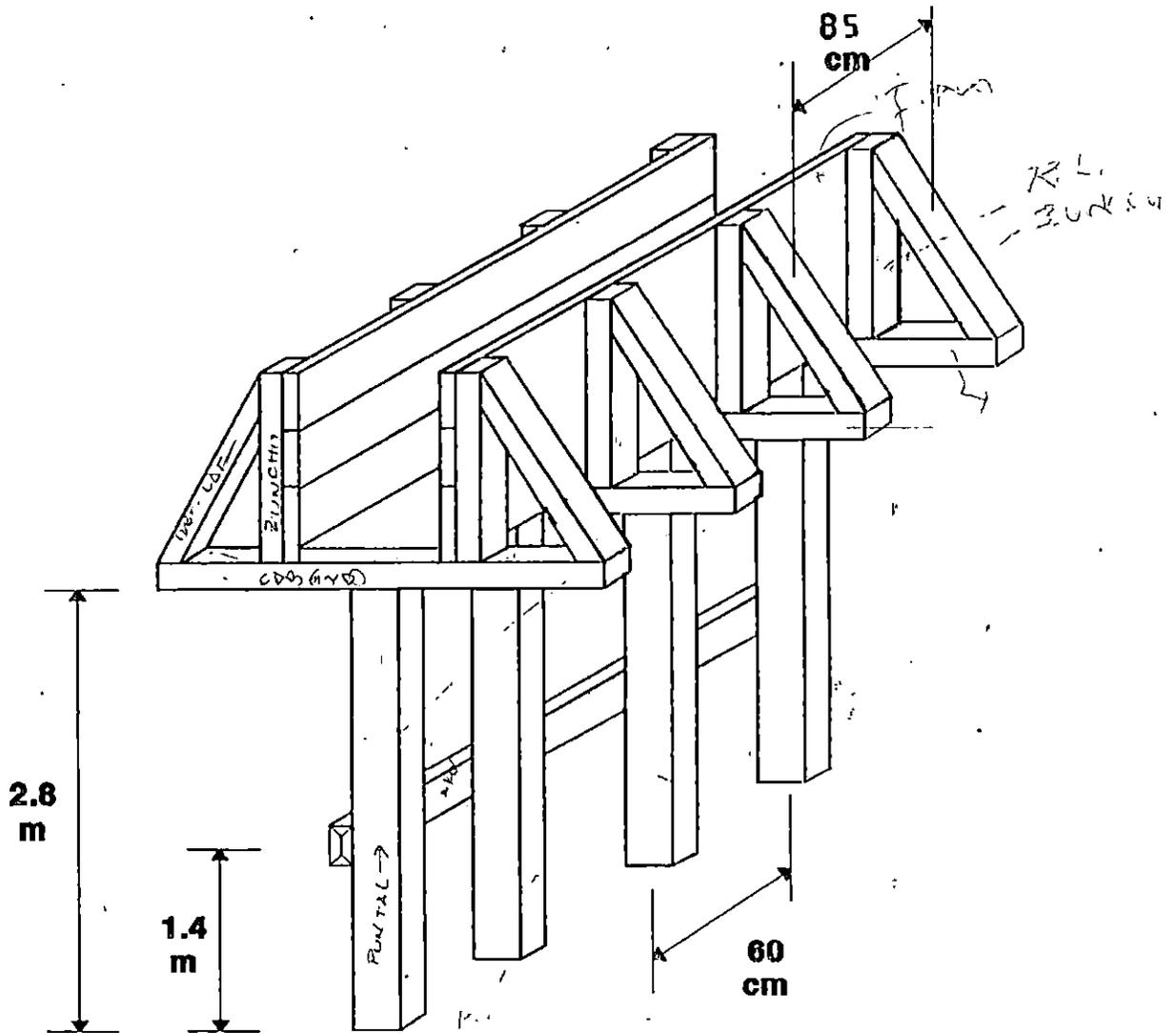


Fig. 3.6 Diseño Final de Viga

TABLA 3.4 DISEÑO DE ENCOFRADOS DE LOSA DENSA

ESPESOR DE LOSA (cm)	SEPARACION DE VIGA DE PLAFON L1	SEPARACION DE VIGA LONGITUDINAL L2	SEPARACION DE PUNTAL L3
10	100	110	110
12	100	100	100
15	100	90	100
20	90	80	90

NOTA: Para una altura de puntal (H) mayor de 1.60 mt, colocarle arriostamiento de cuartón 2" x 4" a H/2.

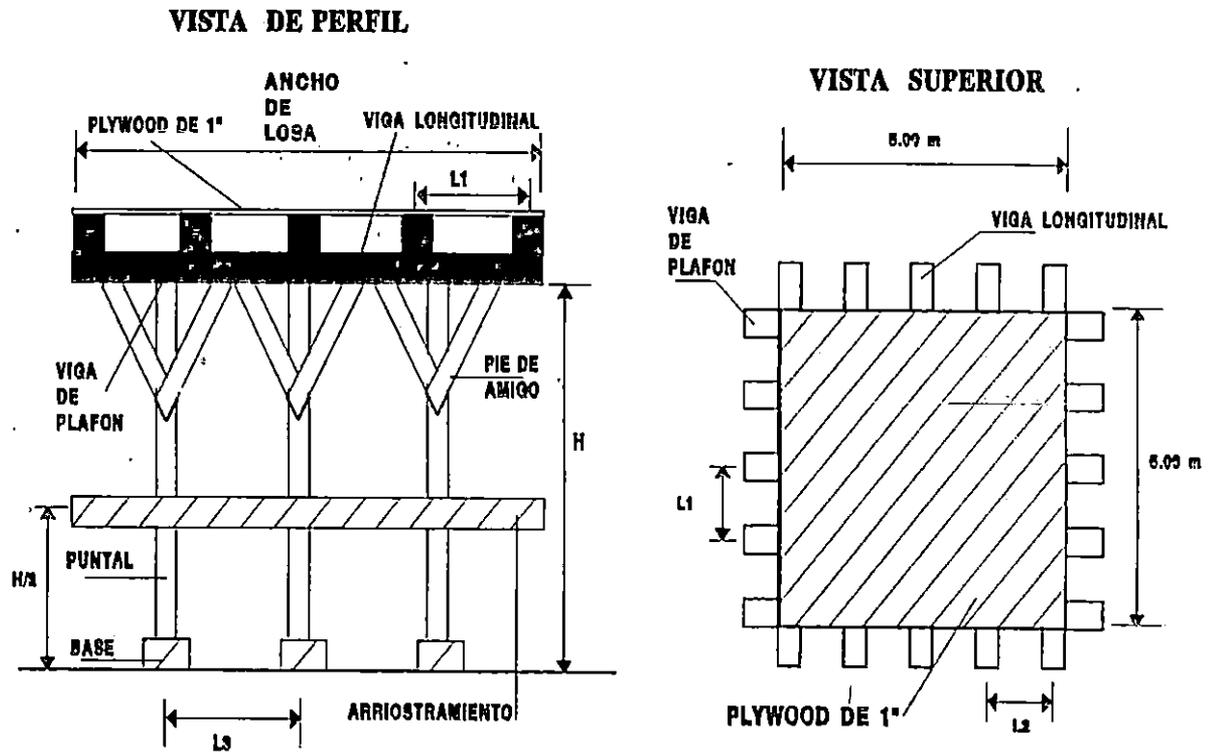


Fig. 3.7

3.2.3. TABLA DE DISEÑO DE ENCOFRADO DE LOSA DENSA

Los valores para la separación de los distintos elementos que componen los encofrados de las losas densas, se encuentran tabulados en la tabla 3.4.

Los diseños de las tablas están elaboradas para los distintos espesores de las losas densas.

El material que se utilizó para el diseño es el siguiente:

Viga de plafón	Cuartón 2" x 4"
Viga longitudinal	Cuartón 2" x 4"
Punta	Cuartón 2" x 4"
Asiento de losa	Tabla de 1" x 12"

3.3.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE ENCOFRADO DE LOSA UTILIZANDO TABLA.

Datos de losa a encofrar:

Altura de la losa: 3.0 mts.

Espesor de losa: 10 cm

Longitud de losa: 5 mts.

Ancho de losa: 3 mts.

Si se tiene los datos anteriores de la losa que se desea encofrar, se ubica en la tabla 3.4 y se obtienen las separaciones siguientes:

Separación de viga de plafón: 100 cm.

Separación de viga longitudinal:

110 cm.

Separación de puntal:

110 cm.

Como la altura de la losa es de más de 1.60 mts, será necesario colocarle arriostramiento de cuartón 2" x 4" a los puntales.

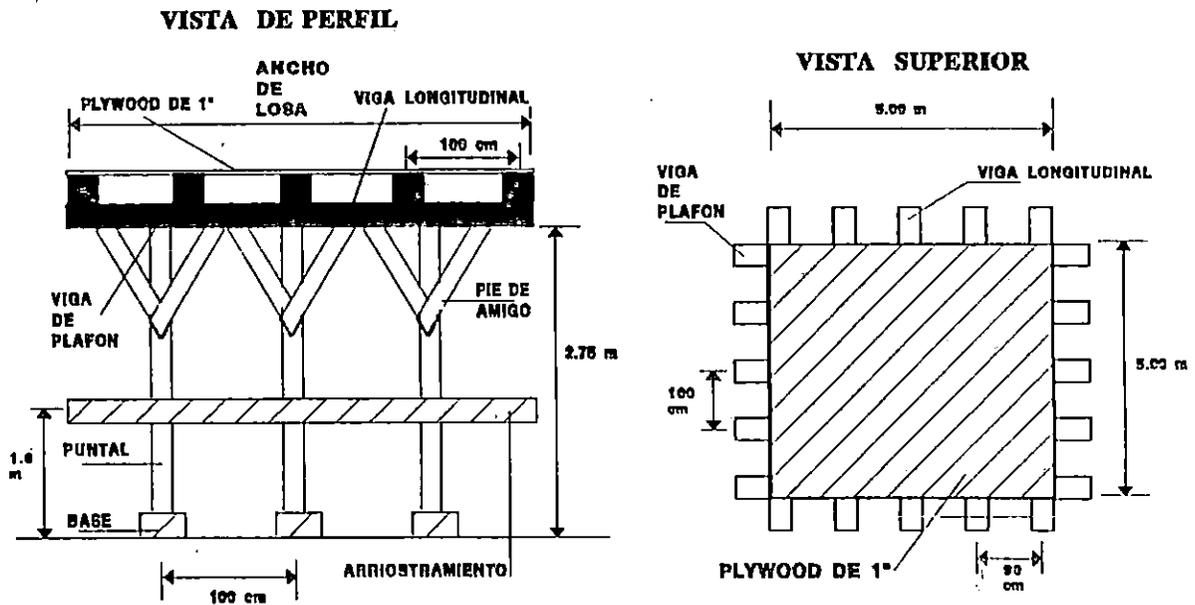


Fig. 3.8

CAPITULO IV

DISEÑO DE ENCOFRADOS METALICOS PARA COLUMNAS

INTRODUCCION

Actualmente en el mercado existen diversificación de encofrados en cuanto a forma y material se refiere. Refiriéndose al material, podemos encontrar encofrados elaborados de madera, metal, sintéticos etc. Dependiendo de la necesidad que se tenga se pueden utilizar cualquiera de los encofrados mencionados.

Cuando el número de usos que se le dará al encofrado es pequeño, no mayor de seis, se recomienda utilizar encofrados hechos de madera, así como cuando hay elementos que debido a su forma y tamaño no pueden elaborarse encofrados metalicos, es recomendable elaborarlos de madera.

En cambio los encofrados de metal (de acero) pueden tener un número de reusos (más de cien); por lo que se recomienda ser utilizados cuando hay muchos elementos estructurales simetricos en dimensiones, que se desean encofrar.

En el capítulo II se estudiaron los diseños de encofrados de madera para distintos elementos estructurales (columna, viga, losa, etc). En este capítulo solamente se haran diseños de encofrados metalicos para columnas.

4.1 ENCOFRADOS METALICOS

Debido a la escacés de la madera y al precio alto de esta, los constructores se

han visto en la necesidad de elaborar encofrados de distintos materiales, tales como plásticos, metálicos, sintéticos, etc; donde los metálicos son los de más existencia.

Aunque los encofrados metálicos son muy pesados, las dimensiones en las que estos vienen modulados, son factibles para poder ser movilizadas por una persona. Por otro lado el montaje y desmontaje de los encofrados metálicos es mucho más rápido que los encofrados elaborados de madera.

Los encofrados metálicos existentes en nuestro país, son en su mayoría construido de acero.

4.1.1 ENCOFRADO DE ACERO.

Los encofrados de acero han tomado cierta ventaja sobre los de madera, debido a las propiedades mecánicas y físicas que estos poseen; siendo las principales:

- a. Mayor resistencia a los esfuerzos de flexión, compresión, tensión y cortante.
- b. Resistencia al fuego.
- c. Mayor durabilidad.

Debido a la alta resistencia de este material, hoy en día (a mayo de 1995) se está utilizando en las construcción de elementos estructurales. Así podemos encontrar estructuras de acero para columnas, vigas, losas, paredes, etc. las cuales están sustituyendo a las estructuras de concreto armado tradicionales.

Al igual que todos los elementos estructurales, los elaborados de acero deberán ser diseñados de tal manera que estos, deben resistir las cargas a las que estarán sometidas.

4.1.2. PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO

La propiedad mecánica del acero es medida a partir del esfuerzo de fluencia (F_y) que éste resiste cuando es sometido a tensión pura.

En nuestro país se puede encontrar acero con diferentes nominaciones de resistencia para varillas, láminas, ángulos, tubos, etc.; donde la nominación A36 ($F_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$) es la más comercial.

En base al esfuerzo de fluencia F_y , es que los elementos estructurales construidos de acero son diseñados.

Los tipos de secciones comerciales más utilizadas en los diseños de estructuras de acero son:

- Tubos de acero huecos.
- Perfiles L.
- Secciones I.
- Perfiles C o canales.

4.1.3. DEFINICIONES MAS UTILIZADAS EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE ACERO

- a. Eje débil de una sección: se le llama así al eje donde la sección tiene menor momento de inercia.
- b. Eje fuerte de una sección: es el eje en el cual el momento de inercia es mayor. Para ambos casos el momento de inercia es respecto a sus ejes centroidales.
- c. Viga Compacta ($F_y = 0.66f_y$). Una viga compacta deberá cumplir con las cuatro condiciones siguientes:

1. Que los patines estén conectados al alma en forma continua (para secciones I y C). Si son soldadas, la soldadura debe ser continua.
2. Para elemento no atiesado:

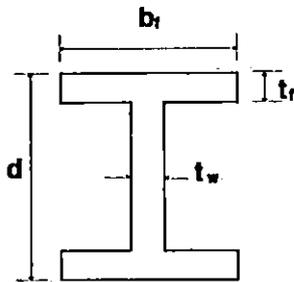


Fig.4.0

- b_f = Ancho de patín
- t_f = Espesor de patín
- t_w = Espesor del alma
- d = altura de la sección

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad (1) \quad (\text{S.I.})^2$$

Para elementos atiesado:

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{190}{\sqrt{F_y}} \quad (2) \quad (\text{S.I.})$$

3. Alma no muy delgada:

$$\frac{d}{t_w} < \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (3) \quad (\text{S.I.})$$

4. Para secciones (I y C) l_b : longitud no arriostrada:

$$l_b \leq \frac{76 \times b_f}{\sqrt{F_y}} \quad (4) \quad l_b = \frac{20000}{t_f \left(\frac{d}{A_f} \right)} \quad (\text{S.I.})$$

¹ Sistema Internacional de Unidades

d. Vigas semi-compactas ($0.6 F_y \leq F_b \leq 0.66 F_y$)

Deberá cumplir con los requisitos de vigas compactas excepto

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

pero no deberá ser mayor de $95/\sqrt{F_y}$

luego

$$F_b = F_y \left(0.79 - 0.002 \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{F_y} \right)$$

para secciones I, C y L

$$F_b = F_y \left(1.075 - 0.005 \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{F_y} \right)$$

para secciones Circulares y Rectangulares

e. Vigas no compactas ($F_b \leq 0.6 F_y$)

$$F_b = 12000 C_b \leq 0.60 F_y$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$

Donde

C_b = Factor de corrección

M_1 = Momento menor

M_2 = Momento mayor

Si F_b es mayor de $0.6F_y$, se toma este valor; si no:

i. Entonces

$$F_y = \left(\frac{2}{3} - \frac{F_y \left(\frac{l}{r_t} \right)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right) \quad \sqrt{\frac{1.62 \times 10^3 C_b}{F_y}} \leq \frac{l}{r_t} \leq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}}$$

r_t = radio de giro de la sección

ii. entonces

$$\frac{l}{r_t} \leq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}} \quad F_y = \left(\frac{170 \times 10^3 C_b}{\left(\frac{l}{r_t} \right)^2} \right)$$

4.2. REVISIÓN DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL ACERO

Revisión por Flexión:

a. Flexión alrededor del eje fuerte

$$f_b = \frac{M_c}{I} < F_b$$

Donde :

f_b : esfuerzo de trabajo

F_b : esfuerzo permisible

I : Momento de Inercia alrededor del eje fuerte

Luego F_b puede ser

- i. $0.66F_y$ para viga compacta
- ii. $0.60F_y$ para viga semicompacta
- iii. $< 0.60 F_y$ para viga no compacta

b. Flexión alrededor del eje débil

$$f_b = \frac{M_c}{I} < F_b$$

Donde:

I: momento de inercia alrededor del eje débil

Para este caso $F_b = 0.75 F_y$

Revisión por cortante.

Los esfuerzos cortantes son revisados con la siguiente expresión.

$$f_v = \frac{VQ}{Ib} < F_v$$

Donde:

f_v : esfuerzo cortante de trabajo

F_v : esfuerzo cortante permisible ($F_v = 0.45F_y$)

V: Cortante actuando sobre la sección

Q: Momento estático de primer orden ($Q = \bar{Y} A$)

I: Momento de inercia de la sección

b: Ancho de corte

Revisión por tensión:

Para secciones cuadradas se tiene:

$$f_t = \frac{P}{A} \leq F_t$$

Donde:

f_t esfuerzo de trabajo por tensión

F_t esfuerzo admisible por tensión

$$(F_t = 0.60 F_y)$$

Para todos los casos F_y es el esfuerzo de fluencia del acero en tensión.

Revisión por compresión.

Los esfuerzo permisibles en compresión son revisados de la siguiente manera.

$$\frac{Kl}{r} < C_c \Rightarrow F_a = \left[1 - \frac{\left(\frac{Kl}{r}\right)^2}{2C_c^2} \right]$$

donde

F_s : factor de seguridad

r : radio de giro

k : depende del tipo de apoyo.

C_c : Coeficiente de corrección

$$F_s = \frac{5}{3} + \frac{3}{8C_c} \left(\frac{Kl}{r}\right) - \frac{1}{8C_c^2} \left(\frac{Kl}{r}\right)^3$$

$$C_c < \frac{Kl}{r} \leq 200 \quad fs = \text{factor de seguridad}$$

Se aplicará la fórmula de EULER

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{F_s \left(\frac{Kl}{r}\right)^2}$$

Donde

$$F_s = \frac{23}{12} = 1.92$$

E : módulo de elasticidad del acero ($E = 2.06 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

$$C_c = \frac{\sqrt{2\pi^2 E}}{F_y}$$

En la tabla 4.1 se muestran los esfuerzos admisibles del acero A-36:

($F_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$) en función de su relación de esbeltez.

TABLA DE ESFUERZOS ADMISIBLES A COMPRESION EN kg/cm²
EN FUNCION DE SU RELACION DE ESBELTEZ.

ESFUERZOS ADMISIBLES EN COLUMNAS DE ACERO - kg/cm²

Miembros primarios y secundarios con relación de esbeltez de 1 a 150. (TABLA 4.1)

(kl/r 150)

r = radio de giro

l/r	Tipo de acero A - 36	l/r	Tipo de acero A - 36	l/r	Tipo de acero A - 36
1.0	1518.8	41.0	1316.2	81.0	1073.8
2.0	1516.0	42.0	1310.5	82.0	1065.9
3.0	1513.1	43.0	1334.7	83.0	1057.9
4.0	1510.1	44.0	1328.9	84.0	1049.9
5.0	1507.0	45.0	1323.0	85.0	1041.8
6.0	1503.8	46.0	1317.1	86.0	1033.7
7.0	1500.5	47.0	1311.1	87.0	1025.0
8.0	1497.2	48.0	1305.0	88.0	1017.3
9.0	1493.8	49.0	1208.9	89.0	1009.0
10.0	1490.3	50.0	1292.7	90.0	1000.6
11.0	1486.3	51.0	1286.5	91.0	999.2
12.0	1483.1	52.0	1280.2	92.0	983.8
13.0	1479.3	53.0	1273.8	93.0	975.3
14.0	1475.5	54.0	1267.4	94.0	966.7
15.0	1471.6	55.0	1261.0	95.0	958.1
16.0	1467.7	56.0	1254.5	96.0	949.4
17.0	1463.6	57.0	1247.9	97.0	940.7
18.0	1459.5	58.0	1241.3	98.0	931.9
19.0	1455.4	59.0	1234.6	99.0	923.1
20.0	1451.4	60.0	1227.8	100.0	914.2
21.0	1446.8	61.0	1221.0	101.0	905.3
22.0	1442.4	62.0	1214.2	102.0	896.3
23.0	1437.9	63.0	1207.3	103.0	887.2
24.0	1433.4	64.0	1200.3	104.0	878.1
25.0	1428.8	65.0	1193.3	105.0	868.9
26.0	1424.1	66.0	1188.2	106.0	859.7
27.0	1419.4	67.0	1179.1	107.0	850.4
28.0	1414.6	68.0	1172.0	108.0	841.1
29.0	1409.7	69.0	1164.7	109.0	831.7
30.0	1404.8	70.0	1157.4	110.0	822.2
31.0	1399.8	71.0	1150.1	111.0	812.7
32.0	1394.7	72.0	1142.7	112.0	803.1
33.0	1389.5	73.0	1133.3	113.0	793.5
34.0	1384.3	74.0	1127.8	114.0	783.8
35.0	1379.1	75.0	1120.2	115.0	774.0
36.0	1373.7	76.0	1112.6	116.0	764.2
37.0	1368.4	77.0	1105.0	117.0	754.4
38.0	1362.9	78.0	1097.3	118.0	744.4
39.0	1357.4	79.0	1089.5	119.0	734.4
40.0	1351.8	80.0	1081.7	120.0	724.3

TABLA DE ESFUERZOS ADMISIBLES A COMPRESION EN kg/cm²
EN FUNCION DE SU RELACION DE ESBELTEZ.

ESFUERZOS ADMISIBLES EN COLUMNAS DE ACERO - kg/cm²

Miembros primarios y secundarios con relación de esbeltez de 1 a 150. (TABLA 4.1)

(kl/r 150)

r = radio de giro

l/r	Tipo de acero A - 36	l/r	Tipo de acero A - 36	l/r	Tipo de acero A - 36
121.0	714.2	164.0	390.4	207.0	245.0
122.0	704.0	165.0	385.7	208.0	242.7
123.0	693.8			209.0	240.4
124.0	681.0	166.0	381.0	210.0	238.1
125.0	671.4	167.0	376.5		
		168.0	372.0	211.0	235.8
126.0	662.6	169.0	367.6	212.0	233.6
127.0	651.0	170.0	363.3	213.0	234.4
128.0	640.9			214.0	229.3
129.0	631.0	171.0	359.1	215.0	227.1
130.0	621.3	172.0	354.9		
		173.0	350.8	216.0	226.1
131.0	611.9	174.0	346.8	217.0	223.0
132.0	602.6	175.0	342.9	218.0	220.9
133.0	593.6			219.0	218.9
134.0	584.8	176.0	339.0	220.0	216.9
135.0	576.1	177.0	335.2		
		178.0	334.4	221.0	245.0
136.0	567.7	179.0	327.7	222.0	213.1
137.0	559.4	180.0	324.1	223.0	211.1
138.0	551.4			224.0	209.3
139.0	543.4	181.0	320.5	225.0	207.4
140.0	533.7	182.0	317.0		
		183.0	313.5	226.0	205.6
141.0	528.1	184.0	310.1	227.0	203.8
142.0	520.7	185.0	306.8	228.0	202.0
143.0	513.5			229.0	200.2
144.0	506.4	186.0	303.5	230.0	198.5
145.0	499.4	187.0	300.3		
		188.0	297.1	231.0	196.8
146.0	492.6	189.0	293.9	232.0	195.1
147.0	485.9	190.0	290.9	233.0	193.4
148.0	479.4			234.0	191.8
149.0	473.0	191.0	287.8	235.0	190.1
150.0	466.7	192.0	284.8		
		193.0	281.9	236.0	188.5
151.0	460.5	194.0	279.0	237.0	186.9
152.0	454.5	195.0	276.1	238.0	185.4
153.0	448.5			239.0	183.8
154.0	442.7	196.0	273.3	240.0	182.3
155.0	437.0	197.0	270.6		
		198.0	267.8	241.0	180.8
156.0	431.5	199.0	265.1	242.0	179.3
157.0	426.0	200.0	262.5	243.0	177.8
158.0	420.6			244.0	176.4
159.0	415.3	201.0	259.9	245.0	174.9
160.0	410.2	202.0	257.3		
		203.0	254.8	246.0	173.5
161.0	405.1	204.0	252.3	247.0	172.1
162.0	400.1	205.0	249.9	248.0	170.7
163.0	395.2	206.0	247.4	249.0	169.1
				250.0	168.0

Revisión por deflexión:

La deflexión es revisada por la siguiente fórmula para viga simplemente apoyada:

$$\frac{WL^4}{145EI} \leq \frac{L}{270}$$

4.3 DISEÑO DE ENCOFRADO DE COLUMNA.

En la fig. 4.1 se muestra el molde que se tomará como modelo para este diseño.

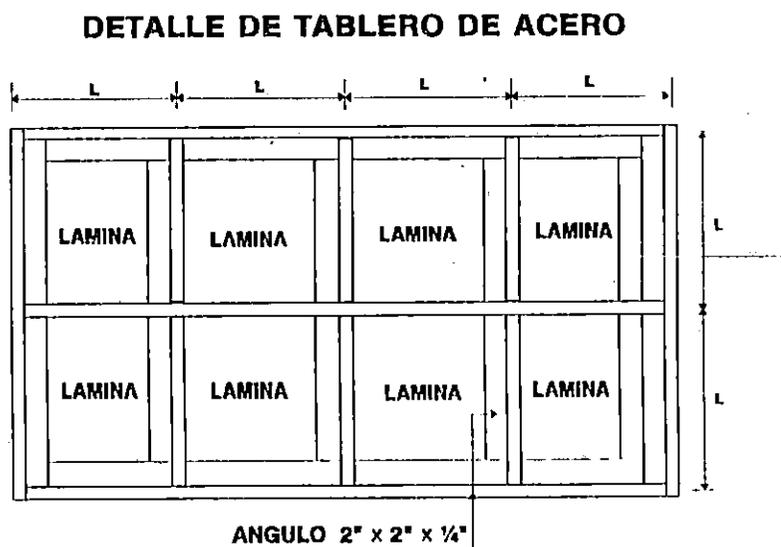


Fig. 4.1

Datos:

Lamina de 1/4" de espesor.

Angulo L 2" x 2" x 1/4".

Acero A-36 (esfuerzo permisible de 36 KSI=2800kg/cm).

4.3.1 REVISIÓN DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES EN LA LAMINA

Los encofrados metálicos en columnas se diseñarán en base a la presión máxima que puede ejercer el concreto sobre éstos, el cual es de 14.7 Ton/m²:

El diseño se hará para una columna de sección 70 cm x 70 cm.

La condición de carga en la lámina es similar a la de una losa, por lo tanto, si analizamos un tablero de esquina (condición más desfavorable), tendremos:

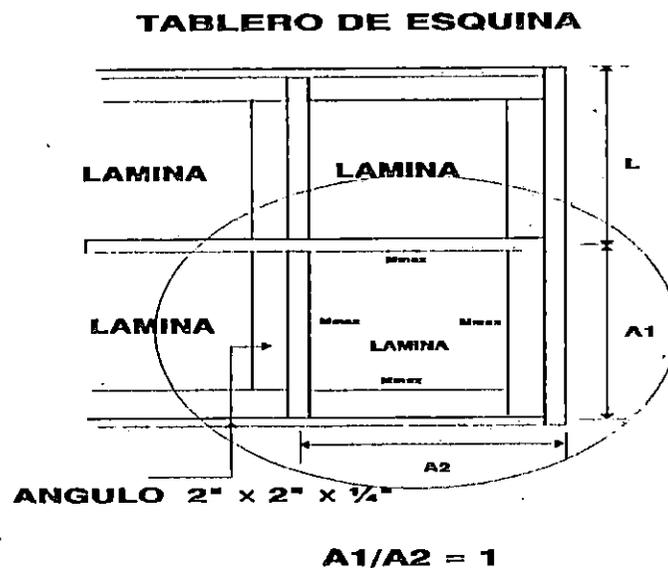


Fig.4.2

De la tabla 4.2 obtenemos que el valor de Mmax viene dado por :

$$M_{m\acute{a}x} = 324 \times 10^{-4} WL^2$$

$$P = 1.47 \text{ kg/cm}^2 \implies W = 1.47 \times 70 = 102.9 \text{ kg/cm}$$

$$\therefore M_{m\acute{a}x} = 324 \times 10^{-4} (102.9) L^2$$

$$M_{m\acute{a}x} = 3.33 L^2$$

COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES

PARA LAS FRANJAS EXTREMAS MULTIPLIQUESE LOS COEFICIENTES POR 6.0

TABLERO	MOMENTO	CLARO	Relación de Lado corto a largo m a/a,													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	Corto	998	1018	553	565	489	498	492	498	381	387	339	33	288	292
		Largo	516	544	409	431	391	412	373	388	347	361	320	320	288	292
	positivos	Corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	158	126	130
		Largo	175	181	19	144	134	139	130	135	128	133	127	127	126	130
De borde un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	Corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		Largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dispositivos	Largo	326	0	258	0	248	0	335	0	222	0	206	0	190	0
		Corto	630	668	329	356	292	306	210	261	202	219	167	181	133	144
		Largo	179	187	142	149	137	143	188	140	131	137	129	136	129	135
De borde un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	Corto	1060	1143	583	624	514	548	433	481	397	420	346	364	257	311
		Largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	Neg. en bordes discontinuos	Corto	651	0	362	0	321	0	233	0	250	0	219	0	190	0
		Corto	751	912	334	366	285	312	244	263	202	218	164	175	126	135
		Largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144
De esquina de lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	Corto	1060	1143	598	653	230	582	470	520	419	464	371	412	324	364
		Largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en bordes discontinuos	Corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		Largo	326	0	258	0	248	0	285	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	Corto	751	912	358	416	306	354	258	298	216	247	176	199	137	153
		Largo	191	212	152	168	146	163	102	158	140	155	138	154	137	153
Aislado. Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	Corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		Largo	330	0	330	0	330	0	390	0	330	0	330	0	330	0
	Positivo	Corto	1100	670	830	1380	800	1330	720	1150	640	1070	570	950	500	830
		Largo	200	250	500	890	500	890	540	890	500	890	500	830	500	830

$$M = C a_1 a_2 \times 10^{-4}$$

El valor del V_{\max} es de:

$$V_{\max} = \frac{\left(\frac{a_1}{2} - d\right) W}{\left[1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6\right]} \quad a_1 = a_2 = L$$

$$V_{\max} = \frac{\left(\frac{L}{2} - 0.635\right) 102.9 \text{ kg/cm}}{\left[1 + \left(\frac{L}{L}\right)^6\right]} \quad \Rightarrow \frac{51.45L - 65.34}{2}$$

$$V_{\max} = 25.73 L - 32.67$$

Revisión por flexión

Según la posición de la sección se observa que la flexión se da alrededor del eje débil, luego el valor de F_b sera de $0.75 F_y$.

$$\frac{MC}{I} < 0.75 F_y$$

Para sección rectangular

$$I = \frac{1}{12} bh^3 \quad I = \frac{1}{12} (70) (0.635)^3 = 1.49$$

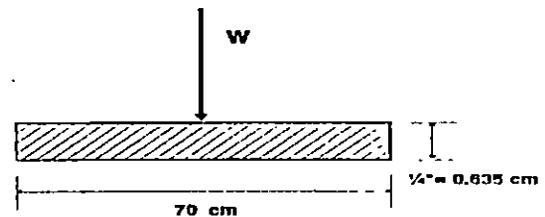


Fig.4.3

sustituyendo en fórmula anterior, tenemos

$$\frac{(3.33) (0.32) L^2}{1.49} = 0.75 F_y$$

donde $F_y = 2800 \text{ kg/cm}_2$

$$L = \frac{\sqrt{(0.75 F_y) (1.49)}}{(3.33) (0.32)}$$

$L = 54 \text{ cm} \Rightarrow$ tomar un $L = 50 \text{ cm}$

Revisión por corte

Para revisar la sección con respecto al esfuerzo cortante a que estará sometido el elemento, se tiene la siguiente expresión:

$$\frac{VQ}{Ib} < F_v$$

Sustituyendo valores en la fórmula anterior tenemos:

$$\frac{(25.73L-32.67) \left(\frac{bh^2}{8} \right)}{1.49b} < 0.45F_y$$

$$\frac{(25.73L-32.67) (h^2)}{1.49(8)} < F_y$$

$$1.37L-1.74 < 0.45F_y$$

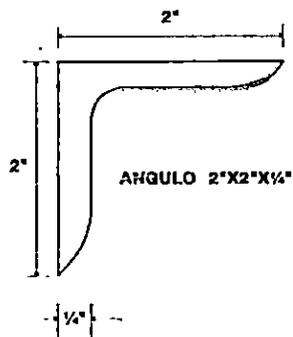
$$L = \frac{0.45F_y + 1.74}{1.37}$$

$$L = \frac{0.45(2800) + 1.74}{1.37}$$

L = 920 cm (entonces rige L = 50 cm, en ambas direcciones)

Revisión de los esfuerzos permisibles en el ángulo.

En el diseño de tableros para fôrmaletas de metal se utilizan ángulos L, en este caso se usará uno de 2" x 2" x 1/4" de acero.



$$I_y = I_z = 14.48 \text{ cm}^4$$

$$\bar{Y} = \bar{Z} = 1.5 \text{ cm}$$

$$A = 6.052 \text{ cm}^2$$

$$r_z = 0.99 \text{ cm}$$

Fig.4.4

Revisando si es sección compacta.

1- Cumple que el patin este conectado al alma en forma continua.

2-

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{2}{2(0.25)} \leq \frac{65}{\sqrt{36}}$$

$$4 \leq 10.83$$

cumple!!

3-

$$\frac{a}{t_w} = \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{2}{0.25} < \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

$$8 < 106.4$$

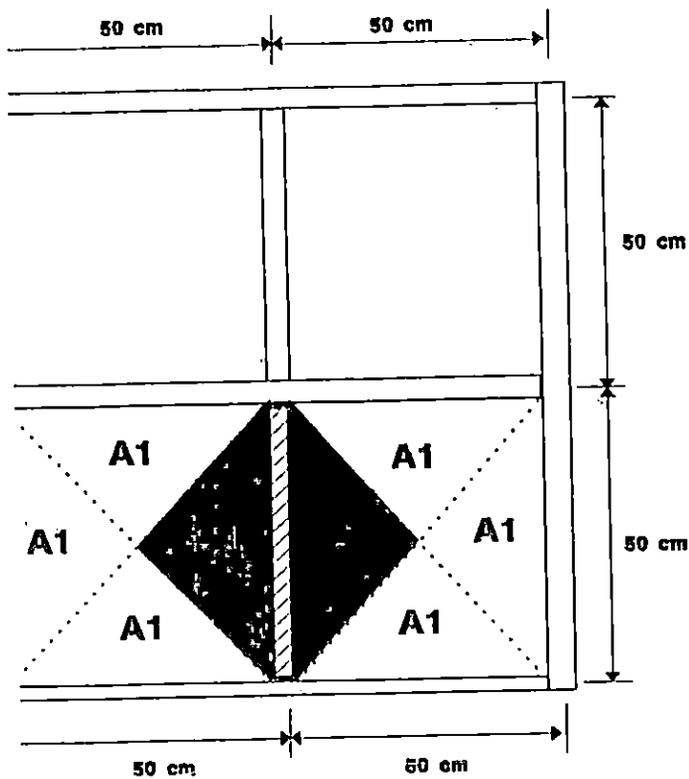
4-

$$lb < \frac{16b_f}{F_y}$$

Se cumple por que el ángulo irá soldado en forma continua a la lámina.

Cumple las cuatro condiciones, por lo tanto es una sección compacta. Luego $F_n = 0.66 F_y$

Tomando un ángulo interno para diseño:



$$2A_1 = \frac{50 \times 50}{2} = 1250 \text{ cm}^2$$

$$W = \frac{PA}{L} = \frac{(1.47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (2500 \text{ cm}^2)}{50}$$

Fig. 4.5

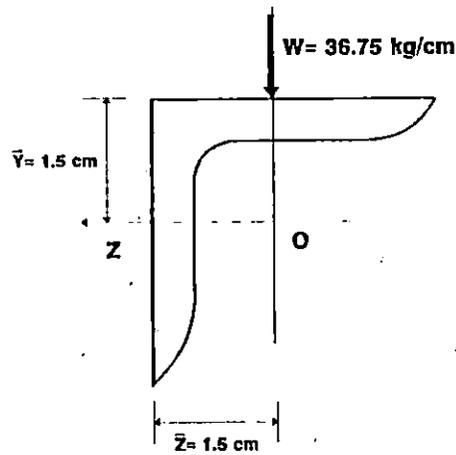


Fig. 4.6

Revisión por Flexión

Por la forma de la sección transversal del ángulo (L) estará sometida a una flexión de tipo biaxial.

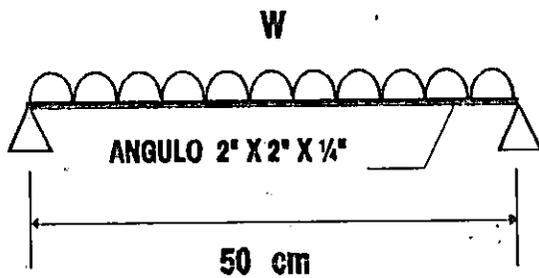


Fig.4.7

$$\text{luego } I'_z = Ar_z^2$$

$$I'_z = (6.052)(0.99)$$

$$I'_z = 6.01 \text{ cm}^4$$

pero tenemos que:

$$M_{\text{máx}} = \frac{WL^2}{10} = \frac{36.75(50)^2}{10}$$

$$M_{\text{máx}} = 9187.50 \text{ kg.cm}$$

$$I_y + I_z = I'_y + I'_z$$

$$14.48 + 14.48 = I'_y + 6.01 \Rightarrow I'_y = 22.95 \text{ cm}^4$$

Cambio de coordenadas:

Por tratarse de un perfil de lados iguales (2" x 2" x 1/4")

podemos determinar que uno de sus ejes principales pasa por el vertice de éste como se muestra en la figura 4.8, a 45° de sus ejes ortogonales.

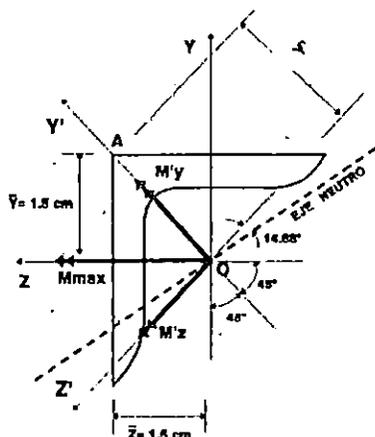


Fig.4.8

Eje neutro:

$$\tan\phi = \frac{I'_z}{I'_y} \tan\theta$$

Ya localizado el eje neutro determinamos el punto más alejado de la sección a este;

$$\tan\phi = \frac{6.01}{22.95} \tan 45^\circ$$

el cuál será el que sufre mayor esfuerzo.

$$\phi = 14.68^\circ$$

En la figura 4.8 se ubica el punto A, que es el más lejano al eje neutro y por lo tanto será el punto de análisis.

$$M'_y = M \cos\theta = 9187.5 \cos 45^\circ$$

$$M'_y = 6496.61 \text{ kg.cm} \quad \text{donde: } z'_A = 0 \quad ; \quad y'_A = 2.12 \text{ cm}$$

$$M'_z = M \sin\theta = 9187.5 \sin 45^\circ$$

$$M'_z = 6496.61 \text{ kg.cm}$$

$$\sigma_A = -\frac{M'_z y'_A}{I'_z} + \frac{M'_y z'_A}{I'_y}$$

$$\sigma_A = -\frac{(6496.61)(2.12)}{6.01} + \frac{(6496.61)(0)}{22.95}$$

$$\sigma_A = -2291.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < F'_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Revisión por Esfuerzo Cortante:

$$\text{Máxima Fuerza cortante} = WL/2 = (36.75) \times (50) / 2 = 918.75 \text{ kg.}$$

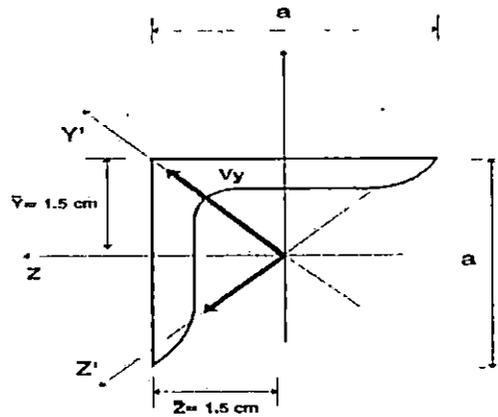


Fig.4.9

Ala horizontal

$$\tau_o = \frac{3p(a-z)(a-3z)}{4ta^3}$$

$$\tau_o = \frac{3(978.75)(5)(5)}{4(0.625)(5^3)}$$

$$\tau_o = 234.90 \text{ kg/cm}^2$$

Ala Vertical

$$\tau_o = \frac{3p(a-y)(a+5y)}{4ta^3}$$

$$\tau = \frac{3(978.750)(5)(5)}{4(0.625)(5^3)}$$

$$\tau_o = 234.90 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando el cortante obtenido con el esfuerzo permisible por corte tenemos:

$$\tau_o \leq 0.45F_y$$

$$234.90 \leq 0.45 (2800)$$

$$234.90 \leq 1260 \text{ kg/cm}^2$$

ok!!

Revisión de los pines.

Los pines que se le colocarán a los tableros metálicos para poder modularse, se revisarán para que no fallen por cortante, por lo que se tomará el caso más desfavorable; estos pines o tornillos de acero se colocarán en los laterales del tablero a una separación de cinco centímetros entre ellos, para lo cual se tomará una franja de esta magnitud a una longitud de 100 cm.

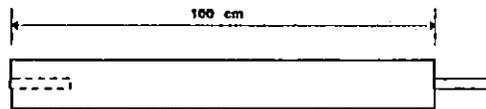


Fig. 4.9

Para este análisis se utilizará, una carga máxima de 1.47 kg/cm².

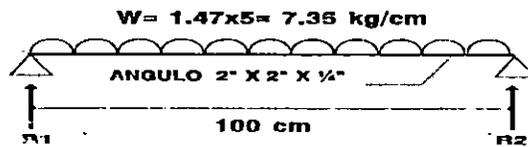


Fig. 4.10

Donde

$$R_1 = R_2 = \frac{WL}{2}$$

$$R_1 = R_2 =$$

$$R_1=R_2=\frac{7.35(100)}{2}$$

Donde

$$R_1=R_2=367.5Kg$$

$$517.8 < 1260$$

Cortante máximo de los pines

$$\frac{V}{A} < 0.45F_y; A = \text{área (pines)}$$

$$\frac{367.5}{\pi(0.95)^2} < 0.45(2800)$$

4

En la figura 4.12 se ilustran los accesorios, que se utilizarán para la modulación de los tableros de acero diseñados en este capítulo, los cuales se detallarán en la figura 4.13.



ACCESORIO 1

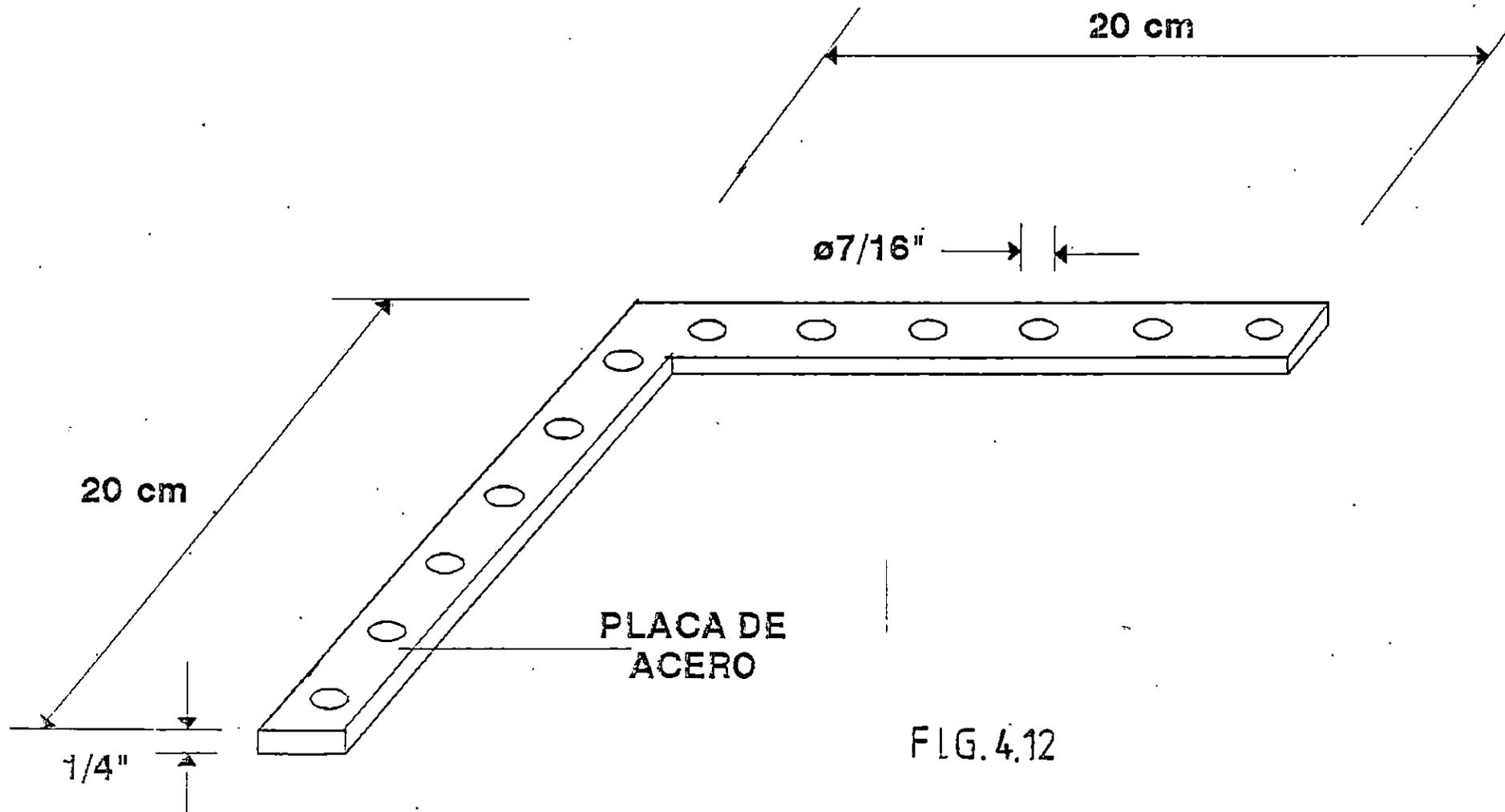


FIG. 4.12

ACCESORIO 2

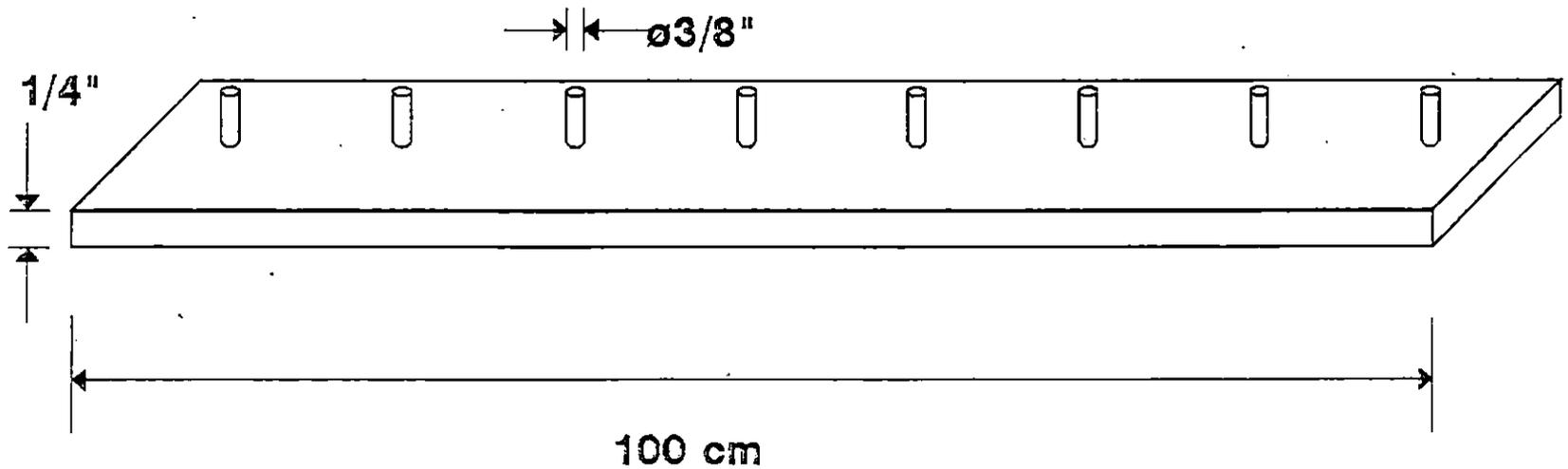
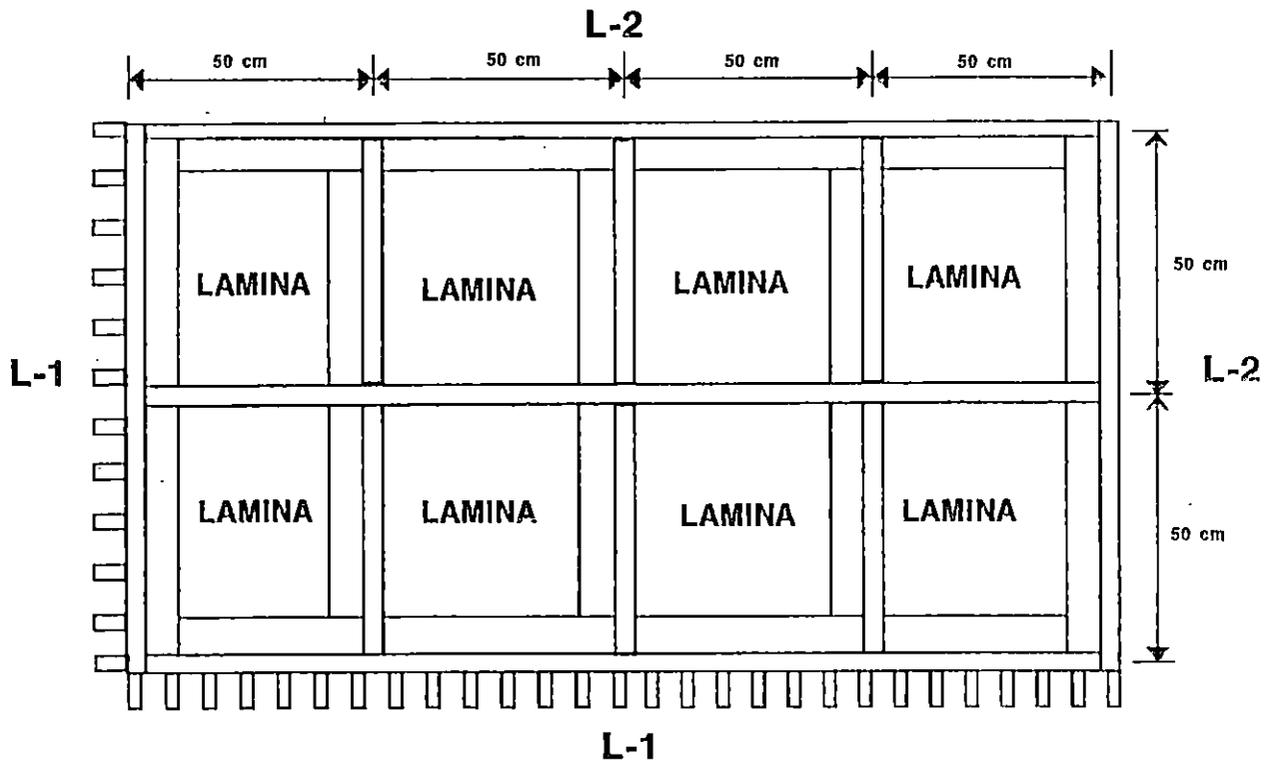


FIG. 4.12

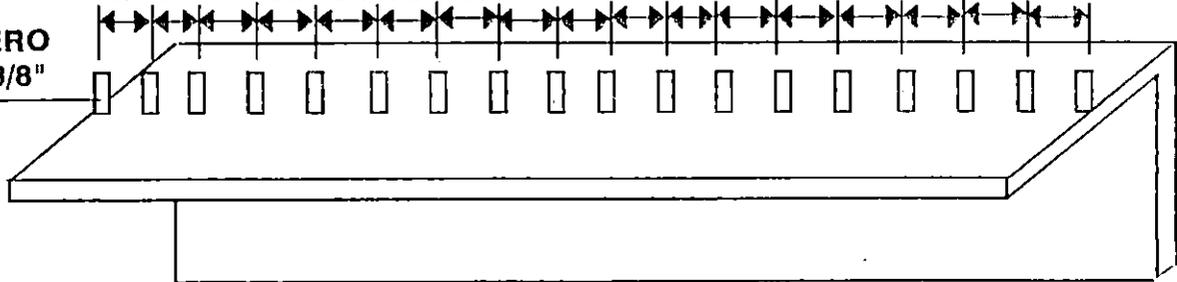
DETALLE DE TABLERO DE ACERO



ANGULO L-1 (2" X 2" X 1/4")

PINES
DE
ACERO
DE 3/8"

5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0
cm cm



ANGULO L-2 (2" X 2" X 1/4")

ORIFICIOS
DE 7/16"

5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0 5.0
cm cm

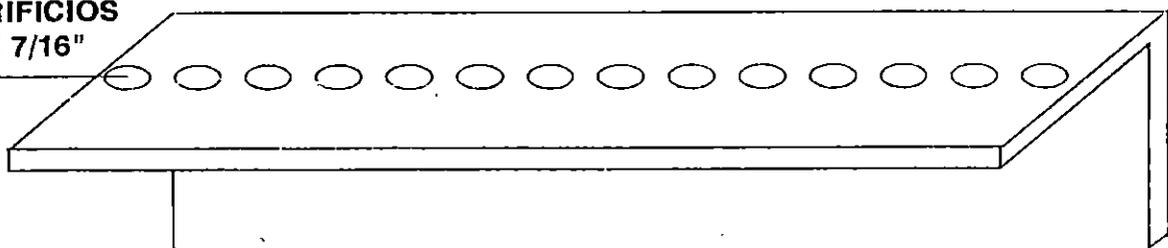


FIG 4.13

CAPITULO V

OPTIMIZACION DE ENCOFRADO. ESTUDIO DE TIEMPOS Y MOVIMIENTOS

INTRODUCCION

La planificación adecuada de las actividades que se realizan en la ejecución de un proyecto de construcción es de gran importancia ya que facilita el desarrollo de éste.

Un estudio de tiempo y movimiento aplicado a las distintas actividades pueden facilitar aún mas el desarrollo del proyecto.

En este capítulo se presenta la aplicación de el Estudio del Tiempo y Movimiento aplicado a los encofrados de elementos estructurales de un edificio de seis niveles.

Además se hará una comparación, en cuanto a economía se refiere, cuando todos los elementos estructurales son encofrados con moldes de madera hecho en la obra y utilizando encofrado mixto, metálicos y madera. Los moldes metálicos se ha asumido que se seran en alquiler y los de madera hechos en la obra.

5.0 ESTUDIO DE TIEMPO Y MOVIMIENTO.

5.1 IMPORTANCIA DE LA PRODUCTIVIDAD

El único camino para que un negocio o empresa pueda crecer y aumentar su rentabilidad (o sus utilidades) es aumentando su productividad con el menor

costo. Y el instrumento fundamental que origina una mayor productividad es la utilización de métodos, el estudio de tiempos y un sistema de pago de salarios. En este documento se hará un estudio de tiempo unicamente.

5.2 ALCANCE DE LA INGENIERIA DE METODOS Y DEL ESTUDIO DE TIEMPOS.

El campo de estas actividades comprende el diseño, la formulación y la selección de los mejores métodos, procesos, herramientas, equipos diversos y especialidades necesarias para manufacturar un producto después de que han sido elaborados los dibujos y planos de trabajo en la sección de ingeniería del producto. El mejor método debe entonces compaginarse con las mejores técnicas ó habilidades disponibles, a fin de lograr una eficiente interrelación hombre-máquina. Una vez que se ha establecido cabalmente un método, la responsabilidad de determinar el tiempo requerido para fabricar el producto queda dentro del alcance de este trabajo. Es aquí donde aparece el concepto de tiempo y movimiento.

5.3 ESTUDIO DE MOVIMIENTOS.

Frank B. Gilbreth fué el fundador de la técnica moderna del estudio de movimientos, la cual se puede definir como el estudio de los movimientos del cuerpo humano que se utilizan para ejecutar una operación laboral determinada, con la mira de mejoras ésta, eliminando los movimientos innecesarios y simplificando los necesarios, y estableciendo luego la secuencia o sucesión de movimientos más favorables para lograr una eficiencia máxima.

5.4 INSTRUMENTOS DEL ESTUDIO DE TIEMPO Y MOVIMIENTO.

Para desarrollar un método de trabajo, el ingeniero de métodos debe seguir un procedimiento sistemático, el cuál comprenderá las siguientes operaciones:

1. Recopilar todos los hechos relacionados con el diseño, como planos y dibujos, cantidades requeridas y plazos de entrega.
2. Enlistar todos los hechos en forma ordenada. Se recomienda la elaboración de diagramas de procesos.
3. Efectuar un análisis, considerando los enfoques primarios del análisis de operaciones y los principios del estudio de movimiento.
4. Idear un método.
5. Presentar y formularse éste.
6. Instalar el centro de trabajo.
7. Llevar a cabo un análisis de trabajos en dicho centro.
8. Establecer estándares de tiempo en el centro de trabajo.
9. Seguir el método .
10. Ponerlo en práctica, observarlo, retroalimentarlo y mejorarlo continuamente.

5.5 OBJETIVOS DE LOS METODOS Y ESTUDIO DE TIEMPO.

Los objetivos principales de éstas actividades son aumentar la productividad y reducir el costo por unidad, permitiendo así que logre la mayor producción de bienes. La capacidad para producir más con menos dará por resultado más trabajos para más personas durante un mayor número de horas por año.

Los corolarios aplicables a los objetivos principales son como sigue:

1. Minimizar el tiempo requerido para la ejecución de trabajos.
2. Conservan los recursos y minimizan los costos especificando los materiales directos e indirectos más apropiados para la producción de bienes y servicios.
3. Efectúan la producción sin perder de vista la disponibilidad de energéticos.
4. Proporcionan un producto que es cada vez más confiable y de alta calidad.
5. Maximizan la seguridad, la salud y el bienestar de todos los empleados o trabajadores.
6. Realiza la producción considerando cada vez más la protección necesaria de las condiciones ambientales.
7. Aplican un programa de administración según el alto nivel humano.

5.6 APLICACION DEL ESTUDIO DE TIEMPO Y MOVIMIENTOS.

La aplicación de estudio tiempo y movimiento será puesta en práctica en un edificio hipotético de seis niveles que se proyecta construir. Dicho estudio se realizará a los movimiento de los encofrados que se utilizarán para darle la forma requerida a las distintos tipos de estructuras que necesitarán encofrarse.

Para poder realizarse este estudio, primero es necesario conocer las dimensiones de las estructuras que han de encofrarse así como la cantidad de estas; estos datos los podemos conocer de los planos del edificio.

Las figuras de la 5.1 hasta 5.10 muestran las características de las dimensiones de los distintos tipos de elementos estructurales que componen el edificio.

PLANTA DE ELEVACION

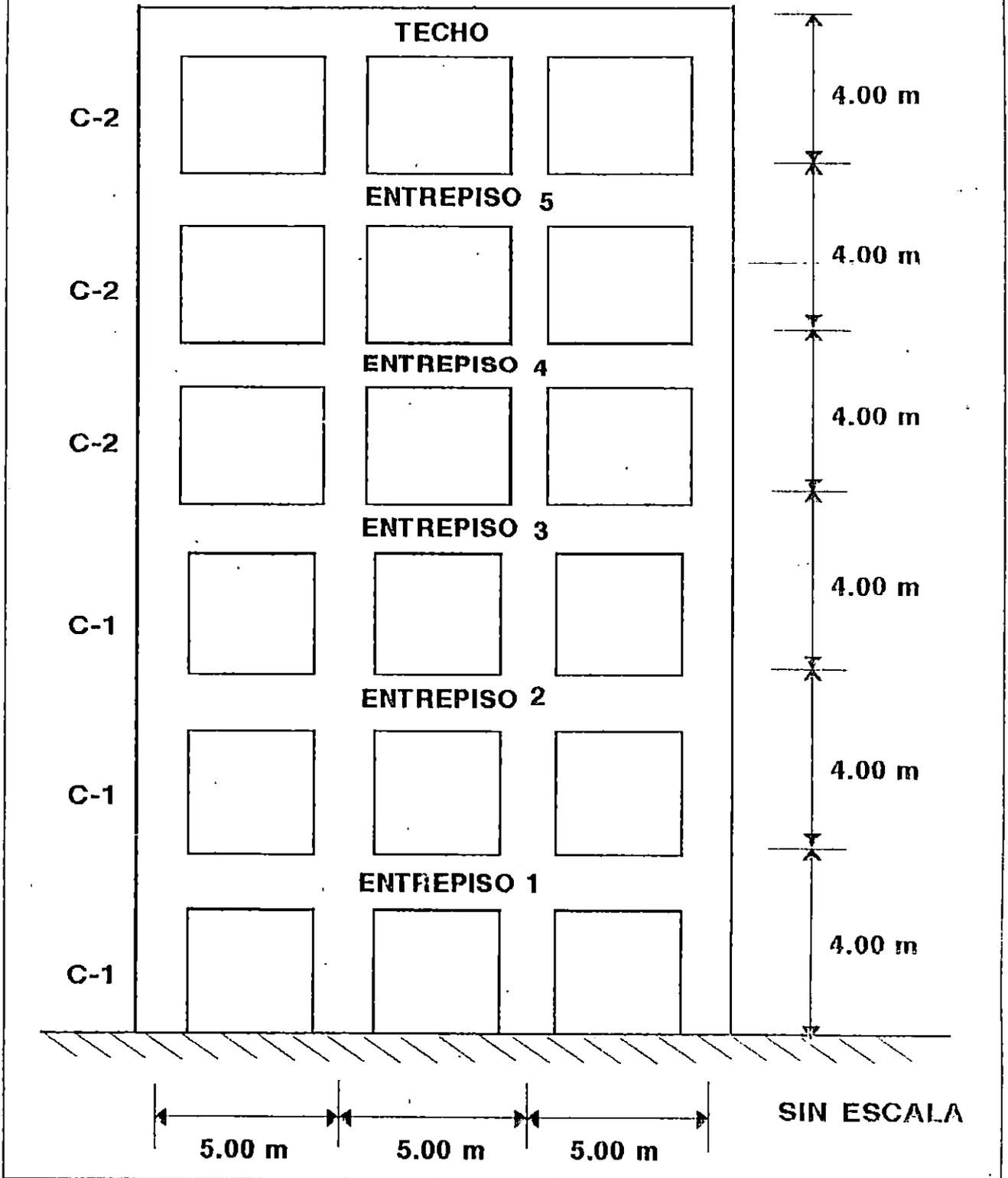


Fig. 5.1

PRIMER ENTREPISO (0+4.00)

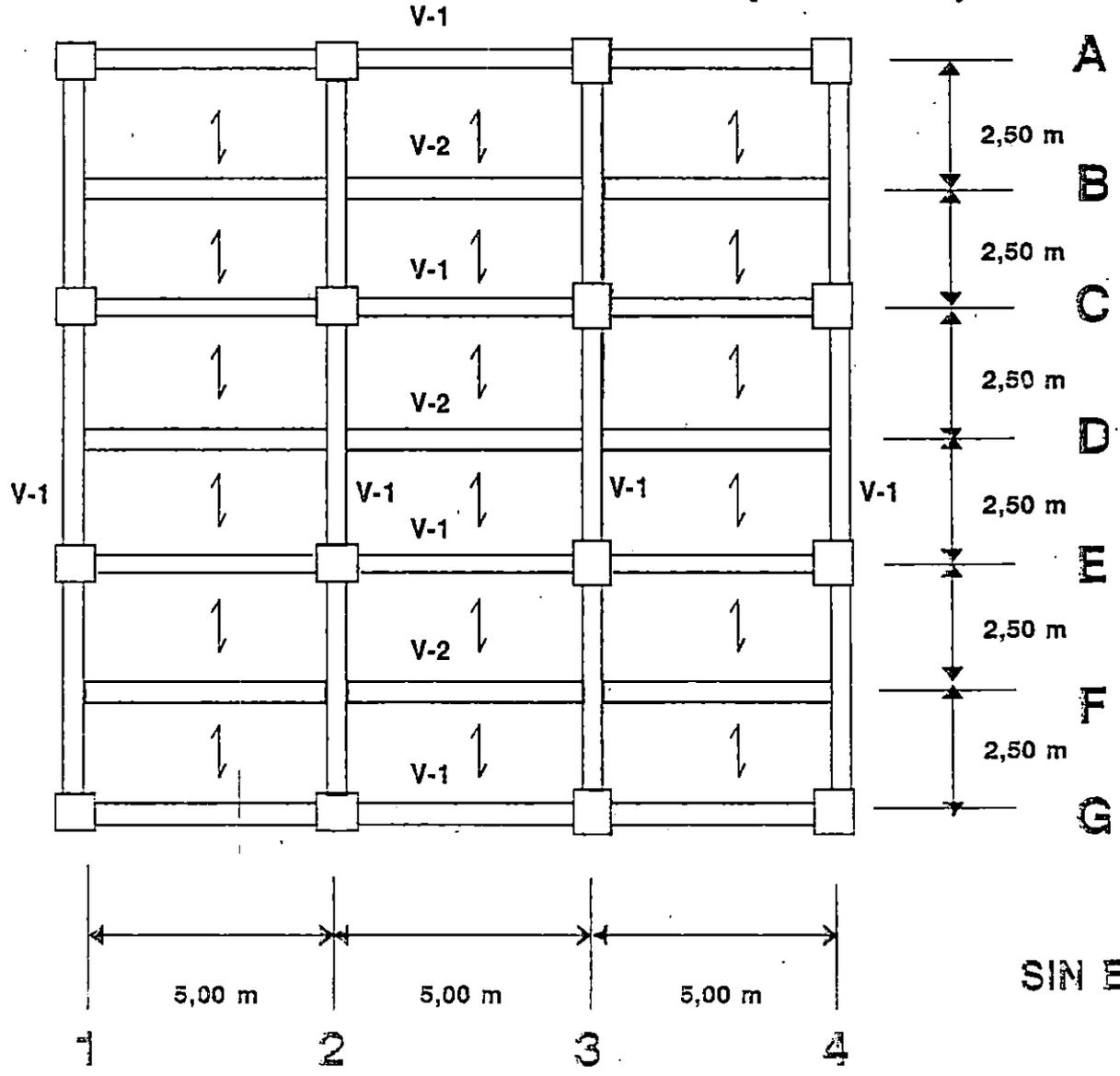


Fig. 5.2

SEGUNDO ENTREPISO (0+8.00)

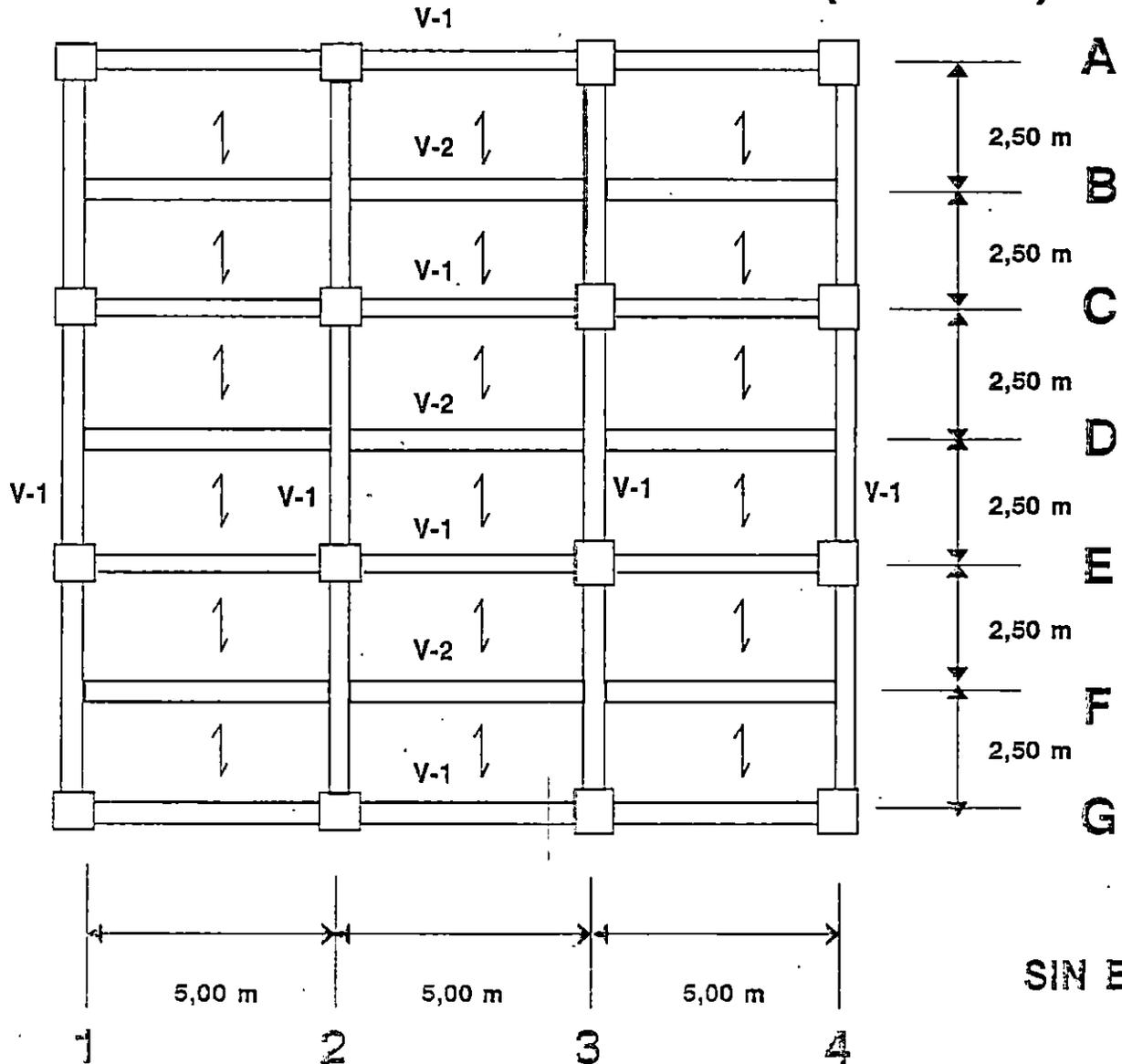


Fig. 5.3

TERCER ENTREPISO (0+12.00)

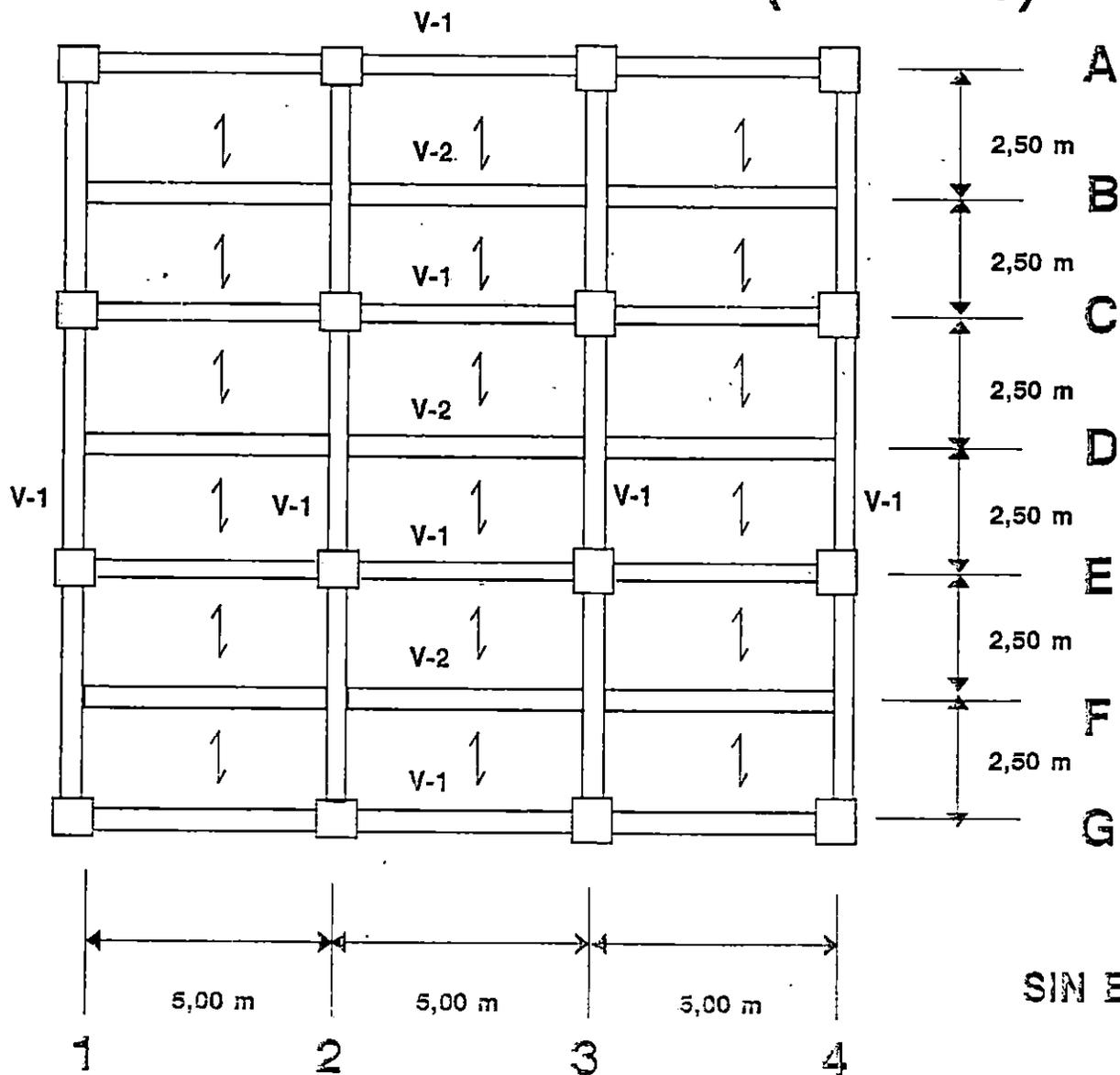


Fig. 5.4

CUARTO ENTREPISO (0+16.00)

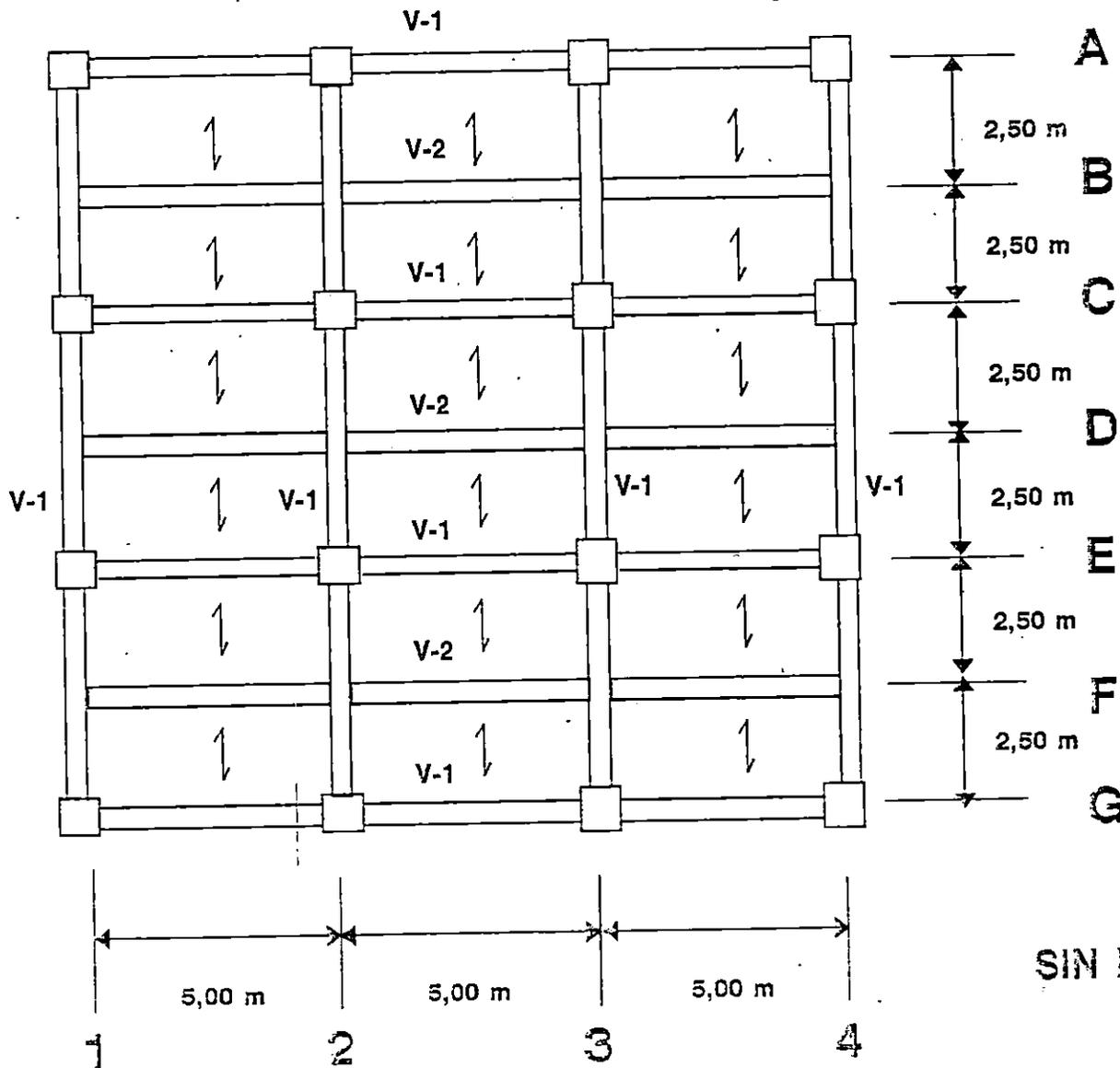


Fig. 5.5

QUINTO ENTREPISO (0+20.00)

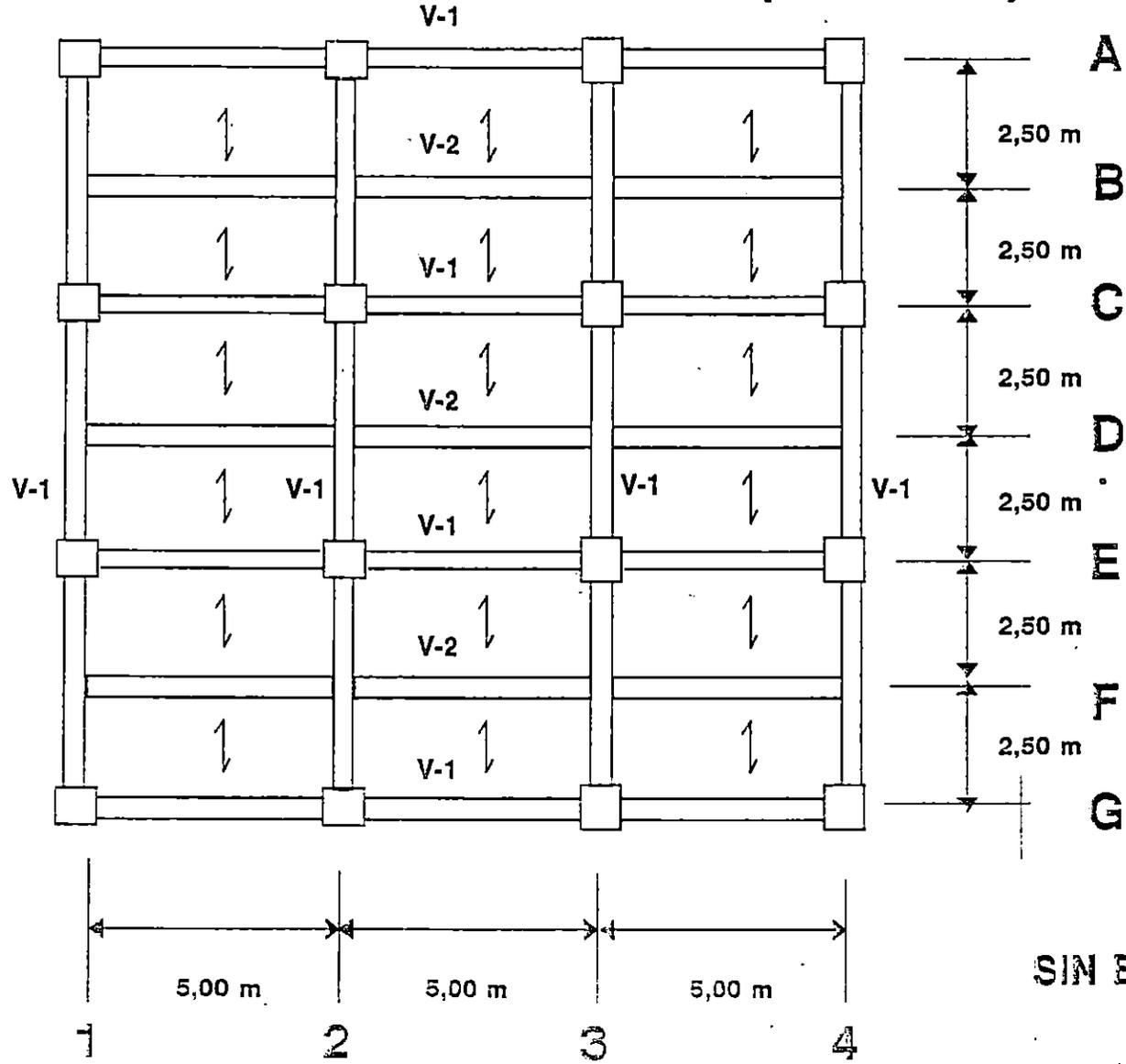


Fig. 5.6

SEXTO ENTREPISO (0+24.00)

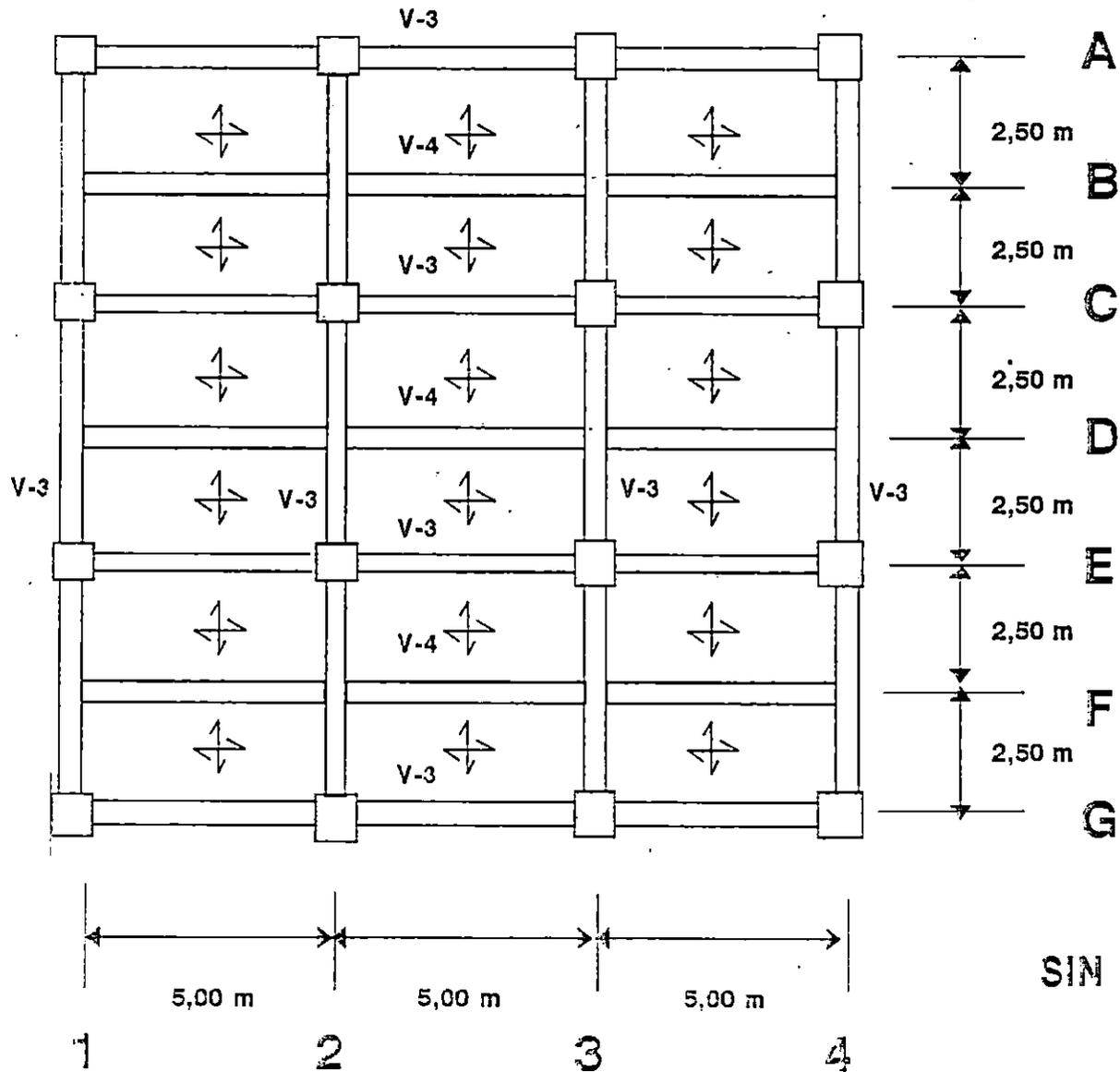


Fig. 5.7

PLANTA DE CIMENTACIONES

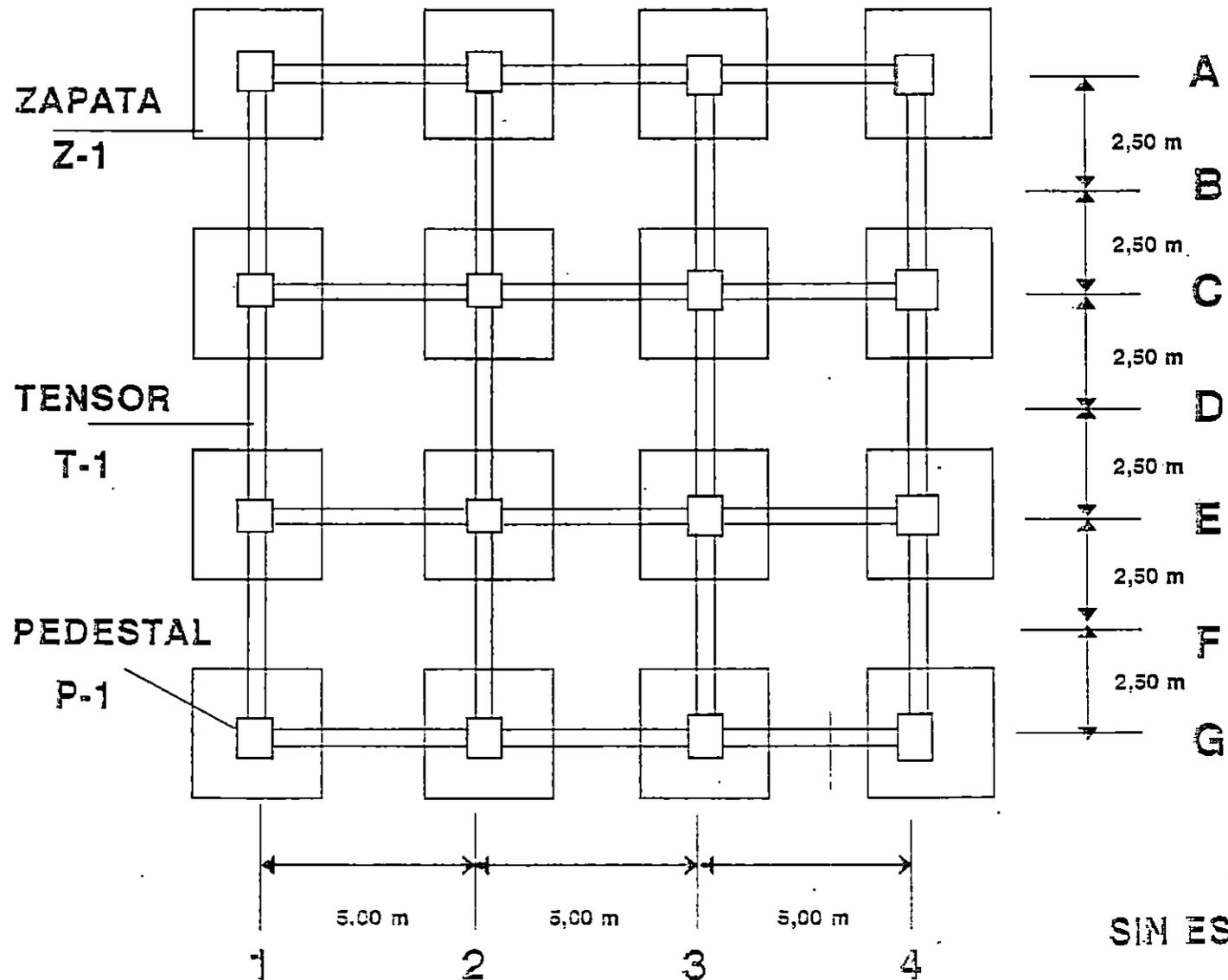
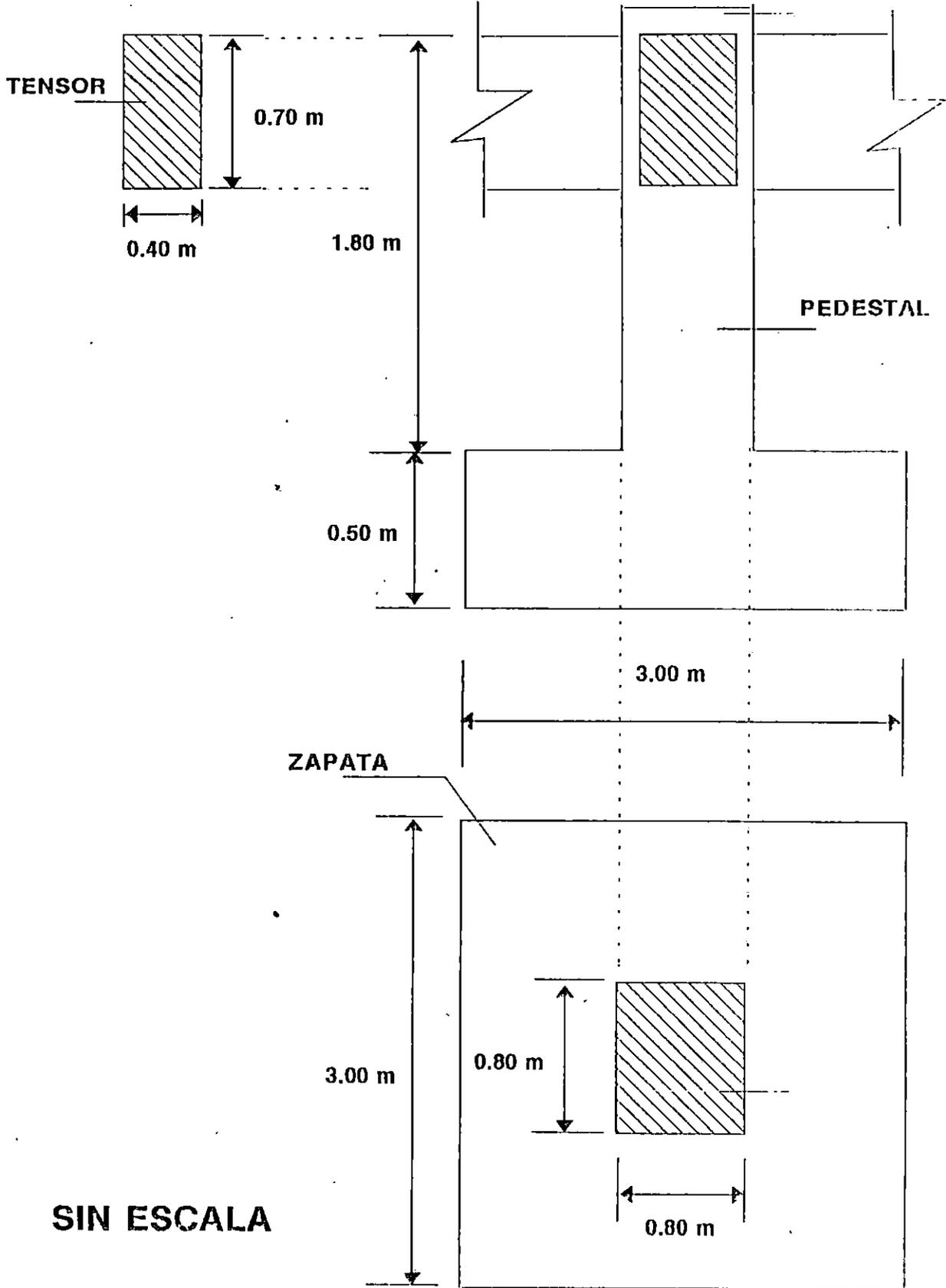


Fig. 5.8

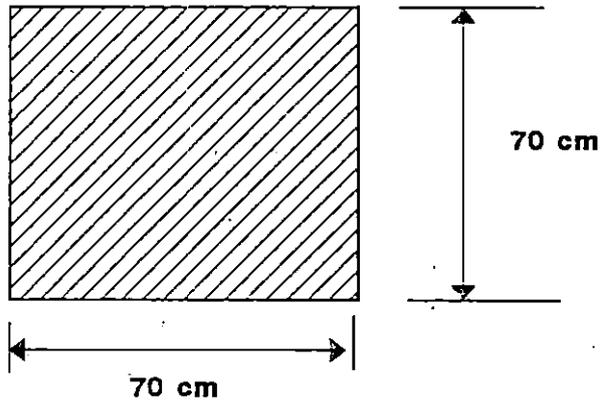
SECCIONES DE ZAPATA, PEDESTAL Y TENSOR



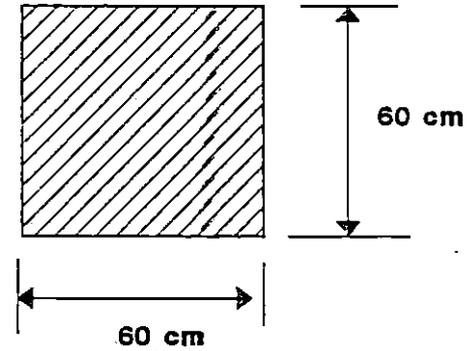
SIN ESCALA

SECCIONES DE COLUMNAS

DE PRIMER A TERCER NIVEL

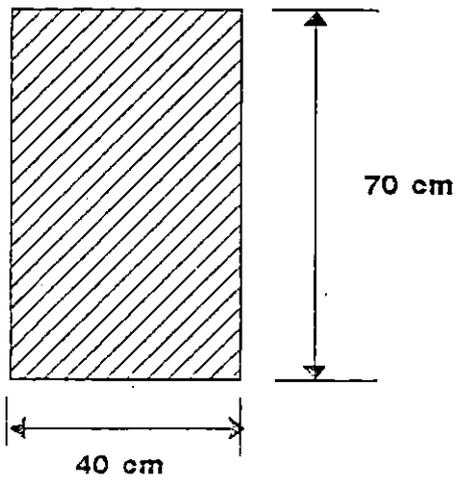


DE CUARTO A SEXTO NIVEL

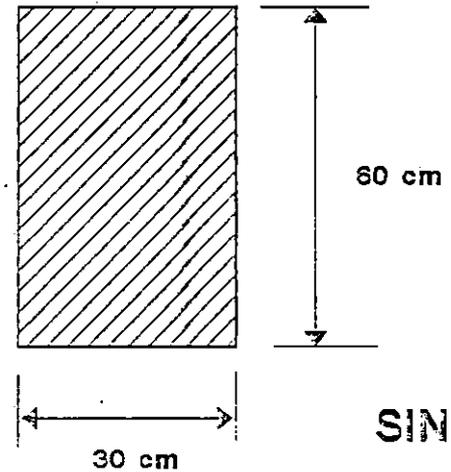


SECCIONES DE VIGAS

VIGAS PRIMARIAS



VIGAS SECUNDARIAS



SIN ESCALA



5.7 ESTUDIO DE TIEMPO Y MOVIMIENTO DE ENCOFRADOS DE EL EDIFICIO DE SEIS NIVELES.

De acuerdo al esquema del edificio en estudio se observa que se trata de una estructura a base de marcos (Vigas y Columnas) y un sistema de entrepiso de losa unidireccional (del primer entrepiso al quinto) y el techo es de losa densa. La fundación son a base de zapatas aisladas con sistema de tensores para una mejor estabilidad.

En base a esto, los elementos estructurales del edificio que necesitarán encofrarse, para tomar la forma requerida, son los siguientes :

- Zapatas
- Pedestales
- Tensores
- Columnas
- Vigas
- Losa densa

Tratando de optimizarse el número de usos de los diferentes tipos de encofrados que se utilizarán, se hará un estudio de planificación de estos (estudio de tiempo y movimiento).

Para realizar el estudio de tiempo y movimiento de encofrados de éste edificio de seis niveles, es necesario conocer ciertos criterios como lo son :

- a- Tiempo mínimo de encofrados bajo condiciones normales.
- b- Rendimiento del personal que trabaja en la obra.

- c- Personal a utilizarse en el movimiento y colocación de los encofrados.
- d- Material y equipo disponible.

Bajo las condiciones anteriormente mencionadas, se elaborará el estudio de tiempo y movimiento de encofrados para el edificio de seis niveles.

a) TIEMPO MÍNIMO DE DESENCOFRADO BAJO CONDICIONES NORMALES.

I-COLUMNAS

De acuerdo con la tabla 5.1 se puede tomar un tiempo mínimo de desencofrado de 12 a 24 horas, ya que las columnas no serán sometidas a cargas externas.

II-VIGAS

Los asientos de vigas según la tabla 5.1 no podrán ser removidas hasta que haya transcurrido un tiempo mínimo de 14 días después de colado, ya sean estas vigas primarias o secundarias.

Las costillas de viga según la tabla 5.1 serán removidas al menos 7 días después de ser coladas éstas, por tener que soportar el peso de la losa unidireccional del entrepiso.

II- ZAPATAS

Los encofrados de las zapatas podrán removerse después de un día de haber sido

coladas, ya que podrían considerarse como encofrados de pared.

TABLA 5.1 TIEMPOS MINIMOS PARA INICIAR DESENCOFRADOS BAJO CONDICIONES NORMALES (SEGUN ACI. 347)

ELEMENTO ESTRUCTURAL	TIEMPO MINIMO	
	PAREDES *	12 Horas - 24 Horas
COLUMNAS *	12 Horas - 24 Horas	
COSTILLAS DE VIGAS Principales y secundarias *	12 Horas - 24 Horas	
CAJETONES EN LOSA RETICULAR Menor de 10 mts. de ancho Mayor de 10 mts. de ancho	3 Días 4 Días	
	CV < CM	CV > CM
ARCOS CENTRALES	14 Días	7 Días
ASIENTOS DE VIGAS Menores de 3 mts. de claro Entre 3 y 6 mts. de claro Mayores de 6 mts. de claro	7 Días 14 Días 21 Días	4 Días 7 Días 14 Días
LOSAS UNIDIRECCIONALES Menores de 3 mts. de claro Entre 3 y 6 mts. de claro Mayores de 6 mts. de claro	4 Días 7 Días 10 Días	3 Días 4 Días 7 Días

* Si soportan losa ó vigas secundarias, el tiempo de desencofrado será gobernado por estas.

CV = Carga Viva.

CM = Carga Muerta.

III- TENSOR

El tiempo para remover el encofrado del tensor después de haber sido colado será igual al de una viga.

- Asiento del tensor : 14 días como mínimo.

- Costillas del tensor : 12 a 24 horas, ya que no soporta carga de losa.

IV- PEDESTAL

Su análisis será igual al de una columna que no recibirá carga externa. Se podrá desencofrar dentro de 12 a 24 horas después de colado.

b) RENDIMIENTO DEL PERSONAL QUE ELABORA EN LA OBRA.

Bajo condiciones óptimas de trabajo, o sea con las herramientas necesarias y con el suficiente material en la obra, según investigaciones hechas en la obras se han obtenido los siguientes rendimiento de la colocación de armadura, encofrados y desencofrado.

1-	Elaboración y colocación de encofrados (2 carpinteros y 1 ayudante).	
	- Encofrados de Columnas	8 ml/día ¹ / ₂ ¹ / ₂
	- Encofrados de Vigas	0.23 m ² /h-h
	* Asiento de viga	15 ml/día
	* Costilla de Vigas	20 ml/día
	- Encofrado de losa densa	20 m ² /día

2-	Colocación de Armadura (3 armadores)	
	Columnas	10 ml/día
	Vigas	20 ml/día
3-	Desencofrados de:	
	-Columnas	20 ml/día (2 auxiliares)

-Vigas	
*Costillas	30 ml/día (2 auxiliares)
*Asientos	25 ml/día (2 auxiliares)
-Losa densa	35 m ² /día (3 auxiliares)

c) PERSONAL A UTILIZARSE EN EL MOVIMIENTO Y COLOCACIÓN DE LOS ENCOFRADOS.

El personal para el buen desarrollo de la obra dependerá del tamaño de la obra y de el tiempo de entrega de la misma. Para asignar el número de personal a utilizar primeramente es necesario elaborar un cronograma de actividades del cual podemos obtener con más exactitud la cantidad de obreros calificados y auxiliares necesarios para el desarrollo de la obra, sin que estos sean subutilizados. Mas adelante, en las tablas de la 5.2 hasta la 5.9, se presenta el cronograma de actividades de la colocación de armaduras y encofrados así como de los colados de las diferentes estructuras del edificio.

d- MATERIAL Y EQUIPO DISPONIBLE

Este factor es de gran importancia, ya que si no se dispone de el material necesario para ejecutar el proyecto este tendrá a detenerse con sus consiguientes pérdidas económicas.

Además el equipo juega otro papel importante, por que si se dispone de un equipo adecuado, la obra camina siempre hacia adelante. Un ejemplo podría ser la ejecución de colados. El tiempo que podría colarse una estructura con concreto hecho en la obra y vaciado con carretillas y baldes podría reducirse hasta un décima parte de tiempo, si esta actividad se ejecutara con

camiones concreteras y concreto bombeado.

5.7.1 CONSIDERACIONES

De acuerdo a la programación del proyecto y basándose en rendimientos de obra, se ha concluido que para el desarrollo normal de actividades de colocación de armadura, encofrados y colados, se deberá tomar las siguientes consideraciones:

1. Deberá haber al menos tres grupos de armadores (3 personas c/u). ✓
2. Deberá haber 3 parejas de carpinteros y sus respectivos ayudantes. ✓
3. El material y equipo tendrá que estar a la disposición en el momento que se necesite (acero, madera, clavos, sierra, martillo, etc.)
4. Para el movimiento de materiales el constructor deberá proporcionar ✓ el número de auxiliares necesarios para poder realizar las actividades programadas.
5. Cada vez que hayan colados, deberá realizarse con camiones concreteras y concreto bombeado.
6. El espacio en que se ha de trabajar para colocación de armaduras y encofrados, debe estar libre.
7. Habrá al menos una grúa para el movimiento de material pesado (colocación de losa unidireccional, acero, madera, etc.)

CRONOGRAMA DE TRABAJO

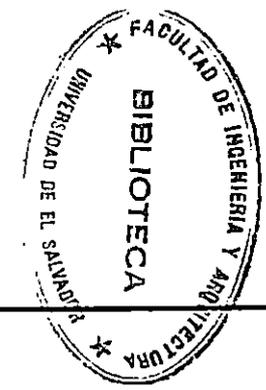
PROYECTO:		MES:							EDIFICIO:							PERIODO:							HECHO POR:	
No	ACTIVIDAD	FECHA	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	PERSONAL
1	FUNDACION																							1 Maestro de obra general 1 Maestro de obra de armadura 1 Maestro de obra de carpinteria 4 Caporales 12 Armadores 8 Carpinteros 2 Electricistas 1 Operador de grua 20 Auxiliares
1.1	Zapatas A1 hasta A4 y C1 hasta C4																							
	Armaduria		■	■																				
	Encofrado		■	■																				
	Colado			◆																				
	Desencofrado				■	■																		
1.2	Zapatas E1 hasta E4 y G1 hasta G4																							
	Armaduria		■	■																				
	Encofrado				■	■																		
	Colado					◆																		
	Desencofrado						■	■																
1.3	Pedestal A1 hasta A4 y C1 hasta C4																							
	Armaduria			■	■																			
	Encofrado				■	■	■																	
	Colado						◆																	
	Desencofrado							■	■															
1.4	Pedestal E1 hasta E4 y G1 hasta G4																							
	Armaduria				■	■																		
	Encofrado						■	■																
	Colado								◆															
	Desencofrado									■	■													

159

ACTIVIDADES PROGRAMADAS
 ACTIVIDADES REALIZADAS
 COLADOS

CRONOGRAMA DE TRABAJO

PROYECTO:		MES:							EDIFICIO:							PERIODO:							HECHO POR:	
No	ACTIVIDAD	FECHA	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	PERSONAL
1.5	Tensores																							1 Maestro de obra general 1 Maestro de obra de armadura 1 Maestro de obra de carpintería 4 Caporales 12 Armadores 8 Carpinteros 2 Electricistas 1 Operador de grúa 20 Auxiliares
	Asiento de encofrado																							
	Armaduría																							
	Costillas de encofrados																							
	Colado																							
2	Losa primer ontrepiso 0+4.00																							
2.1	Columnas A1 hasta A4 y C1 hasta C2																							
	Armaduría																							
	Encofrado																							
	Colado																							
	Desencofrado																							
2.2	Columnas E1 hasta E4 y G1 hasta G4																							
	Armaduría																							
	Encofrado																							
	Colado																							
	Desencofrado																							



CRONOGRAMA DE TRABAJO

PROYECTO:		MES:							EDIFICIO:							PERIODO:							HECHO POR:	
No	ACTIVIDAD	FECHA	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	PERSONAL
2.3	Vigas																							1 Maestro de obra general 1 Maestro de obra de armadura 1 Maestro de obra de carpinteria 4 Caporales 12 Armadores 8 Carpinteros 2 Electricistas 1 Operador de grua 20 Auxiliares
	Asiento de encofrado		■	■	■	■																		
	Armaduria				■	■	■	■																
	Costillas de encofrado								■	■	■	■												
	Losa, inst. hidraulicas y electricas											■	■	■										
	Armaduria de losa											■	■	■										
	Colado													◆										
	Desencofrado costillas de tensores		■	■	■																			
	Desencofrado asientos de tensores								■	■	■	■												
3	Losa segundo entrepiso 0+8.00																						EQUIPO	
3.1	Columnas A1 hasta A4 y C1 hasta C4																						1 Grua 1 Bomba para concretar 4 Vibradores 2 Sierras electricas 2 Taladros electricos	
	Armaduria														■	■								
	Encofrado														■	■								
	Colado															◆								
	Desencofrado																■	■						
3.2	Columnas E1 hasta E4 y G1 hasta G4																							
	Armaduria																							
	Encofrado																				■	■		
	Colado																				◆			
	Desencofrado																					■	■	

CRONOGRAMA DE TRABAJO

PROYECTO:		MES:								EDIFICIO:								PERIODO:								HECHO POR:
No	ACTIVIDAD	FECHA	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	PERSONAL		
3.3	Vigas																							1 Maestro de obra general 1 Maestro de obra de armadura 1 Maestro de obra de carpintería 4 Capataces 12 Arracoras 8 Carreteros 2 Electricistas 1 Operador de grúa 20 Auxiliares		
	Asiento de encofrado		■	■	■	■																				
	Armaduria				■	■	■	■																		
	Costillas de encofrado								■	■	■	■	■													
	Losa, inst. hidráulicas y eléctricas												■	■	■											
	Armaduria de losa												■	■	■											
	Colado														◆											
	Desencofrado costillas de vigas(E1)		■	■	■																					
	Desencofrado de asientos de vigas(E1)								■	■	■	■	■													
4	Losa tercer entrecimso 0+12.00																							EQUIPO		
4.1	Columnas A1 hasta A4 y C1 hasta C4																			■	■	■	■	1 Grúa 1 Bomba para concretar 4 Vibradores 2 Sierras eléctricas 2 Taladros eléctricos		
	Armaduria																			■	■	■	■			
	Encofrado																			■	■	■	■			
	Colado																				◆					
	Desencofrado																				■	■	■			
4.2	Columnas E1 hasta E4 y G1 hasta G4																			■	■	■	■			
	Armaduria																			■	■	■	■			
	Encofrado																			■	■	■	■			
	Colado																				◆					
	Desencofrado																				■	■	■			

CRONOGRAMA DE TRABAJO

PROYECTO:			MES:							EDIFICIO:							PERIODO:							HECHO POR:
No	ACTIVIDAD	FECHA	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	PERSONAL
4.3	Vigas																							1 Maestro de obra general 1 Maestro de obra de armadura 1 Maestro de obra de carpintería 4 Caporales 12 Armadores 8 Carpinteros 2 Electricistas 1 Operador de grúa 20 Auxiliares
	Asiento de encofrado		■	■	■	■																		
	Armaduria				■	■	■	■																
	Costillas de encofrado								■	■	■													
	Losa, inst. hidráulicas y eléctricas											■	■	■										
	Armaduria de losa											■	■	■										
	Colado													◆										
	Desencofrado costillas de vigas(E2)		■	■																				
	Desencofrado de asientos de vigas(E2)								■	■	■													
5	Losa cuarto entrepiso 0+16.00																						EQUIPO	
5.1	Columnas A1 hasta A4 y C1 hasta C4																		■	■			1 Grua 1 Bomba para concretar 4 Vibradores 2 Sierras eléctricas 2 Taladros eléctricos	
	Armaduria																		■	■				
	Encofrado																		■	■				
	Colado																			◆				
	Desencofrado																			■	■			
5.2	Columnas E1 hasta E4 y G1 hasta G4																		■	■				
	Armaduria																		■	■				
	Encofrado																		■	■				
	Colado																			◆				
	Desencofrado																			■	■			

CRONOGRAMA DE TRABAJO

PROYECTO:		MES:							EDIFICIO:							PERIODO:							HECHO POR:	
No	ACTIVIDAD	FECHA	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	PERSONAL
5.3	Vigas																							1 Maestro de obra general 1 Maestro de obra de armadura 1 Maestro de obra de carpintería 4 Caporales 12 Armadores 8 Carpinteros 2 Electricistas 1 Operador de grúa 20 Auxiliares
	Asiento de encofrado		■	■	■	■	■																	
	Armaduria				■	■	■	■																
	Costillas de encofrado								■	■	■	■												
	Losa, inst. hidráulicas y eléctricas											■	■	■										
	Armaduria de losa											■	■	■										
	Colado													◆										
	Desencofrado costillas de vigas(E3)		■	■																				
	Desencofrado de asientos de vigas(E3)								■	■	■	■												
6	Losa quinto entrepiso 0+20.00																							EQUIPO 1 Grua 1 Bomba para concretar 4 Vibradores 2 Sierras eléctricas 2 Taladros eléctricos
6.1	Columnas A1 hasta A4 y C1 hasta C4																							
	Armaduria																							
	Encofrado																							
	Colado																							
	Desencofrado																							
6.2	Columnas E1 hasta E4 y G1 hasta G4																							
	Armaduria																							
	Encofrado																							
	Colado																							
	Desencofrado																							

CRONOGRAMA DE TRABAJO

PROYECTO:		MES:							EDIFICIO:							PERIODO:							HECHO POR:	
No	ACTIVIDAD	FECHA	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	PERSONAL
6.3	Vigas																							1 Maestro de obra general 1 Maestro de obra de armadura 1 Maestro de obra de carpintería 4 Caporales 12 Armadores 8 Carpinteros 2 Electricistas 1 Operador de grúa 20 Auxiliares
	Asiento de encofrado		■	■	■	■	■																	
	Armaduria				■	■	■	■	■															
	Costillas de encofrado									■	■	■	■	■	■									
	Losa, inst. hidráulicas y eléctricas												■	■	■									
	Armaduria de losa												■	■	■									
	Colado														◆									
	Desencofrado costillas de vigas(E4)		■	■																				
	Desencofrado de asientos de vigas(E4)									■	■	■	■	■	■									
7	Losa densa sexto entrepiso 0+24.00																						EQUIPO 1 Grúa 1 Bomba para concretar 4 Vibradores 2 Sierras eléctricas 2 Taladros eléctricos	
7.1	Columnas A1 hasta A4 y C1 hasta C4															■	■	■	■	■	■	■		
	Armaduria															■	■	■	■	■	■	■		
	Encofrado															■	■	■	■	■	■	■		
	Colado																			◆				
	Desencofrado																			■	■	■		
7.2	Columnas E1 hasta E4 y G1 hasta G4															■	■	■	■	■	■	■		
	Armaduria															■	■	■	■	■	■	■		
	Encofrado															■	■	■	■	■	■	■		
	Colado																			◆				
	Desencofrado																			■	■	■		

CRONOGRAMA DE TRABAJO

PROYECTO:		MES:								EDIFICIO:								PERIODO:								HECHO POR:
No	ACTIVIDAD	FECHA	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D	PERSONAL		
7.3	Vigas																							1 Maestro de obra general 1 Maestro de obra de armadura 1 Maestro de obra de carpintería 4 Caporales 12 Armadores 8 Carpinteros 2 Electricistas 1 Operador de grúa 20 Auxiliares		
	Asiento de encofrado		■	■	■	■																				
	Armaduria				■	■	■	■																		
	Costillas de encofrado									■	■	■	■													
	Desencofrado costillas de vigas(E5)		■	■	■																					
	Desencofrado de asientos de vigas(E5)									■	■	■	■													
7.4	Losa densa																							EQUIPO 1 Grúa 1 Bomba para concretar 4 Vibradores 2 Sierras eléctricas 2 Taladros eléctricos		
	Encofrado												■	■	■	■	■	■	■							
	Armaduria												■	■	■	■	■	■	■							
	Inst. hidráulicas y eléctricas																		■	■	■					
	Colado del entrepiso																				◆					

MOVIMIENTO DE LOS ENCOFRADOS

El movimiento de los encofrados se realizara en base a:

- a. La Simetría de las Estructuras.
- b. Tiempo Mínimo de Desencofrado.
- c. El Número de Reusos de Los Encofrados.

a. **La Simetría de las Estructuras.**

Por lo general en una edificación hay más de una estructura simétrica a otra, en lo que a dimensiones se refiere, por lo que el encofrado utilizado en una podría ser útil en la otra estructura.

b. **Tiempo Mínimo de Desencofrado.**

De este factor dependerá si un encofrado podrá utilizarse en otra estructura, ya que la estructura colada anteriormente tiene el tiempo mínimo de desencofrado y si hay otra estructura simétrica que desea encofrarse, podría utilizarse el encofrado utilizado en la otra para encofrar la estructura actual.

c. **El Número de Reusos de Los Encofrados.**

Este número dependerá en gran parte de el trato que se le de al encofrado asi como de su mantenimiento. Tomando en cuenta lo anterior un encofrado de madera podría tener un número de reusos de hasta diez; pero en nuestro caso se tendra un número de reuso de seis para cada tipo de encofrado.

En base a lo anterior se hace el siguiente estudio de movimiento de los encofrados que se han de utilizar en el desarrollo de la obra.

La tabla 5.10 muestra el movimiento de los encofrados elaborados de madera que se harán en la obra. En la tabla 5.11 se muestra el movimiento de los encofrados mixtos (de madera y metálicos).

Los encofrados metálicos se utilizarán para los encofrados de las zapatas, pedestales, columnas y losa densa de el sexto entrepiso (techo), además los puntales de las vigas y losa densa serán de metal .

Para la elaboración de los encofrados de las vigas y los tensores se utilizará madera al igual que en el primer caso.

Al analizar el cuadro de los movimientos de los encofrados de madera (tabla 5.10), se observa que alguno de ellos son utilizados más de una vez, debido a que los tiempos mínimos de desencofrado ya se han cumplido y existen más estructuras con igual características geométricas.

TABLA 5.10 MOVIMIENTO DE LOS ENCOFRADOS DE MADERA

UBICACION	ENCOFRADO PARA	PROCEDENCIA DEL ENCOFRADO
CIMENTACION (C)	ZAPATAS (A1 HASTA A4, CI HASTA C4)	NUEVO
	ZAPATAS (E1 HASTA E4, GI HASTA G4)	ZAPATAS(A1 HASTA A4, CI HASTA C4)
	PEDESTALES (A1 HASTA A4, CI HASTA C4)	NUEVO
	PEDESTALES (A1 HASTA A4, CI HASTA C4)	PEDESTALES (A1 HASTA A4, CI HASTA C4)
	ASIENTOS DE TENSOR	NUEVO
	COSTILLAS DE TENSOR	NUEVO
ENTREPISO1 (E1)	COLUMNAS (A1 HASTA A4, CI HASTA C4)	NUEVO
	COLUMNAS (E1 HASTA E4, GI HASTA G4)	COLUMNAS (A1 HASTA A4, CI HASTA C4) E1
	ASIENTOS DE VIGAS	NUEVO
	COSTILLAS DE VIGAS	NUEVO
ENTREPISO2 (E2)	COLUMNAS (A1 HASTA A4, CI HASTA C4)	COLUMNAS (E1 HASTA E4, GI HASTA G4) E1
	COLUMNAS (E1 HASTA E4, GI HASTA G4)	COLUMNAS (A1 HASTA A4, CI HASTA C4) E2
	ASIENTOS DE VIGAS	NUEVOS
	COSTILLAS DE VIGAS	COSTILLAS DE VIGAS E1
ENTREPISO3 (E3)	COLUMNAS (A1 HASTA A4, CI HASTA C4)	COLUMNAS (E1 HASTA E4, GI HASTA G4) E2
	COLUMNAS (E1 HASTA E4, GI HASTA G4)	COLUMNAS (A1 HASTA A4, CI HASTA C4) E3
	ASIENTOS DE VIGAS	ASIENTOS DE VIGAS E1
	COSTILLAS DE VIGAS	COSTILLAS DE VIGAS E2
ENTREPISO4 (E4)	COLUMNAS (A1 HASTA A4, CI HASTA C4)	NUEVO
	COLUMNAS (E1 HASTA E4, GI HASTA G4)	COLUMNAS (A1 HASTA A4, CI HASTA C4) E4
	ASIENTOS DE VIGAS	ASIENTOS DE VIGAS E2
	COSTILLAS DE VIGAS	COSTILLAS DE VIGAS E3
ENTREPISO5 (E5)	COLUMNAS (A1 HASTA A4, CI HASTA C4)	COLUMNAS (E1 HASTA E4, GI HASTA G4) E4
	COLUMNAS (E1 HASTA E4, GI HASTA G4)	COLUMNAS (A1 HASTA A4, CI HASTA C4) E5
	ASIENTOS DE VIGAS	ASIENTOS DE VIGAS E3
	COSTILLAS DE VIGAS	COSTILLAS DE VIGAS E4
ENTREPISO6 (E6)	COLUMNAS (A1 HASTA A4, CI HASTA C4)	COLUMNAS (E1 HASTA E4, GI HASTA G4) E5
	COLUMNAS (E1 HASTA E4, GI HASTA G4)	COLUMNAS (A1 HASTA A4, CI HASTA C4) E6
	ASIENTOS DE VIGAS	ASIENTOS DE VIGAS E4
	COSTILLAS DE VIGAS	COSTILLAS DE VIGAS E5
	LOSA DENSA	NUEVO

TABLA 5.11 MOVIMIENTO DE ENCOFRADOS MIXTOS

MOVIMIENTO DE LOS ENCOFRADOS MIXTOS		
UBICACION	ENCOFRADO	PROCEDENCIA
CIMENTACIONES (C)	ZAPATAS A1-A4 Y C1-C4 ZAPATAS E1-E4 Y G1-G4 PEDESTALES A1-A4 Y C1-C4 PEDESTALES E1-E4 Y G1-G4 ASIENTO DE TENSOR COSTILLA DE TENSOR	NUEVO ZAPATA A1-A4 Y C1-C4 ZAPATA E1-E4 Y G1-G4 PEDESTAL A1-A4 Y C1-C4 NUEVO NUEVO
ENTREPISO 1 (E1)	COLUMNAS A1-A4 Y C1-C4 COLUMNAS E1-E4 Y G1-G4 PUNTALES DE VIGA ASIENTOS DE VIGA COSTILLAS DE VIGA	PEDESTAL E1-E4 Y G1-G4 COLUMNA A1-A4 Y C1-C4 NUEVO NUEVO NUEVO
ENTREPISO 2 (E2)	COLUMNAS A1-A4 Y C1-C4 COLUMNAS E1-E4 Y G1-G4 PUNTALES DE VIGA ASIENTOS DE VIGA COSTILLAS DE VIGA	COLUMNA(E1) E1-E4 Y G1-G4 COLUMNA(E2) A1-A4 Y C1-C4 NUEVO NUEVO COSTILLAS E1
ENTREPISO 3 (E3)	COLUMNAS A1-A4 Y C1-C4 COLUMNAS E1-E4 Y G1-G4 PUNTALES DE VIGA ASIENTOS DE VIGA COSTILLAS DE VIGA	COLUMNAS(E2)E1-E4 Y G1-G4 COLUMNAS(E3)A1-A4 Y C1-C4 PUNTALES DE VIGA (E1) ASIENTOS DE VIGA (E1) COSTILLAS DE VIGA (E2)
ENTREPISO 4 (E4)	COLUMNAS A1-A4 Y C1-C4 COLUMNAS E1-E4 Y G1-G4 PUNTALES DE VIGA ASIENTOS DE VIGA COSTILLAS DE VIGA	COLUMNAS(E3)E1-E4 Y G1-G4 COLUMNAS(E4)A1-A4 Y C1-C4 PUNTALES DE VIGA (E2) ASIENTOS DE VIGA (E2) COSTILLAS DE VIGA (E3)
ENTREPISO 5 (E5)	COLUMNAS A1-A4 Y C1-C4 COLUMNAS E1-E4 Y G1-G4 PUNTALES DE VIGA ASIENTOS DE VIGA COSTILLAS DE VIGA	COLUMNAS(E4)E1-E4 Y G1-G4 COLUMNAS(E5)A1-A4 Y C1-C4 PUNTALES DE VIGA (E3) ASIENTOS DE VIGA (E3) COSTILLAS DE VIGA (E4)
ENTREPISO 6 (E6)	COLUMNAS A1-A4 Y C1-C4 COLUMNAS E1-E4 Y G1-G4 PUNTALES DE VIGA ASIENTOS DE VIGA COSTILLAS DE VIGA PUNTALES DE LOSA LOSA DENSA	COLUMNAS(E5)E1-E4 Y G1-G4 COLUMNAS(E6)A1-A4 Y C1-C4 PUNTALES DE VIGA (E4) ASIENTOS DE VIGA (E4) COSTILLAS DE VIGAS (E5) NUEVO NUEVO

Analizando los movimientos de los encofrados tabla 5.10 tenemos:

1. Encofrados de Zapata y pedestales

Los encofrados de los ejes A1 hasta A4 y C1 hasta C4, pueden ser utilizados para encofrar los elementos de los ejes G1 hasta G4 y E1 hasta E4; porque de acuerdo a la programación de la obra descrito en la sección anterior estos últimos serán encofrados un día después de colocarse las primeros moldes y si tomamos los tiempos mínimos de desencofrado para zapatas, que es equivalente a los de paredes y de columnas se observa que pueden desencofrarse entre 12 y 24 horas cuando no soportan otras cargas; por lo tanto solamente serán necesarios un juego de 8 encofrados de zapatas (Z-1) y pedestales (P-1).

2. Encofrados de Tensores

Los tensores serán colados todos a la vez por lo que se necesitarán un juego de encofrado (T-1) para todo los tensores. Estos encofrados sólo podrán utilizarse una vez, ya que no hay otras elementos simétricos a ellos, en la estructura.

3. Encofrado de columna

Los encofrados utilizados en las columnas de los ejes A1 hasta A4 y C1 hasta C4, pueden utilizarse los ejes E1 hasta E4 y G1 hasta G4, del mismo nivel y estos últimos pueden ser empleados nuevamente, en las columnas de los ejes A1 hasta A4 y C1 hasta C4 del siguiente nivel; ya que si se observa la programación de la obra, cuando las columnas sean desencofradas, estas han cumplido con el tiempo mínimo requerido (12-24 horas), por lo tanto será necesario tener un juego de 8 encofrados (C-1) para los

primeros tres niveles (se le daran 6 usos), y otro juego de 8 encofrado (C-2) para los últimos tres niveles.

4 Encofrado de vigas

4.1 Encofrado de costilla de viga. Estas podran utilizarse desde el primero hasta el sexto entrepiso debido a que las características geométricas de las vigas primarias y secundarias son iguales.

De acuerdo a la programación después de colado un entrepiso, ha de esperarse 15 días para utilizar de nuevo las costillas del encofrado en el siguiente entrepiso.

Por lo anterior será necesario tener un juego de nueve encofrados de costillas de vigas secundarias (V-2) y 24 encofrados de costillas de vigas primarias (V-1).

4.2 Encofrados de asientos de viga. Basándose en la programación de la obra, los asientos de vigas utilizados en un entrepiso serán empleados después de siete días de haberse colado éste y si se toma el tiempo mínimo de desencofrado de los asientos de viga (14 días) se tiene que éstos no podran ser útiles en el siguiente entrepiso sino hasta 2 entrepisos después.

De acuerdo a lo anterior, será necesario tener 2 juegos de 9 encofrados de asientos de vigas primarios (V-1) y dos juegos de 24 encofrados de asientos de viga secundarios (V-2).

5. Encofrado de losa densa.

Encofrados de losa densa (L-1), tendremos solamente un juego ya que el único entrepiso en el cual se utilizará losa de este tipo es en el sexto (techo).

Resumiendo en la Tabla 5.12 se tiene las cantidades de encofrados totales a utilizarse.

TABLA 5.12 CANTIDAD DE ENCOFRADOS DE MADERA

ENCOFRADO	NUMERO DE ENCOFRADO
Zapatas (Z-1): A1 hasta A4, C1 hasta C4, E1 hasta E4 y G1 hasta G4	8
Pedestales (P-1): A1 hasta A4, C1 hasta C4, E1 hasta E4 y G1 hasta G4.	8
Tensores (T-1)	24
Columnas (C-1): A1 hasta A4, C1 hasta C4, E1 hasta E4 y G1 hasta G4, del primer hasta el tercer nivel.	8
Columnas (C-2): A1 hasta A4, C1 hasta C4, E1 hasta E4 y G1 hasta G4, del cuarto hasta el sexto nivel.	8
Asientos de Viga Secundaria (V-2)	18
Asientos de Viga Primaria (V-1)	48
Costillas de Viga Secundaria (V-2)	9
Costillas de Viga primaria (V-1)	24
Losa densa (L-1)	1

Nota: asientos de vigas primarias y secundaria incluyen puntales

Si se analiza el movimiento de los encofrados mixto, como se muestra en la Tabla 5.11, se observa que los encofrados utilizados en las zapatas pueden ser empleados en los pedestales y estos en las columnas del primero al sexto nivel.

Esto puede realizarse así, debido a que si se observa los diseños de cada uno de las estructuras, se ve que las cantidades de material a utilizarse es la

siguiente:

Zapatas ----> 16 piezas de 80 x 50 (C/U)
Pedestales ----> 8 piezas de 80 x 50 (C/U)
Columnas ----> 28 piezas de 80 x 50 (C/U)

De acuerdo a lo anterior se tiene que solamente será necesario una cantidad de 224 piezas de encofrados de 80 x 50 que es la cantidad necesaria para encofrar 8 columnas, ya que cuando se realiza el encofrado de las columnas es cuando se necesita la mayor cantidad de piezas.

Los tensores al igual que en el sistema de encofrado anterior (sólo madera) será elaborado de madera; por lo que será necesario un juego completo de Costillas, Asientos y Puntales de tensores.

También las costillas y asientos de vigas serán elaborados de madera; por lo que el movimiento de ellos será el mismo utilizado en el sistema de encofrado anterior.

Solamente los puntales utilizados en los asientos de vigas serán cambiados de puntales de madera a puntales metálicos extensibles.

Luego el movimiento de los puntales será igual al de los asientos de la viga, por lo que se utilizarán cada dos entrepisos; por lo que será necesario tener dos juegos de puntales metálicos.

En la losa densa del sexto entrepiso se utilizará también un sistema de encofrado

metálico con puntales metálicos extensibles; por lo que será necesario un juego de encofrado y puntales para el encofrado total de losa.

En resumen, la tabla 5.13 muestra las cantidades de elementos metálicos y encofrados de madera necesarios para poder encofrar los elementos estructurales del edificio con el sistema mixto de encofrados.

TABLA 5.13 CANTIDAD DE ELEMENTO METALICO Y ENCOFRADO DE MADERA.

ENCOFRADO	MATERIAL
Zapata, tensores y columnas del primero hasta el sexto nivel	224 elementos metálicos de 50 x 50 cm
Puntales Metálicos extensibles de 4 mts (para fondos de viga)	264 unidades
Puntales Metálicos extensibles de 4 mts (para losa densa)	576 unidades
Tensores	24 unidades
Asientos de viga primaria	48 unidades
Asientos de viga secundaria	18 unidades
Costilla de viga primaria	24 unidades
Costilla de viga secundaria	9 unidades
Losa densa	126 mts ² de molde metálico

Las figuras de la 5.11 hasta la figura 5.20 muestran los diseños y los planos de taller de los encofrados de madera de los elementos estructurales que componen el edificio. Así como las cantidades de materiales necesarios para fabricarlos, dichas cantidades se muestran en la tablas 5.14, 5.15 y 5.16.

El objetivo de realizar los planos de taller es el de facilitar al carpintero la construcción de los encofrados, así como también el facilitar la elaboración del presupuesto de estos.

En las figuras 5.21 hasta 5.25 se muestran los planos de taller utilizados en los encofrados mixtos.

ENCOFRADO DE ZAPATA Z-1

176

ELEVACION	MATERIAL A UTILIZAR	CANTIDAD
<p style="text-align: center;">VISTA SUPERIOR</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>PLYWOOD DE 1"</p> <p>3.0 m</p> <p>0.50 m</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>REFUERZO HORIZONTAL (cuarton 2" x 4")</p> <p>3.3 m</p> <p>10.0 cm</p> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 20px;"> <div style="text-align: center;"> <p>REFUERZO VERTICAL (cuarton 2" x 4")</p> <p>0.50 m</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>CLAVO DE 2" Y 3"</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>PUNTALES LATERAL (2" x 4")</p> <p>1.0 m</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>ESTACA (2" x 4")</p> <p>0.50 m</p> </div> </div>	<ul style="list-style-type: none"> - PLYWOOD DE 1": 4 Unidades - REFUERZO HORIZONTAL: 8 Unidades - REFUERZO VERTICAL: 28 Unidades - PUNTALES LATERAL: 12 Unidades - ESTACAS: 12 Unidades - CLAVOS DE 2": 1 Libra - CLAVOS DE 3": 1 Libra

ENCOFRADO DE PEDESTAL P-1

ELEVACION	MATERIAL A UTILIZAR	CANTIDAD
<p style="text-align: center;">ZAPATA</p>	<p style="text-align: center;">PLYWOOD DE 1"</p> <p style="text-align: center;">SECCION</p> <p style="text-align: center;">REFUERZO (cuarton 2" x 4")</p> <p style="text-align: center;">PLACA DE ACERO</p> <p style="text-align: center;">PERNO DE ACERO</p> <p style="text-align: center;">CLAVO DE 2" Y 3"</p>	<ul style="list-style-type: none"> - PLYWOOD DE 1": 4 Unidades. - REFUERZO (cuarton 2" x 4"): 16 Unidades. - PERNO DE ACERO: 16 Unidades. - PLACAS DE ACERO: 32 Unidades - CLAVOS DE 2": 1/2 Libra. - CLAVOS DE 3": 1 Libras
<p style="text-align: center;">VISTA SUPERIOR</p>		

ENCOFRADO DE TENSOR T-1

178

DETALLE DE FRENTE	MATERIAL A UTILIZAR	CANTIDAD
<p style="text-align: center;">DETALLE DE FRENTE</p>	<p style="text-align: center;">MATERIAL A UTILIZAR</p>	<ul style="list-style-type: none"> - ASIENTO DE VIGA : 1 Unidad - COSTILLA DE VIGA: 2 Unidades - PUNTALES: 14 Unidades - PIE DE AMIGO: 28 Unidades - REFUERZO LATERAL: 28 Unidades - ZUNCHOS: 28 Unidades - CABEZAL: 14 Unidades - LARGUEROS: 4 Unidades - ARRIOSTRAMIENTO: 1 Unidad - CLAVOS DE 2": 3 Libras - CLAVOS DE 3": 3 Libras
<p style="text-align: center;">DETALLE DE PERFIL</p>		

ENCOFRADO DE COLUMNA C-1

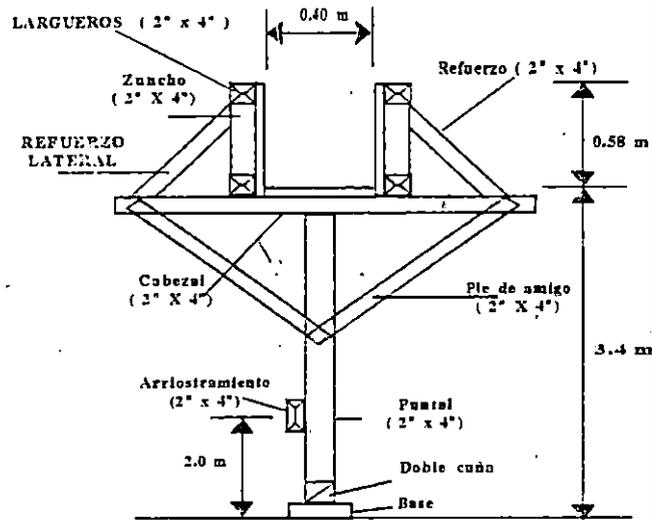
ELEVACION	MATERIAL A UTILIZAR	CANTIDAD
<p style="text-align: center;">VISTA SUPERIOR</p> <p style="text-align: center;">DETALLE DE UNION</p>	<p style="text-align: center;">PLYWOOD DE 1"</p> <p style="text-align: center;">REFUERZO (cuarton 2" x 4")</p> <p style="text-align: center;">SECCION</p> <p style="text-align: center;">PLACA DE ACERO</p> <p style="text-align: center;">PERNO DE ACERO</p> <p style="text-align: center;">PUNTEL LATERAL (2" x 4")</p> <p style="text-align: center;">CLAVO DE 2" Y 3"</p>	<ul style="list-style-type: none"> - PLYWOOD DE 1": 4 Unidades. - REFUERZO (2" x 4"): 84 Unidades. - PERNO DE ACERO: 84 Unidades. - PLACAS DE ACERO: 168 Unidades. - PUNTEL LATERAL (2" x 4"): 4 Unidades - CLAVOS DE 3": 1 Libra - CLAVOS DE 2": 2 Libras.

ENCOFRADO DE COLUMNA C-2

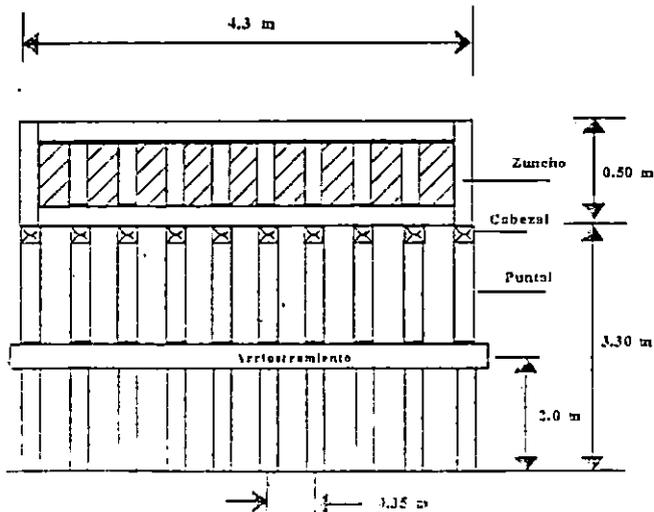
ELEVACION	MATERIAL A UTILIZAR	CANTIDAD
	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>PLYWOOD DE 1"</p> <p>SECCION</p> <p>1.5 cm</p> <p>60.0 cm</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>REFUERZO (cuarton 2" x 4")</p> <p>1.0 m</p> <p>10.0 cm</p> <p>5 cm</p> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 20px;"> <div style="text-align: center;"> <p>PLACA DE ACERO</p> <p>5.0 cm</p> <p>5.0 cm</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>PERNO DE ACERO</p> <p>1.5"</p> <p>5.0 cm</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>PUNTA LATERAL (2" x 4")</p> <p>3.50 m</p> <p>10.0 cm</p> </div> </div> <div style="text-align: center; margin-top: 20px;"> <p>CLAVO DE 2" Y 3"</p> </div>	<ul style="list-style-type: none"> - PLYWOOD DE 1": 4 Unidades. - REFUERZO (cuarton 2" x 4"): 80 Unidades. - PERNO DE ACERO: 80 Unidades. - PLACAS DE ACERO: 160 Unidades. - PUNTA LATERAL (2" x 4"): 4 Unidades - CLAVOS DE 3": 1 Libra - CLAVOS DE 2": 2 Libras.
<p style="text-align: center;">VISTA SUPERIOR</p>		

ENCOFRADO DE VIGA V-1

DETALLE DE FRENTE

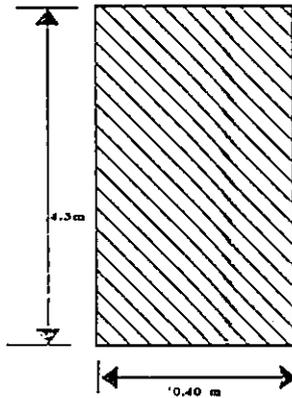


DETALLE DE PERFIL

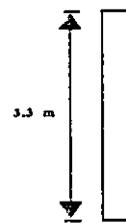


MATERIAL A UTILIZAR

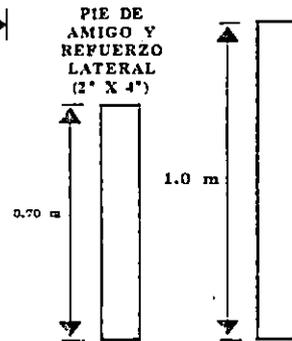
ASIENTO DE VIGA
(plywood de 1")



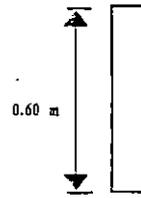
PUNTAL
(2" X 4")



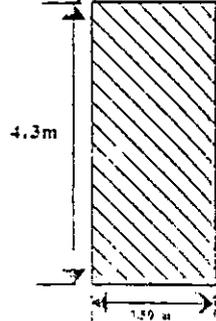
CABEZAL
(2" X 4")



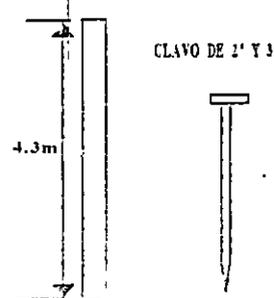
ZUNCHO
(2" X 4")



COSTILLA DE VIGA
(plywood de 1")



LARGUERO Y
ARRIOSTRAMIENTO
(2" X 4")



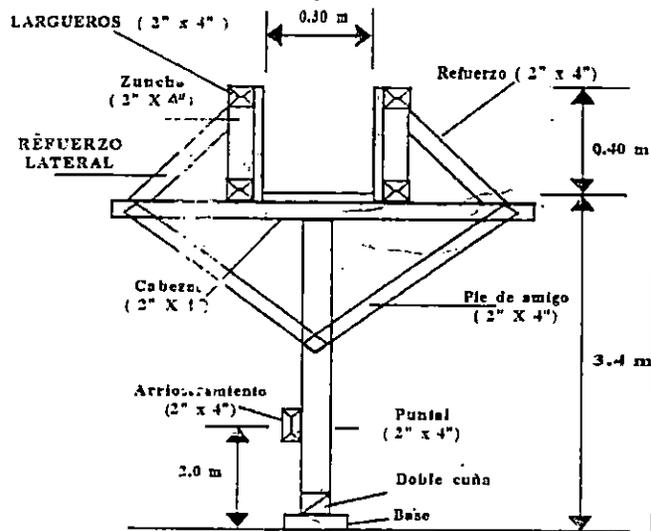
CLAVO DE 1" Y 3"



- ASIENTO DE VIGA : 1 Unidad
- COSTILLA DE VIGA: 2 Unidades
- PUNTALES: 14 Unidades
- PIE DE AMIGO: 28 Unidades
- REFUERZO LATERAL: 28 Unidades
- ZUNCHOS: 28 Unidades
- CABEZAL: 14 Unidades
- LARGUEROS: 4 Unidades
- ARRIOSTRAMIENTO: 1 Unidad
- CLAVOS DE 2": 3 Libras
- CLAVOS DE 3": 3 Libras

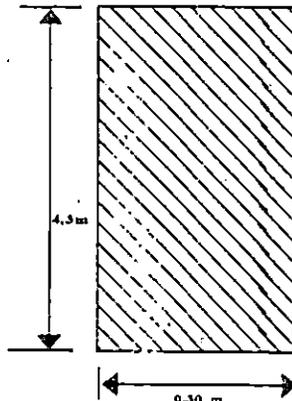
ENCOFRADO DE VIGA V-2

DETALLE DE FRENTE

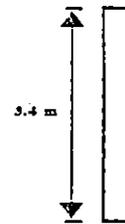


MATERIAL A UTILIZAR

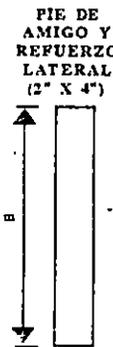
ASIENTO DE VIGA
(plywood de 1")



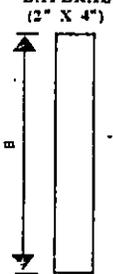
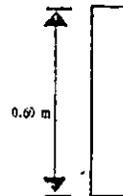
PUNTAL
(2" X 4")



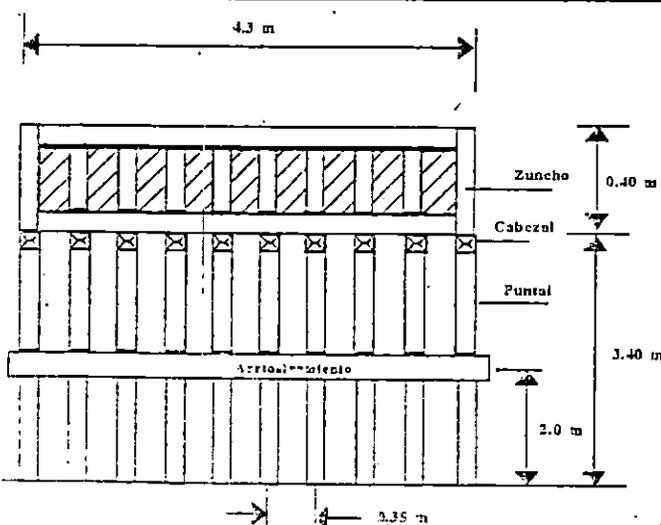
CABEZAL
(2" X 4")



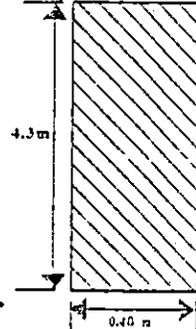
ZUNCHO
(2" X 4")



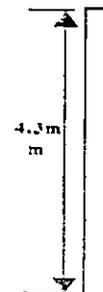
DETALLE DE PERFIL



COSTILLA DE VIGA
(plywood de 1")



LARGUERO Y
ARRIOSTRAMIENTO
(2" X 4")



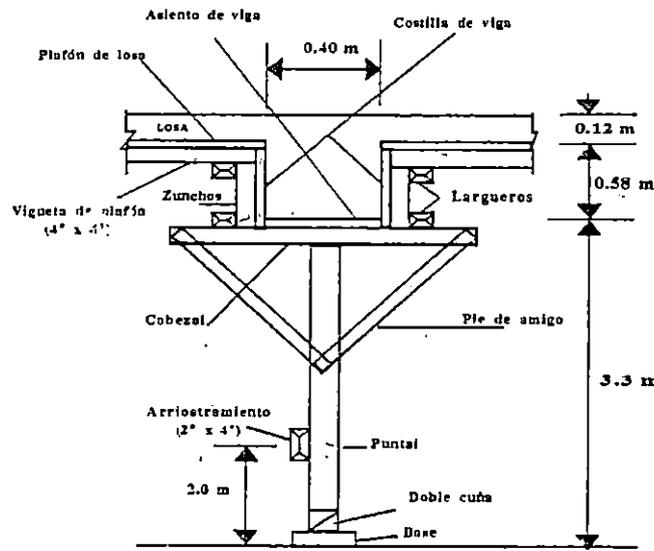
CLAVO DE 2" Y 3"



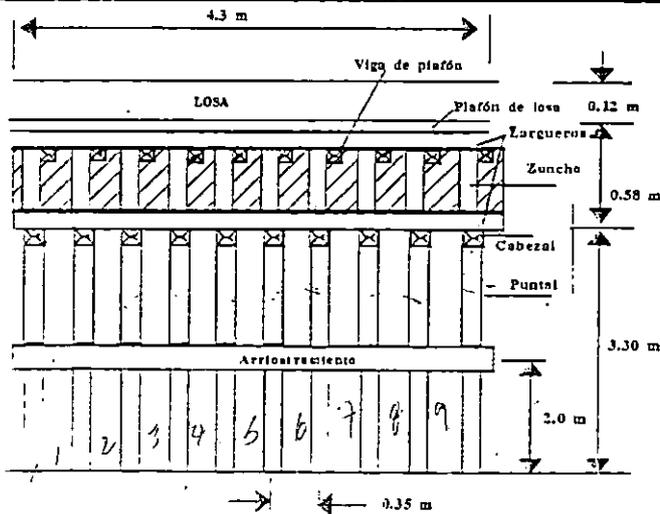
- ASIENTO DE VIGA : 1 Unidad
- COSTILLA DE VIGA: 2 Unidades
- PUNTALES: 14 Unidades
- PIE DE AMIGO: 28 Unidades
- REFUERZO LATERAL: 28 Unidades
- ZUNCHOS: 28 Unidades
- CABEZAL: 14 Unidades
- LARGUEROS: 4 Unidades
- ARRIOSTRAMIENTO: 1 Unidad
- CLAVOS DE 2": 3 Libras
- CLAVOS DE 3": 3 Libras

ENCOFRADO DE VIGA V-3

DETALLE DE FRENTE

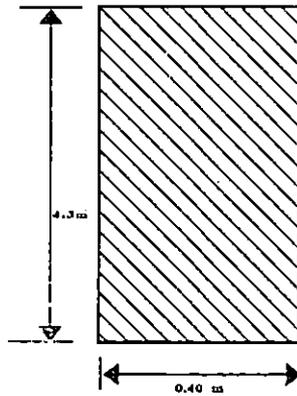


DETALLE DE PERFIL

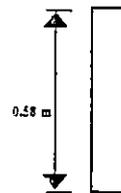


MATERIAL A UTILIZAR

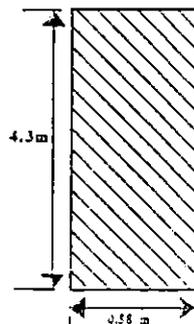
ASIENTO DE VIGA
(plywood de 1")



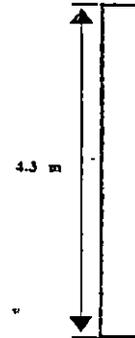
ZUNCHO
(2" X 4")



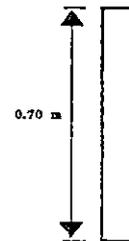
COSTILLA DE VIGA
(plywood de 1")



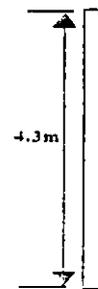
VIGA DE PLAFON
(2 de 2" x 4")



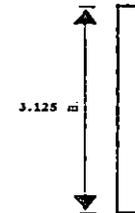
PIE DE AMIGO
(2" X 4")



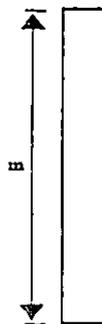
LARGUERO Y ARRIOSTRAMIENTO
(2" X 4")



PUNTAL
(2" X 4")



CABEZAL
(2" X 4")



CLAVO DE 2" Y 3"



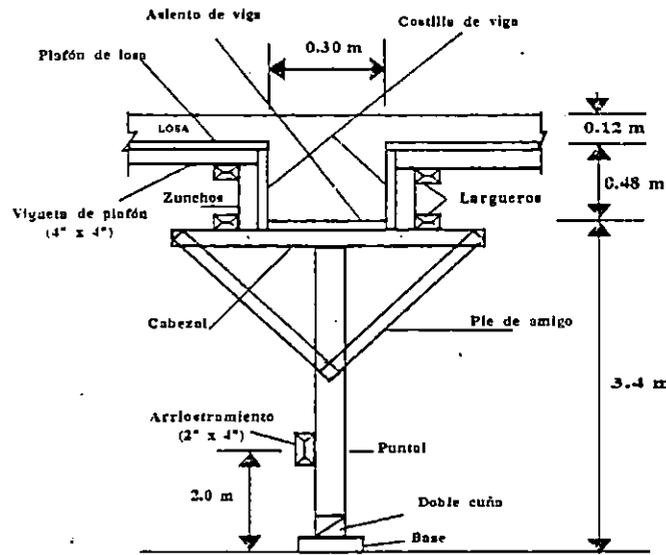
CANTIDAD

- ASIENTO DE VIGA : 1 Unidad
- COSTILLA DE VIGA: 2 Unidades
- PUNTALES: 14 Unidades
- PIE DE AMIGO: 28 Unidades
- VIGA DE PLAFON: 28 Unidades
- ZUNCHOS: 28 Unidades
- CABEZAL: 14 Unidades
- LARGUEROS: 4 Unidades
- ARRIOSTRAMIENTO: 1 Unidad
- CLAVOS DE 2": 1 Libras
- CLAVOS DE 3": 2 Libras

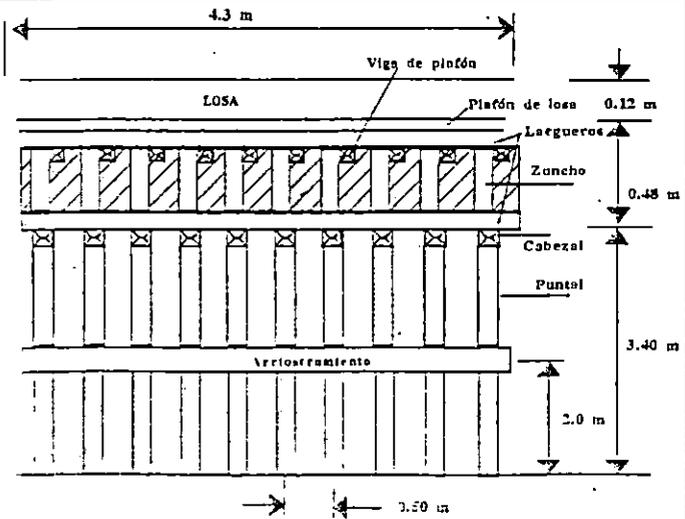
2/15

ENCOFRADO DE VIGA V-4

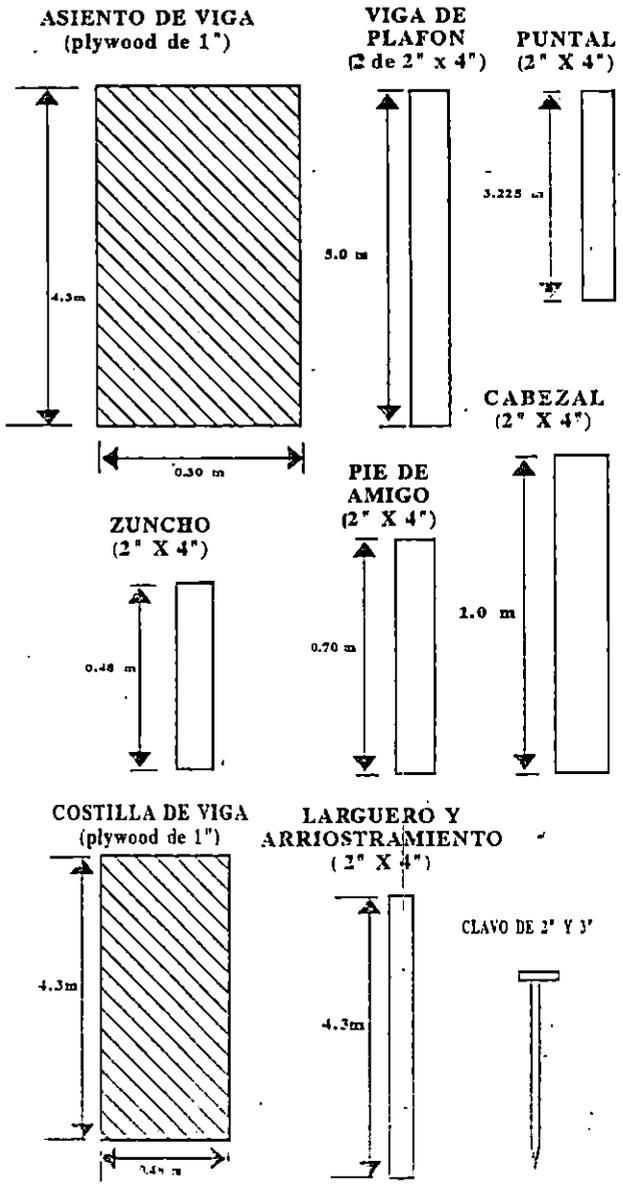
DETALLE DE FRENTE



DETALLE DE PERFIL



MATERIAL A UTILIZAR



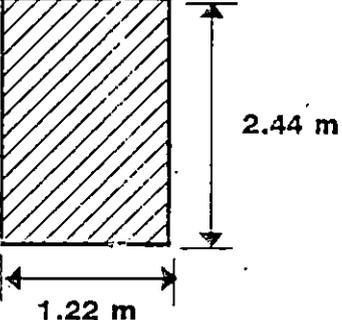
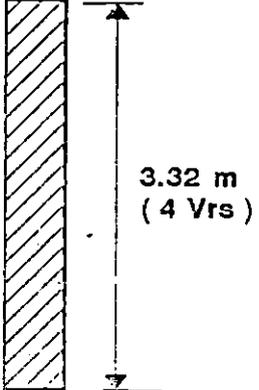
CANTIDAD

- ASIENTO DE VIGA : 1 Unidad
- COSTILLA DE VIGA: 2 Unidades
- PUNTALES: 10 Unidades
- PIE DE AMIGO: 20 Unidades
- VIGA DE PLAFON: 20 Unidades
- ZUNCHOS: 20 Unidades
- CABEZAL: 10 Unidades
- LARGUEROS: 4 Unidades
- ARRIOSTRAMIENTO: 1 Unidad
- CLAVOS DE 2": 5 Libras
- CLAVOS DE 3": 3 Libras

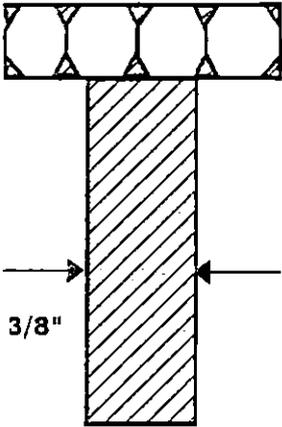
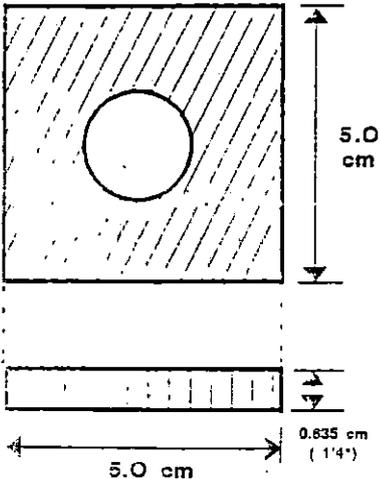
ENCOFRADO DE LOSA DENSA L-1

ELEVACION	MATERIAL A UTILIZAR	CANTIDAD
	<p style="text-align: center;">PLYWOOD DE 1"</p> <p style="text-align: center;">4.3 m</p> <p style="text-align: center;">2.1 m</p>	<ul style="list-style-type: none"> - PLYWOOD DE 1": 1 Unidad - VIGA DE PLAFON: 5 Unidades - VIGA LONGITUDINAL: 10 Unidades - ARRIOSTRAMIENTO: 10 Unidades - PIE DE AMIGO: 40 Unidades - PUNTAL: 32 Unidades - CLAVOS 2": 3 Libras - CLAVOS 3": 5 Libras
<p style="text-align: center;">VISTA SUPERIOR</p> <p style="text-align: center;">4.30 m</p> <p style="text-align: center;">2.10 m</p> <p style="text-align: center;">PLYWOOD DE 1"</p>	<p style="text-align: center;">VIGA DE PLAFON Y LONGITUDINAL. ARRIOSTRAMIENTO (2" X 4")</p> <p style="text-align: center;">4.30 m</p> <p style="text-align: center;">PUNTAL (2" X 4")</p> <p style="text-align: center;">3.70 m</p> <p style="text-align: center;">PIE DE AMIGO (2" X 4")</p> <p style="text-align: center;">0.70 m</p>	

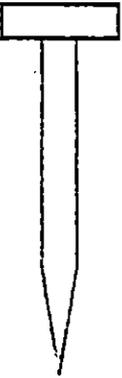
CUADRO DE CANTIDADES DE MATERIAL TOTAL

MATERIALES	ENCOFRADO	NUMERO	CANTIDADES	TOTALES
<p>PLYWOOD DE 1"</p> 	<p>Zapata Z-1 Pedestal P-1 Tensor T-1 Columna C-1 Columna C-2 Asiento deViga V-1=V-3 Costilla deViga V-2=V-4 Asiento deViga V-1=V-3 Costilla de Viga V-2=V-4 Losa L-1</p>	<p>8 Moldes 8 Moldes 24 Moldes 8 Moldes 8 Moldes 48 Moldes 18 Moldes 24 Moldes 9 Moldes 18 Moldes</p>	<p>20 Pliegos 11 Pliegos 80 Pliegos 32 Pliegos 24 Pliegos 32 Pliegos 9 Pliegos 43 Pliegos 12 Pliegos 72 Pliegos</p>	<p>337 Pliegos</p>
<p>CUARTON 2" X 4"</p> 	<p>Zapata Z-1 Pedestal P-1 Tensor T-1 Columna C-1 Columna C-2 Asiento deViga V-1=V-3 Costilla deViga V-2=V-4 Asiento deViga V-1=V-3 Costilla de Viga V-2=V-4 Losa L-1</p>	<p>8 Moldes 8 Moldes 24 Moldes 8 Moldes 8 Moldes 48 Moldes 18 Moldes 24 Moldes 9 Moldes 18 Moldes</p>	<p>144 Cuartones 58 Cuartones 720 Cuartones 208 Cuartones 200 Cuartones 1248 Cuartones 468 Cuartones 384 Cuartones 144 Cuartones 1350 Cuartones</p>	<p>4666 Cuartones</p>

CUADRO DE CANTIDADES DE MATERIAL TOTAL

MATERIALES	ENCOFRADO	NUMERO	CANTIDADES	TOTALES
PERNO DE ACERO 	PEDESTAL P-1	8 Moldes	192 Pernos	672 Pernos
	COLUMNA C-1	8 Moldes	672 Pernos	
	COLUMNA C-2	8 Moldes	640 Pernos	
PLACA DE ACERO 	PEDESTAL P-1	8 Moldes	384 Placas	1344 Placas
	COLUMNA C-1	8 Moldes	1344 Placas	
	COLUMNA C-2	8 Moldes	1280 Placas	

CUADRO DE CANTIDADES DE MATERIAL TOTAL

MATERIALES	ENCOFRADO	NUMERO	CANTIDADES	TOTALES
<p>CLAVOS DE 2"</p> 	<p>Zapata Z-1 Pedestal P-1 Tensor T-1 Columna C-1 Columna C-2 Viga V-1 Viga V-2 Viga V-3 Viga V-4 Losa L-1</p>	<p>8 Moldes 8 Moldes 24 Moldes 8 Moldes 8 Moldes 24 Moldes 24 Moldes 24 Moldes 24 Moldes 9 Moldes</p>	<p>8 Libras 8 Libras 24 Libras 8 Libras 8 Libras 24 Libras 24 Libras 24 Libras 24 Libras 45 Libras</p>	<p>197 Libras</p>
<p>CLAVOS DE 3"</p> 	<p>Zapata Z-1 Pedestal P-1 Tensor T-1 Columna C-1 Columna C-2 Viga V-1 Viga V-2 Viga V-3 Viga V-4 Losa L-1</p>	<p>8 Moldes 8 Moldes 24 Moldes 8 Moldes 8 Moldes 24 Moldes 24 Moldes 24 Moldes 24 Moldes 9 Moldes</p>	<p>8 Libras 8 Libras 48 Libras 16 Libras 16 Libras 36 Libras 36 Libras 36 Libras 36 Libras 72 Libras</p>	<p>315 Libras</p>

5.8 ENCOFRADOS USANDO FORMALETAS METALICAS

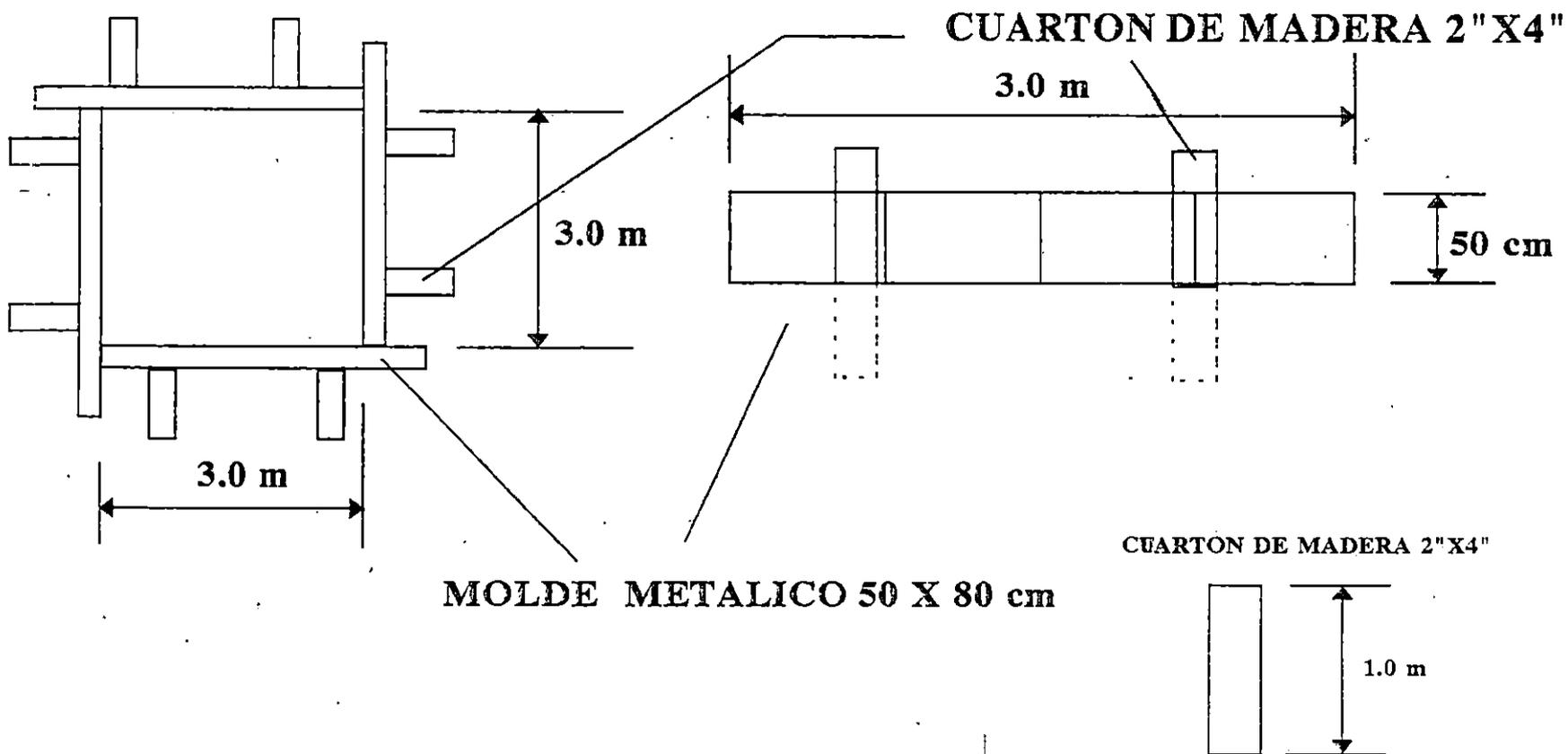
Para el encofrado de los elementos estructurales como zapatas, pedestales, columnas, vigas y losa densa, que son analizados en este trabajo, se consultó a las empresas decadas al alquiler de formaletas metálicas; obteniendo información de los rendimientos de mano de obra, así como costos del alquiler de las mismas por mes.

El objetivo principal es calcular un costo total empleando una combinación de formaletas metálicas con madera y luego compararlo con el costo total del método tradicional, el cual es con madera de pino.

Para realizarlo se empleará el estudio de tiempo y movimiento descrito en la sección 5.7 de este capítulo (cronogramas) el cual es independiente del tipo de material empleado para remover los encofrados empleados.

En las figuras siguientes se muestra los detalles de los encofrados metálicos que se emplearan.

ENCOFRADO METALICO DE ZAPETA Z-1

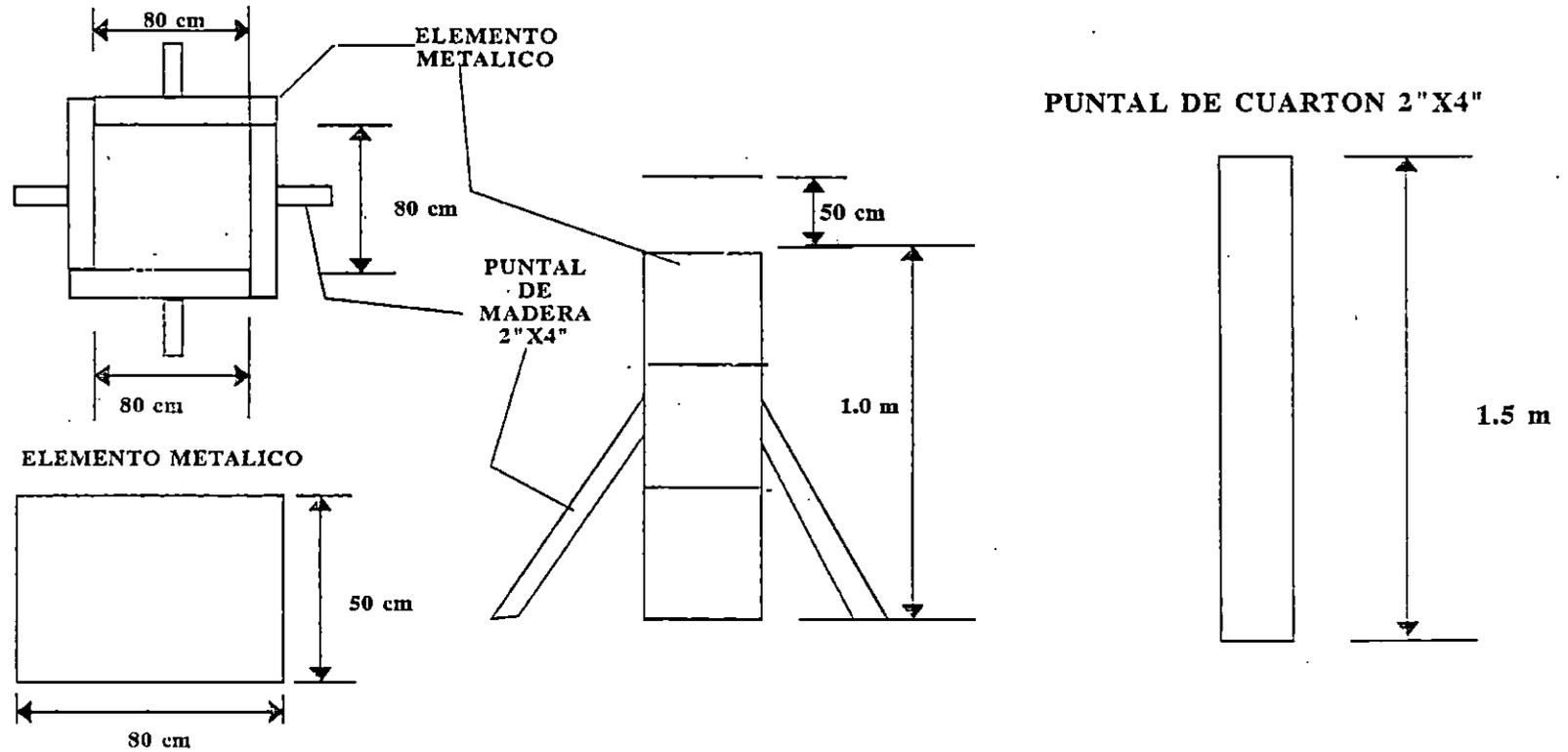


CANTIDAD DE MATERIAL

ELEMENTO METALICO 50 X 80 cm	12
CUARTON DE MADERA 2" X 4"	8

ENCOFRADO METALICO DE PEDESTALES

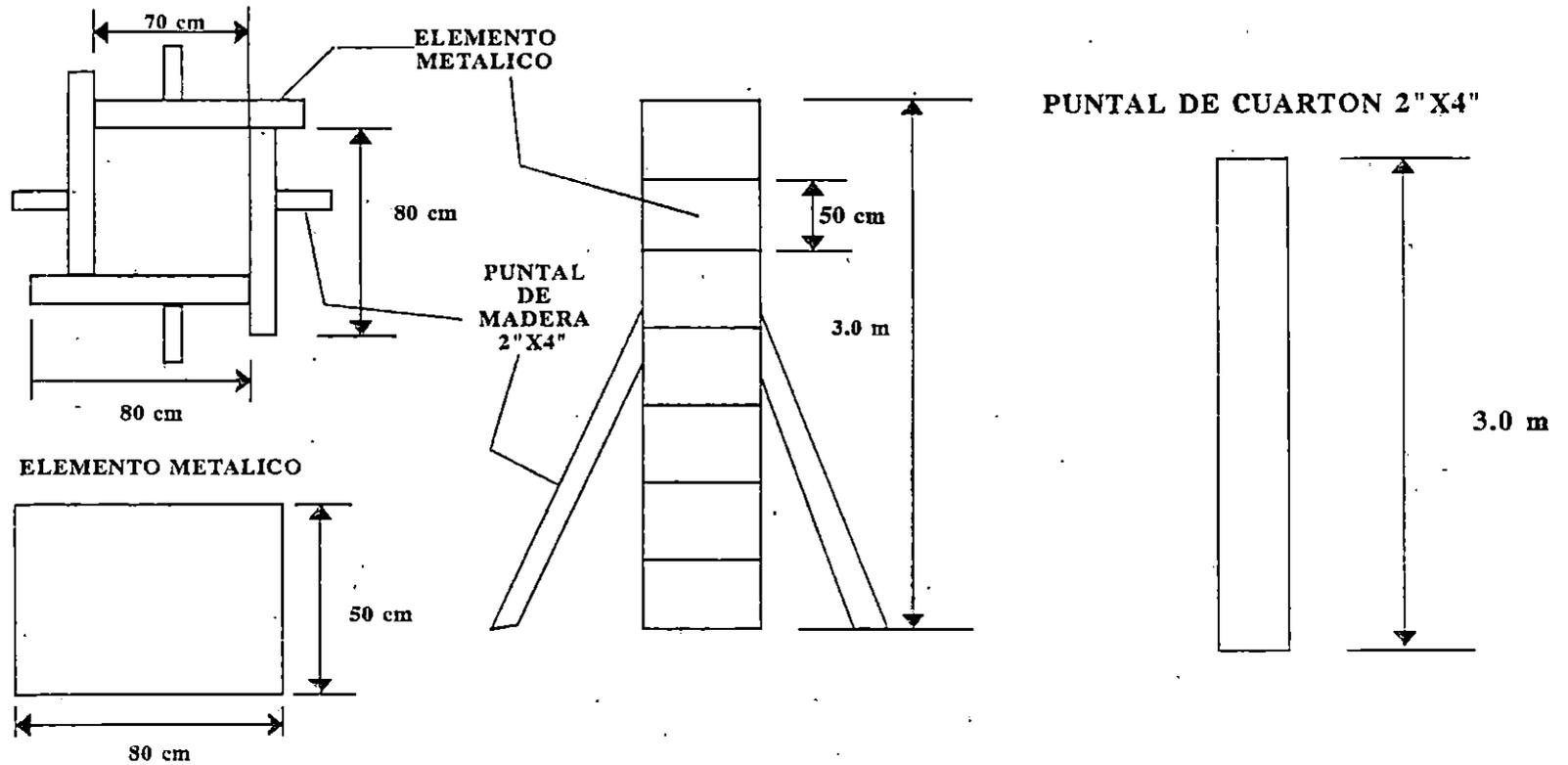
P-1



CANTIDAD DE MATERIALES

Elementos metalicos	12
Puntal de cuarton 2" X 4"	4

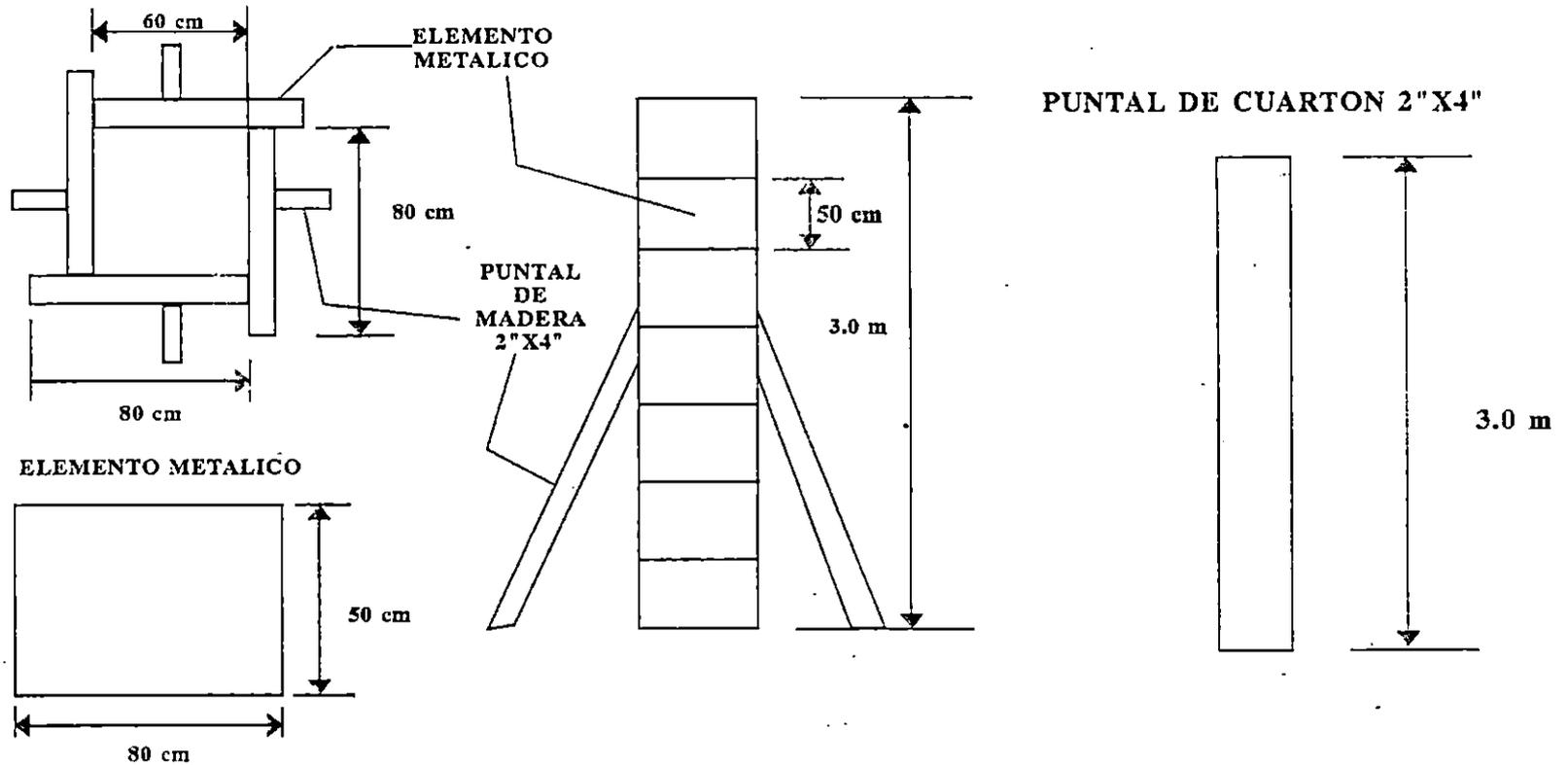
ENCOFRADO METALICO DE COLUMNA C-1



MATERIAL:

Elementos metalicos	28
Puntal de cuarton 2" X4"	4

ENCOFRADO METALICO DE COLUMNA C-2

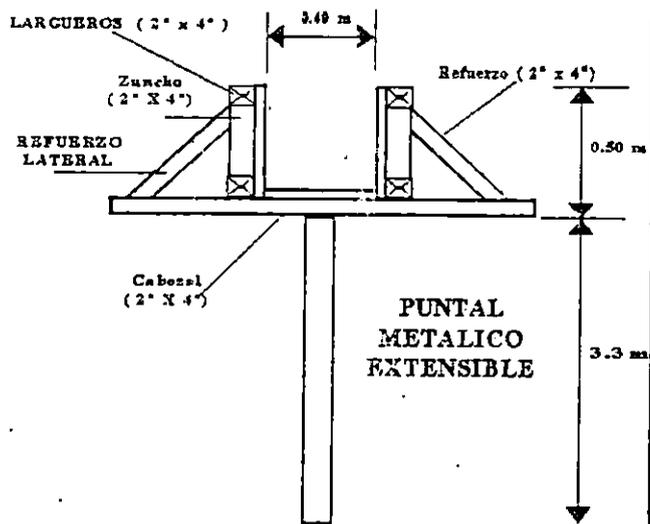


CANTIDAD DE MATERIALES

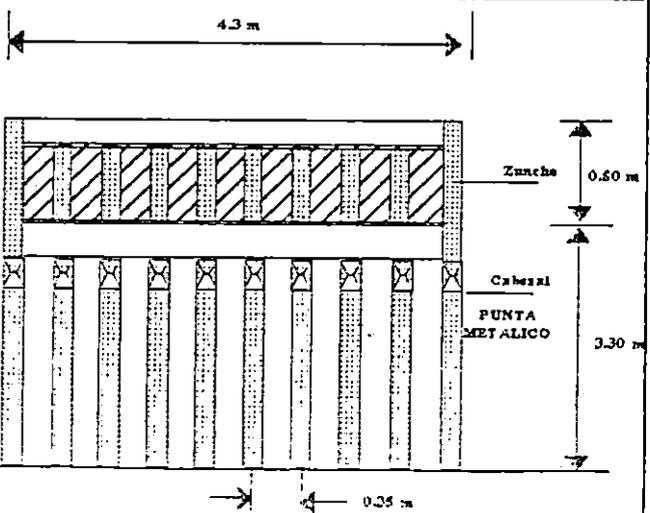
Elementos metalicos	28
Puntal de cuarton 2" X 4"	4

DETALLADO DE ENCOFRADO DE VIGAS CON PUNTALES METALICOS EXTENSIBLES

DETALLE DE FRENTE

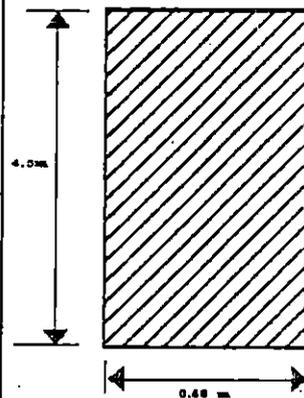


DETALLE DE PERFIL

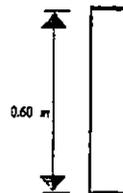


MATERIAL A UTILIZAR

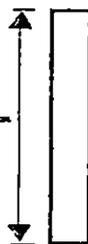
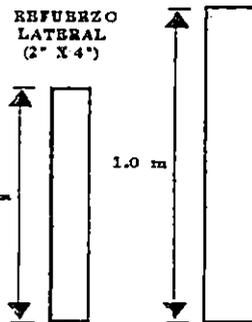
ASIENTO DE VIGA
(plywood de 1")



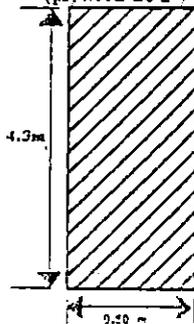
ZUNCHO
(2" X 4")



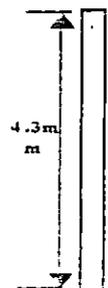
CABEZAL
(2" X 4")



COSTILLA DE VIGA
(plywood de 1")



LARGUERO (2" X 4")



CLAVO DE 2" X 3"

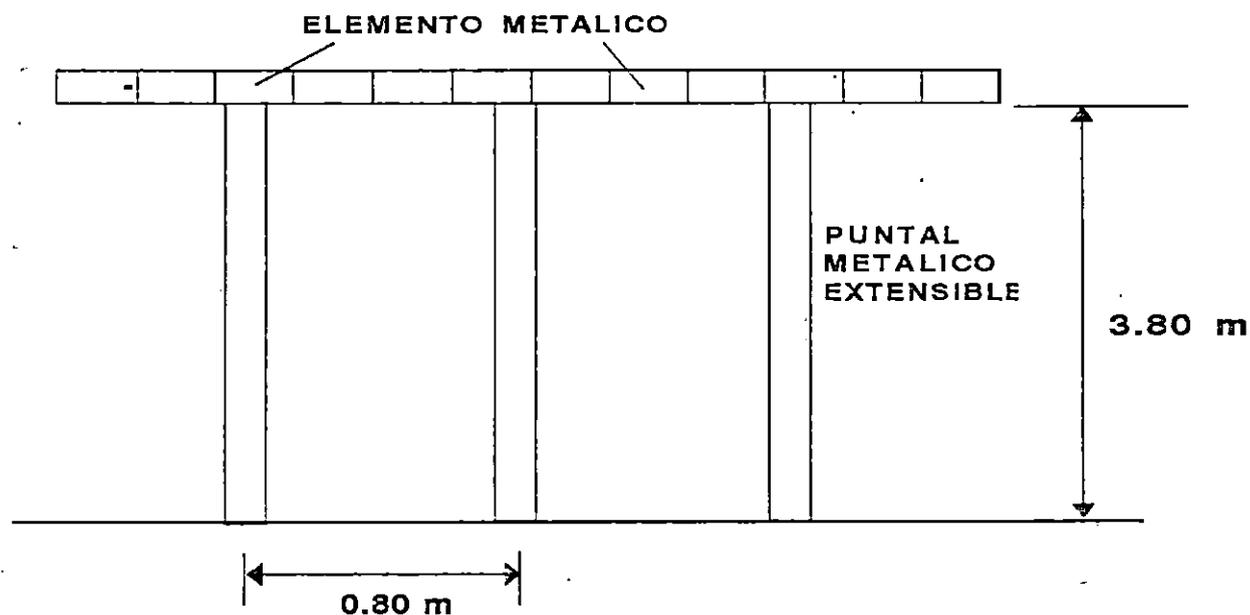


CANTIDAD

- ASIENTO DE VIGA : 1 Unidad
- COSTILLA DE VIGA: 2 Unidades
- REFUERZO LATERAL: 28 Unidades
- ZUNCHOS: 28 Unidades
- CABEZAL: 14 Unidades
- LARGUEROS: 4 Unidades
- CLAVOS DE 2": 2 Libras
- CLAVOS DE 3": 2 Libras
- PUNTALE METALICO EXTENSIBLE : 12

ENCOFRADO METALICO DE LOSA DENSA L-1

ELEVACION



MATERIAL A UTILIZAR

- ELEMENTOS METALICOS: 8.5 m²
- PILOTES METALICOS: 8

5.9 PRESUPUESTOS DE LOS ENCOFRADOS

En esta sección se elaboran los presupuestos para cada uno de los sistemas de encofrados a los que se les hizo el estudio de tiempo y movimiento, para obtener en base a los resultados económicos, la mejor opción del sistema a utilizar.

5.9.1 PRESUPUESTO DE ENCOFRADOS DE MADERA

Para la elaboración de este presupuesto, se considera que todos los elementos a encofrarse (zapatas, pedestales, tensores, columnas, vigas y losas), serán construidos de madera de pino y fabricados en la obra.

5.9.2 PRESUPUESTO DE ENCOFRADOS MIXTOS

Se considera que para este sistema de encofrado, los elementos metálicos serán utilizados para encofrar las zapatas, pedestales, columnas y la losa densa del sexto piso, además se usaran pilotes metálicos extensibles para los puntales de las vigas y losa densa. Los encofrados de asiento y costilla de viga y tensores serán elaborados de madera de pino local.

Para la elaboración del presupuesto se considerará que los encofrados hechos de madera, serán construidos en la obra y los encofrados metálicos serán alquilados.

A continuación se muestra el cálculo del presupuesto para los sistemas de encofrados descritos anteriormente.

5.9.3 FACTOR DE PRESTACIONES

El factor de prestaciones para obreros y auxiliares, esta determinado por el período mediante el cual se llevará a cabo la obra.

Según investigaciones de campo, este factor oscila entre 1.60 y 1.75; para fines de cálculos presupuestarios, se ha tomado el factor de prestación para obreros de 1.65 y para auxiliares de 1.62.

5.9.4 COSTOS POR HORA DE MATERIALES Y EQUIPO UTILIZADO EN ENCOFRADOS DE MADERA

I. Sierra de Motor, costo ₡ 4,200.00

A. Duración o vida útil del equipo 2 Años, equivalente a 17,280 horas. ⁵²⁰

B. Costo por Hora ₡ 4,200/17280 = ₡ 0.24 c/hora

II. Disco de Sierra, costo ₡ 180.00

A. Duración o vida útil 6 meses, equivalente a 4320 horas.

B. Costo por Hora ₡ 180.00 / 4320 = ₡ 0.042 c/hora

III. Nivel de Caja de 24", costo ₡ 160.00

A. Duración o vida útil 750 horas.

B. Costo por Hora ₡ 160.00 / 750 horas = ₡ 0.21 c/hora

IV. Escuadra metálica de 24", costo ₡ 125.00

A. Duración 800 horas.

B. Costo por Hora ₡ 125.00 / 800 = ₡ 0.15 c/hora

V. Cortadora Black & Decker, costo ₡1,600.00

A. Duración 8640 horas.

B. Costo por hora ₡ 1600/8640 = ₡ 0.19 c/hora.



*Castillo
Liz*

*Castillo
C. M. Te. M. L. M. C.*

COSTO UNITARIO DE MANO DE OBRA

ENCOFRADO DE ZAPATA Z-1

El costo por zapata se hará por unidad, cada zapata tiene una sección de 3 mts. x 3 mts. con una altura de 0.50 mts.

- El pago de cada costilla, se pagara como pared recta hasta una altura de 0.50 mts.

Costo por m^2 = ₡ 12.73

Area total = (3.00 x .50) x 4 costillas = 6 m^2

Costo por zapata = ₡ 12.73 m^2 x 6 = ₡ 76.38

- 12 estacas de 0.50 m c/u por un costo de mano de obra de ₡ 2.00.

Costo = 12 x ₡ 2.00 = ₡ 24.00

Sub-total ₡ 100.38

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE ZAPATA Z-1 REVISO : _____

MATERIALES 1							SUB-	TOTAL	
UNIDAD	CANTIDA	DESP.%	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO					
1- PLYWOOD DE 1" (EN PER. ZAPATA)	PLIEGO	2.5/3	1.2	1.0	350			350	
2- CUARTON (2"X2")	VRS	18/6	1.2	3.6	7.5			27	
3- CLAVO 2"	LBS	1	1.2	1.2	3.5			4.2	
4- CLAVO 4"	LBS	1	1.2	1.2	3.5			4.2	
								385.4	
MANO DE OBRA 2							SUB-	TOTAL	
UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTOR					
1- CAPINTERO	UNIDAD	1	1.65	100.48	165.792			165.792	
2- AUXILIAR	HR	3.5	1.62	5.27	8.5974			29.8809	
3- DESENCOFRADO	SG	1	1.65	35	57.75			57.75	
								253.423	
EQUIPO 3							SUB-	TOTAL	
UNIDAD	CANTIDAD			COSTO UNITARIO					
1- SIERRA DE MOTOR ELECTRICO	HR	4		0.24				0.96	
2- DISCO DE SIERRA	HR	4		0.042				0.168	
3- ESCUADRA METALICA DE 12"	HR	2		0.15				0.3	
								1.428	
COSTO TOTAL							1 + 2 + 3		640.25

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE T-1 _____ REVISO : _____

MATERIALES 1							UNIDAD	CANTIDA	DESP.%	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO	SUB- TOTAL
1- PLYWOOD DE 1" (EN ABIENTOS)							PLIEGO	1/2	1.2	0.6	660	810
2- CUARTON (2"X4")							VRS	143/2	1.2	85.8	7.5	643.5
3- CLAVO 2"							LBS	3	1.2	3.6	3.5	12.6
4- CLAVO 3"							LBS	2	1.2	2.4	3.5	8.4
5- PLYWOOD DE 1" (EN COSTILLAS)							PLIEGO	2/2	1.2	1.2	350	420
												1294.5
MANO DE OBRA 2							UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTOR	SUB- TOTAL
1- CAPINTERO							UNIDAD	4.3	1.65	56.56	93.324	401.290
2- AUXILIAR							HR	35	1.65	5.27	8.6955	304.343
3- CU#AS							UNIDAD	14	1.65	1	1.65	23.1
4- DEENCOFRADO							HR	1	1.65	6.32	10.428	10.428
												739.161
EQUIPO 3							UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO		SUB- TOTAL	
1- SIERRA DE MOTOR ELECTRICO							HR	5	0.24		1.2	
2- DISCO DE SIERRA							HR	5	0.42		2.1	
3- ESCUADRA METALICA DE 12"							HR	5	0.15		0.75	
4- NIVEL DE CAJA DE 24"							HR	5	0.21		1.05	
											5.1	
COSTO TOTAL							1 + 2 + 3				2038.76	

OBSERVACIONES

SE CONSIDERA 1/2 COMO FACTOR DE USO
DEBIDO QUE SE USAN EN LOSA DENSA

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE PEDESTAL P-1 REVISO : _____

MATERIALES 1							UNIDAD	CANTIDA	DESP.%	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO	SUB- TOTAL
1- PLYWOOD DE 1*(FORRO DE PEDEST							PLIEGO	1.75/6	1.2	0.29	350	101.5
2- QUARTON (2"x4")							VRS	7.25/6	1.2	1.44	17.5	25.2
3- CLAVO 2"							LBS	1	1.2	1.2	8.8	4.2
4- CLAVO 3"							LBS	1	1.2	1.2	3.5	4.2
												135.1
MANO DE OBRA 2							UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTOR	SUB- TOTAL
1- CAPINTERO							UNIDAD.	1.8	1.65	160.48	264.792	476.626
2- AUXILIAR							HR	5	1.62	5.27	8.5374	42.687
3- DEENCOFRADO							HR	0.3	1.62	5.27	8.5374	2.56122
												521.874
EQUIPO 3							UNIDAD	CANTIDAD			COSTO UNITARIO	SUB- TOTAL
1- EQUIPO UTILIZADO, SIERRA, ESCUADRA							S.G.	1			3	3
												3
COSTO TOTAL							1 + 2 + 3					659.974

OBSERVACIONES

EL METRO LINEAL DE PEDESTAL SE PAGARA COM COLUMNA C-1, CON UN COSTO DE MANO DE OBR DE ? 160.48 EL METRO LINEAL

COSTO UNITARIO MANO DE OBRA

COLUMNA C-1 Y C - 2

El costo se calculara por metro lineal (ml)

1 - Refuerzo Horizontal

a) Altura de columna 3.30 mt -> lleva 20 arriostramientos horizontales.

Total por ML = 20 piezas / h = 3.5 mt = 3.14 piezas

b) Costo por corte de c/arriostramiento : ₡ 2.00 c/corte

Costo por c/carguero ₡ 1.00 c/u

- costo por pieza - 2 cortes x 2 = ₡ 4.00

- 8 agujeros x 2 = ₡ 8.00

Sub- total = ₡ 12.00

c) Armado de pieza ₡ 10.00 = ₡ 10.00

Sub - total = ₡ 22.00

Como tenemos 6.0 piezas por ml. y costo de ₡ 32.00

6.0 piezas x ₡ 22.00 = ₡ 100.00

Sub - total = ₡ 132.0

2- Costo de Plywood (Incluye corte y instalación.

- El carpintero cobra por corte y instalación de forro de columna de plywood ₡ 15.00 ml, como tenemos 4 costados dará un total : At= ₡ 15.00 x 4 costados = ₡ 60.00

COSTO TOTAL POR ML = ₡ 192.00

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE C-1 REVISO : _____

MATERIALES 1						UNIDAD	CANTIDA	DESP.%	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL
1- FORRO DE COLUMNA (PLYWOOD 1"0)						PLIEGO	4/8	1.2	0.8	350		280
2- CUARTON DE 2" X 4"						VRS	104/12	1.2	10.4	7.5		78
3- PERNOS DE 3/8" CON TUERCA						UNIDAD	80/6	1.2	16	3.25		52
4- PLATINA DE 2" X 1/4" (5CMX5CM)						ML	8.4/6	1.2	1.68	6		10.08
5- CLAVO DE 2"						LBS	1	1.2	1.2	3.5		4.2
6- CLAVO DE 3"						LBS	2	1.2	2.4	3.5		8.4
											432.68	
MANO DE OBRA 2						UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTOR	SUB-	TOTAL
1- CAPINTERO						UNIDAD	3.3	1.65	192.20	316.80		1045.44
2- AYUDANTE						HR	8	1.62	5.27	8.54		68.32
3- MECANICO OBRA DE BANCO						UNIDAD	168	1.65	2	3.3		554.4
4- DESENCOFRADO						SG	1	1.82	6.32	10.2364		10.2364
											1678.39	
EQUIPO 3						UNIDAD	CANTIDAD			COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL
1- SIERRA DE MOTOR ELECTRICO						HR	5			0.24		1.2
2- DISCO DE SIERRA						HR	5			0.042		0.21
3- ESCUADRA METALICA DE 12"						HR	1			0.15		0.15
											1.56	
COSTO TOTAL						1 + 2 + 3						2112.63

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE C-2 REVISO : _____

MATERIALES 1		UNIDAD	CANTIDA	DESP.%	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL	
1- FORRO DE COLUMNA (PLYWOOD 1")		PLIEGO	3/6	1.2	0.6	350		210	
2- CUARTON DE 2" X 4"		VRS	100/12	1.2	10	7.5		75	
3- PERNOS DE 3/8" CON TUERCA		UNIDAD	80/6	1.2	16	3.25		52	
4- PLATINA DE 2" X 1/4" (5CMX5CM)		ML	8.4/6	1.2	1.68	6		10.08	
5- CLAVO DE 2"		LBS	1	1.2	1.2	3.5		4.2	
6- CLAVO DE 3"		LBS	2	1.2	2.4	3.5		8.4	
								359.68	
MANO DE OBRA 2		UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTOR	SUB-	TOTAL	
1- CAPINTERO		UNIDAD	3.3	1.65	192.00	316.80		1045.44	
2- AYUDANTE		HR	7	1.62	5.27	8.54		59.78	
3- MECANICO OBRA DE BANCO		UNIDAD	160	1.65	2	3.3		528	
4- DESENCOFRADO		SG	1	1.62	6.32	10.2384		10.2384	
								1643.45	
EQUIPO 3		UNIDAD	CANTIDAD			COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL	
1- SIERRA DE MOTOR ELECTRICO		HR	5			0.24		1.2	
2- DISCO DE SIERRA		HR	5			0.042		0.21	
3- ESCUADRA METALICA DE 12"		HR	1			0.15		0.15	
								1.56	
COSTO TOTAL		1 + 2 + 3							2004.69

OBSERVACIONES

FACTOR DE USO PLYWOOD 1/6

FACTOR DE CUARTON 1/12

COSTO UNITARIO DE MANO DE OBRA
ENCOFRADO DE VIGA V-1, V-2, V-3 Y V-4

- 1- Hechura y Colocación de pilotes de cuarton (2"x4"), reforzado con escuadra de cuarton y crucero de cuarton.
Costo unitario ₡ 3.52 c/u x 3 pilotes x ml.

Sub-total ₡ 10.56

- 2- Asientos de Viga y Costillas

a) Corte en plywood para asientos de viga

1 ml de corte x ₡ 2.00 costo = ₡ 2.00

b) Corte en plywood para castillos de viga

2 ml de corte x ₡ 2.00 costo = ₡ 4.00

Sub-total ₡ 6.00

- 3- Armado y colocación de asientos y costillas ₡ 40.00 ml

Sub-total ₡ 40.00 ml

- 4- Hechura de cuñas 3 cuñas x ₡ 1.50 c/u

Sub-total ₡ 4.50

SUB-TOTAL ₡ 61.06 C/ML

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE VIGA V-1 Y V-2 REVISO : _____

				OBSERVACIONES			
209							
MATERIALES 1	UNIDAD	CANTIDA	DESP. %	CANTID. / DESP. /	COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL
1- PLYWOOD DE 1" (ASIENTOS)	PLIEGO	1/3	1.2	0.4	350		140
2- PLYWOOD DE 1" (COSTILLAS)	PLIEGO	2/6	1.2	0.4	350		140
3- PUNTALES DE CUARTON 2" X 4"	VRS	56/3	1.2	22.4	7.5		169
4- CABEZAL Y PIÉ DE AMIGO 2" X 4"	VRS	40.19/3	1.2	48.23	7.5		361.725
5- REFUERZO LATERAL 2" X 4"	VRS	23.44/6	1.2	4.69	7.5		35.175
6- ZUCHOS 2" X 4"	VRS	21.10/2	1.2	4.02	7.5		30.15
7- LARGUERO 2" X 4"	VRS	19.13/6	1.2	22.95	7.5		172.125
8- ARRIOSTRAMIENTO 2" X 4"	VRS	4.78/3	1.2	1.91	7.5		14.325
9- CLAVO DE 2"	LBS	3	1.2	4.2	3.5		14.7
10- CLAVO DE 3"	LBS	2	1.2	2.4	3.5		8.4
							1084.6
MANO DE OBRA 2	UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO/ UNITAR.	COSTO FACTOR	SUB-	TOTAL
1- CAPINTERO	ML	4.3	1.65	61.06	100.749		433.221
2- AUXILIAR	HR	1.45	1.62	5.27	8.5374		12.3792
3- DEENCOFRADO	SG	1	1.65	45	74.25		74.25
4- CU#AS PARA PILOTE	UNIDAD	4.68	1.65	1	1.65		7.689
							527.539
EQUIPO 3	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	UNITARIO	SUB-	TOTAL	
1- SIERRA DE MOTOR ELECTRICO	HR	5		0.24		1.2	
2- DISCO DE SIERRA	HR	5		0.042		0.21	
3- ESCUADRA METALICA DE 12"	HR	5		0.15		0.75	
4- NIVEL DE CAJA DE 24"	HR	5		0.21		1.05	
						3.21	
COSTO TOTAL				1 + 2 + 3			1615.35

COSTO UNITARIO DE MANO DE OBRA
DE LOSA DENSA L-1

El costo se calcula tomando como base 1 mt² de losa

- 1- Hechura y colocación de pilotes de 3.88, con un total de 6 pilotes por M².

Costo unitario $\$ 3.52 \times 6 \text{ pilotes} = \$ 21.12$ _____

- 2- Colocación de armado con vigas longitudinales, vigas de plafón de plywood 1 " costo $\$ 35.00 \text{ mt}^2$

- 3- Hechura de cuñas para pilotes, para un total de 6 pilotes se usan 6 cuñas.

Costo = $6 \text{ cuñas} \times \$ 1.5 \text{ c/u} = \$ 9.00 \text{ c/u}$

Sub- total = $\$ 65.12 \text{ por mt}^2$

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE LOSA DENSA L-1 REVISO : _____

MATERIALES 1							UNIDAD	CANTIDA	DESP.%	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL
1- PLYWOOD DE 1" (ENTARIMADO)							PLIEGO	8.8	1.2	10.2	350		3570
2- VIGAS LONGITUDINALES 2" X 4"							VRS	40	1.2	48	7.5		360
3- ARRIOTRAMIENTOS 2" X 4"							VRS	80	1.2	96	7.5		720
4- PIE DE AMIGO (2" X 4")							VRS	33.5	1.2	40.2	7.5		301.5
5- PUNTALES DE CUARTON 2" X 4"							VRS	80	1.2	96	7.5		720
													5671.5
MANO DE OBRA 2							UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTÒR	SUB-	TOTAL
1- CAPINTERO							UNIDAD	21.18	1.65	65.12	107.448		2273.6
2- AUXILIAR							HR	7.87	1.65	5.27	8.6955		68.4336
3- DEENCOFRADO							SG	1	1.62	2000	3240		3240
													5582.09
EQUIPO 3							UNIDAD	CANTIDAD		COSTO UNITARIO		SUB-	TOTAL
1- SIERRA DE MOTOR ELECTRICO							HR	28		0.24			6.72
2- DISCO DE SIERRA							HR	28		0.042			1.176
3- ESCUADRA METALICA DE 12"							HR	21		0.15			3.15
4- NIVEL DE CAJA DE 24"							HR	21		0.21			4.41
													15.456
COSTO TOTAL								1 + 2 + 3					11269

✓

COSTO DE EQUIPO UTILIZADO EN ENCOFRADOS COMBINANDO MADERA DE
PINO Y METALICOS

<u>DESCRIPCION DE EQUIPO</u>	<u>MEDIDA</u>	<u>PRECIO</u>
- Formaleta Metalica de losa sin Accesorios		ϕ 30.25/ml
- Pilote Metalico Ext.	pp 3.5 mts	ϕ 10.75 C/U
- Pilote Metalico Ext.	pp 4.0 mts	ϕ 15.40 C/U
- Formaleta Metalica de Columna	0.80 x 0.50	ϕ 15.40
- Vigas Metalica Ext.	3.2 a 5.0 mts	ϕ 24.20 C/U
- Bases Metalica de Columna Adicionales		ϕ 4.40 C/U
- Ancias Metalica de Columnas Adicionales		ϕ 2.20 C/U

✓

COSTO POR HORA DE EQUIPO UTILIZADO PARA ENCOFRADO
CON FORMAleta METALICA

- 1- Martillo de Oreja, Costo ₡ 45.00,
Duración : 75 hora
Costo por hora ₡ 45.00 / 750 hora = ₡ 0.06 c/hr
- 2- Almadana de 2 Lbs. costo ₡ 62.50
Duración : 575 hr
Costo por hora = ₡ 62.20 / 575 hora = ₡ 0.11/hr
- 3- Tenasa de Armadura, costo ₡ 25.00
Duración : 750 horas
Costo por hora = ₡ 25.00 / 750 hora = ₡ 0.03/hr

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE ZAPATA Z-1 (METALICO) REVISO : _____

				OBSERVACIONES			
MATERIALES 1	UNIDAD	CANTIDA	DESP.%	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL
1- FORMALETA METALICA DE COLUMN	UNIDAD	16			15.4		246.4
2- ANCLAS METALICAS PARA COLUMN	UNIDAD	32			2.2		70.4
3- CUARTON 2" X 4"	VRS	5.85	1.2	7.02	7.5		52.65
4 ALAMBRE DE AMARRE	LIBRAS	10	1.2	12	2.25		27
							396.45
MANO DE OBRA 2	UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTOR	SUB-	TOTAL
1- AUXILIARES	HR	3	1.62	5.27	8.5374		25.6122
2- DESENCOFRADO	HR	1.5	1.62	5.27	8.5374		12.8061
							38.4183
EQUIPO 3	UNIDAD	CANTIDAD		COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL	
1- TENASA DE ARMADURIA	HR	3		0.03		0.09	
2- ALMADANA DE 2"	HR	3		0.11		0.33	
3- MARTILLO DE OREJA	HR	3		0.06		0.18	
							0.0
COSTO TOTAL		1 + 2 + 3					495.468

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE PEDESTAL P-I (METALICO) REVISO : _____

OBSERVACIONES								
SE USARAN FORMALETAS METALICAS								
DE COLUMNA DE 0.80 X 0.5 C/U CON UN								
TOTAL DE 7 FORMALETAS POR COSTADO.								
MATERIALES 1	UNIDAD	CANTIDA	DESP.%	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL	
1- FORMALETA METALICA DE COLUMN	UNIDAD	12			15.4		184.80	
2- ANCLAS METALICAS PARA COLUMN	UNIDAD	12			2.2		26.40	
3- CUARTON 2" X 4" 4 DE 4" C/U	VRS	16/3	1.2	6.39	7.5		47.93	
4- BASE METALICA DE COLUMNA	UNIDAD	4			4.5		18.00	
								277.13
MANO DE OBRA 2	UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTOR	SUB-	TOTAL	
1- AUXILIARES	HR	1.5	1.62	5.27	8.5374		12.81	
2- DESENCOFRADO	HR	1	1.62	5.27	8.5374		8.54	
NOTA : EL ARMADO DE FORMALETAS METALICAS AHORRA 2 AUXILIARES, CON UN TIEMPO DE 45 MIN. POR LA INCOMODIDAD QUE PUEDA PRESENTAR								
								21.34
EQUIPO 3	UNIDAD	CANTIDAD			COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL	
1- MARTILLO DE OREJA	HR	1.5			0.6		0.90	
2- ALMADANA DE 2"	HR	1.5			0.11		0.17	
								1.07
COSTO TOTAL		1 + 2 + 3						299.53

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No. _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE TENSOR T-1 REVISO : _____

MATERIALES 1							UNIDAD	CANTIDA	DESP.%	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL
1- PLYWOOD DE 1" (ASIENTOS Y CASTI							PLIEGO	3/6	1.2	0.6	350		.210
2- CUARTON DE 2" X 4"							VRS	68.67/6	1.2	13.74	7.5		103.05
3- CLAVO DE 2"							LBS	2	1.2	2.4	3.5		8.4
4- CLAVO DE 3"							LBS	2	1.2	2.4	3.5		8.4
													329.85
MANO DE OBRA 2							UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTOR	SUB-	TOTAL
1- CAPINTERO							ML	5	1.65	46.46	76.659		383.295
2- AUXILIAR							HR	7	1.62	5.27	8.5374		59.7618
3- DEENCOFRADO							HR	2	1.65	6.32	10.428		20.856
													463.913
EQUIPO 3							UNIDAD	CANTIDAD			COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL
1- SIERRA DE MOTOR ELECTRICO							HR	3			0.24		0.72
2- DISCO DE SIERRA							HR	3			0.042		0.126
3- ESCUADRA METALICA DE 12"							HR	5			0.15		0.75
4- NIVEL DE CAJA DE 24"							HR	5			0.21		1.05
5- PILOTES EXTENSIBLES							UNIDAD	16			7.7		123.2
													125.846
COSTO TOTAL									1 + 2 + 3				919.609

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE VIGA V-1 REVISO : _____

							OBSERVACIONES	
MATERIALES 1	UNIDAD	CANTIDA	DESP.%	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL	
1- PLYWOOD DE 1" (ASIENTOS)	PLIEGO	3/6	1.2	0.6	350		210	
2- CUARTON DE 2" X 4"	VRS	69.11/6	1.2	19.82	7.5		103.65	
3- CLAVO DE 2"	LBS	2	1.2	2.4	3.5		8.4	
4- CLAVO DE 3"	LBS	2	1.2	2.4	3.5		8.4	
								330.45
MANO DE OBRA 2	UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTOR	SUB-	TOTAL	
1- CAPINTERO	ML	4.3	1.65	46	75.9		326.37	
2- AUXILIAR	HR	7	1.62	5.27	8.5374		59.7618	
3- DEENCOFRADO	HR	2	1.62	5.27	8.5374		17.0748	
								403.207
EQUIPO 3	UNIDAD	CANTIDAD			COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL	
1- SIERRA DE MOTOR ELECTRICO	HR	3			0.24		0.72	
2- DISCO DE SIERRA	HR	3			0.024		0.072	
3- ESCUADRA METALICA DE 12"	HR	5			0.15		0.75	
4- NIVEL DE CAJA DE 24"	HR	5			0.21		1.05	
5- PILOTES EXTENSIBLES	UNIDAD	16			7.7		123.2	
								125.792
COSTO TOTAL		1 + 2 + 3						859.449

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE VIGA V-2 REVISO : _____

MATERIALES 1							UNIDAD	CANTIDA	DESP. %	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL
1- PLYWOOD DE 1" (ASIENTOS)							PLIEGO	2.38/6	1.20	0.39	350.00		136.50
2- CUARTON DE 2" X 4"							VRS	69.11/6	1.20	11.52	7.50		86.40
3- CLAVO DE 2"							LBS	2	1.20	2.40	3.50		8.40
4- CLAVO DE 3"							LBS	2	1.20	2.40	3.50		8.40
													289.70
MANO DE OBRA 2							UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTOR	SUB-	TOTAL
1- CAPINTERO							ML	4.30	1.65	50.50	83.33		358.30
2- AUXILIAR							HR	7.00	1.62	5.27	8.54		59.76
3- DESENCOFRADO							HR	2.00	1.62	5.27	8.54		17.07
													435.13
EQUIPO 3							UNIDAD	CANTIDAD			COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL
1- SIERRA DE MOTOR ELECTRICO							HR	3.00			0.24		0.72
2- DISCO DE SIERRA							HR	3.00			0.02		0.07
3- ESCUADRA METALICA DE 12"							HR	5.00			0.15		0.75
4- NIVEL DE CAJA DE 24"							HR	5.00			0.21		1.05
5- PILOTES EXTENSIBLES							UNIDAD	16.00			7.70		123.20
													125.79
COSTO TOTAL									1 + 2 + 3				800.63

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE VIGA V-3 REVISO : _____

				OBSERVACIONES			
MATERIALES 1	UNIDAD	CANTIDA	DESP.%	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL
1- PLYWOOD DE 1" (ASIENTOS)	PLIEGO	3/6	1.20	0.00	350.00		210.00
2- CUARTON DE 2" X 4"	VRS	69.11/6	1.20	0.00	7.50		103.65
3- CLAVO DE 2"	LBS	2.00	1.20	2.40	3.50		8.40
4- CLAVO DE 3"	LBS	2.00	1.20	2.40	3.50		8.40
							330.45
MANO DE OBRA 2	UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTOR	SUB-	TOTAL
1- CAPINTERO	ML	4.30	1.65	46.00	75.90		326.37
2- AUXILIAR	HR	7.00	1.62	5.27	8.54		59.76
3- DESENCOFRADO	HR	2.00	1.62	5.27	8.54		17.07
							403.21
EQUIPO 3	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO		SUB-	TOTAL	
1- SIERRA DE MOTOR ELECTRICO	HR	3.00	0.24			0.72	
2- DISCO DE SIERRA	HR	3.00	0.02			0.07	
3- ESCUADRA METALICA DE 12"	HR	5.00	0.15			0.75	
4- NIVEL DE CAJA DE 24"	HR	5.00	0.21			1.05	
5- PILOTES EXTENSIBLES	UNIDAD	16.00	7.70			123.20	
							125.79
COSTO TOTAL							859.45
1 + 2 + 3							

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CALCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE VIGA V-4 REVISO : _____

MATERIALES 1							262
UNIDAD	CANTIDA	DESP.%	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL	
1- PLYWOOD DE 1" (ASIENTOS)	PLIEGO	2.38/6	1.2	0.47	350	164.5	
2- CUARTON DE 2" X 4"	VRS	59.80/6	1.2	10.76	7.5	80.7	
3- CLAVO DE 2"	LBS	2	1.2	2.4	3.5	8.4	
4- CLAVO DE 3"	LBS	2	1.2	2.4	3.5	8.4	
						262	
MANO DE OBRA 2							403.207
UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTOR	SUB-	TOTAL	
1- CAPINTERO	ML	4.3	1.65	46	75.9	326.37	
2- AUXILIAR	HR	7	1.62	5.27	8.5374	59.7618	
3- DEENCOFRADO	HR	2	1.62	5.27	8.5374	17.0748	
						403.207	
EQUIPO 3							125.792
UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	SUB-	TOTAL			
1- SIERRA DE MOTOR ELECTRICO	HR	3	0.24	0.72			
2- DISCO DE SIERRA	HR	3	0.024	0.072			
3- ESCUADRA METALICA DE 12"	HR	5	0.15	0.75			
4- NIVEL DE CAJA DE 24"	HR	5	0.21	1.05			
5- PILOTES EXTENSIBLES	UNIDAD	16	7.7	123.2			
						125.792	
COSTO TOTAL						790.999	
1 + 2 + 3							

COSTO UNITARIO

PROYECTO : _____ FECHA : _____ HOJA No _____
 PARTIDA : _____ CÁLCULO : _____
 ELEMENTO : ENCOFRADO DE LOSA DENSA L-1 REVISO : _____

OBSERVACIONES						
EL CALCULO DE FORMALETA METALICO PARA LOSA DENSA SE COSTEA POR TABLERO DE 4.6 X 2.2 = 10.12 MT2. PARA UN TOTAL 18						
MATERIALES 1	UNIDAD	CANTIDA	DESP.%	CANTID. DESP.	COSTO UNITARIO	SUB- TOTAL
1- FORMALETA MET. DE LOSA	MT	10.12			30.25	306.13
2- VIGA EXTENSORA QB III DE 5 MT	UNIDAD	5			24.2	121
3- SEPARADOR METALICO SYMONS	UNIDAD	8			2.2	178.2
4- COSTANERA DE 2" X 2"	VR	8/8	1.2	1.6	5.25	8.4
5- REGLA PACHA 2" X 1"	VR	6.58/6	1.2	1.32	5.25	6.93
6- CLAVO DE 2"	LBS	1	1.2	1.2	3.5	4.2
						624.86
MANO DE OBRA 2	UNIDAD	CANTIDA	FACTOR	COSTO UNITAR.	COSTO FACTOR	SUB- TOTAL
1- AUXILIARES	HR	5.07	1.62	5.27	8.5374	43.2846
2- DEENCOFRADO	HR	2.5	1.62	5.27	8.5374	21.3435
						64.6281
EQUIPO 3	UNIDAD	CANTIDAD			COSTO UNITARIO	SUB- TOTAL
1- SIERRA DE MOTOR ELECTRICO	HR	0.5			0.24	0.12
2- MARTILLO DE OREJA	HR	1			0.06	0.06
						0.18
COSTO TOTAL		1 + 2 + 3				689.668

COSTO TOTAL DE ENCOFRADOS USANDO LA COMBINACION

1 -COSTO TOTAL DE ENCOFRADOS DE MADERA

ELEMENTO	COSTO UNITARIO	NUMERO DE ELEMENTO	COSTO TOTAL
1- ZAPATA Z-1	640.25	16.00	10244.00
2- PEDESTAL P-1	659.97	16.00	10559.52
3- TENSOR T-1	2038.76	24.00	48930.24
4- COLUMNA C-1	2112.63	48.00	101406.24
5- COLUMNA C-2	2004.69	48.00	96225.12
6- VIGA V-1	1615.36	120.00	193843.20
7- VIGA V-2	1615.36	45.00	72691.20
8- VIGA V-3	1912.58	24.00	45901.92
9- VIGA V-4	2089.89	9.00	18809.01
10- LOSA L-1	11269.00	9.00	101421.00
TOTAL			700031.45

2- MADERA DE PINO Y FORMALETAS METALICAS

ELEMENTO	COSTO UNITARIO	NUMERO DE ELEMENTO	COSTO TOTAL
1- ZAPATA Z-1	435.47	16.00	6967.49
2- PEDESTAL P-1	299.53	16.00	4792.48
3- TENSOR T-1	2038.76	24.00	48930.24
4- COLUMNA C-1	685.90	48.00	32923.20
5- COLUMNA C-2	685.90	48.00	32923.20
6- VIGA V-1	859.44	120.00	103132.80
7- VIGA V-2	800.61	45.00	36027.45
8- VIGA V-3	859.44	24.00	20626.56
9- VIGA V-4	790.99	9.00	7118.91
10- LOSA L-1	689.66	18.00	12413.88
TOTAL			305856.21

AL COMPARAR LOS COSTOS DE LAS ALTERNATIVAS ESTUDIADAS, TENEMOS UNA DIFERENCIA DE 394,175.24 EN FAVOR DEL USO DE LA COMBINACION DE ENCOFRADOS DE MADERA Y FORMALETAS METALICAS

5.9.5 ANALISIS DE LA EVALUACION DE COSTOS Y PRESUPUESTOS

Si se compara los costos de los presupuestos detallados en la sección anterior para cada uno de los sistemas de encofrados propuestos, se tiene que cuando se utilizan encofrados mixtos, es mucho más bajo que cuando se utilizan encofrados de madera.

Esto se debe a que el costo de alquiler de las formaletas metálicas es bajo, además en la elaboración de estos encofrados el personal que se utiliza es poco y no necesariamente debe ser personal calificado, reduciendo así la mano de obra de los proyectos. También se tiene la ventaja, del número de usos que estos ofrecen al constructor, el cual puede ser de más de 100 veces.

En los encofrados de madera, se tiene que su elaboración depende de una mano de obra calificada (Carpinteros), elevando el valor de los mismos; además se tiene que el precio de los materiales a utilizar son muy elevados (Madera) y con la desventaja, que no podrán ser reutilizado más de 15 veces.

Un ejemplo lo podemos obtener, de las partidas de costos unitarios para los encofrados de columnas C-1, cuando se utilizan ambos sistemas, teniendo los siguientes datos:

ENCOFRADO DE MADERA		ENCOFRADO METALICO
MATERIAL	432.68	634.00
MANO DE OBRA	1678.39	51.22
EQUIPO	4.56	0.68
total	2112.63	685.90--

CONCLUSIONES

- Al momento de diseño y construcción de encofrados el ingeniero deberá estudiar cada alternativa, referentes al tipo de material a utilizar, requisitos de acabado exigidas en las especificaciones técnicas de cada diseño, así como también el tipo de elementos a encofrar y el número de veces que se repetirá cada proceso.
- La madera debido a su escases por el impacto ecológico que tiene en la actualidad, (Junio 1995) se ha transformado en un material con un precio demasiado elevado, siendo ésta la razón primordial para buscar un diseño económico y funcional, no descartando la situación en el caso para los materiales como el plywood, o el plyform.
- Los encofrados de madera presentan entre sus ventajas el permitir la construcción de diferentes tipos de estructuras y dependiendo de la magnitud de la obra estos pueden ser o no económicos para el contratista, ya que para obras pequeñas estos resultan ser la alternativa más económica; no así en una obra de gran magnitud, en las cuales es más recomendable el uso de moldes prefabricados, los cuales se pueden adquirir a un costo de alquiler muy bajo .
- Durante la planificación de un proyecto de construcción, el realizar un estudio de tiempo y movimiento de toda la obra permitirá el buen desarrollo de esta, refiriendonos a los encofrados, este estudio permite el obtener

los tiempos máximos y mínimos para la colocación, remoción y reutilización de los moldes, optimizando así el tiempo, costo en mano de obra y materiales.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda que los encofrados de madera que se usaran para encofrar las vigas, losas, paredes, columnas y otros elementos estructurales sean diseñados adecuadamente, mediante los procesos de diseño necesarios, para poder garantizar que estos elementos sean seguros y económicos.
- Antes de construir un encofrado de madera, es recomendable seleccionar la madera que se utilizará y de ser posible, darle un tratamiento previo a ésta con aditivos especiales para hacerla más resistente a la humedad (por ejemplo barnizarlos), principalmente la madera que estará en contacto con el concreto, esto permitirá que se tengan un mayor número de usos.
- Para obtener una mayor utilización de los encofrados, es recomendable que se elabore una planificación previa de éstos, mediante un estudio de tiempos y movimientos. Este estudio permitirá obtener la cantidad de encofrados necesarios para el desarrollo de la obra, como la cantidad de veces que estos podrán ser reutilizados.
- Se recomienda que dentro de la curricula de los estudiantes de Ingeniería Civil, se contemple el estudio de los diseños y cálculo de los

presupuestos de fabricación de los encofrados, así como el actualizar al estudiante de los avances tecnológicos que se tiene en el campo de los encofrados.

- Es necesario que cada empresa constructora tenga dentro de su personal al menos una persona encargada de los diseños de encofrados. Esta persona deberá elaborar los diseños de los diferentes tipos de encofrados, además deberá ejecutar la planificación de estos. Si es posible, elaborar planos de taller respectivo a cada molde con el objeto de facilitar la construcción de estos, como también hacer más fácil el cálculo del material y el presupuesto del encofrado.

- Cuando en una construcción se tengan mucho elementos estructurales que necesiten encofrarse es recomendable utilizar en estas ocasiones encofrados metálicos prefabricados que pueden ser alquilados. Pero si los elementos a encofrar son relativamente pocos es recomendable encofrar con madera.

BIBLIOGRAFIA

- Peuriforg, R.L. Formwork For Concrete. 2 Edición
- Hurd, M.K., Formwork For Concrete. Preparado bajo la dirección del Comité ACI-347, 5 Edición.
- Instituto mexicano del Cemento y del Concreto. "Cimbras. Diseño", tomo I, II, III, IV, Nueva Edición.
- ACI 318-89
- Manual para Estructuras de Acero, AISC.
- Ing. Herrera Coello, Fredy Rolando. "Diseño y Construcción de Encofrados", FEPADE. 1994.
- Muñoz Campos Jorge Alberto, Calculo y Tablas para el Diseño de Encofrados de Madera, Universidad Centroamericana "José Simeon Cañas". 1984
- Guandique Quiros. Estudio de Encofrados. Universidad de El Salvador. 1970
- Sanabria Dalton. Manual del Ingeniero Constructor Universidad de El Salvador. 1976

ANEXOS

CUESTIONARIO DE ENCUESTA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TRABAJO DE GRADUACION: PROPUESTA DE CALCULO,
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ENCOFRADOS EN EL
SALVADOR.



El siguiente formulario de encuesta busca sondear aspectos importantes para la construcción de encofrados, el beneficio que traerá dicho sondeo se traducirá en una mayor economía en la construcción de los mismos, ya que servirán para la elaboración de un manual de diseño con sugerencias de alternativas mas factibles.

1) ¿Que tipo de materiales ocupa su empresa para la construcción de encofrados?

Plyform

Plywood

Costanera

Clavos de doble cabeza.

Pernos tipo

Metálicos otros

2) ¿ A quien se le encarga la construcción de encofrados dentro de su empresa?

Ingeniero residente.

Maestro de obra.

Carpinteros.

Otros.

3) ¿ Que criterios se toman en cuenta para la construcción de encofrados en su empresa?

Empíricos

Diseño estructural.

4) ¿ Para el retiro de los encofrados en base a que criterios se efectúa?

Empíricos

de diseño estructural.

Otros.

5) Proporcionan planos de taller para la construcción de encofrados si

no

6) ¿ que criterios de supervisión se ocupan en la construcción y desmoldado de los encofrados en su empresa?

7) A través del tiempo cuales considera que han sido las experiencias mas relevantes en la construcción de encofrados

8) Que tipos de fallas han tenido ?

9) Cuales han sido las fallas más frecuentes ?

- Ocorre flexión en las viga ?

- Se abren los moldes a la hora de colado ?

- Se desploman los moldes ?

- Colapsan algunos moldes (losas, columnas etc.)

- Existe falla en los puntales ?

Otras. especifique.

MENOS DEFLEXION DE LA MADERA CONTRACHAPADA
 La madera contrachapada de 5/8" (12.7 mm) es 44 % mas fuerte que la contrachapada de 1/2" (12.7 mm) con la vena perpendicular a los soportes situados en centros de 12 pulg. (305 mm)

MENOS DEFLEXION DEL RAIL LATERAL :
 Diseño de viga "I" con ala interior ininterrumpida asegura momento maximo de inercia y rigidez lineal superior. Las ranuras para tirantes y tornilleras estan situadas solo en las alas exteriores.

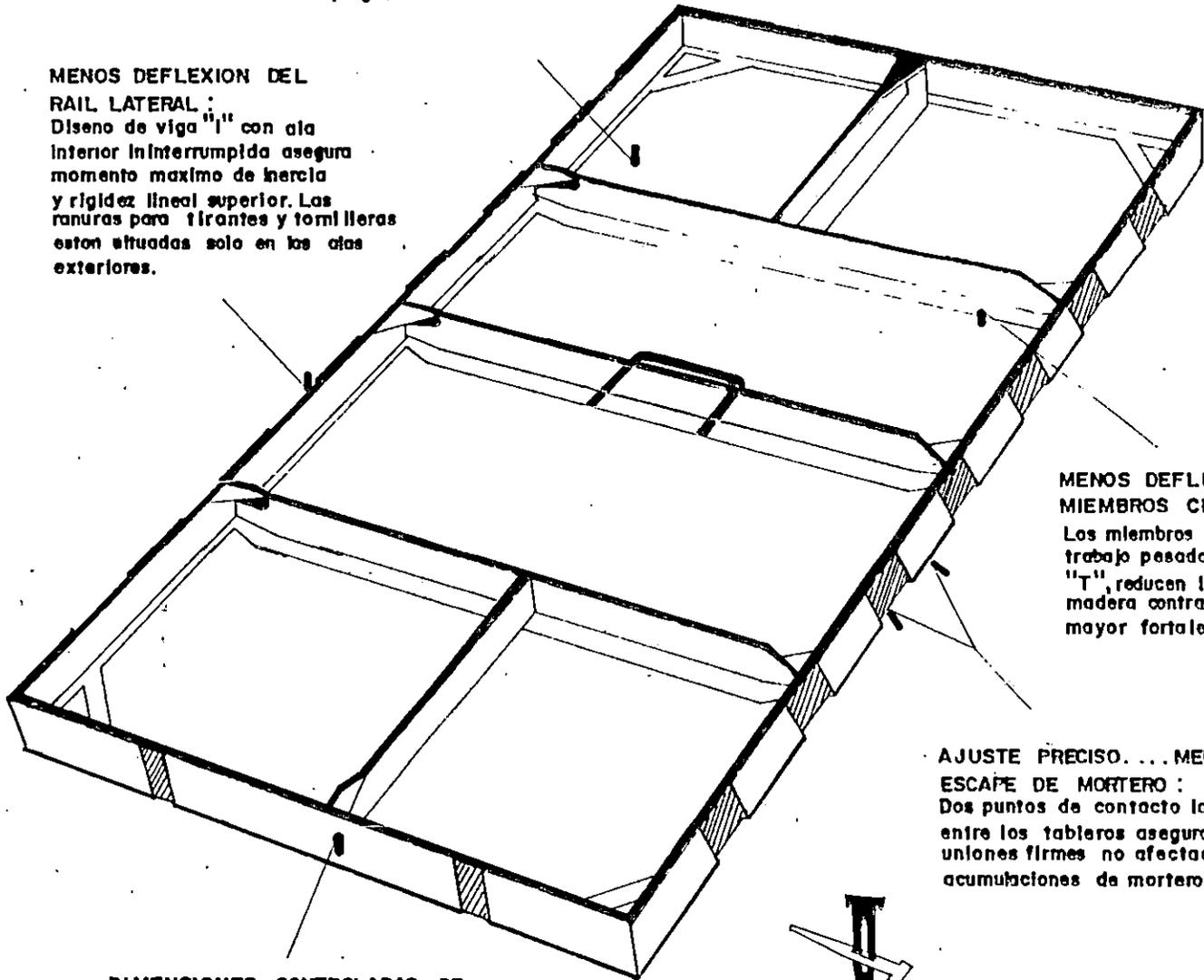
MENOS DEFLEXION DE LOS MIEMBROS CRUZADOS.
 Los miembros cruzados para trabajo pasado con su seccion "T", reducen la amplitud de la madera contrachapada para una mayor fortaleza.

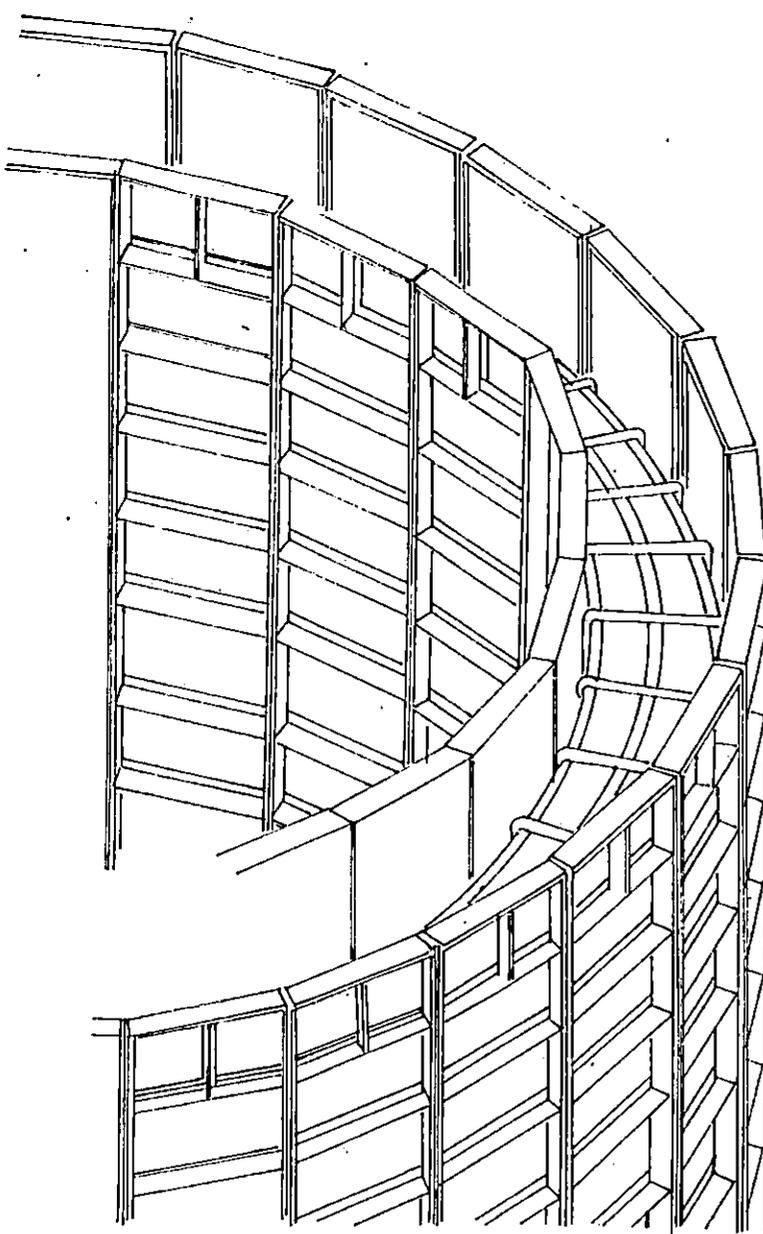
AJUSTE PRECISO... MENOS ESCAPE DE MORTERO :
 Dos puntos de contacto laterales entre los tableros aseguran uniones firmes no afectadas por acumulaciones de mortero.

DIMENSIONES CONTROLADAS DE LARGO DEL TABLERO
 El puntal vertical del extremo evita que las vigas de los extremos se curven manteniendo el encofrado a una dimension exacta, y asegura la alineacion positiva de las ranuras de tornilleria.

PERNOS DE CUÑA DE CONEXION RAPIDA :
 Pernos de cuña de una pieza de proposito multiple usados para unir tableros y para asegurar los tirantes.

MAYOR CLASIFICACION DE CARGA :
 El sistema Mod U Form esta clasificado a 1200 lbf (57.46 kn/m²) para la mayoría de las aplicaciones." Vigas laterales mas fuertes, crucetas de seccion "T", puntales de extremos soldados y madera contrachapada mas gruesa que se combinan todos para ofrecer un tablero mas robusto con mas larga vida de servicio.





PAREDES CURVAS Y TANQUE REDONDOS

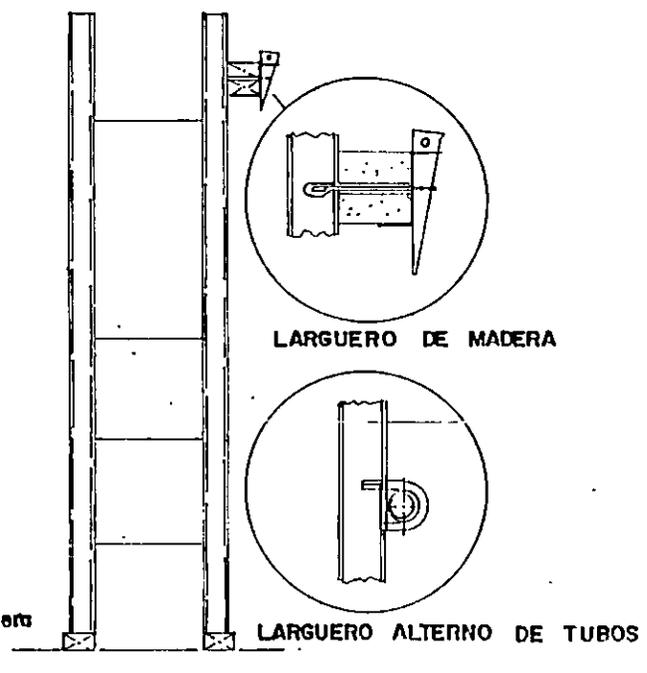
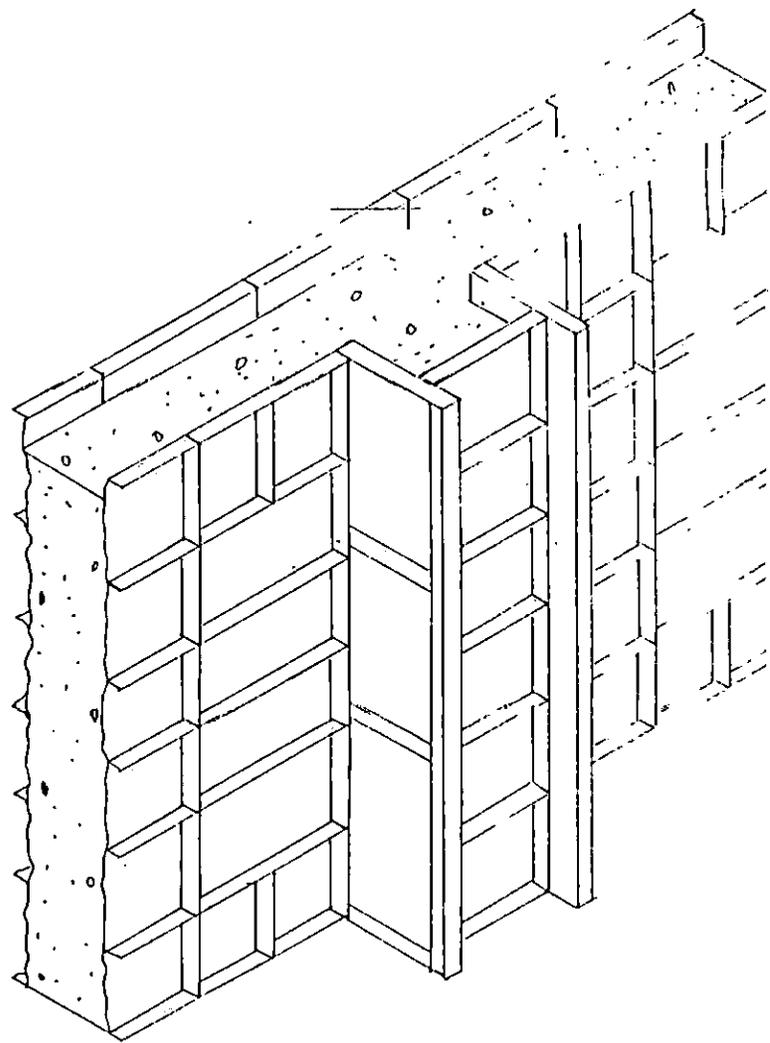
Las superficies curvas son formados usualmente en cuerdas de dos pies con la ganancia de medida en la circunferencia exterior tomando en consideracion con rellenos de acero de norma segun se requiera.

Cuando los encofrados para estructuras circulares son montadas a mano, no se requieren largueros y las riostras verticales solo se requieren en un lado del encofrado. El armado de los encofrados curvos en grupos se realiza usualmente en un aditamento horizontal construido en el terreno. El radio de los grupos es mantenido usando largueros de madera cortados o conformados a un radio, largueros de acero doblados a un radio, o largueros rectos de acero con abrazaderas ajustables de largueros usadas como ajustes de radios



PAREDES RECTAS Y PILASTRAS

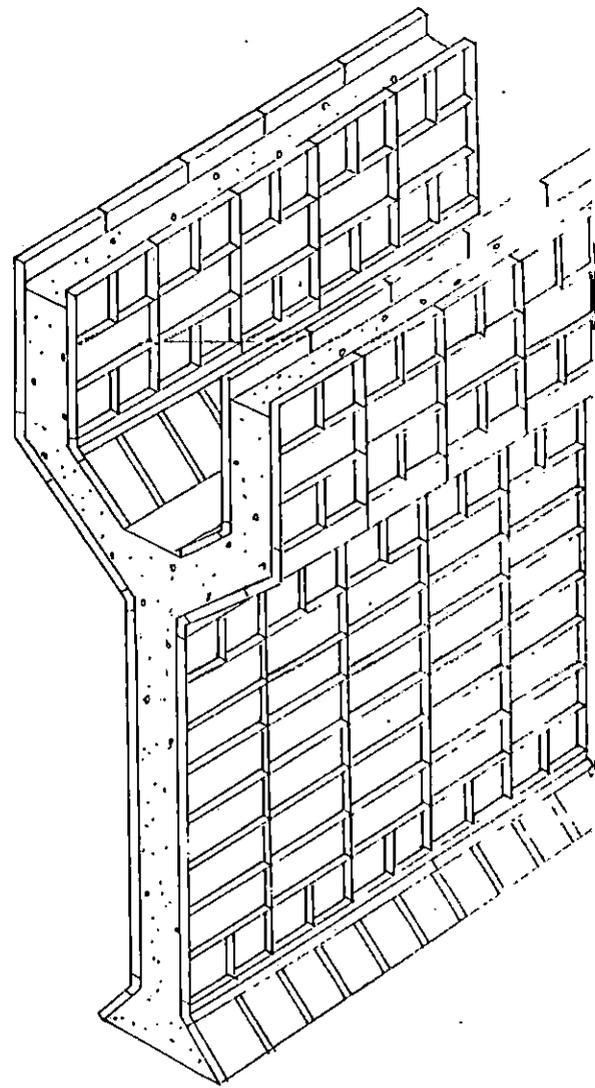
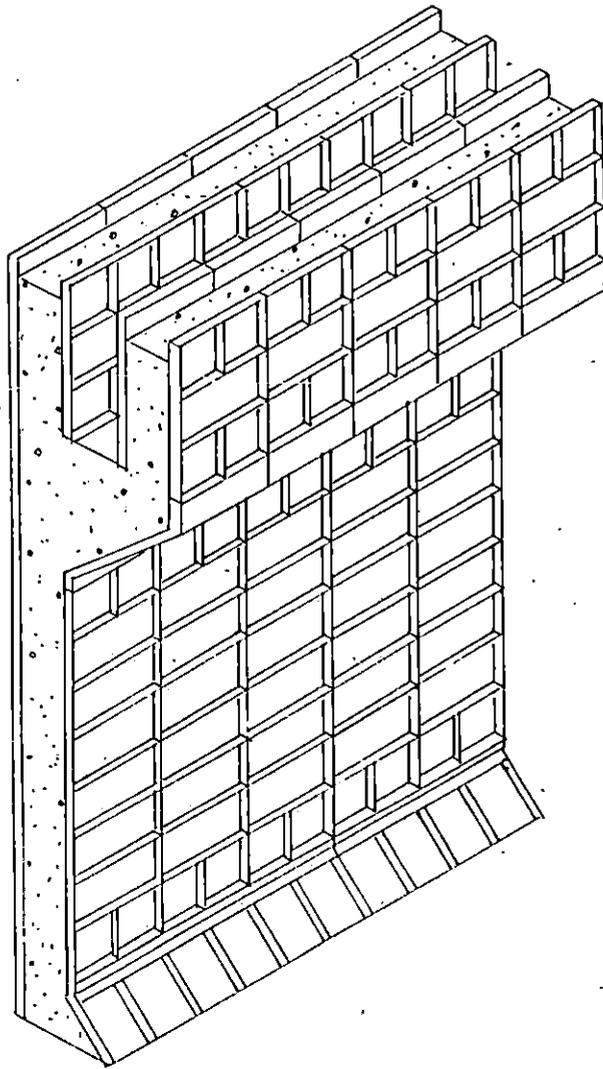
Casi todas las paredes rectas pueden armarse en grupos, con el tamaño usualmente limitado solo por la condición del trabajo en particular. Sin embargo, a menudo es más práctico el sistema armado a mano, especialmente para detalles del encofrado entre secciones de los grupos, áreas de corte y galerías para tuberías. Las pilastras se forman con un encofrado de norma de pilastra ajustable desde 1 hasta 12" (25.4 mm a 304.8 mm). La dimensión exterior de la pilastra controla usando los tamaños necesarios de relleno.



Para un encofrado de una sola elevación armado a mano, solo se requiere un larguero doble de madera de 2" x 4" en un costado de la pared

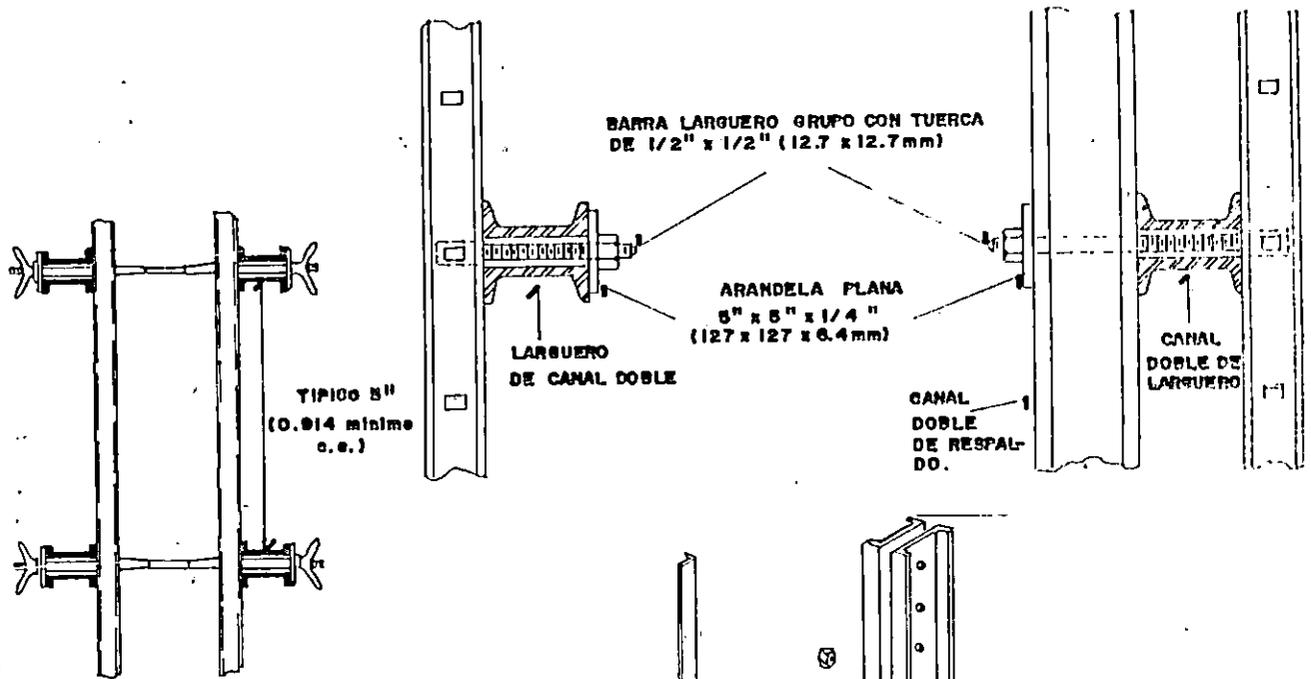
PAREDES Y y PAREDES EN CANAL

Estas estructuras son más frecuentemente armadas en conjuntos usando largueros de madera o acero y respaldos fuertes. Los tableros de norma se arman usualmente en posiciones horizontales y en combinación con esquinas o esquinas de giro para formar el diseño Y o canal. La unión de los grupos se realiza usualmente en el terreno. Los encofrados armados son entonces situados en la posición del vertido por medio de grúas. Para separación máxima de los tirantes se pueden formar paredes Y de cualquier medida usando componentes de largueros de acero de norma con pernos de alta resistencia cónicos o de resorte.

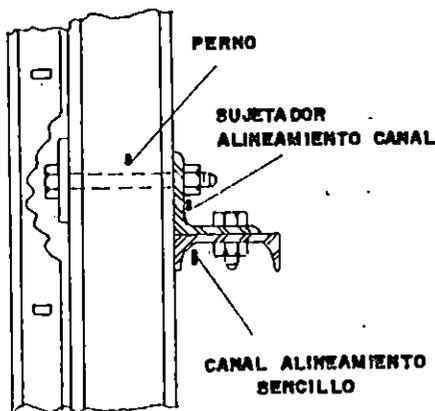


BARRAS DE LARGUEROS DE GRUPO

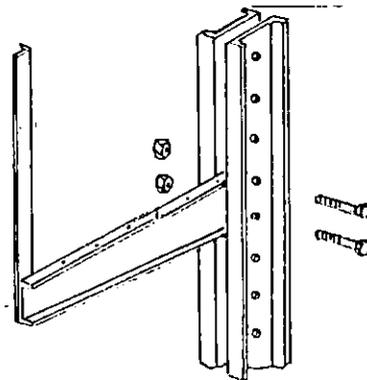
Las barras de largueros de grupos se usan para conectar los largueros de canales de acero y los respaldos al enconfrado con tuercas de 1/2" (12.7mm) y arandelas planas de 5" x 5" x 1/4" (127 x 127 x 6.4 mm)



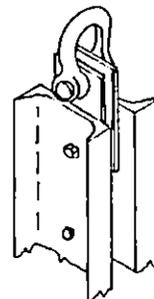
SECCION DE PARED EN TRAVESA
RESPALDO VERTICAL NO MOSTRADO



LAS CANALES SENCILLAS DEBEN SER USADAS PARA ALINEAMIENTO SIN CARGA SEGUN SE REQUIERA.



CONJUNTO SOPORTE ANDAMIO DE LARGUEROS DE CANAL
SE ATORNILLA ENTRE PARES DE CANALES VERTICALES
PARA CREAR UNA PLATAFORMA DE TRABAJO



CONJUNTO ARNELLA DE IZADO DE LARGUERO DE CANALES
SE ATORNILLA ENTRE LOS TOFES DE PARES DE CANALES
CARGA DE TRABAJO 4000 LB. (17.79 KN).



CUÑA

La cuna de norma es complementada con otros dispositivos de cuñas para adaptarse a requisitos específicos del terreno.



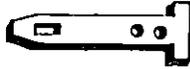
PERNO CORTO

El pemo corto se usa donde la cuña de norma es demasiado larga, y es ideal para la conexión de encofrados de pilastres o esquinas interiores de 4" (101.6mm)



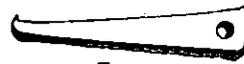
PERNO DE LARGUERO DE BASE

El pemo de larguero de base tiene una medida reducida en la cabeza y se usa al hacer encofrados contra una superficie existente o para sujetar un larguero debajo de un tablero horizontal. La carga segura de trabajo para el pemo es de 3400 lb (15.12KN) con un factor de seguridad de 1,5-2,1.



PERNO LARGO

El pemo largo es usado siempre que es necesario un largo extra para unir encofrados o accesorios. Es más frecuentemente usado para conectar las piezas de acero de 1", 1-1/2" y 2" (25.4, 35.1 y 60.8 mm) tableros e piezas de relleno mayras.



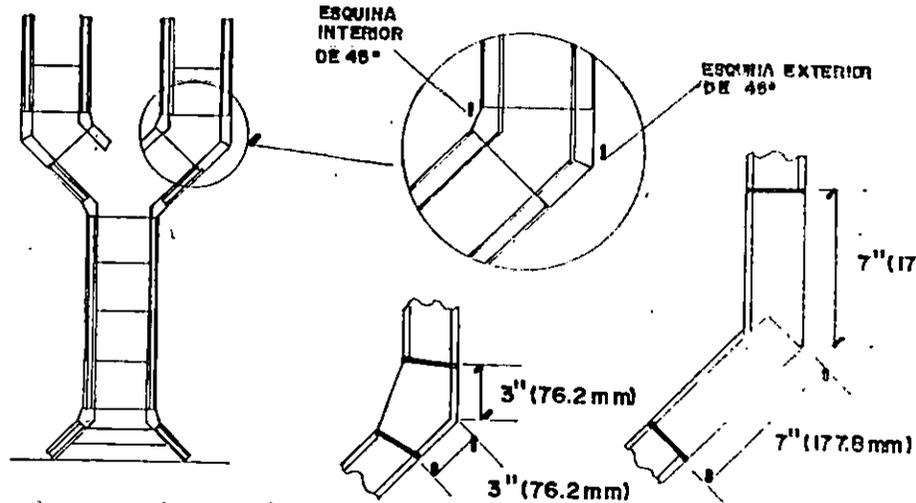
CUÑA CORTA

La cuña corta esta diseñada para ser usada donde la cuña de norma es muy ancha para entrar en una ranura de cuna. El extremo conico de la cuña corta utiliza mas facilmente la ranura reducida.

CAMBIOS 45°

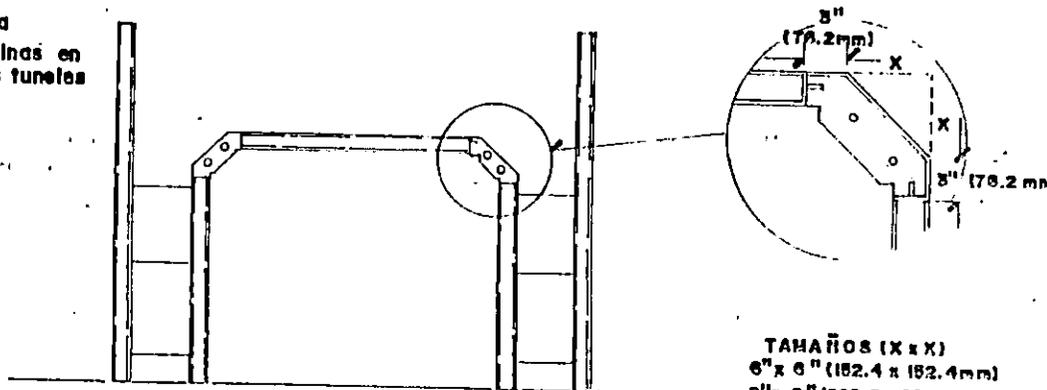
PARA PAREDES Y

Se usan esquinas interiores y exteriores de 45° con tableros de norma para formar paredes Y o de canal

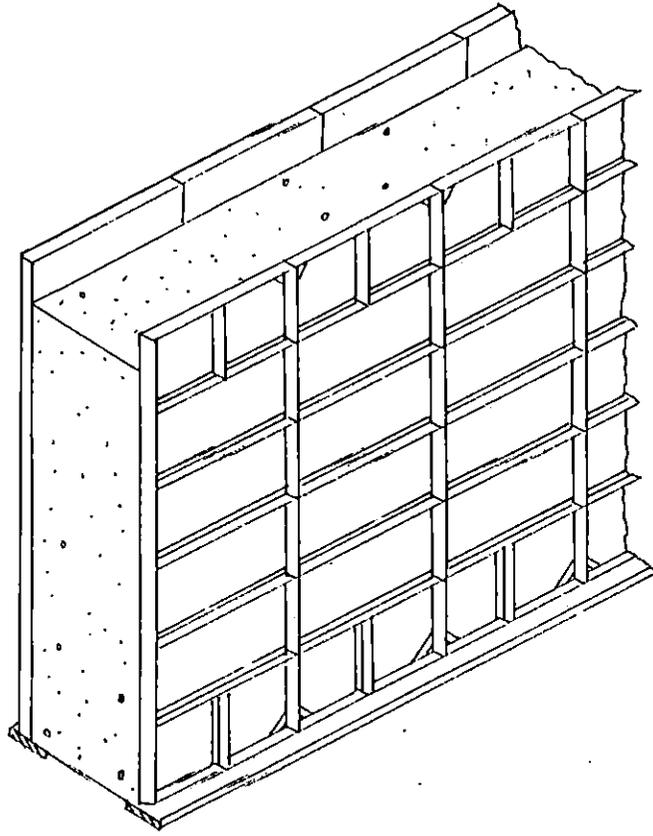


PARA CONDUCTOS O ALCANTARILLAS

Hay un encofrado de alcantarilla diseñado para ofrecer las esquinas en chafan requeridas por muchos tuneles y alcantarillas tipo caja. Hay disponibles 3 tamaños de encofrado.



- TAMAÑOS (X x X)**
 6" x 6" (152.4 x 152.4mm)
 9" x 9" (229.6 x 229.6mm)
 12" x 12" (304.8 x 304.8mm)

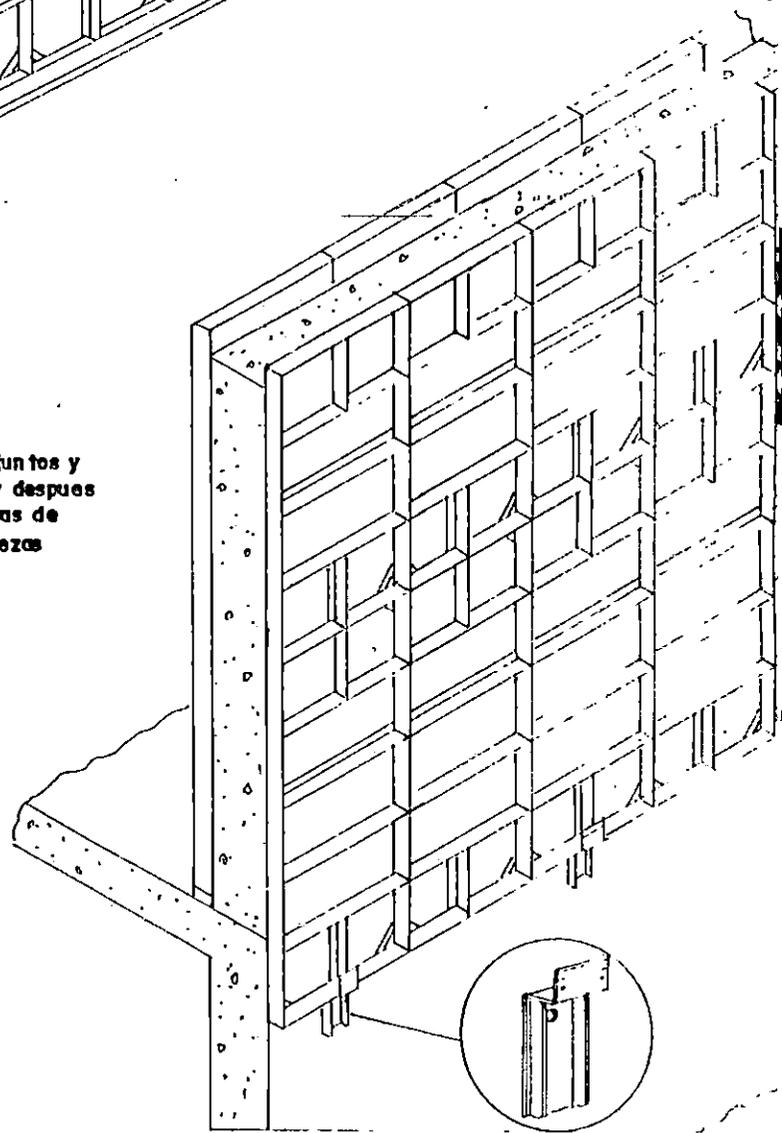


PAREDES EN TALUD

Estas paredes se forman de la misma manera que las paredes rectas ordinarias. Sean de construcción a mano o en conjunto, arriostrar solo el lado de la pared que tiene el talud menor y depender de los frentes de largo graduado para la medida del encofrado del talud opuesto.

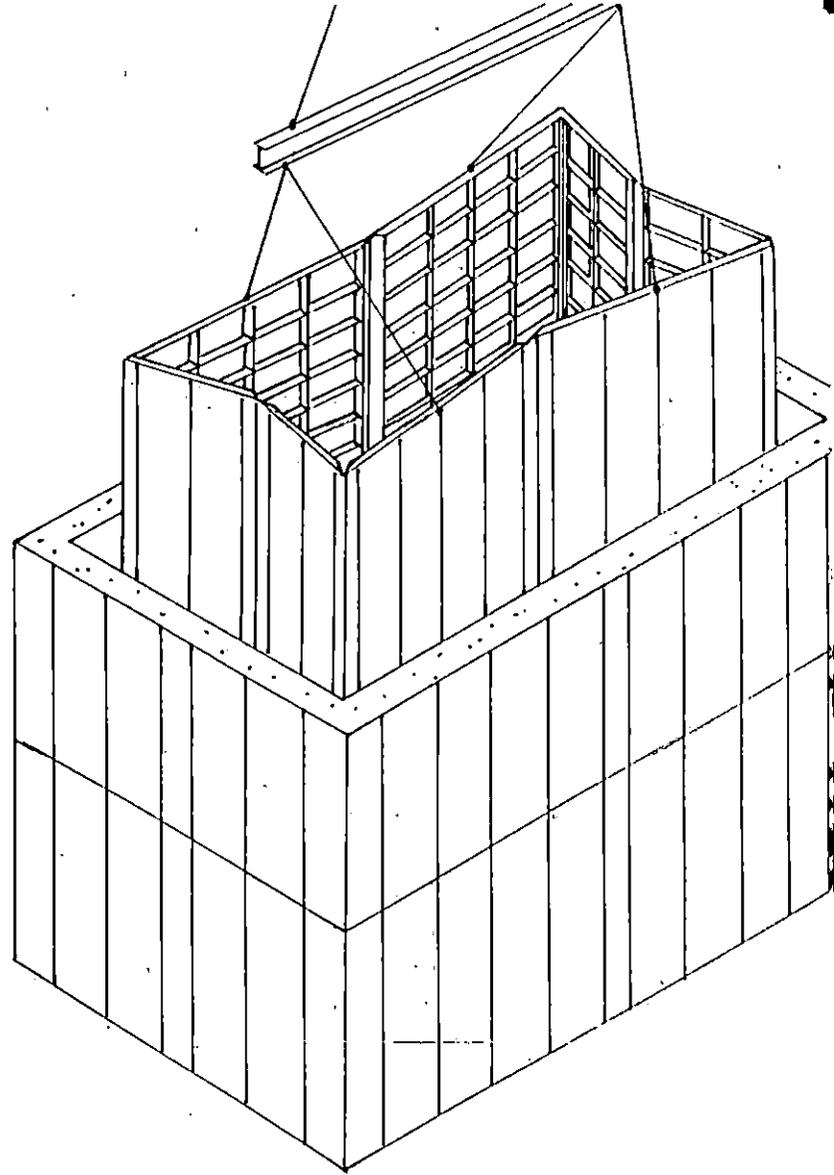
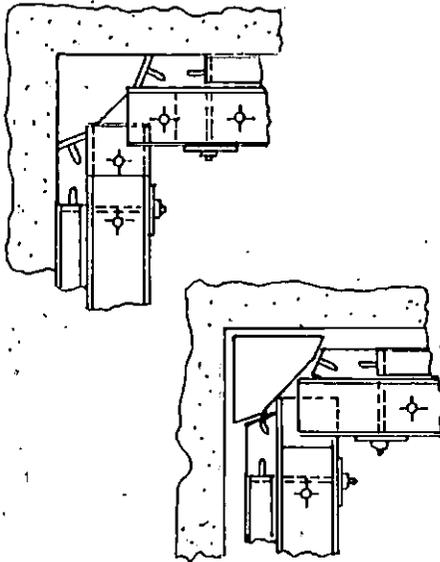
PAREDES VERTICALES

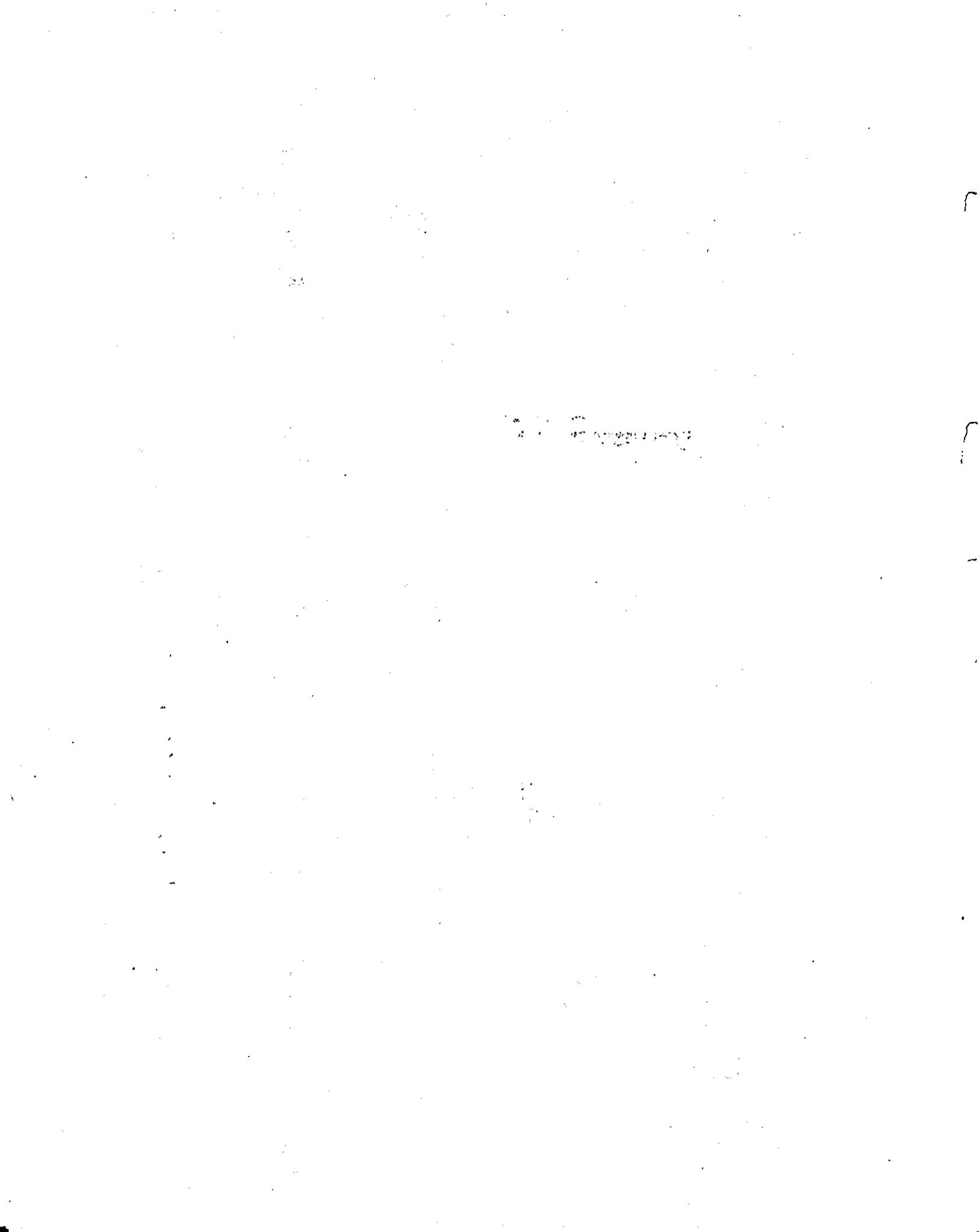
Se forman usualmente en conjuntos y se mueven de un piso al otro y después son soportadas con abrazaderas de tabiques que se fijan en piezas insertadas.

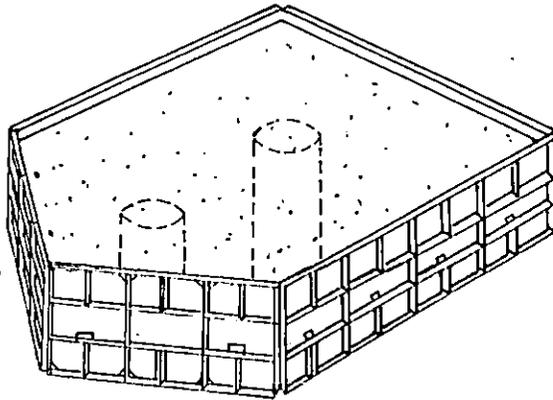


PAREDES DE NUCLEOS

El frente interior puede armarse y desarmarse en una seccion usando esquinas articuladas en cada esquina y una situada al centro entre esquinas. Como una alternativa, se pueden usar esquinas de desmontaje para permitir la manipulacion como "una pieza" del encofrado de la pared interior.

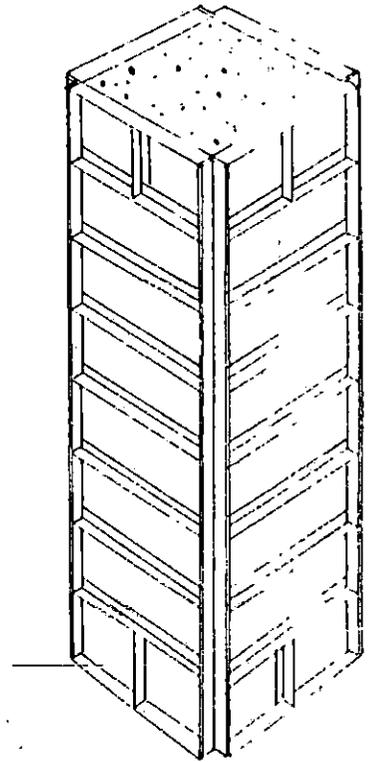






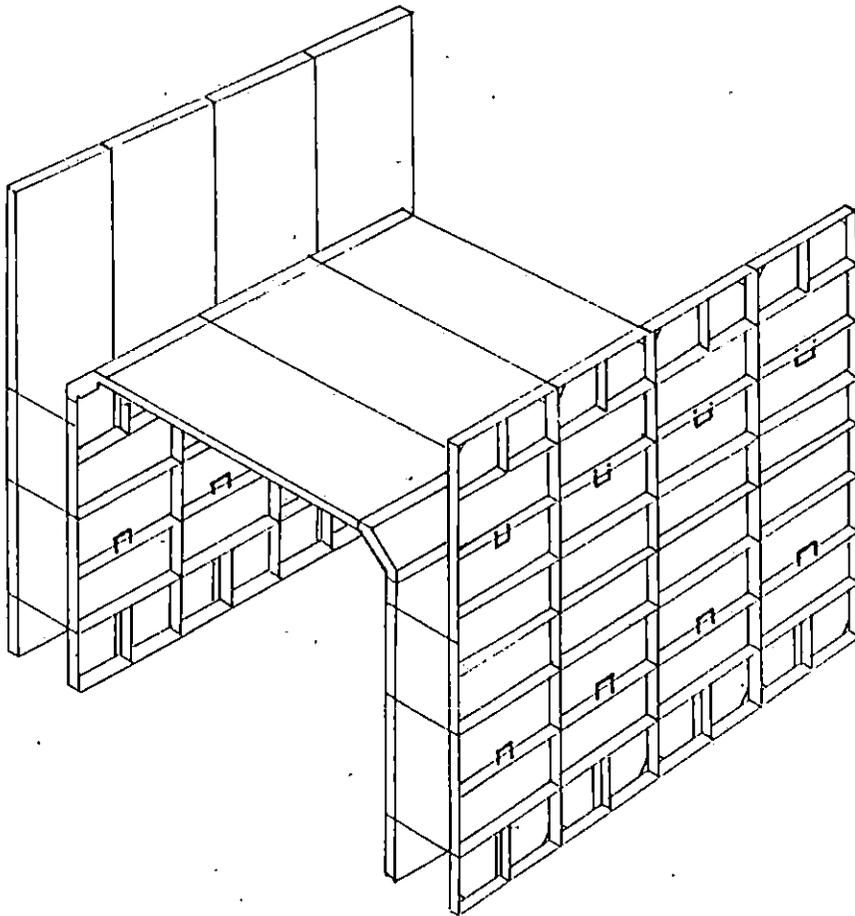
TAPAS DE PILOTES

Pueden ser formados en cualquier forma usando esquinas articuladas para una variedad de ángulos diversos.



COLUMNAS

Pueden armarse columnas rectangulares de cualquier alto sin tirantes o abrazaderas usando encofrados de norma de 4" - 24" (101.6 mm - 609.6 mm) de ancho o tableros de columnas de 26" - 36" (660.4 mm - 914.4 mm) de ancho. Se usan angulares para las esquinas exteriores de 90° para conectar los cuatro costados. El encofrado de la columna puede ser armado y desmontado a mano, o ser prearmado por completo en el terreno para manipulación y desmontaje como "una pieza" por la grúa. Hay disponible una articulación para la columna cuando es necesario más espacio para el desmontaje.

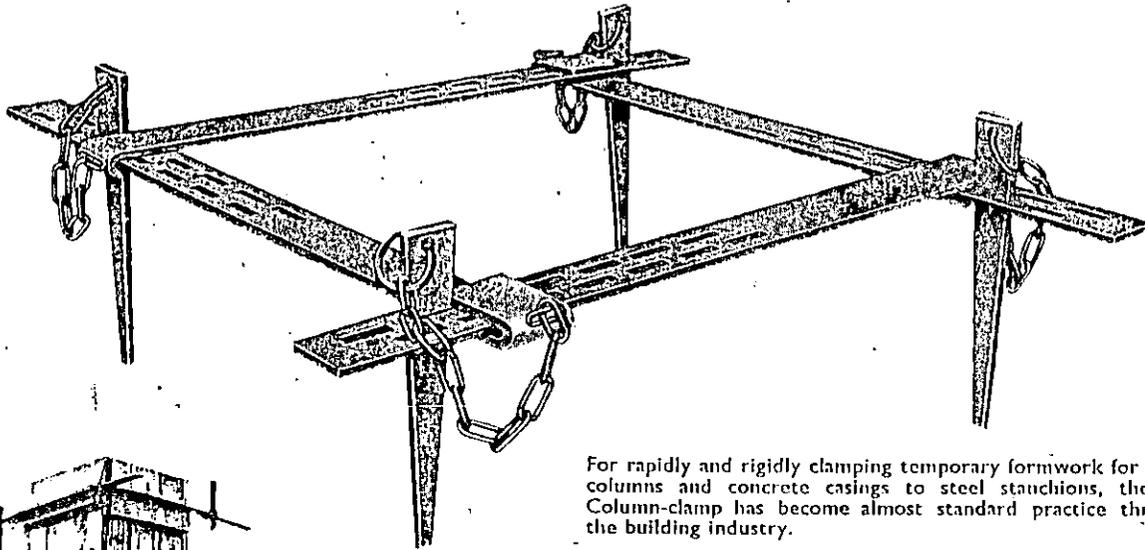


CANALES Y CONDUCTOS Y TUNELES PARA TUBERIAS

Los conductos y tuneles para tuberías pueden ser armados monolíticamente en grupos o armados a mano. Hay disponible una forma de canal con la esquina achafalada.

ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

ACROW ADJUSTABLE STEEL COLUMN-CLAMPS 4-PIECE STANDARD TYPE

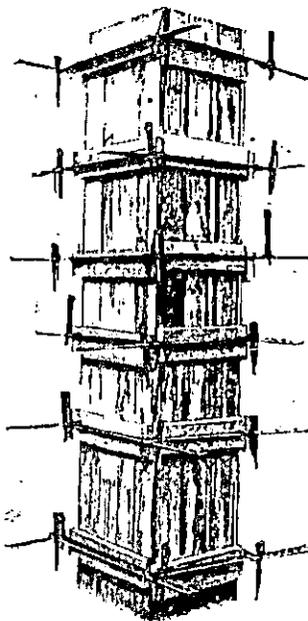


For rapidly and rigidly clamping temporary formwork for concrete columns and concrete casings to steel stanchions, the Acrow Column-clamp has become almost standard practice throughout the building industry.

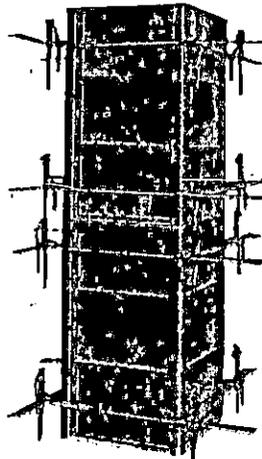
They can be used an unlimited number of times. There is no cutting to waste of timber, there is no deterioration, and there is no eventual scrapping of material as with timber. The net result is a considerable saving of time, labour and materials.

The clamp consists essentially of four arms of flat mild steel $\frac{1}{8}$ in thick, made in three sizes as follows:—

SIZE No.	MIN. & MAX. DISTANCE BETWEEN INSIDES OF OPPOSITE ARMS	LENGTH OF ARMS	WIDTH OF ARMS	NETT WEIGHT	LIST No.
1	1ft 0in—2ft 2in	2ft 9in	2 $\frac{1}{4}$ in	30lb	OF 759
2	1ft 6in—3ft 2in	3ft 9in	2 $\frac{3}{4}$ in	39lb	OF 760
3	2ft 1 $\frac{1}{2}$ in—4ft 6in	5ft 2in	2 $\frac{3}{4}$ in	63lb	OF 761



Acrow Steel Column-clamps used in conjunction with timber formwork



Acrow Steel Column-clamps used in conjunction with steel formwork

The four arms of any one size of clamp are identical in all respects. One end is provided with a series of staggered and lapping slots and the other end is bent over to allow the neighbouring arm to slide through the bend at right-angles.—To each bent-over end a steel wedge is firmly secured by a strong length of chain welded to the arm.

There are no loose parts to be lost or mislaid.

METHOD OF FIXING

The clamps are equally efficient whether the column-formwork is of steel or timber.

In the case of timber formwork two nails in the timber at the required level provide a temporary rest for the clamp, enabling one man to make the adjustments and fix the wedges in the appropriate slots.

In the case of steel formwork, where nails cannot be used, the clamp is divided into two parts which are brought together and secured by two men in a matter of seconds.

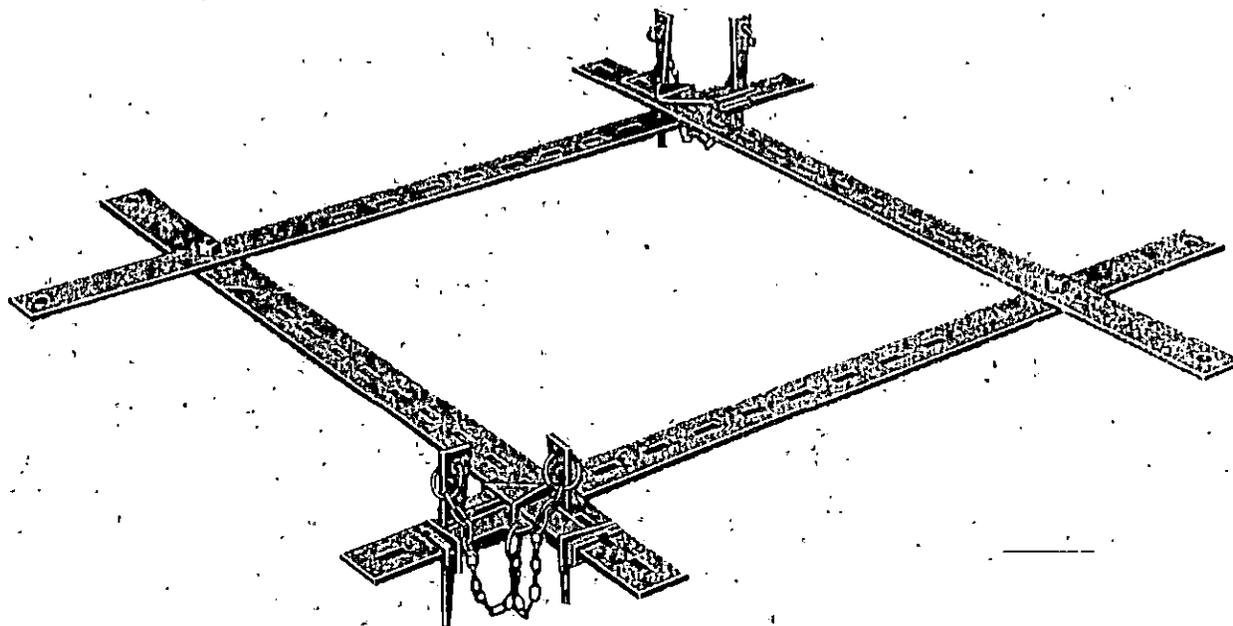
It will be evident that with the slots staggered and lapping, as shown, the clamps can be set and secured accurately to any dimension. They can be used for square, rectangular or polygon sections. If a column is unusually long in section as compared with its width, two arms of one size can be used together with two arms of another size, to suit.

SPARE PARTS

FOR SIZE No.	ARM		WEDGE & CHAIN		WEDGE ONLY	
	NETT WEIGHT	LIST No.	NETT WEIGHT	LIST No.	NETT WEIGHT	LIST No.
1	6 $\frac{1}{2}$ lb	OF 762				
2	8 $\frac{1}{2}$ lb	OF 763	1 $\frac{1}{4}$ lb	OF 765	14oz	OF 766
3	14 $\frac{1}{2}$ lb	OF 764				

ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

ACROW ADJUSTABLE STEEL COLUMN-CLAMPS 2-PIECE 'SQUAROMATIC' TYPE



The basic difference between this type of Column-clamp and the standard type is that in the 'Squaromatic' type an angle of 90° between adjoining arms is absolutely ensured irrespective of whether or not the column-formwork is accurately square.

The clamp consists of four flat bars which are united in pairs and provided with a single row of slots. The corner-casting, which is fitted at two diagonal corners of an assembled Column-clamp, effectively incorporates the use of the clamp with its adjacent members at right-angles.

The tightening of the clamp, which is carried out by wedges, is done at the two opposite diagonal corners which allows the whole clamp to be tightened in position at one position of the column.

The wedges are securely attached by chain to the corner-casting, the whole of which is prevented from becoming loose from the clamp-arm, until such time as the two adjacent arms are separated by the assembly bolt.

The standard 'Squaromatic' Clamp can be automatically extended to provide twice the length of any individual arm by joining them by bolted connections through the holes provided at the plain end opposite to the slots. This provides an extended use of the 'Squaromatic' Clamp to cover a range of column sizes greater than the normal sizes obtained within the length of each individual arm.

SIZE No.	DISTANCE BETWEEN INSIDES OF OPPOSITE ARMS		NETT WEIGHT	LIST No.
	OPEN	CLOSED		
1	28½ in × 28½ in	8½ in × 8½ in	40lb	OF 767
2	40½ in × 40½ in	12½ in × 12½ in	50½ lb	OF 768
3	27 in × 51½ in	7½ in × 24½ in	71½ lb	OF 769
4	51½ in × 51½ in	24½ in × 24½ in	87lb	OF 770

SPARE PARTS

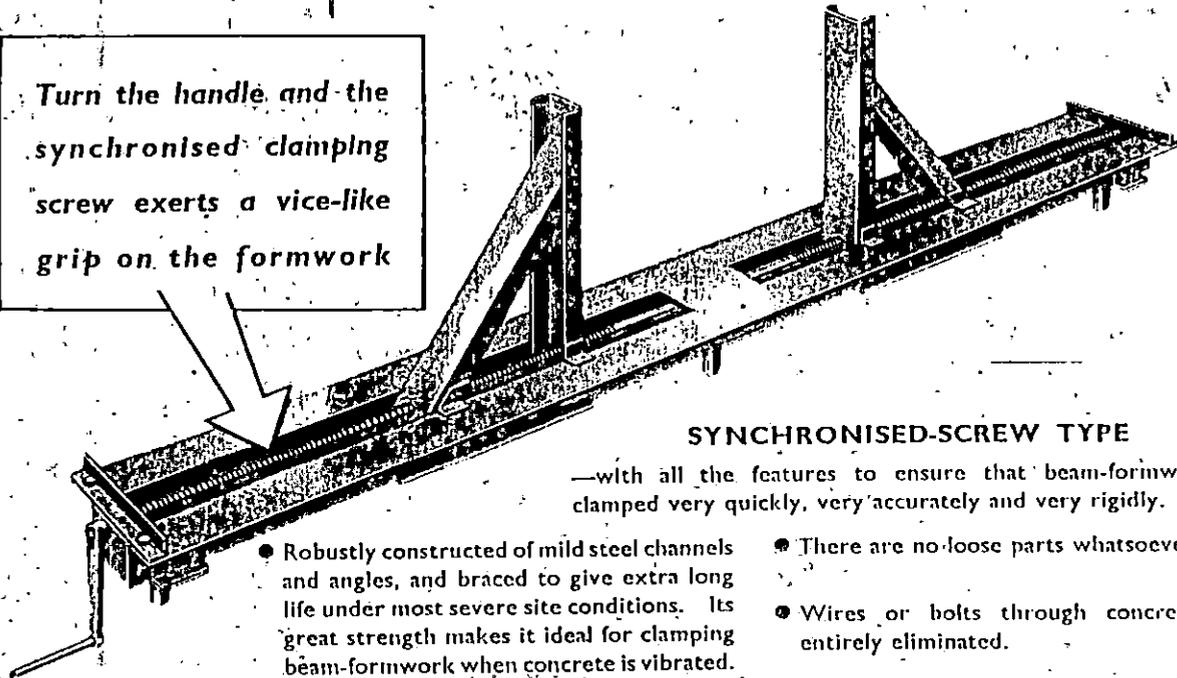
DESCRIPTION	SIZE No.	LENGTH	WIDTH	NETT WEIGHT	LIST No.
CLAMP ARM	1	36½ in	2½ in	8½ lb	OF 771
	2	48½ in	2½ in	10½ lb	OF 772
	3 (long)	61 in	3 in	19lb	OF 773
	3 (short)	36½ in	3 in	11½ lb	OF 774
	4	61 in	3 in	19lb	OF 775

DESCRIPTION	NETT WEIGHT	LIST No.
No. 1 & 2 Corner-casting with Wedge-and-Chain Assembly	4½ lb	OF 776
No. 3 & 4 " " " " " " " "	5½ lb	OF 777
Double Wedge-and-Chain Assembly all sizes	11lb	OF 778

ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

ACROW ADJUSTABLE STEEL BEAM-CLAMPS

Turn the handle and the synchronised clamping screw exerts a vice-like grip on the formwork



SYNCHRONISED-SCREW TYPE

—with all the features to ensure that beam-formwork is clamped very quickly, very accurately and very rigidly.

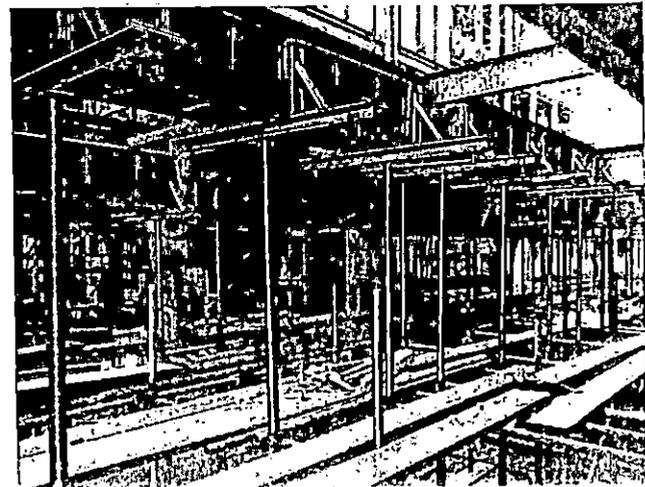
- Robustly constructed of mild steel channels and angles, and braced to give extra long life under most severe site conditions. Its great strength makes it ideal for clamping beam-formwork when concrete is vibrated.
- Adjusted to required width by simply turning a handle which operates the synchronised-screw. Any unskilled man can fix it with ease.
- There are no loose parts whatsoever.
- Wires or bolts through concrete are entirely eliminated.
- Spigots are provided at the centre and at each end, so that, whether supported by one Acrow Prop or by two, positioning of the Props is instantaneous and secure.

SPECIFICATIONS :

SIZE	DISTANCE BETWEEN VERTICAL ARMS		CLEAR HEIGHT OF VERTICAL ARMS	OVERALL LENGTH	NETT WEIGHT	LIST No.
	MINIMUM	MAXIMUM				
1	6in	2ft	12in	4ft	48lb	OF 779
2	10in	3ft	12in	5ft	57lb	OF 780

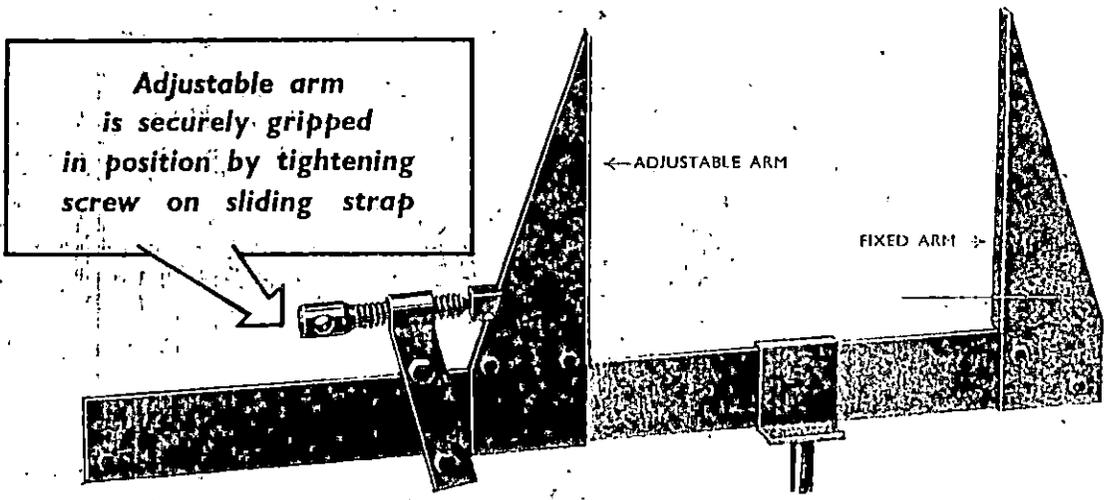


Acrow Beam-clamps supporting beam-formwork of timber.



Acrow Beam-clamps supporting beam-formwork of steel.

ACROW ADJUSTABLE STEEL BEAM-CLAMPS



LIGHTWEIGHT FIXED-ARM TYPE

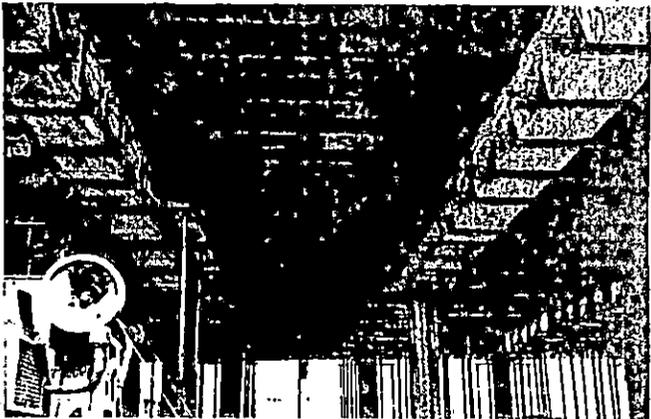
This lighter weight Beam-clamp has been designed with two purposes in view. Firstly, for use in intermediate positions, conjointly with the Synchronised-screw type. Secondly, when the great strength of the Synchronised-screw type is unwarranted, such as for clamping formwork for concrete casings to R.S.J.s when the formwork is supported by hangers.

If required, a sliding support attachment can be provided (at extra cost) for positioning of supporting prop.

It is quickly and easily fixed in position by adjusting the sliding arm to the width of beam-formwork and then locking the arm securely in position by means of the screw on the sliding strap.

SPECIFICATION

DISTANCE BETWEEN VERTICAL ARMS		CLEAR HEIGHT OF VERTICAL ARMS	OVERALL LENGTH	NETT WEIGHT	LIST No.
MINIMUM	MAXIMUM				
2½ in	2ft	12 in	3ft	22 lb	OF 781



Acrow Lightweight Beam-clamps supporting timber formwork.

SLEEVE-SPIGOT

The Sleeve-spigot is used with a lightweight Beam-clamp and Prop for supporting beam-formwork, as shown in diagram 1. The Spigot is inserted in the head of the Prop and the Beam-clamp assembled through the slot in the head of the Spigot. When the side-formwork is to be struck the Beam-clamp can be removed, leaving the beam soffit formwork supported by the Spigot and Prop, as shown in diagram 2, thus enabling the clamp and side formwork to be re-used in forming up further beam-formwork.

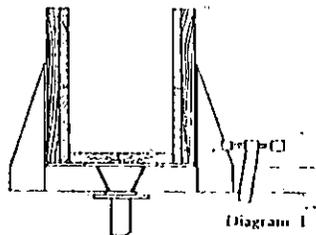
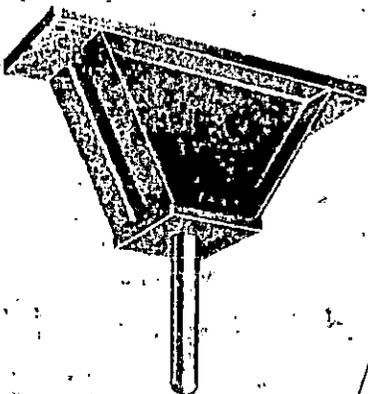


Diagram 1

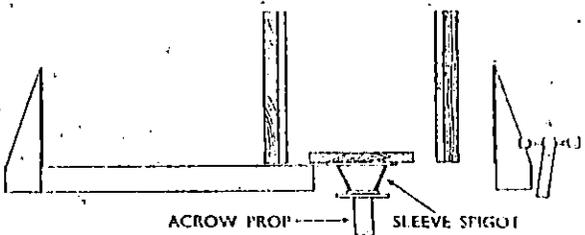


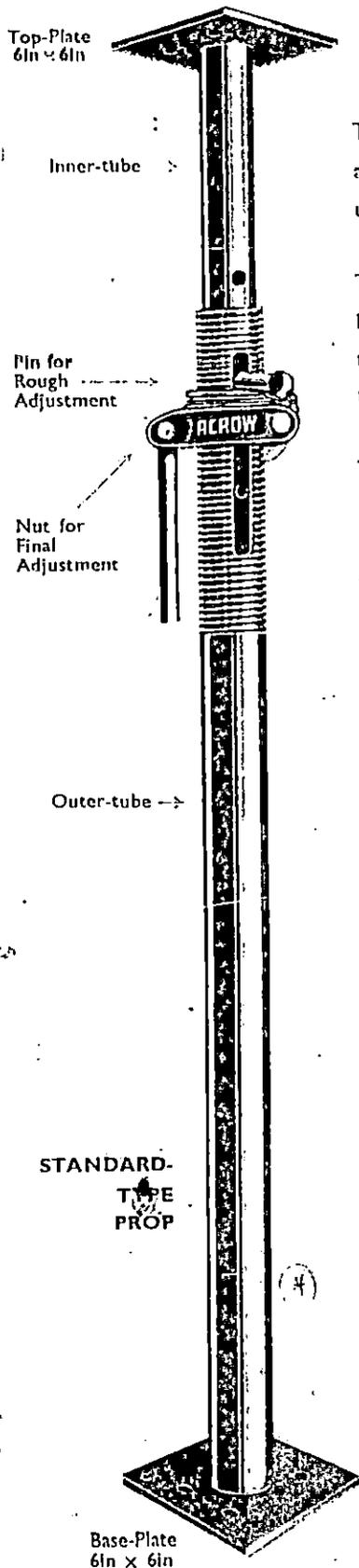
Diagram 2

NETT WEIGHT	LIST No.
1½ lb	OF 782

ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

ACROW ADJUSTABLE STEEL PROPS

(with Patent Self-Cleaning Nut)



The popularity of Acrow Props is so wide-spread that it would be hard to find a building site in this country, and in many others, where they are not being used in one way or another.

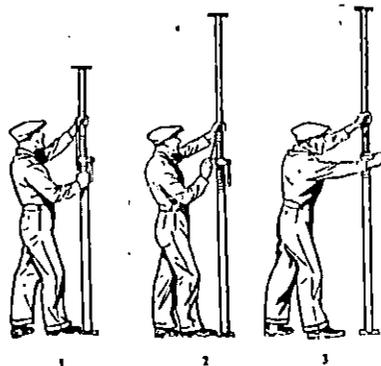
The Prop consists essentially of three parts, namely, the outer-tube, to which is welded the base-plate; the inner-tube, to which is welded the top-plate; and the nut, handle, chain and pin assembly. The three simple movements required to set up the Acrow Prop are shown below.

The main use of Acrow Props is in the support of temporary formwork for reinforced-concrete floors and beams. They are equally useful as raking shores to support temporary formwork for columns, walls and staircases. They are invaluable in repair work, whenever a permanent support has to be replaced, as well as for supporting canopies, lintels and the like while brickwork or concrete is setting. Some examples are given on pages 49 & 50.

The universal popularity of the Acrow Prop derives from the fact that it provides the simplest, the quickest, the most reliable, and the most economical method of temporary support at any exact height between its closed and extended positions. The adjustment is infinitely variable. The five sizes give a total range of from 3ft 5in to 16ft. Greater heights than this can be obtained by building up the Props in two, or even three tiers.

For propping at heights in excess of those which can be reached with Props in tiers, steel scaffolding is used in conjunction with Acrow Propex, Acrow Adjustable Head-Plates or Acrow Adjustable Stirrup-Heads: see page 114.

Alternatively, especially for heavy loading, there is the Acrow Shorload system, described on pages 66-73.



SET UP IN 3 SIMPLE MOVEMENTS

1. Lift inner-tube as nearly as possible to height required. (Outer-tube is kept steady by placing foot on base-plate.)
2. Insert pin through slot in outer-tube, passing through the nearest hole in the inner-tube.
3. Turn handle of nut for final adjustment.

2.508 m/s



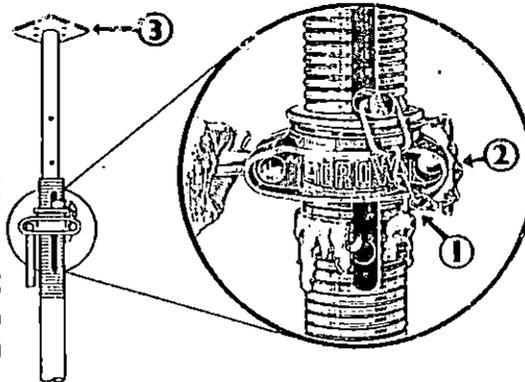
ACROW ADJUSTABLE STEEL PROPS

(with Patent Self-Cleaning Nut)

As compared with the lengthy and costly processes of cutting, wedging, and nailing of timber previously used for the purpose, the Acrow Prop is erected by one man in three simple movements in a matter of seconds, as illustrated at foot of page 45. Whereas timber used for propping is eventually burnt as firewood, with a little care, Acrow Props have a limitless life. Whereas timber props require regular adjustment of wedging due to expansion and contraction, Acrow Props need no such attention. Whereas the strength of a timber prop is often a matter for conjecture, the strength of an Acrow Prop can be relied upon. There are no loose parts to be lost or mislaid and the Prop is compact for transport and storage.

As well as being made of the highest quality materials, individually tested, Acrow Props have three extra unique features:—

1. A patented self-cleaning device on the collar-nut which automatically clears the thread of concrete and dirt when the nut is rotated, thus assuring quick and easy adjustment.
2. A holed boss on the collar-nut which makes it easy to turn in confined spaces—by inserting a bar in the hole.
3. Base-plates and top-plates are held for use with the Acrow V-Form system of slab formwork. (See pages 15–26.)



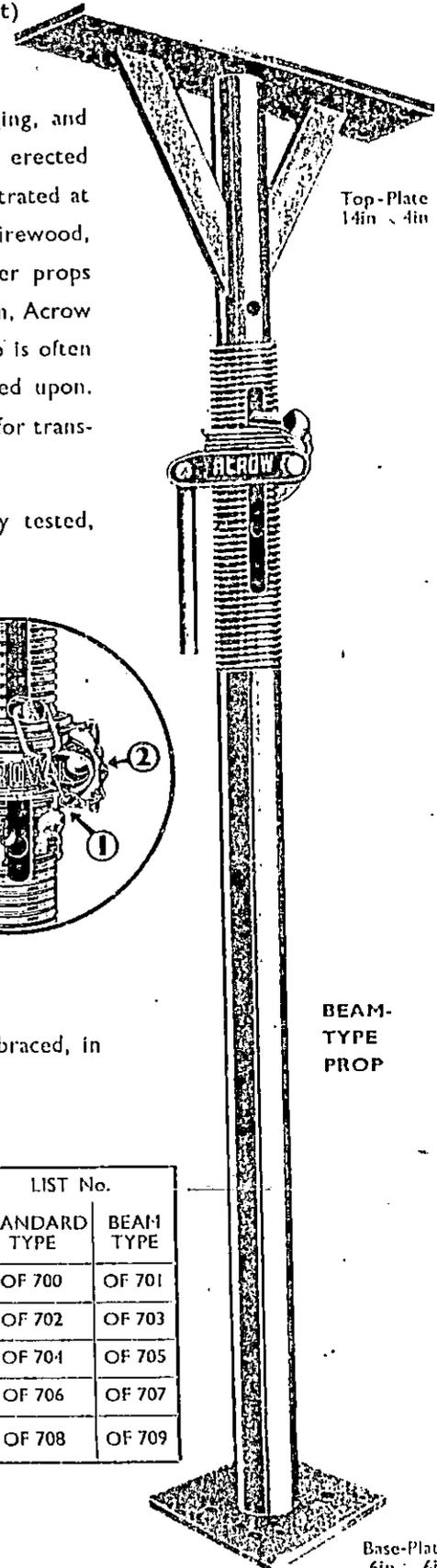
STANDARD-TYPE AND BEAM-TYPE

These differ only in respect of the top-plate, this being larger, and braced, in the Beam-type, for use when a larger bearing surface is required.

SPECIFICATIONS

SIZE No.	HEIGHT CLOSED	HEIGHT EXTENDED	FAILING LOAD CLOSED	FAILING LOAD EXTENDED	NETT WEIGHT		LIST No.	
					STANDARD TYPE	BEAM TYPE	STANDARD TYPE	BEAM TYPE
0X	3ft 5in	6ft 0in	27,552lb	21,728lb	33lb	39lb	OF 700	OF 701
1X	5ft 9in	10ft 3in	24,640lb	17,696lb	50lb	55lb	OF 702	OF 703
2X	6ft 6in	11ft 0in	23,072lb	17,472lb	52lb	61lb	OF 704	OF 705
3X	8ft 6in	13ft 0in	22,400lb	15,232lb	58lb	65lb	OF 706	OF 707
4X	10ft 6in	16ft 0in	20,832lb	10,080lb	74lb	82lb	OF 708	OF 709

FOR ACCESSORIES AND SPARE PARTS SEE PAGE 47



Top-Plate
14in x 4in

BEAM-TYPE
PROP

Base-Plate
6in x 6in

ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

ACROW ADJUSTABLE STEEL PROPS : ACCESSORIES

SPECIAL HEAD-FITMENTS

For insertion into the hole specially provided in the top-plate of both Standard-type and Beam-type Props.

TYPE	DIMENSIONS	NETT WEIGHT	LIST No.
A	6½ in × 3½ in × ¼ in thick	4lb	OF 711
	6½ in × 4½ in × ¼ in thick	4½ lb	OF 711A
B	6 in × 2½ in × ¼ in thick	2lb	OF 712



TYPE A
Stirrup-head :
for carrying timber
bearers supporting
floor-shuttering.



TYPE B
Trough-heads : for carrying
steel scaffold-tube
bearers supporting
floor-shuttering ;
or for use when Props
are employed as shores
against scaffold-tube
walings on wall-
formwork.



ACROW PROP BRACING-CLIP

For supporting timber
bracing. These clips
are supplied separately
and fitted to the inner
tube by the user, as
shown.

NETT WEIGHT	LIST No.
3½ lb	OF 713



ACROW PROP BRACING-PLATE

For securing timber
bracing to Props by
screws or nails. These
plates are welded to
the outer-tube during
manufacture. If re-
quired, use the same
List No. as on page 46,
but add suffix BP.

For example, size IX
Beam-type Prop with
Bracing-plate should
be ordered as follows:
OF 703BP



ACROW PROP BRACING DOUBLE- COUPLER

For bracing with
scaffold-tubes. These
clips are supplied
separately and fitted
to the outer-tube by
the user, as shown.

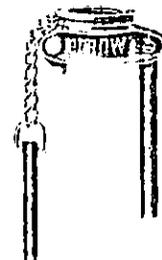
NETT WEIGHT	LIST No.
3lb 11oz	OF 714

SPARE PARTS FOR ACROW PROPS

PART	NETT WEIGHT		LIST No.	
	STANDARD TYPE	BEAM TYPE	STANDARD TYPE	BEAM TYPE
Inner-tube (Size 0X)	13lb	21lb	OF 715	OF 716
.. .. (Size 1X)	21lb	29lb	OF 717	OF 718
.. .. (Size 2X)	22½ lb	30½ lb	OF 719	OF 720
.. .. (Size 3X)	28½ lb	36½ lb	OF 721	OF 722
.. .. (Size 4X)	40½ lb	48½ lb	OF 723	OF 724
Nut, Handle, Chain and Pin (as shown).	5lb 8oz		OF 725	

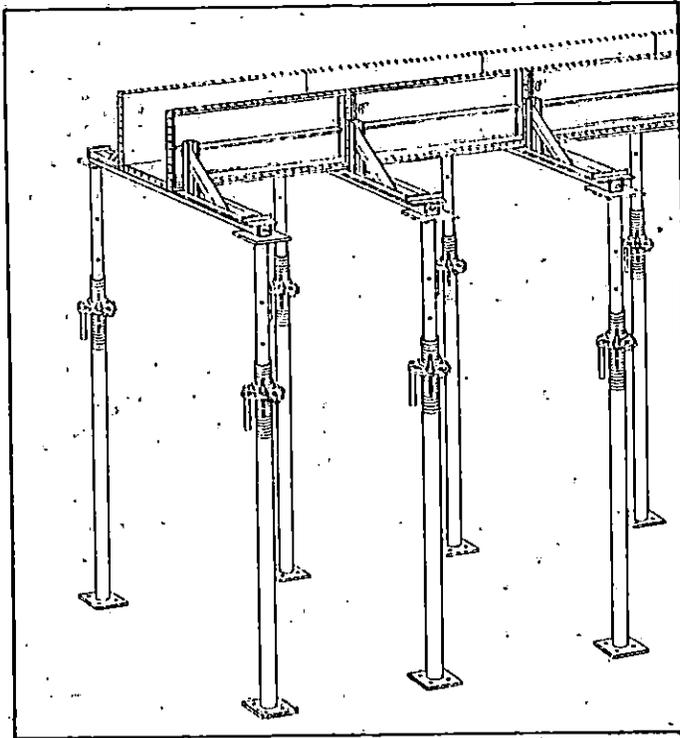
NUT, HANDLE, CHAIN & PIN

NOTE : The Nut, Handle,
Chain and Pin assembly is
standard equipment for all
sizes of both types of Prop.

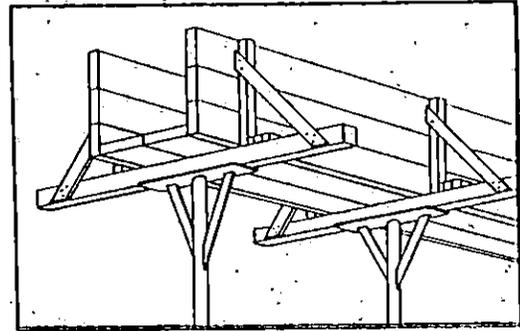


ACROW ADJUSTABLE STEEL PROPS

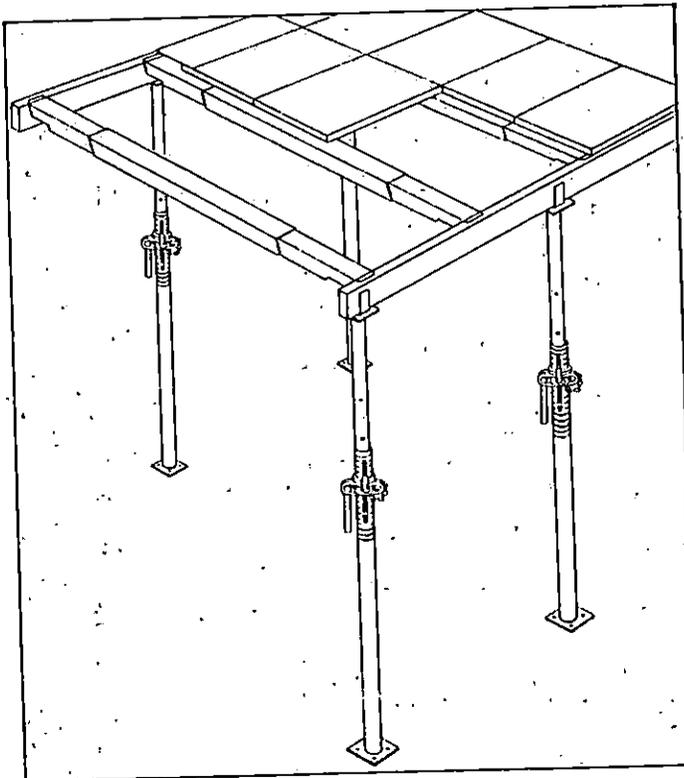
Some typical applications



Typical arrangement of Standard-type Props supporting Acrow Beam-clamps (see page 63) which, in turn, support beam-formwork, in this case Acrow Standard Wallforms.



Beam-type Props supporting beam-formwork of timber, with head-trees of timber.

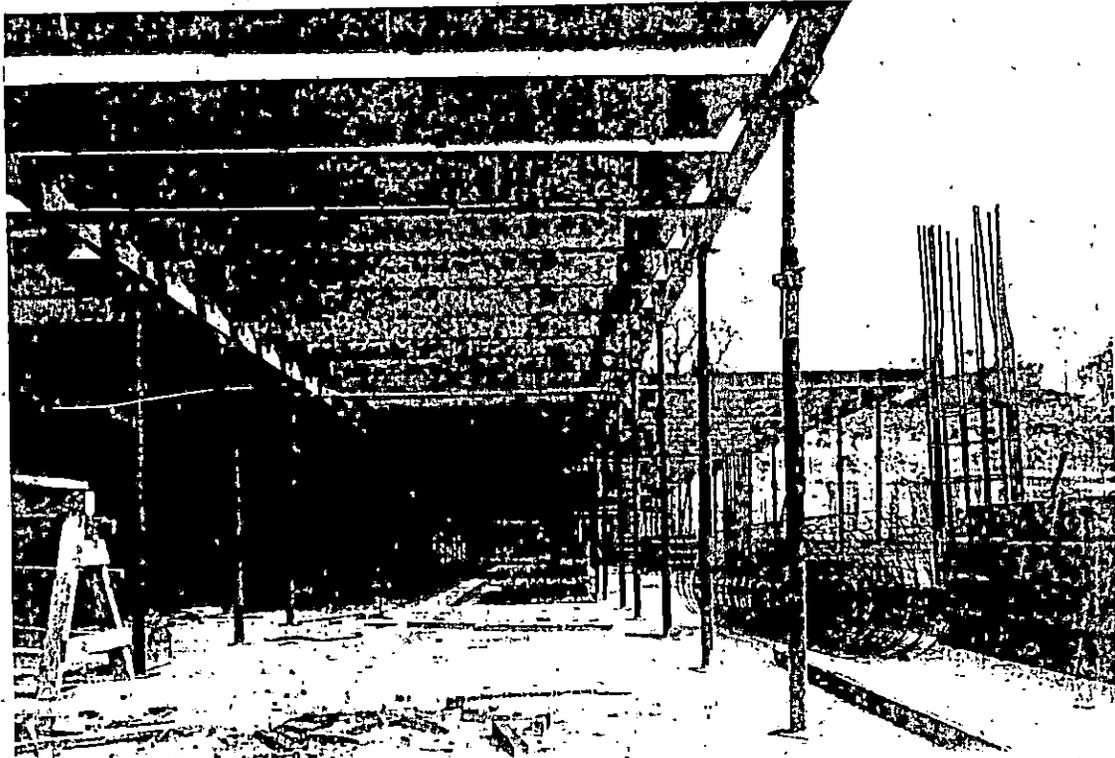


Typical arrangement of Standard-type Props supporting timber bearers for floor-shuttering which, in this case, consists of Acrow Floorforms supported by Acrow Floor-centres. Note the Stirrup-Head Fittings inserted in the tops of the Props to facilitate support of timber bearers.

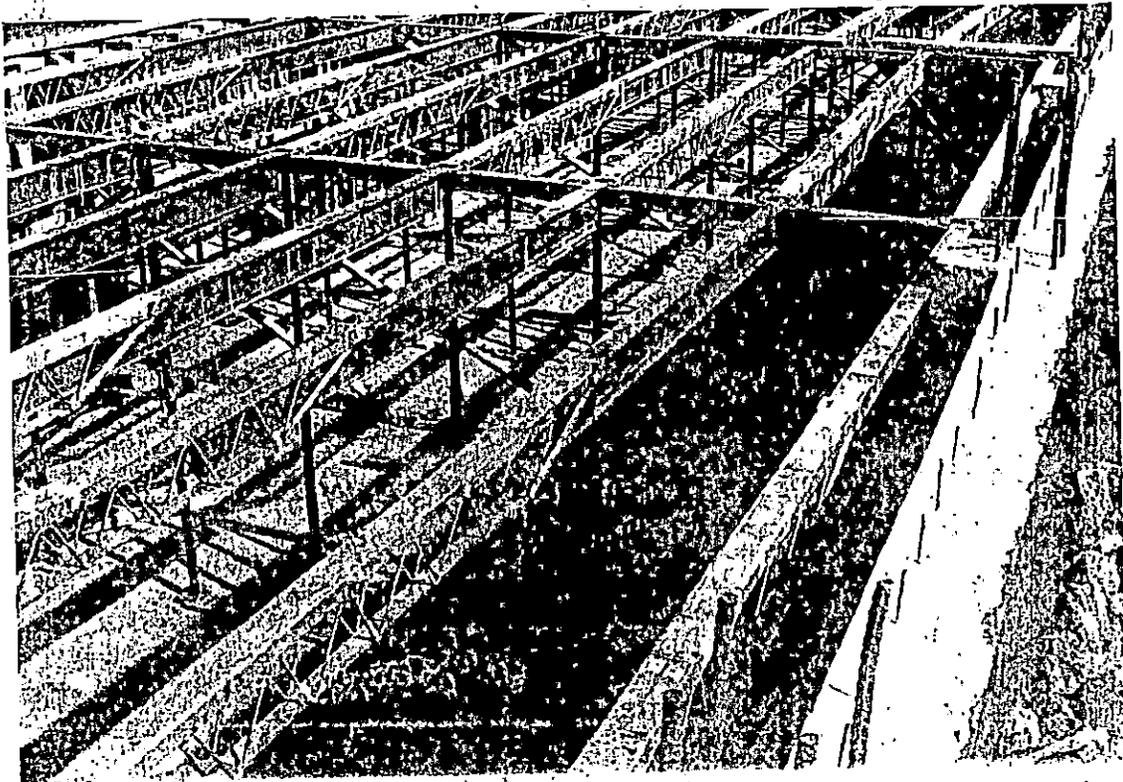
ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

ACROW ADJUSTABLE STEEL PROPS

Some typical applications



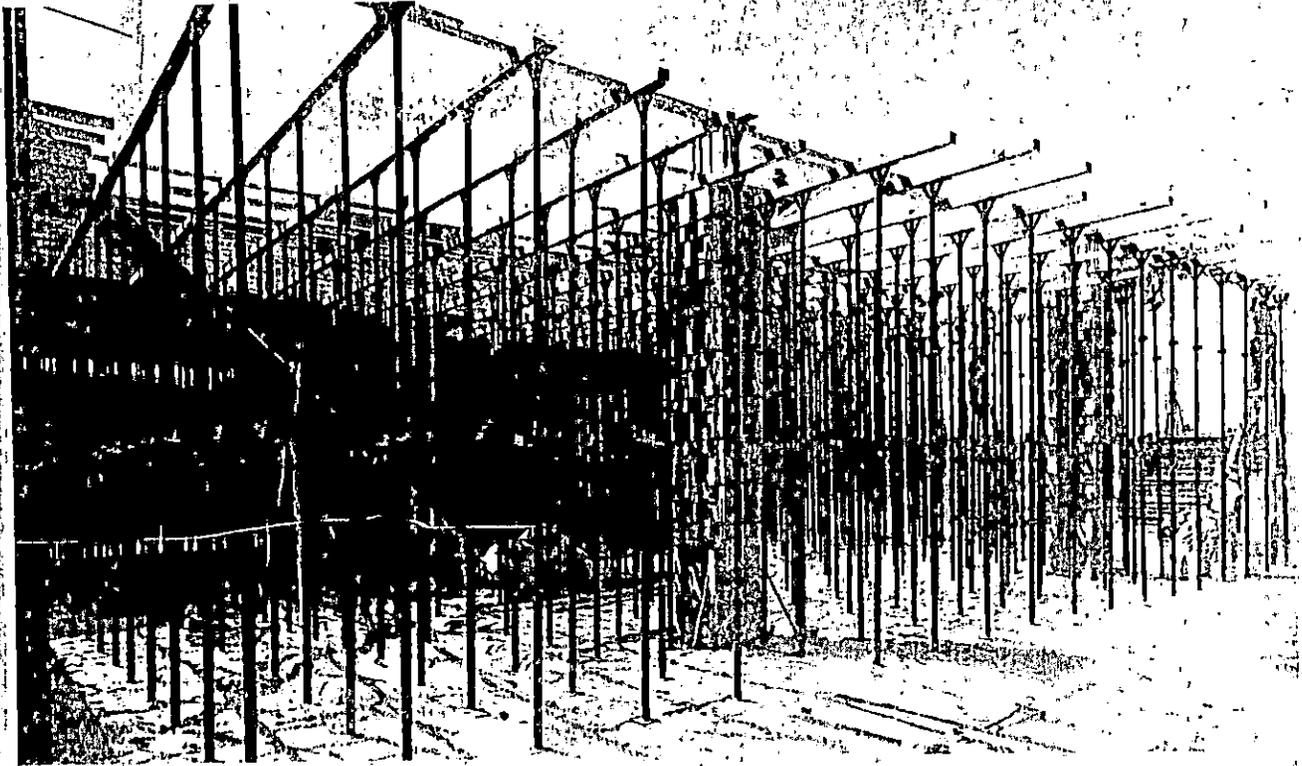
Acrow Standard-type Props supporting Acrow Floor-centres.



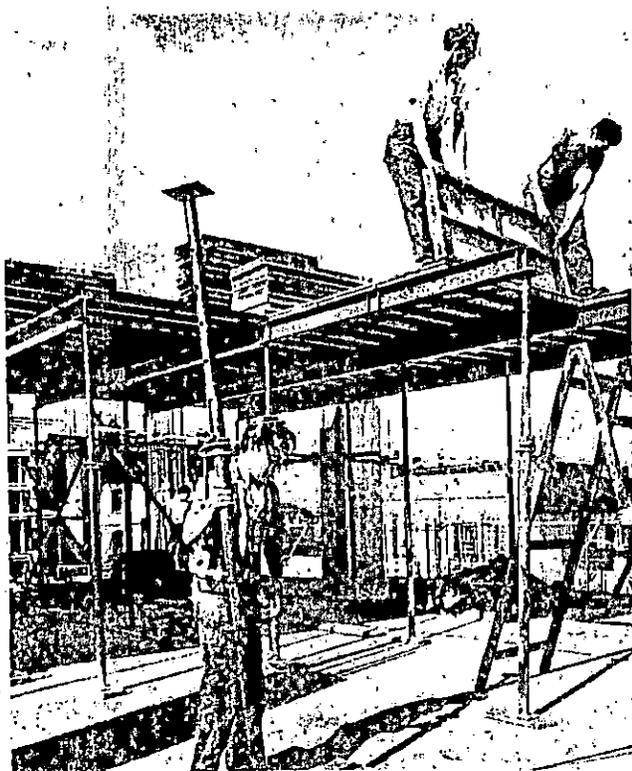
Acrow Standard-type Props supporting Acrow-Span Horizontal Shoring.

ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

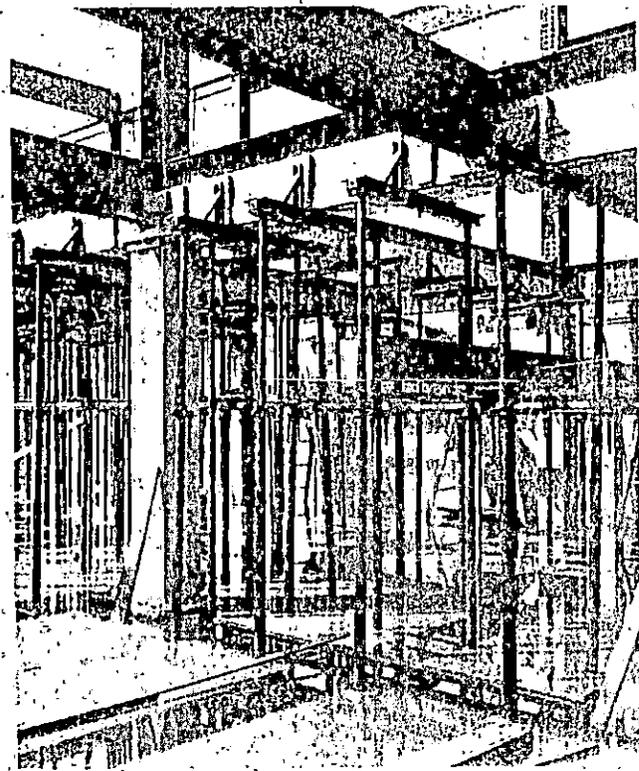
ACROW ADJUSTABLE STEEL PROPS



Acrow Beam-type Props supporting timber bearers.



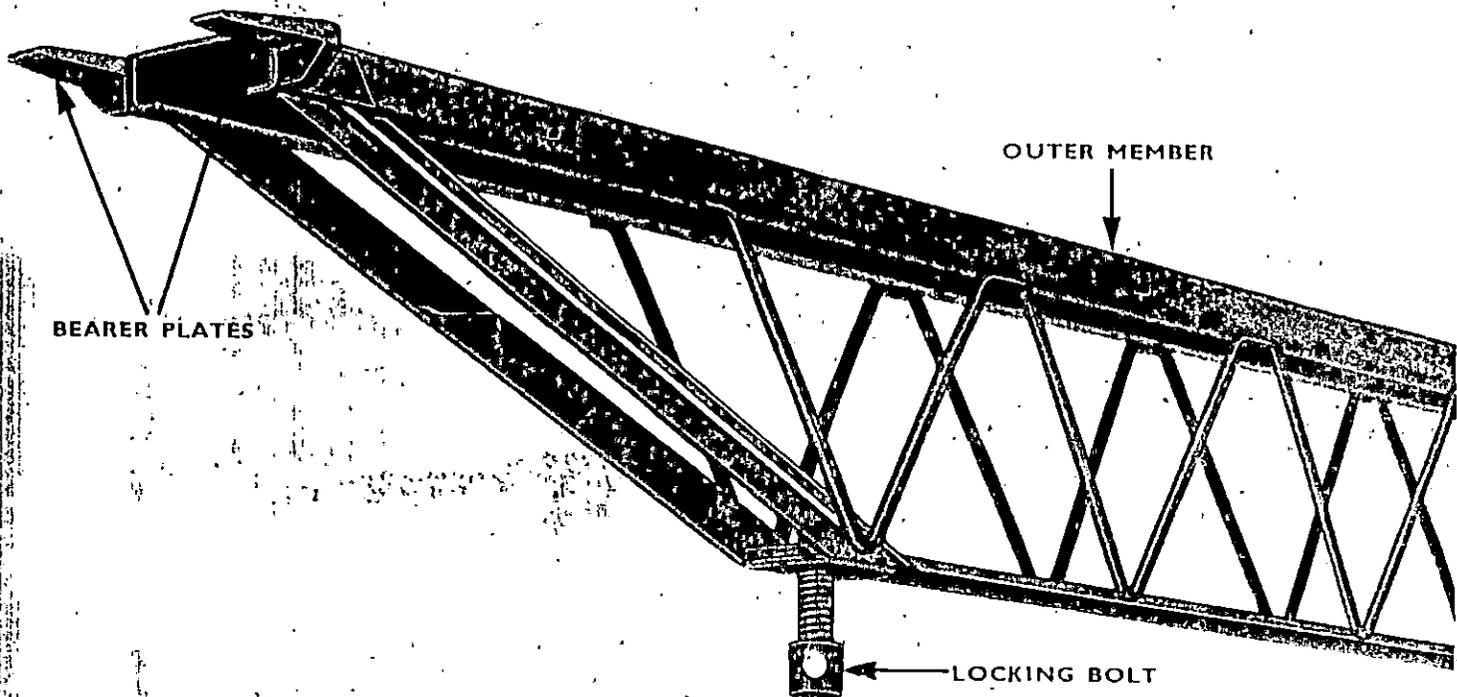
Acrow Standard-type Props as part of the V-Form system (see page 16).



Acrow Beam-Clamps supported by Acrow Standard-type Props.

ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

'ACROW-SPAN' HORIZONTAL SHORING



ACROW-SPAN GIVES YOU MAXIMUM SPEED, because

- a) erection and stripping are reduced to a few simple movements .
- b) Intermediate vertical shoring is eliminated
- c) area of slab decking per horizontal shore is highest obtainable, due to high strength/weight ratio.

IT ALSO GIVES YOU MAXIMUM STRENGTH & SAFETY, because—

at the same time as providing for unusually high working loads (see table on page 53) Acrow-Span gives you a Factor of Safety of the high order of 2.2 : 1.

Moreover, it is a precise safety factor and not one which is dependent on rule-of-thumb empirical methods as commonly used with timber.

MAXIMUM BENDING MOMENT IS 12,000ft/lb

MAXIMUM TOTAL LOAD 7,600lb

No other horizontal shore can equal Acrow-Span for this combination of high safety factor and high load-bearing capacity.

Special American Patent Steel stands up to rough site-handling, is rust-resistant and therefore reduces maintenance costs.

ERECTION AND STRIPPING

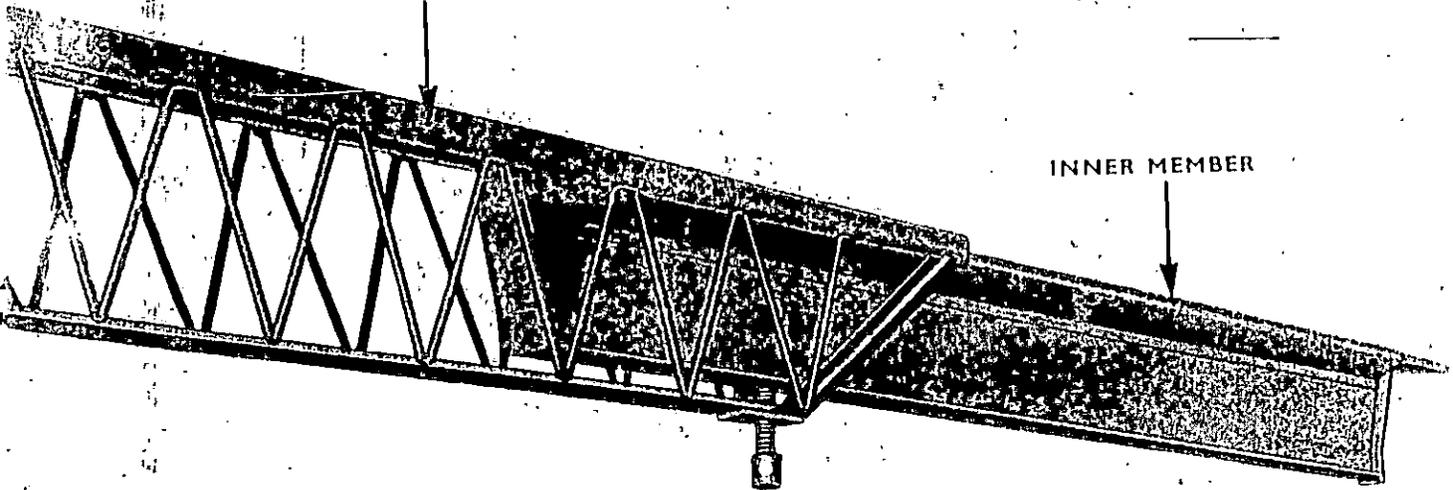
Having decided on the combination of components best suited to give the span required—see page 53—and also on the spacing of horizontal shores—see table on page 53—assemble components on the ground, telescope **INNERS** into **OUTERS** to give the span required; and tighten locking-screws. Lift and place into position at required spacing.

To strike horizontal shores release one locking-screw and telescope **INNER** into **OUTER** to clear bearer-plates from their supports. All bearer-plates are tapered to make their removal from supports an easy operation.

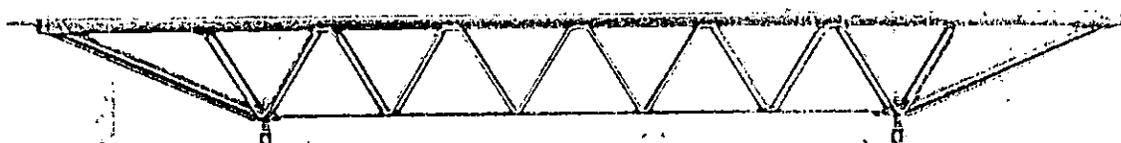
ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

'ACROW-SPAN' HORIZONTAL SHORING

Holes for housing NAILING CLIPS
to which are attached
TIMBER NAILING STRIPS
(only holed if specifically instructed).

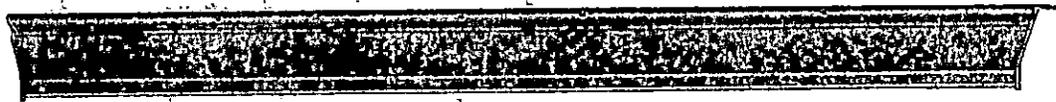


ITS 2 BASIC COMPONENTS:—



1. OUTER MEMBER

MEMBER	LENGTH	WEIGHT	LIST No.
SHORT OUTER	8ft 6in	71lb	OF 726A
LONG OUTER	11ft 6in	88lb	OF 726B



2. INNER MEMBER

MEMBER	LENGTH	WEIGHT	LIST No.
SHORT INNER	8ft 6in	75lb	OF 727A
LONG INNER	10ft 6in	92lb	OF 727B

Both components, in both sizes, are fabricated with an upward camber to a constant radius, giving a continuous camber when components are joined up and locking-screw tightened. Uniformity of camber is thus automatically achieved without depending in any way on the human element. When stripping, release of locking-screws creates a sag between adjacent components, relieving them of all stress and making striking simple, safe, and speedy.

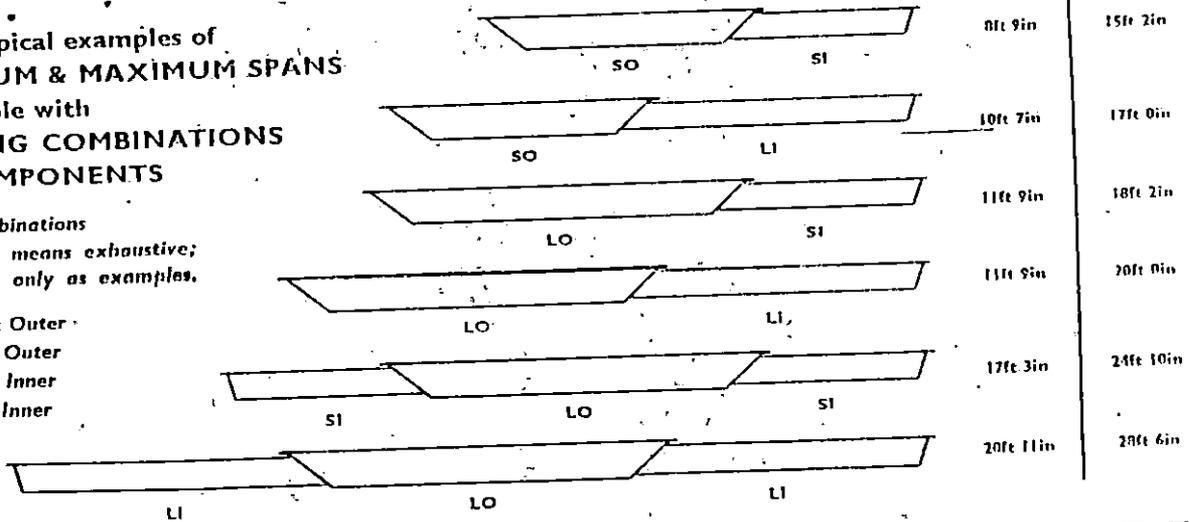
ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

'ACROW-SPAN' HORIZONTAL SHORING

Some typical examples of **MINIMUM & MAXIMUM SPANS** obtainable with **VARYING COMBINATIONS OF COMPONENTS**

These combinations are by no means exhaustive; they serve only as examples.

SO - Short Outer
LO - Long Outer
SI - Short Inner
LI - Long Inner



ACROW-SPAN LOADING TABLE: Giving Spacing for various Slab thicknesses and Spans

Slab Thickness	Weight of slab (based on concrete at 150lb/cub.ft)	Total load including 4lb for forms and live load	Permissible Clear Spans for the following Centre Line Spacing											
			1ft 4in	1ft 7in	1ft 8in	2ft 0in	2ft 6in	3ft 0in	3ft 6in	4ft 0in	4ft 6in	5ft 0in	5ft 6in	6ft 0in
4in	50	91	28ft 2in	25ft 8in	25ft 2in	23ft 0in	20ft 8in	18ft 9in	17ft 4in	16ft 3in	15ft 4in	14ft 6in	13ft 10in	13ft 3in
4½in	56	97	27ft 3in	24ft 10in	24ft 4in	22ft 3in	20ft 0in	18ft 2in	16ft 10in	15ft 9in	14ft 10in	14ft 0in	13ft 5in	12ft 10in
5in	62	103	26ft 5in	24ft 2in	23ft 8in	21ft 7in	19ft 4in	17ft 8in	16ft 5in	15ft 3in	14ft 4in	13ft 7in	13ft 0in	12ft 3in
5½in	69	110	25ft 7in	23ft 4in	22ft 11in	20ft 11in	18ft 0in	17ft 1in	15ft 10in	14ft 9in	13ft 11in	13ft 2in	12ft 6in	11ft 6in
6in	75	116	24ft 10in	22ft 9in	22ft 3in	20ft 4in	18ft 3in	16ft 7in	15ft 5in	14ft 5in	13ft 7in	12ft 10in	11ft 11in	10ft 11in
6½in	81	122	24ft 3in	22ft 2in	21ft 9in	19ft 10in	17ft 10in	16ft 2in	15ft 0in	14ft 0in	13ft 2in	12ft 5in	11ft 4in	10ft 4in
7in	87	128	23ft 9in	21ft 8in	21ft 3in	19ft 4in	17ft 4in	15ft 10in	14ft 9in	13ft 8in	12ft 10in	11ft 10in	10ft 9in	9ft 10in
7½in	94	135	23ft 2in	21ft 1in	20ft 8in	18ft 11in	16ft 11in	15ft 4in	14ft 3in	13ft 4in	12ft 6in	11ft 3in	10ft 9in	9ft 4in
8in	100	141	22ft 7in	20ft 8in	20ft 3in	18ft 6in	16ft 6in	15ft 0in	14ft 0in	13ft 0in	12ft 0in	11ft 6in	10ft 9in	9ft 4in
8½in	106	147	22ft 1in	20ft 1in	19ft 3in	18ft 1in	16ft 3in	14ft 9in	13ft 9in	12ft 9in	11ft 10in	10ft 4in	9ft 4in	—
9in	112	153	21ft 8in	19ft 10in	19ft 4in	17ft 9in	15ft 11in	14ft 6in	13ft 5in	12ft 5in	11ft 10in	10ft 6in	9ft 6in	—
9½in	119	160	21ft 2in	19ft 4in	19ft 0in	17ft 4in	15ft 6in	14ft 2in	13ft 2in	11ft 10in	10ft 6in	9ft 6in	—	—
10in	125	166	20ft 10in	19ft 0in	18ft 8in	17ft 0in	15ft 3in	13ft 10in	13ft 0in	11ft 5in	10ft 2in	9ft 3in	—	—
10½in	131	172	20ft 5in	18ft 8in	18ft 4in	16ft 8in	15ft 0in	13ft 8in	12ft 9in	11ft 0in	9ft 10in	8ft 10in	—	—
11in	137	178	20ft 0in	18ft 4in	18ft 0in	16ft 5in	14ft 11in	13ft 5in	12ft 6in	10ft 8in	9ft 6in	—	—	—
11½in	143	184	19ft 9in	18ft 1in	17ft 8in	16ft 2in	14ft 5in	13ft 2in	11ft 10in	10ft 4in	9ft 2in	—	—	—
12in	150	191	19ft 5in	17ft 9in	17ft 4in	15ft 10in	14ft 3in	12ft 11in	11ft 5in	10ft 0in	8ft 10in	—	—	—
13in	163	204	18ft 10in	17ft 2in	16ft 10in	15ft 4in	13ft 8in	12ft 9in	11ft 0in	9ft 3in	—	—	—	—
14in	175	216	18ft 3in	16ft 6in	16ft 4in	14ft 10in	13ft 4in	11ft 8in	10ft 0in	8ft 9in	—	—	—	—
15in	188	229	17ft 8in	16ft 2in	15ft 10in	14ft 5in	12ft 11in	11ft 0in	9ft 5in	—	—	—	—	—
16in	200	241	17ft 3in	15ft 9in	15ft 5in	14ft 1in	12ft 7in	10ft 6in	9ft 0in	—	—	—	—	—
17in	213	254	16ft 10in	15ft 6in	15ft 0in	13ft 9in	11ft 11in	9ft 11in	—	—	—	—	—	—
18in	225	266	16ft 5in	15ft 0in	14ft 8in	13ft 5in	11ft 5in	9ft 6in	—	—	—	—	—	—
19in	238	279	16ft 0in	14ft 8in	14ft 4in	13ft 1in	10ft 10in	9ft 0in	—	—	—	—	—	—
20in	250	291	15ft 8in	14ft 4in	14ft 0in	12ft 10in	10ft 5in	—	—	—	—	—	—	—
21in	263	304	15ft 4in	14ft 1in	13ft 9in	12ft 6in	10ft 0in	—	—	—	—	—	—	—
22in	275	316	15ft 0in	13ft 9in	13ft 5in	12ft 0in	9ft 7in	—	—	—	—	—	—	—
23in	288	329	14ft 9in	13ft 6in	13ft 2in	11ft 6in	9ft 2in	—	—	—	—	—	—	—
24in	300	341	14ft 6in	13ft 3in	13ft 0in	11ft 3in	8ft 11in	—	—	—	—	—	—	—

For a given slab thickness one can either fix the spacing of the Acrow-Spans and determine their maximum clear span, as Example 1, or fix their maximum clear span and determine their spacing, as Example 2.

EXAMPLE 1

Slab thickness	4in
Required Spacing	3ft 0in
Permissible Clear Span	18ft 9in

EXAMPLE 2

Slab thickness	5½in
Required Clear Span	14ft 9in
Maximum Spacing	4ft 0in

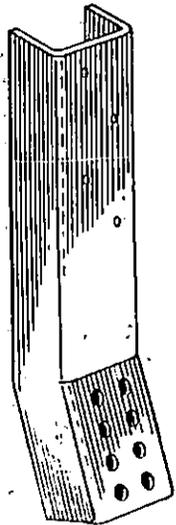
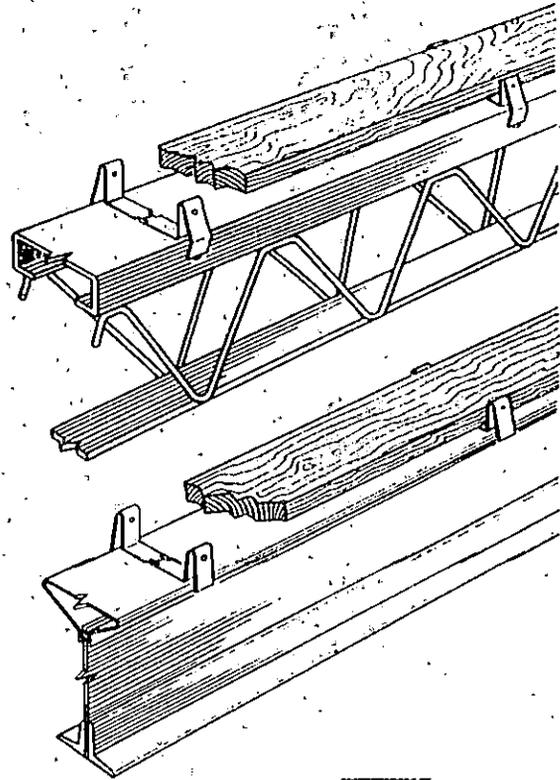
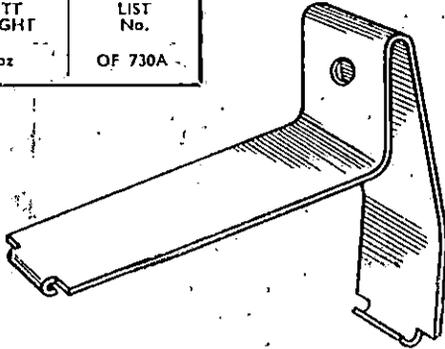
ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

'ACROW-SPAN' HORIZONTAL SHORING : ACCESSORIES

ACROW-SPAN NAILING CLIP

To enable pan soffits or plywood decking to be nailed directly on to Acrow-Spans, Nailing Clips are available which will hold standard 4 in. widths of board to the upper flanges. Along the tops of both Outer and Inner members holes are provided for inserting the top end of the clip. The other end of the clip is inserted into holes provided on the sides of the Inner and Outer members as shown in diagrams on right.

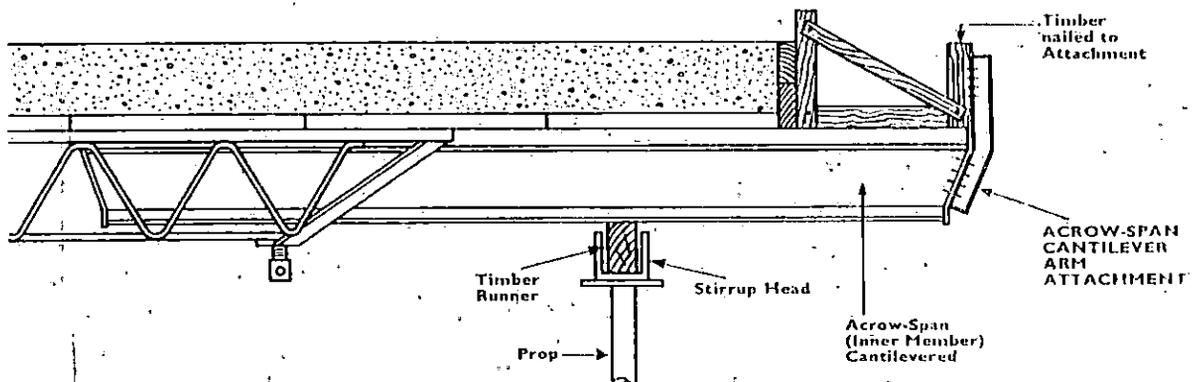
NETT WEIGHT	LIST No.
$\frac{1}{4}$ oz	OF 730A



ACROW-SPAN CANTILEVER ARM ATTACHMENT

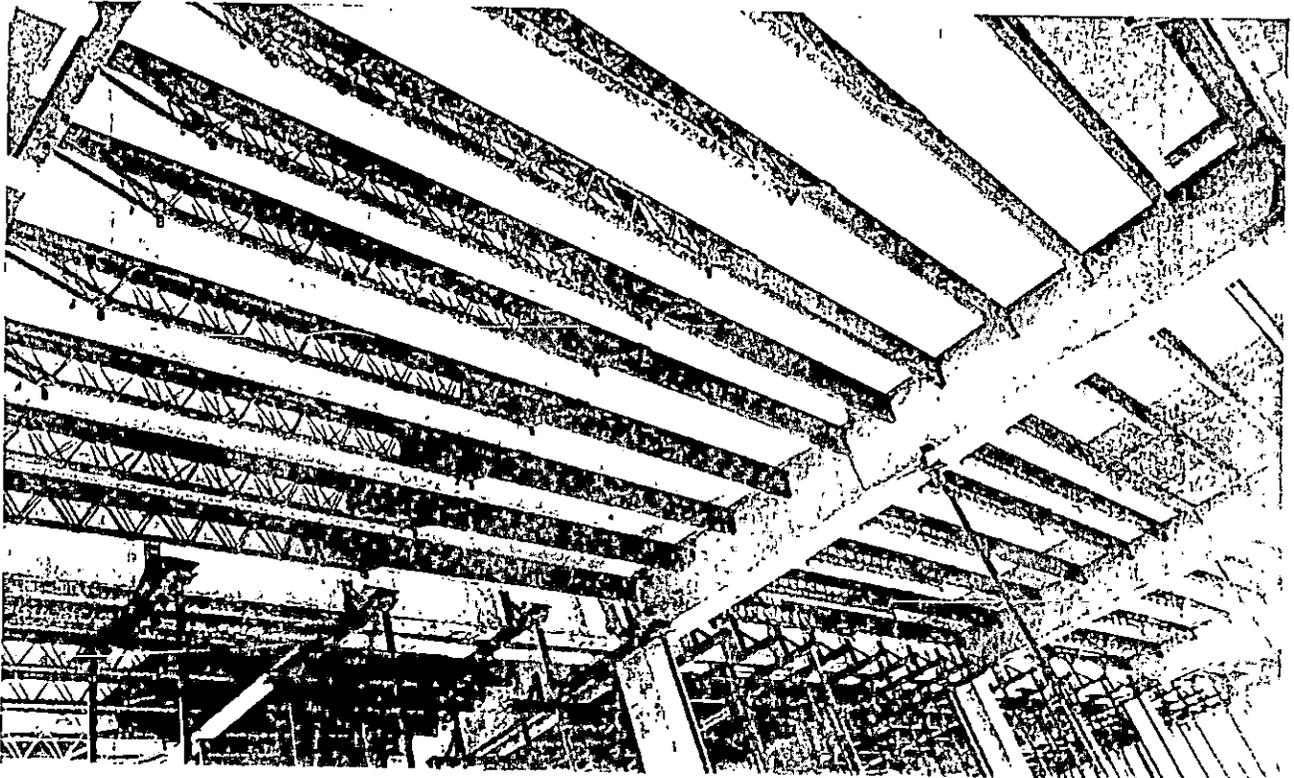
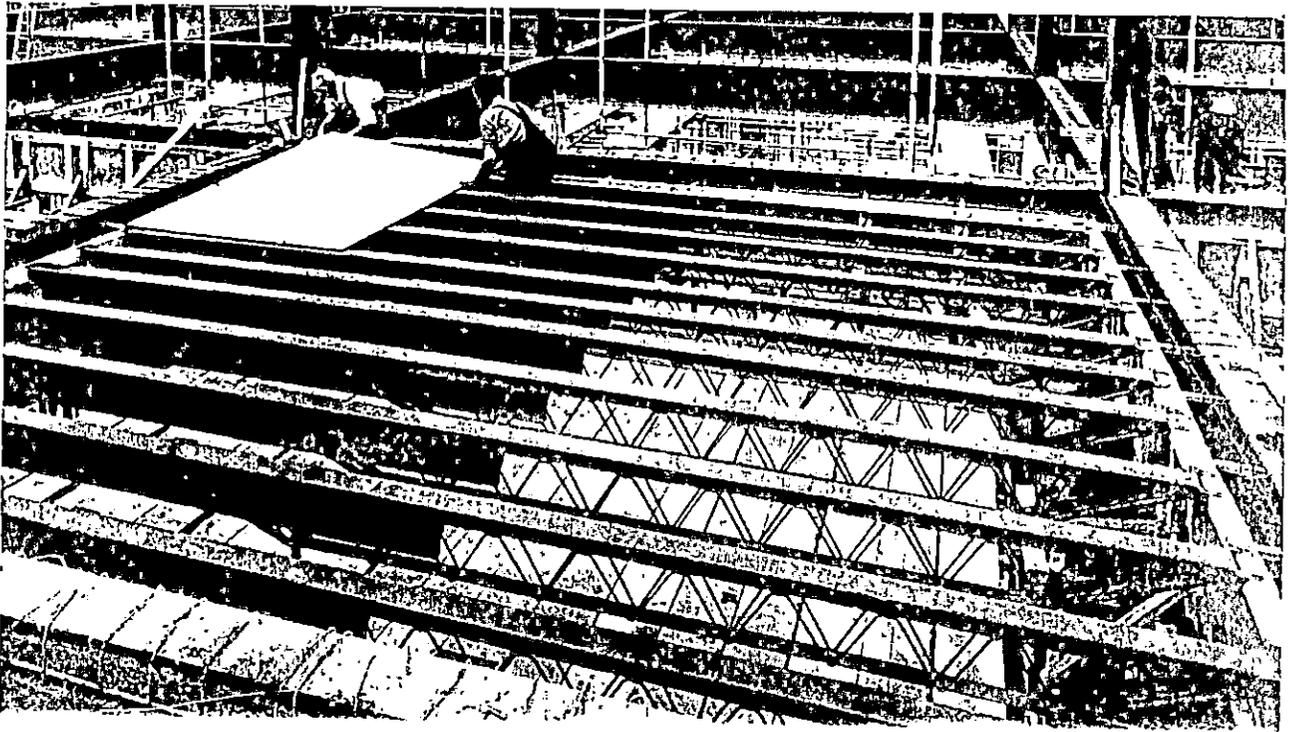
This accessory is extremely useful when a slab ends in an upstanding beam or without a beam. The Inner member of the Acrow-Spans is reversed and to the end of the Inner member, so reversed, the Cantilever Arm Attachment is bolted through the holes provided. Raking supports to the edge formwork can then be held securely by the attachments as shown in the diagram below.

NETT WEIGHT	LIST No.
5 lb.	OF 730B



ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

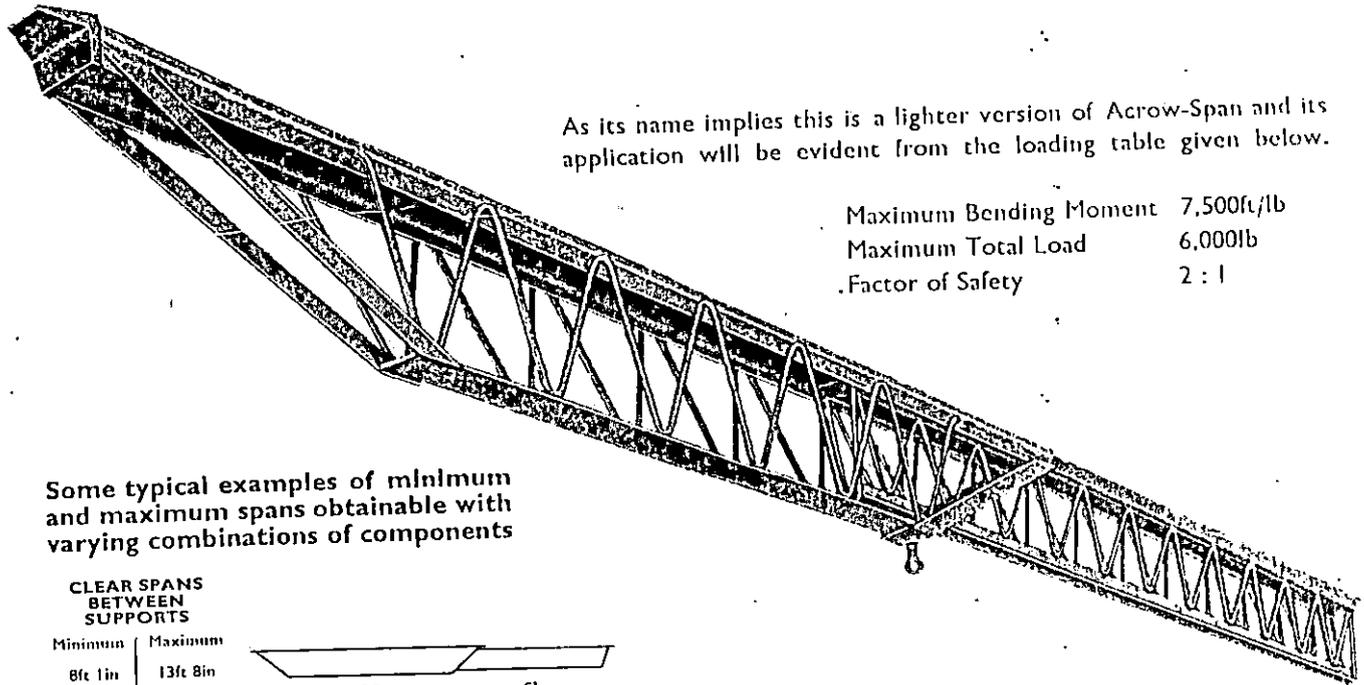
'ACROW-SPAN' HORIZONTAL SHORING



Two views of 20ft \times 20ft bay, with Acrow-Spans composed of one Long Inner and one Long Outer, spaced at 2ft centre to centre. Decking is of plywood sheets 8ft \times 4ft.

ACROW STEEL FORMWORK : PART 1

'ACROW-SPAN' HORIZONTAL SHORING : LIGHTWEIGHT MODEL



As its name implies this is a lighter version of Acrow-Span and its application will be evident from the loading table given below.

Maximum Bending Moment 7,500ft/lb
 Maximum Total Load 6,000lb
 Factor of Safety 2 : 1

Some typical examples of minimum and maximum spans obtainable with varying combinations of components

CLEAR SPANS BETWEEN SUPPORTS

Minimum	Maximum	Diagram		
8ft 1in	13ft 8in	SO	SI	
10ft 2in	15ft 9in	SO	LI	
10ft 6in	16ft 2in	LO	SI	
10ft 6in	18ft 3in	LO	LI	
15ft 8in	19ft 6in	SO	SI	SO

COMPONENTS

MEMBER	LENGTH	WEIGHT	LIST No.
SHORT OUTER	7ft 8in	43lb	OF 727C
LONG OUTER	10ft 2in	56lb	OF 727D
SHORT INNER	7ft 9in	57lb	OF 727E
LONG INNER	9ft 10in	66lb	OF 727F

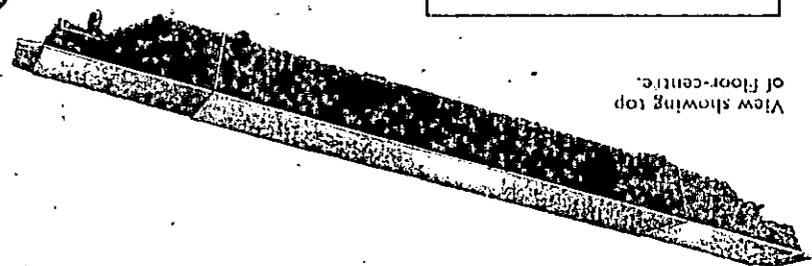
LIGHTWEIGHT ACROW-SPAN LOADING TABLE: Giving Spacing for various Slab thicknesses and Spans

Slab Thickness	Weight of slab lb/sq.ft (based on concrete at 150lb/cub.ft)	Total load including 36lb for forms and live load	Permissible Clear Spans for the following Centre Line Spacing									
			1ft 4in	1ft 7in	1ft 8in	2ft 0in	3ft 0in	4ft 0in	5ft 0in	6ft 0in		
4in	50	86	22ft 10in	20ft 10in	20ft 5in	18ft 8in	15ft 3in	13ft 2in	11ft 9in	10ft 9in		
4½in	56	92	22ft 0in	20ft 2in	19ft 9in	18ft 1in	14ft 8in	12ft 9in	11ft 4in	10ft 5in		
5in	62	98	21ft 3in	19ft 6in	19ft 1in	17ft 6in	14ft 3in	12ft 4in	11ft 0in	10ft 1in		
5½in	69	105	20ft 7in	18ft 10in	18ft 6in	16ft 11in	13ft 9in	11ft 11in	10ft 8in	9ft 9in		
6in	75	111	20ft 1in	18ft 3in	18ft 0in	16ft 5in	13ft 5in	11ft 8in	10ft 4in	9ft 6in		
6½in	81	117	19ft 7in	17ft 9in	17ft 6in	16ft 0in	13ft 0in	11ft 3in	10ft 1in	9ft 2in		
7in	87	123	19ft 1in	17ft 4in	17ft 0in	15ft 7in	12ft 9in	11ft 0in	9ft 10in	8ft 11in		
7½in	94	130	18ft 7in	16ft 11in	16ft 7in	15ft 2in	12ft 5in	10ft 9in	9ft 7in	8ft 8in		
8in	100	136	18ft 2in	16ft 7in	16ft 3in	14ft 10in	12ft 1in	10ft 6in	9ft 4in	8ft 2in		
8½in	106	142	17ft 9in	16ft 3in	15ft 10in	14ft 6in	11ft 10in	10ft 3in	9ft 2in			
9in	112	148	17ft 5in	15ft 11in	15ft 7in	14ft 3in	11ft 7in	10ft 1in	8ft 11in			
9½in	119	155	17ft 0in	15ft 6in	15ft 2in	13ft 11in	11ft 4in	9ft 10in	8ft 6in			
10in	125	161	16ft 8in	15ft 3in	14ft 11in	13ft 7in	11ft 3in	9ft 7in	8ft 2in			
10½in	131	167	16ft 5in	15ft 0in	14ft 8in	13ft 5in	10ft 11in	9ft 5in				
11in	137	173	16ft 2in	14ft 8in	14ft 4in	13ft 2in	10ft 9in	9ft 4in				
11½in	143	179	15ft 10in	14ft 5in	14ft 1in	12ft 11in	10ft 7in	9ft 2in				
12in	150	186	15ft 7in	14ft 2in	13ft 11in	12ft 8in	10ft 4in	8ft 10in				

ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

ACROW ADJUSTABLE STEEL FLOOR-CENTRES

View showing top of floor-centre.



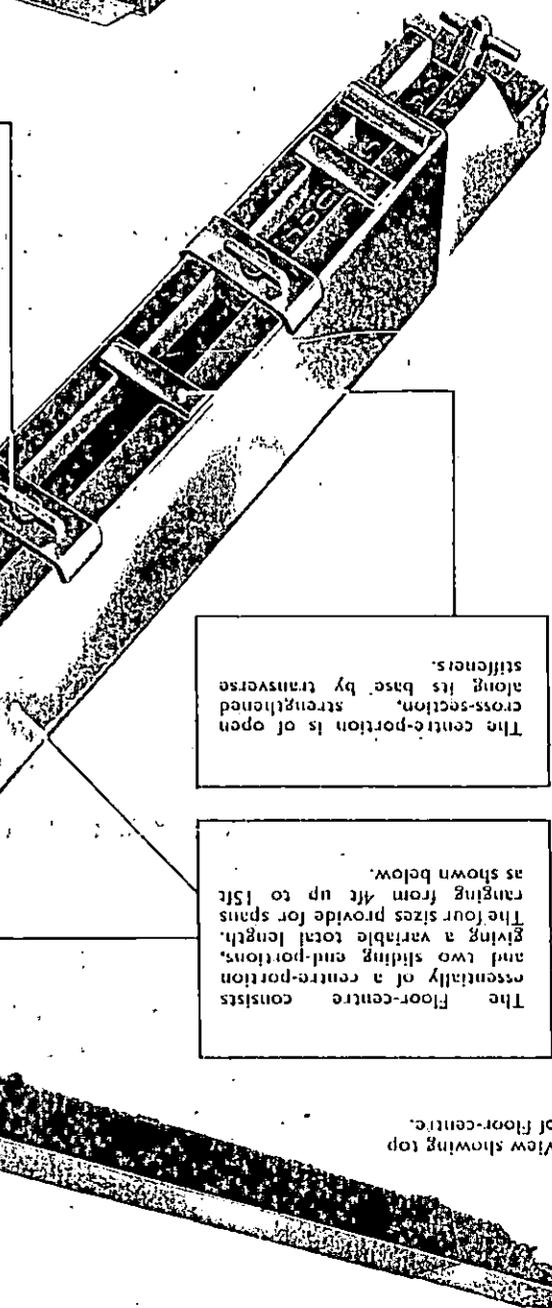
The floor-centre consists essentially of a centre-portion and two sliding end-portions, giving a variable total length. The four sizes provide for spans ranging from 4ft up to 15ft as shown below.

The centre-portion is of open cross-section, strengthened along its base by transverse stiffeners.

Retractable bearing-plates at each end can be instantaneously pulled in and out by a simple cam turned by a key. They make Acrow floor-centres the fastest in use. There is little risk of damage because they are always pulled in, out of harm's way, during transport and stacking. If by chance they do get damaged they can be easily replaced. They eliminate hacking away at supports when striking.

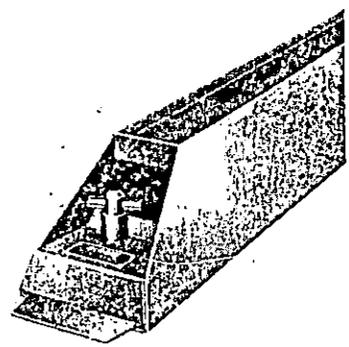
The end-portions are of similar cross-section and are provided with perforated tracks to facilitate extending and closing.

This locking device fixes the floor-centre at any desired length for as long as required.



SIZES 1 and 2 have ends shaped as shown above.

SIZES 3 and 4 have ends shaped as shown in additional detail, for extra strength.



NOTE: Details of allowable loading on floor-centres are given on page 58.

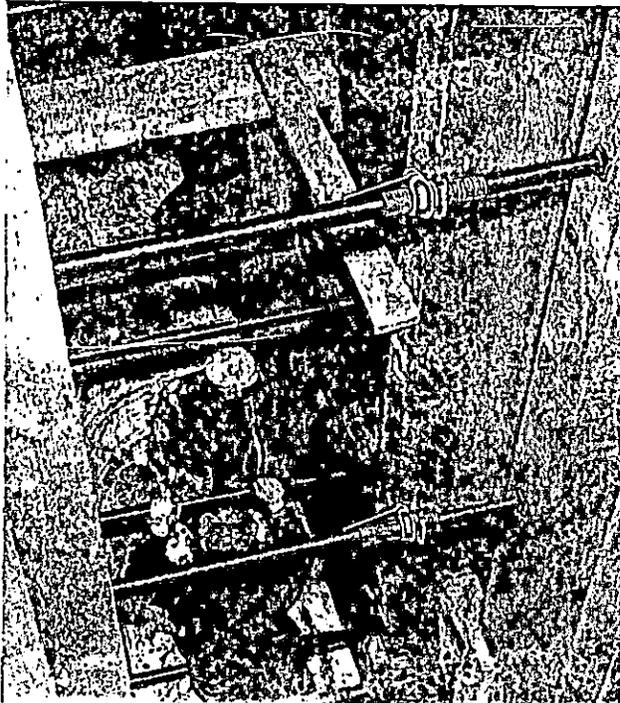
SIZE	No.	CLOSED LENGTH	EXTENDED LENGTH	NET WEIGHT	LIST No.
1	4ft	6ft	6ft	59 lb	OF 778
2	6ft	9ft	9ft	85 lb	OF 779
3	8ft	12ft	12ft	124 lb	OF 730
4	9ft	15ft	15ft	136 lb	OF 731

SPECIFICATIONS :

ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

ACROW ADJUSTABLE STEEL TRENCH-STRUTS

(with Patent Self-Cleaning Nut)



Acrow Adjustable Steel Trench-struts eliminate all the cutting, wedging, and nailing which are involved in the old fashioned method of strutting trenches with timber.

They are basically similar in design to Acrow Props (see pages 45-50) and are placed in position and adjusted to the required length by one man without any help in a few seconds.

Like Acrow Props, they are steel throughout and therefore indestructible. There are no loose parts which can be lost or mislaid and therefore they are always ready for work. Like Acrow Props they incorporate our patent self-cleaning nut.

Instead of a flat top-plate and base-plate they have a spiked-plate at each end which grips into the timber walings.

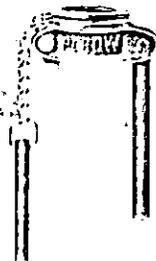
Acrow Trench-struts can be used with any type of trench-sheeting, but for speed, economy, and the best results, we recommend the Steel Trench-sheeting described on page 42.

SPECIFICATIONS

SIZE No.	LENGTH		FAILING LOADS		NETT WEIGHT	LIST No.
	CLOSED	EXTENDED	CLOSED	EXTENDED		
0	1ft 0in	1ft 6in	21,280lb	21,050lb	11lb	OF 783
1	1ft 6in	2ft 4in	24,190lb	23,300lb	16lb	OF 784
2	2ft 3in	3ft 7½in	22,400lb	21,000lb	21lb	OF 785
3	3ft 5in	5ft 7in	21,500lb	16,690lb	30lb	OF 786

SPARE PARTS

PART	NETT WEIGHT	LIST No.
Inner-tube (Size 0)	3lb	OF 787
.. .. (Size 1)	4½lb	OF 788
.. .. (Size 2)	7lb	OF 789
.. .. (Size 3)	10½lb	OF 790
Nut, handle, chain and pin (as shown)	5lb 8oz	OF 725

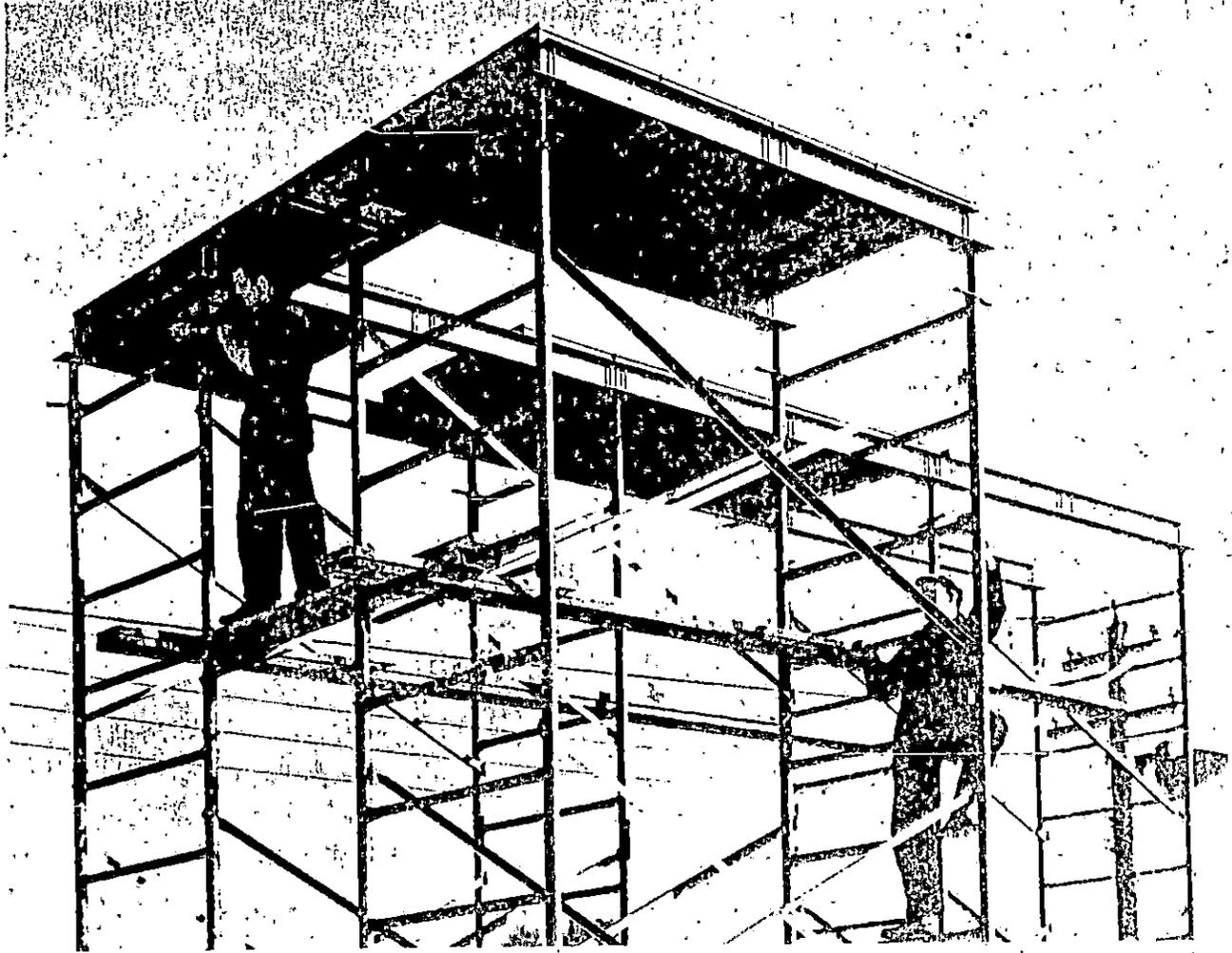


NUT, HANDLE, CHAIN AND PIN

NOTE: The Nut, Handle, Chain and Pin assembly is standard equipment for each size of Acrow Trench-struts.

ACROW STEEL FORMWORK: PART 2

ACROW 'SHORLOAD' HEAVY-DUTY FORMWORK SUPPORT SYSTEM



ACROW 'SHORLOAD' is a quickly and easily erected system of supporting formwork of any type at excessive heights where normal Acrow Propping or traditional Tube-and-Fitting scaffolding are impracticable or uneconomical:

Alternatively, it is the most economical method of supporting exceptionally heavy formwork at lesser heights, e.g. heavy bridging and the like.

The system consists basically of a series of inter-connected frames of tubular steel with provision for cross-bracing and with a range of fittings to provide infinite height-adjustment for any formwork system.

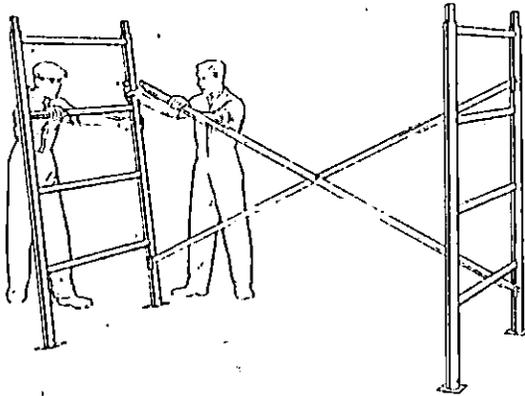
Compared with the frames of the Acrow Scaffold-Unit system, those of the Shorload system, being designed solely for carrying formwork, are of a larger diameter tube and of a higher grade steel, with a much higher load-bearing capacity. Similarly, the entire range of fittings is designed on a comparable load-bearing basis.

AS A QUICK INDICATION OF THE STRENGTH OF SHORLOAD FRAMES, EACH VERTICAL LEG CARRIES A SAFE WORKING LOAD OF 10,000lb (SAFETY FACTOR OF 3 : 1) OR 20,000lb PER FRAME.

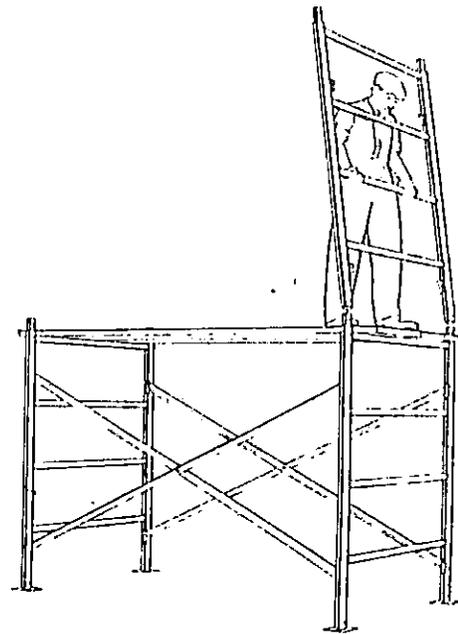
ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

ACROW 'SHORLOAD' HEAVY-DUTY FORMWORK SUPPORT SYSTEM

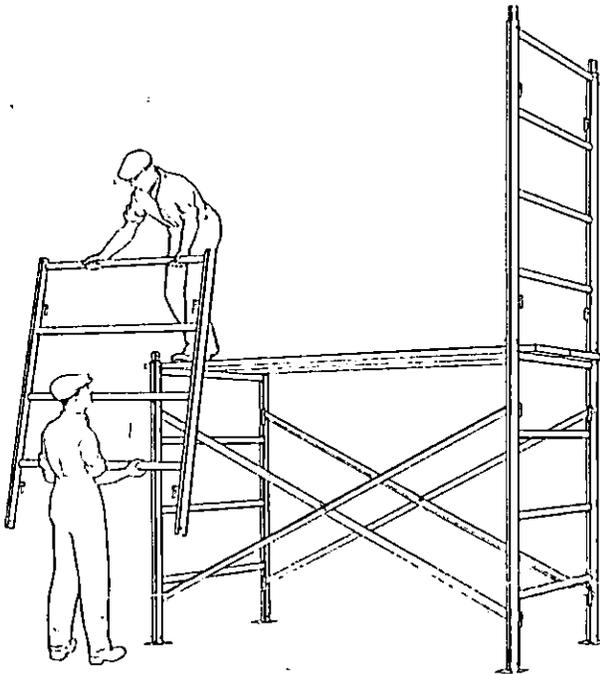
METHOD OF ERECTION



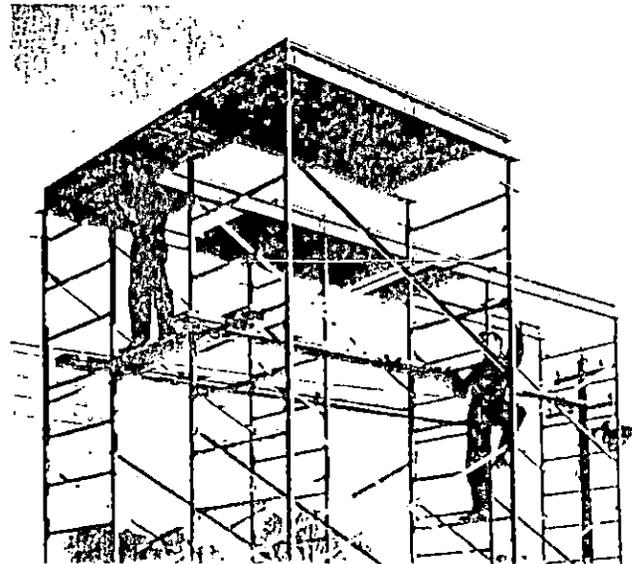
(1) Two Shorload Frames, on fixed bases, being inter-connected with cross bracing. On uneven or sloping ground the bases would be of the adjustable type.



(2) Second-lift of frame being connected to first-lift. All frames, irrespective of size, are easily handled by one man.



(3) Another second-lift frame going into position.



(4) Assembly completed and formwork being placed and levelled. Note how the horizontal members provide a natural ladder for fast access over the entire system.

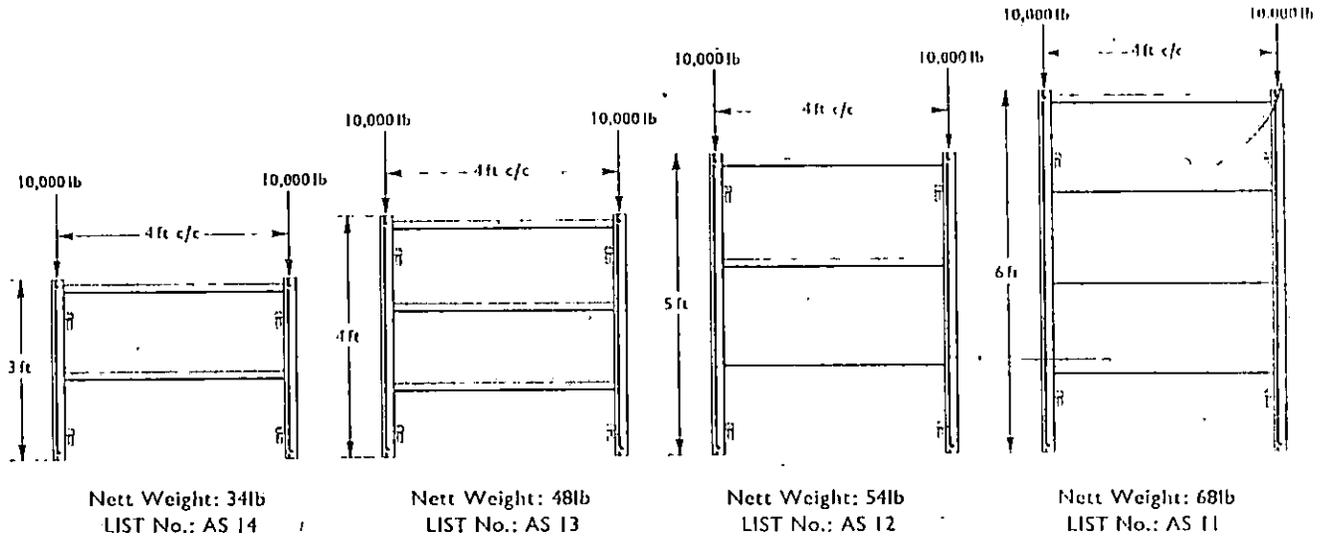
ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

ACROW 'SHORLOAD' HEAVY-DUTY FORMWORK SUPPORT SYSTEM

BASIC PARTS

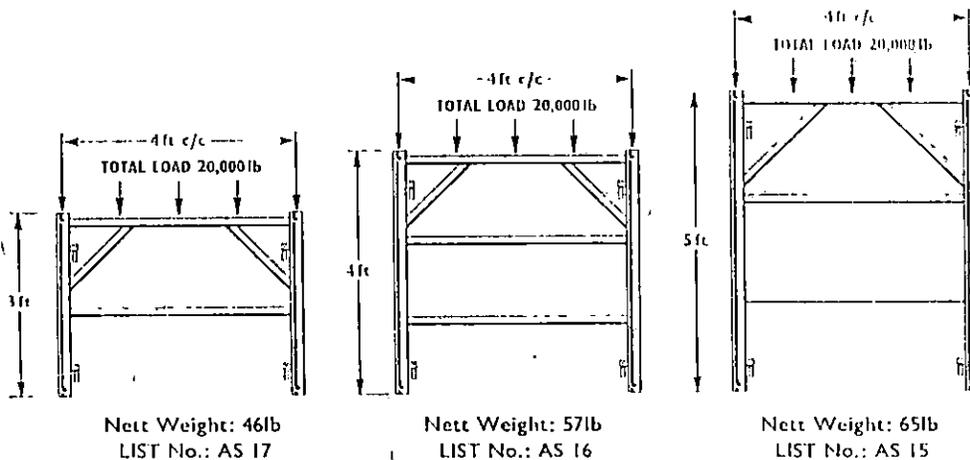
LEG-LOADED FRAMES:

For use where loads are applied down legs. This is the case most commonly met with.



LEDGER-LOADED FRAMES:

Knee-braced, for use in those special cases where loads have to be carried by ledgers.



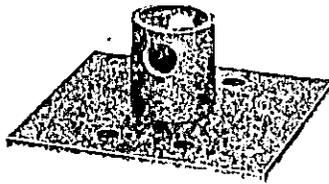
IMPORTANT: LOADING ON FRAMES

1. All legs are designed to carry 10,000lb safe working load. (Factor of safety 3.)
2. For ledger-loaded frames the total load per frame (20,000lb maximum) whether distributed or point-loads, must be symmetrically applied about the vertical centre line of the frame.
3. For any unusual loading consult Acrow Technical Service.

ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

ACROW 'SHORLOAD' HEAVY-DUTY FORMWORK SUPPORT SYSTEM

BASIC PARTS



FIXED BASE:

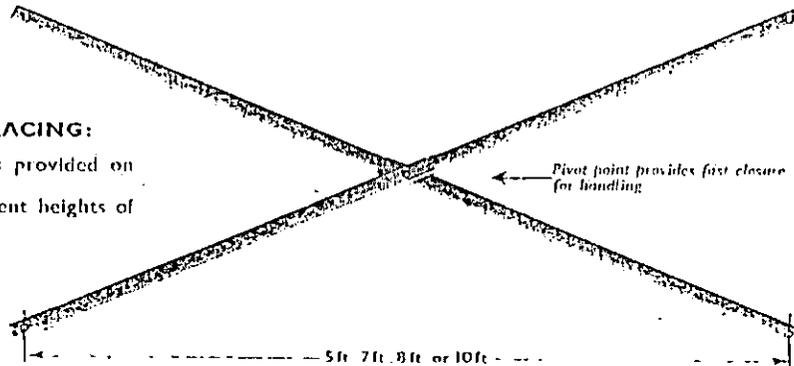
For use on level ground.
 Nett Weight: 3½lb
 LIST No.: AS 19

ADJUSTABLE BASE:

The Shorload Screw Jacks shown on page 71 are used, inverted, as adjustable bases.

DIAGONAL CROSS BRACING:

Holed for attachment to fixings provided on frame legs.
 In a range of sizes to suit different heights of frames.



VERTICAL FRAME-CONNECTOR:

For vertical inter-connection of all frames irrespective of size or type.
 Nett Weight: 1½lb
 LIST No.: AS 18

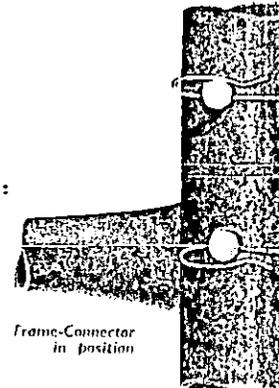


SPRING CLIP:

LIST No.: AS 69

RIVET-HEAD CONNECTION PIN:

LIST No.: AS 65



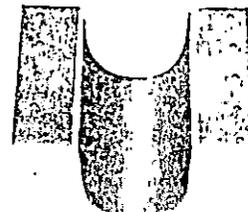
Frame-Connector in position



SPACER-LINK:

For linking frames at close spacings as required by exceptionally heavy loading.

In four lengths: 9in 12in 18in 24in
 LIST Nos.: AS 61 AS 62 AS 63 AS 64



FRAME NAILING PLATE:

For attaching timber bracing to legs of frames (see page 73).

Nett Weight: 1½ 5oz
 LIST No.: AS 26

ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

ACROW 'SHORLOAD' HEAVY-DUTY FORMWORK SUPPORT SYSTEM

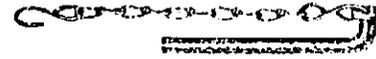
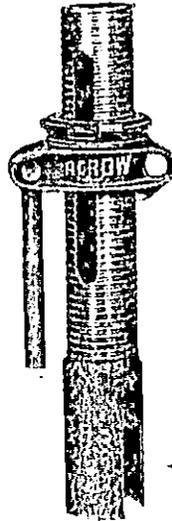
BASIC PARTS

ADJUSTING COLLAR:

Positioned at tops of frames to accommodate Shorload Staff (see below) and to provide fine vertical adjustment to required formwork level.

Nett Weight: 9½ lb

LIST No.: AS 60



PIN AND CHAIN ASSEMBLY FOR ADJUSTING COLLAR

Nett Weight: 14oz

LIST No.: AS 70

← Slot to accommodate end of cross-member.

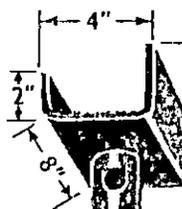
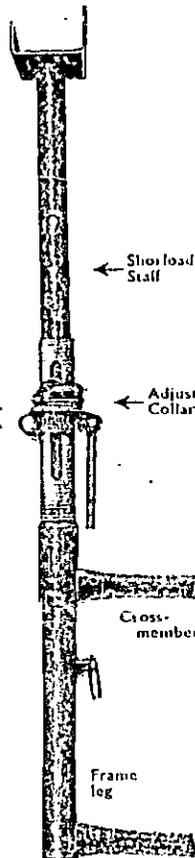
SHORLOAD STAFFS:

For fitting into Adjusting Collar (see above) to provide fine vertical adjustment to required formwork level.

In two heights: 5ft 8in and 7ft 6in, and available with three types of head, as shown. These three types can be supplied in other sizes, if required.

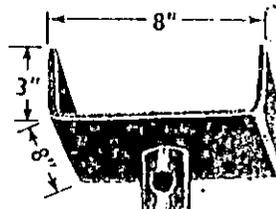
NOTE: For recommended working loads on Shorload Staff see table on right.

For loads in excess of these use Shorload Screw Jack (see page 71).



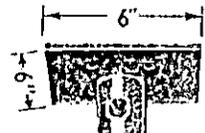
'J' HEAD TYPE:

Height 5ft 8in
Nett Weight 21lb
LIST No. AS 58



'U' HEAD TYPE:

Height 5ft 8in
Nett Weight 23lb
LIST No. AS 56



POST HEAD TYPE:

Height 5ft 8in
Nett Weight 20lb
LIST No. AS 66

Height 7ft 6in
Nett Weight 26½ lb
LIST No. AS 59

Height 7ft 6in
Nett Weight 28½ lb
LIST No. AS 57

Height 7ft 6in
Nett Weight 25½ lb
LIST No. AS 67



STAFF NAILING PLATE:

For attaching timber bracing to Shorload Staff (see page 73).

Nett Weight: 1½ lb
LIST No.: AS 72

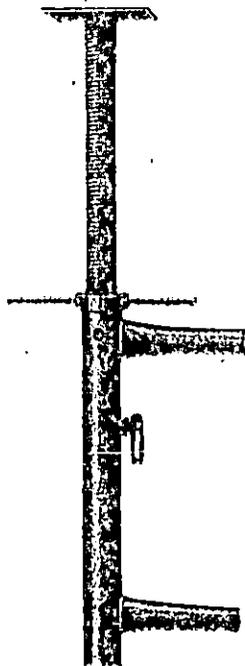
SHORLOAD STAFF: Recommended Working Loads:

Height from top of Adjusting Collar	Working Load UNBRACED	Working Load BRACED
1ft	9000lb	No brace necessary
2ft	8500lb	9000lb
3ft	8000lb	8500lb
4ft	7000lb	8000lb
5ft	6000lb	7500lb

ACROW STEEL FORMWORK : PART 2

ACROW 'SHORLOAD' HEAVY-DUTY FORMWORK SUPPORT SYSTEM

BASIC PARTS



SHORLOAD SCREW JACKS:

For fitting direct into leg of frame to provide fine vertical adjustment to required formwork level, when loading is in excess of that recommended for Shorload Staff, e.g. heavy bridge work and the like. Available in three heights and:—

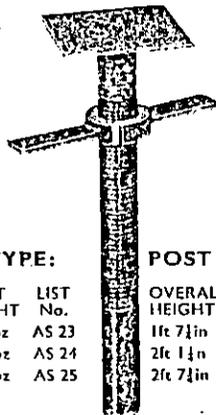
- a) with no head,
- b) with three types of head exactly as for Shorload Staff and of identical dimensions.

Recommended working loads: For projections above frame of 18 inches or less, 10,000lb. For projections above frame of more than 18 inches, 8,000lb.



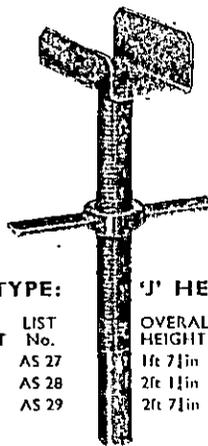
HEADLESS TYPE:

OVERALL HEIGHT	NETT WEIGHT	LIST No.
1ft 9 1/2 in	9lb 11oz	AS 23
2ft 3 1/2 in	10lb 15oz	AS 24
2ft 9 1/2 in	12lb 1oz	AS 25



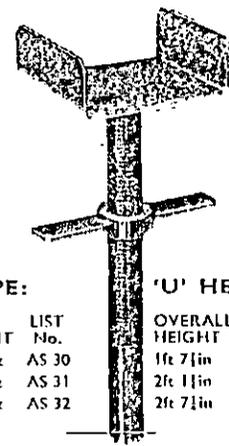
POST HEAD TYPE:

OVERALL HEIGHT	NETT WEIGHT	LIST No.
1ft 7 1/2 in	12lb 3oz	AS 27
2ft 1 1/2 in	13lb 9oz	AS 28
2ft 7 1/2 in	14lb 15oz	AS 29



'J' HEAD TYPE:

OVERALL HEIGHT	NETT WEIGHT	LIST No.
1ft 7 1/2 in	12lb 13oz	AS 30
2ft 1 1/2 in	14lb 3oz	AS 31
2ft 7 1/2 in	15lb 9oz	AS 32



'U' HEAD TYPE:

OVERALL HEIGHT	NETT WEIGHT	LIST No.
1ft 7 1/2 in	14lb 15oz	AS 51
2ft 1 1/2 in	16lb 3oz	AS 52
2ft 7 1/2 in	17lb 5oz	AS 53

HEAD ATTACHMENTS

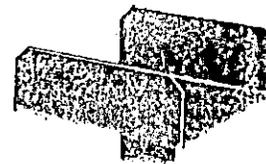
Available as separate accessories to fit over Headless-type Screw Jacks as and when required.



POST HEAD:
Nett Weight: 4lb
LIST No.: AS 20



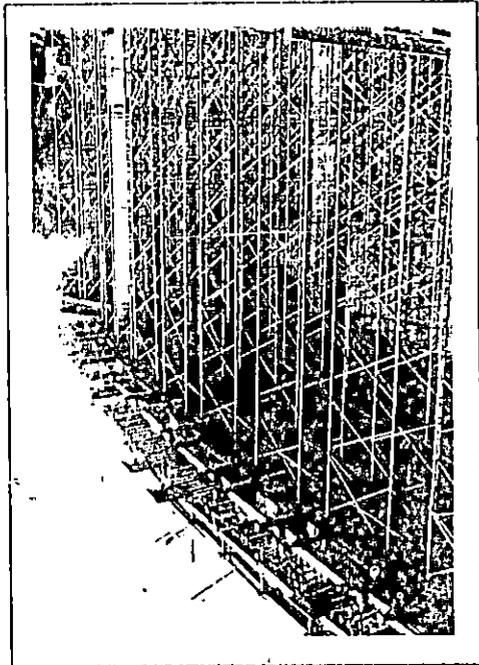
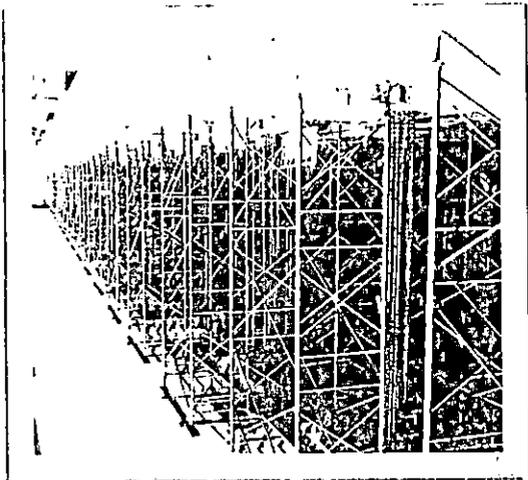
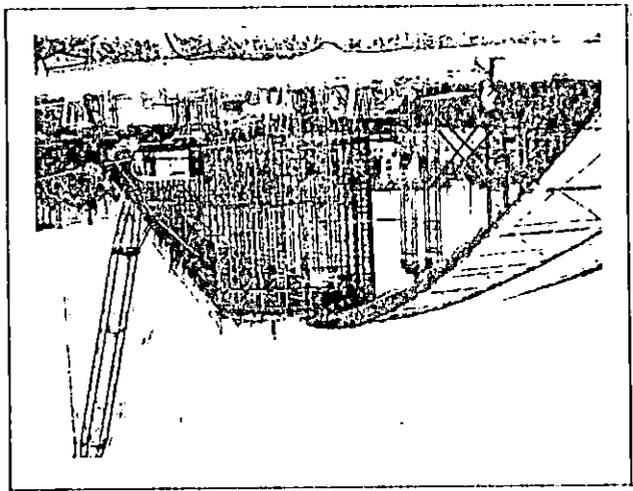
'J' HEAD:
Nett Weight: 4 1/2 lb
LIST No.: AS 21



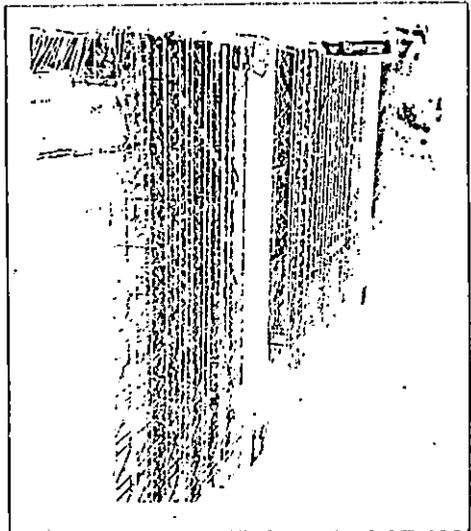
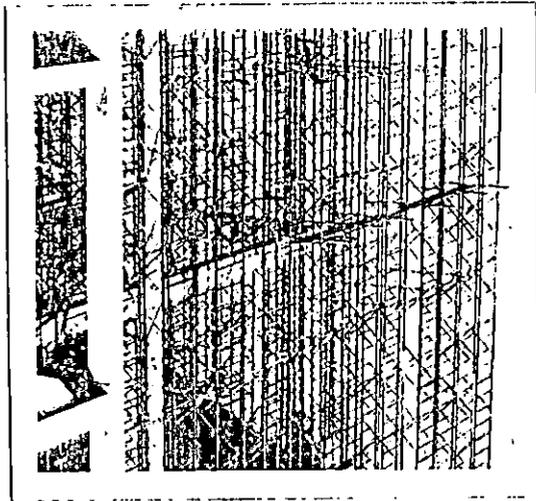
'U' HEAD:
Nett Weight: 6 1/2 lb
LIST No.: AS 22

NOTE: Post Heads are specially drilled to accommodate Acrow V-Form Support Beams (see page 16).

"Photos are illustrative only. Products must be used in conformity with safe practices and applicable codes and regulations. Specifications of products and equipment shown herein are subject to change without notice."

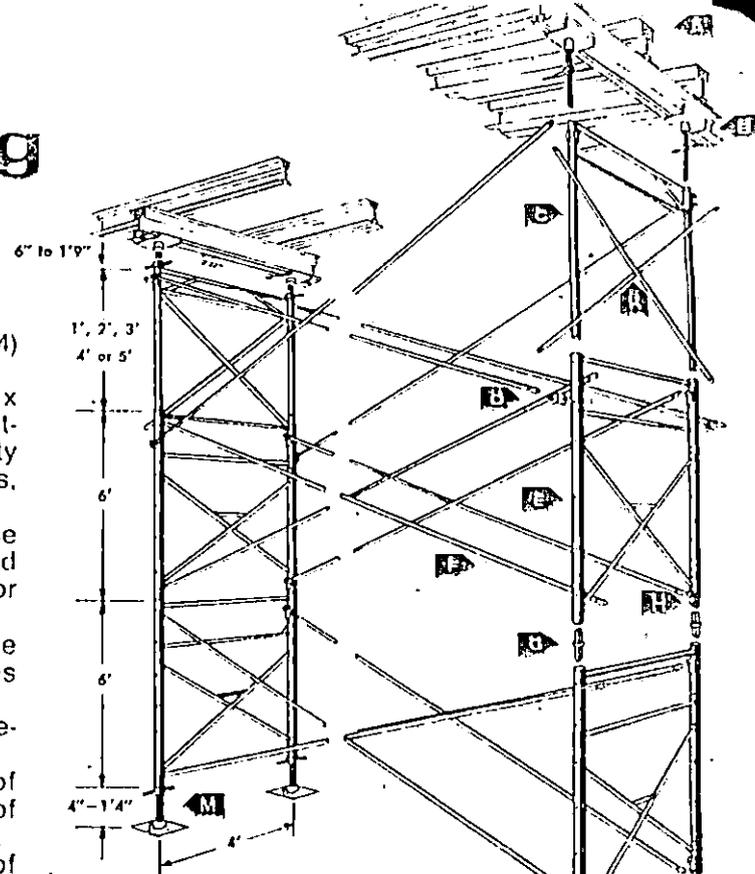


TYPICAL SHORE "X"™ INSTALLATIONS



The fully braced adjustable shoring system

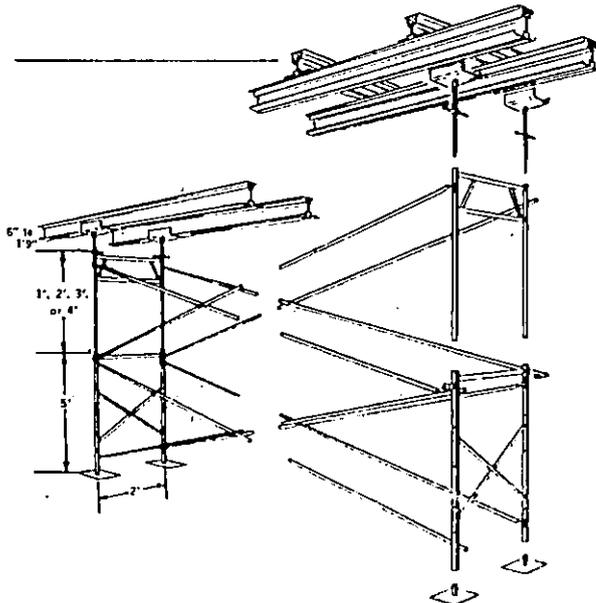
- A Alumina Stringer
- B "J" Headed Screw Jacks (2621-00 or 2600-21 + 4511-14) give easy 15" height adjustment.
- C Extension Frames (2450-00 — 4' x 5'4" or 2240-00 — 2' x 4'4") telescope into Base frames to give height adjustments of 1 ft., 2 ft., 3 ft., 4 ft.—and 5 ft. This adjustability eliminates the need for 2 ft., 3 ft., 4 ft., and 5 ft. frames, their various cross sizes, and extension sleeves.
- D Adapter Pins (2001-00) fit into holes on legs of Base Frames, support the Extension Frames at the desired height adjustment, and provide attachment points for crosses.
- E Base Frames (2460-00—4' x 6' or 2250-00—2' x 5') have "X" braced design. Holes in legs receive Adapter Pins at any desired level of adjustment.
- F Cross Braces. Only one size of side cross brace is required for both Base and Extension Frames.
- G Coupling Insert Pins (2023-00) provide alignment of Base Frames and can be bolted through holes in legs of Base Frames to permit hoisting of assembled towers.
- H Speed-Locks provide fast, trouble-free attachment of cross bracing.
- I Fixed Screw Jacks (2600-21 + 4710-00) give easy 15" height adjustment. (Add 2623-11 when used with 2-3/8" frame.)
- J Fixed Base Plates (4721-00) are plates which distribute loads to sills or pads.
- K End Cross Brace (2045-00) always used at 3'-0", 4'-0", 5'-0" Extension. 4'-0" Frame only.
- L Split Ring (2623-11) combined with the collar on the jack handle, provides positive alignment in the legs of the Base Frames.
- M Swivel-Based Screw Jacks (2619-00), with 8 inch by 8 inch swivel plates, compensate for uneven ground conditions, eliminating wedging, and give easy 12 inch height adjustment. (Add 2623-11 when used with 2-3/8" frame.)



Height Adjustment Range —
4 Foot Wide Shore "X" Towers

	2621-00 — TOP
	4721-00 — BOTTOM
1 Base Frame	6'6" to 7'9"
1 Base & 1 Extension Frame	7'6" to 12'9"
2 Base Frames	12'6" to 13'9"
2 Base & 1 Extension Frames	13'6" to 18'9"
	2621-00 — TOP
	2619-00 + 2623-11 — BOTTOM
1 Base Frame	6'10" to 9'1"
1 Base & 1 Extension Frame	7'10" to 14'1"
2 Base Frames	12'10" to 15'1"
2 Base & 1 Extension Frames	13'10" to 20'1"

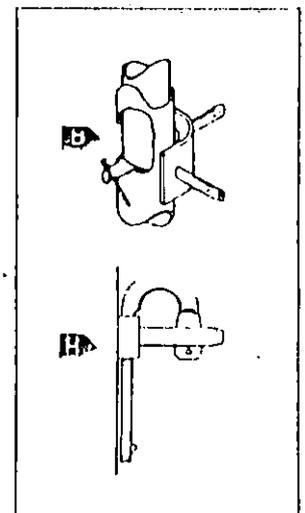
(If 2600-21 + 47100-00: Add 4")



Height Adjustment
Range — 2 Foot Wide
Shore "X" Towers

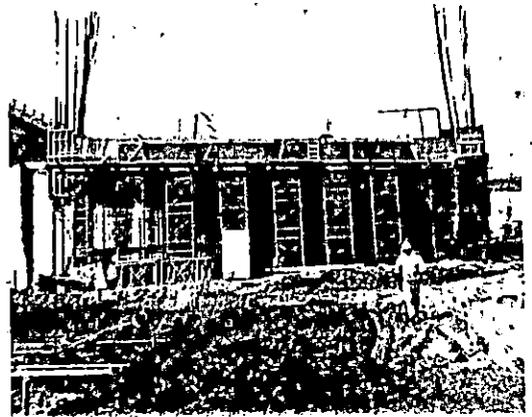
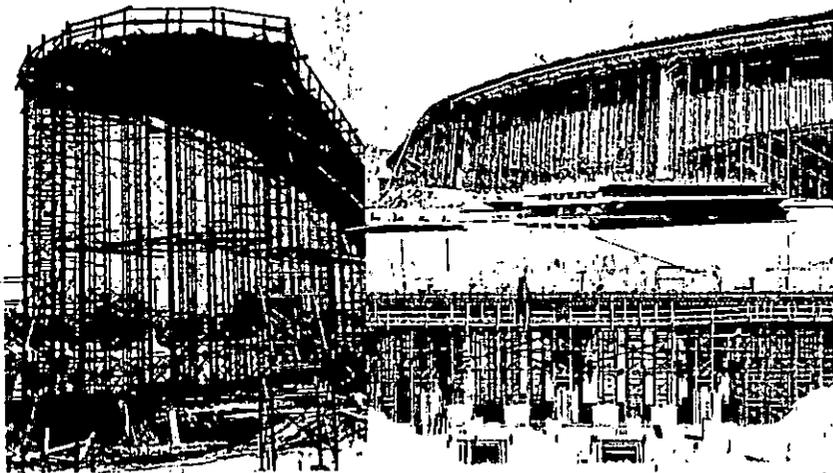
	2621-00 — TOP
	4721-00 — BOTTOM
1 Base Frame	5'6" to 6'9"
1 Base & 1 Extension Frame	6'6" to 10'9"
	2621-00 — TOP
	2619-00 + 2623-11 — BOTTOM
1 Base Frame	5'10" to 8'1"
1 Base & 1 Extension Frame	6'10" to 12'1"

(If 2600-21 + 47100-00: Add 4")

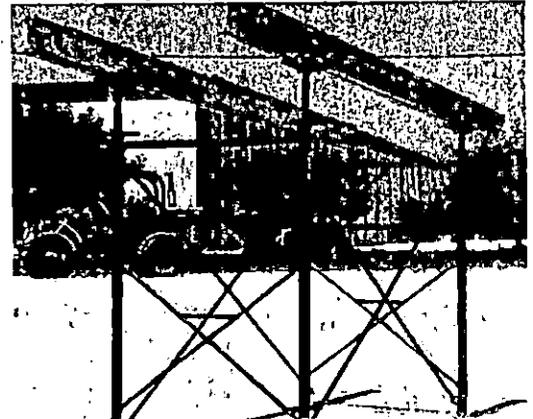


Unparalleled versatility cuts shoring costs on construction

The SHORE "X"[™] system has been designed to simplify the shoring of construction projects. The primary advantages of the SHORE "X" system are its extra carrying capacity, complete range of height adjustments, the need for fewer types and sizes of components, and maximum flexibility to meet varying job conditions.



Height adjustment made at top of tower.



No wedging required.

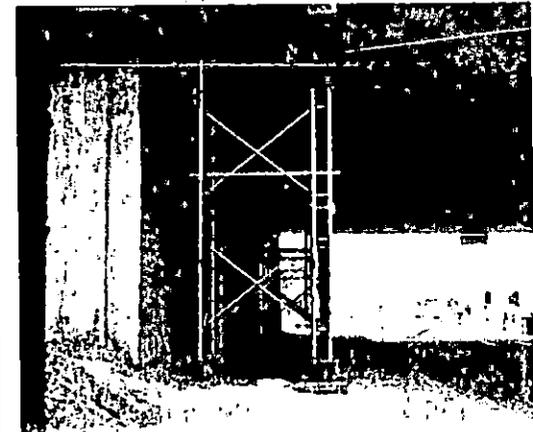
Fewer types and sizes of components. Only Base and Extension Frames are used with just one size crossbrace. The SHORE "X" Extension Frame, which provides adjustments at one foot intervals, eliminates the need for odd size frames and crosses — cutting total number of component sizes 40%.

Carrying capacity. The recommended safe working load (based on the 2.5 to 1 safety factor recommended by the Scaffolding, Shoring and Forming Institute and required by the Occupational Health & Safety Act) for SHORE "X" towers using fixed screw jacks is 11,000 lbs. per leg, 44,000 lbs. per tower. When swivel screw jacks are used working loads must be reduced — consult your Waco representative.

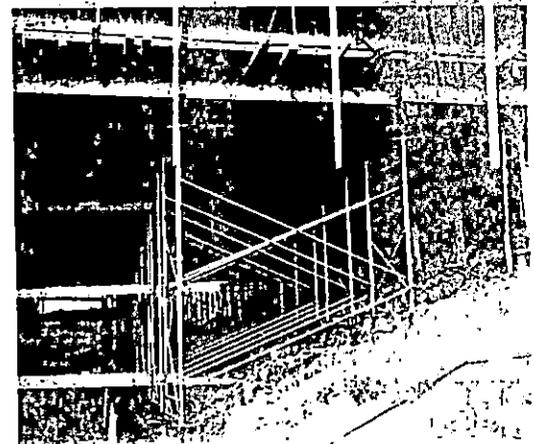
Increases efficiency of horizontal shoring systems. SHORE "X" allows the tower to be of the size (i.e., 4' x 10', 4' x 12', etc.) best suited for the desired span of the horizontal beam. The towers themselves are spaced to insure economic loading. This unparalleled versatility enables the contractor to take full advantage of both horizontal and vertical shoring systems.

Lowers labor costs. The flexibility of SHORE "X" reduces the man-hours required to design, layout, supervise and erect the shoring. Fewer towers per job means less labor per job. In addition, since all height adjustments are made with the top frames and screw jacks, crews can proceed rapidly with erection without being concerned with sorting out and grouping the many combinations of frame sizes and crosses required with conventional shoring systems.

Reduces cartage and maintenance costs. The reduced number of types and sizes of components used with SHORE "X" lowers cartage and warehousing costs.

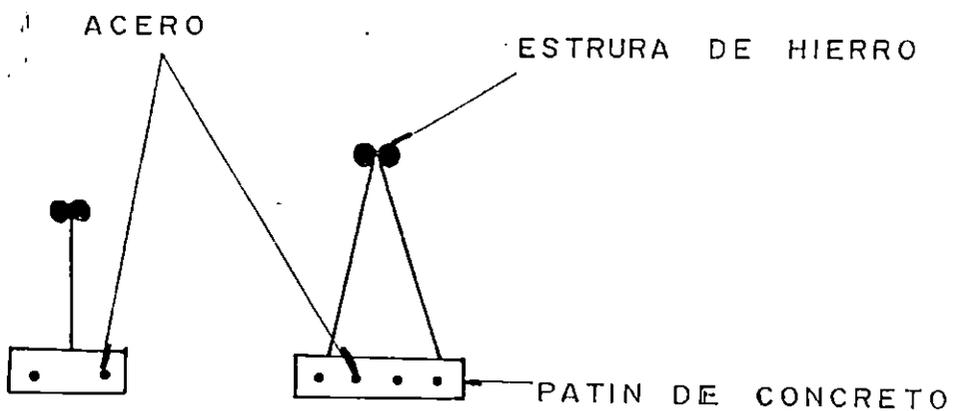
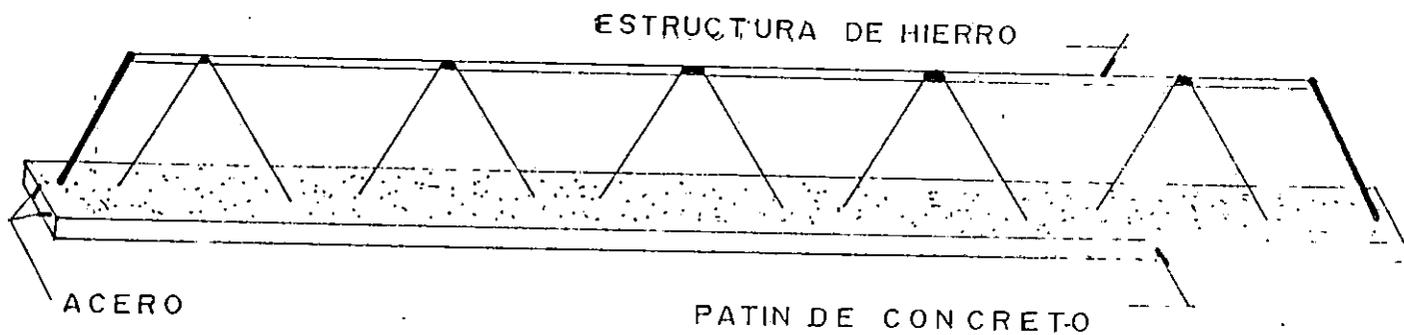


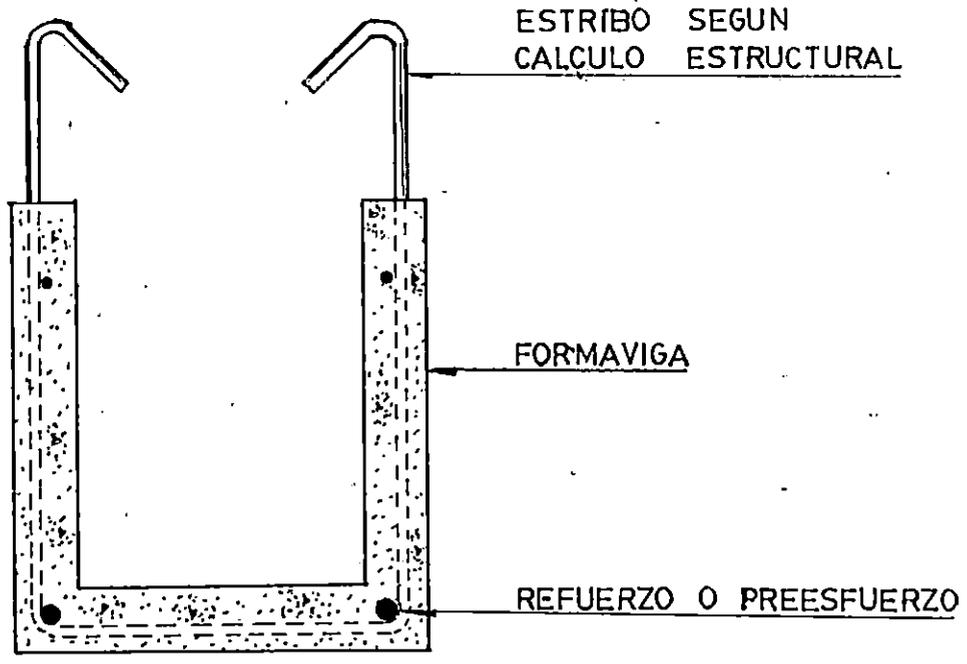
Frames doubled for opening load.



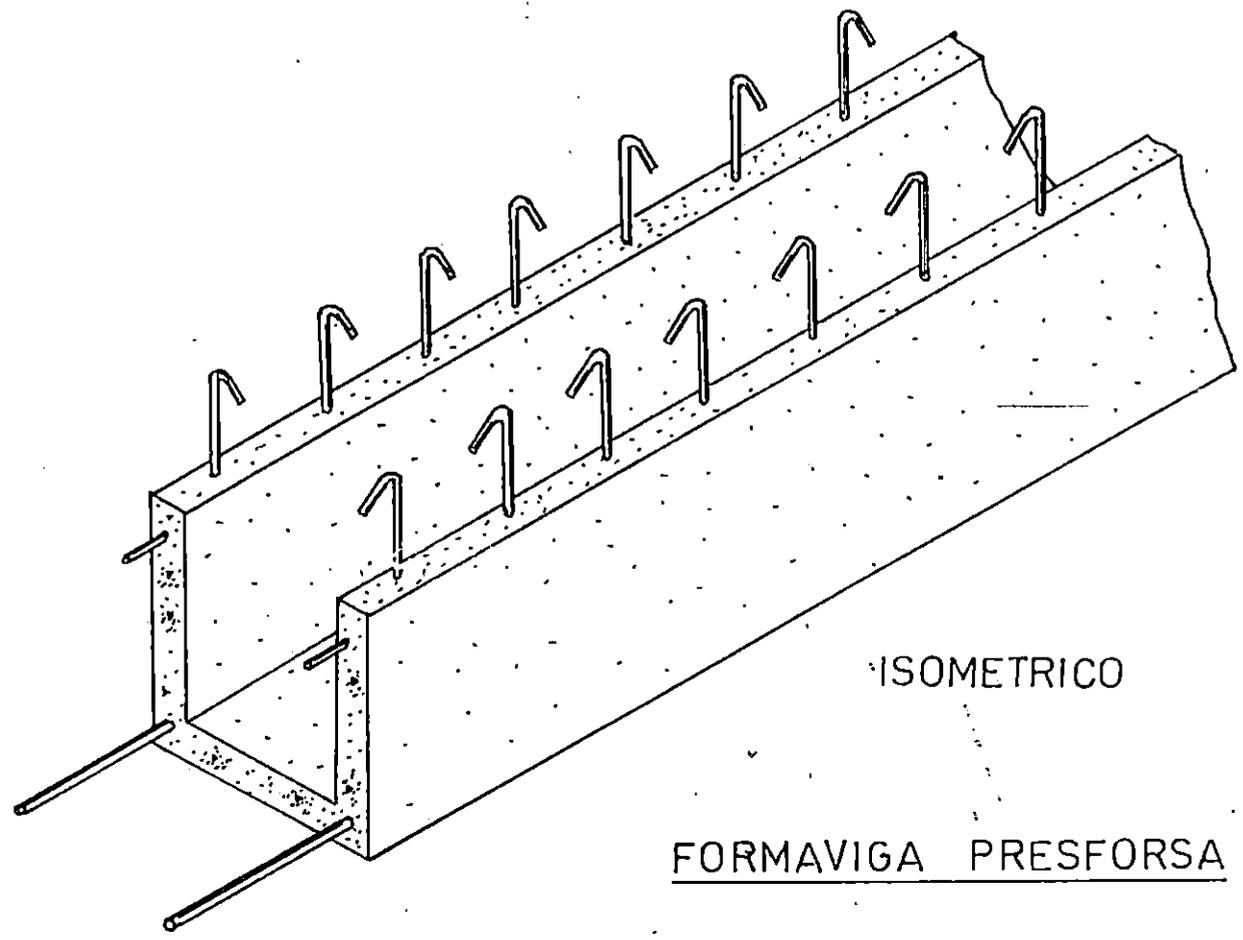
Extension Frames inverted for slope.

VIGUETA PRETENSADA

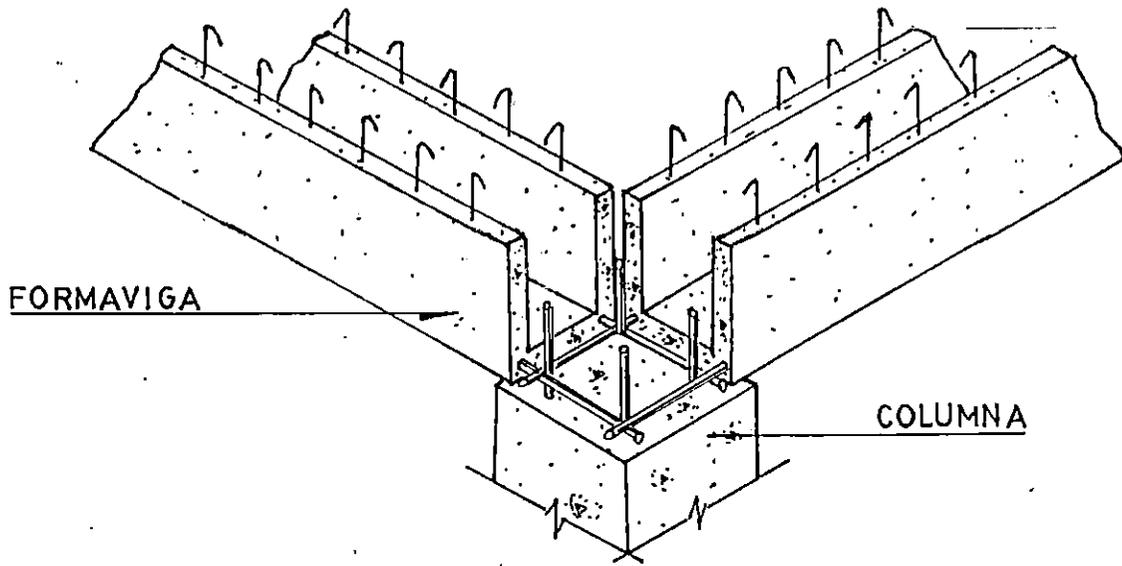




SECCION

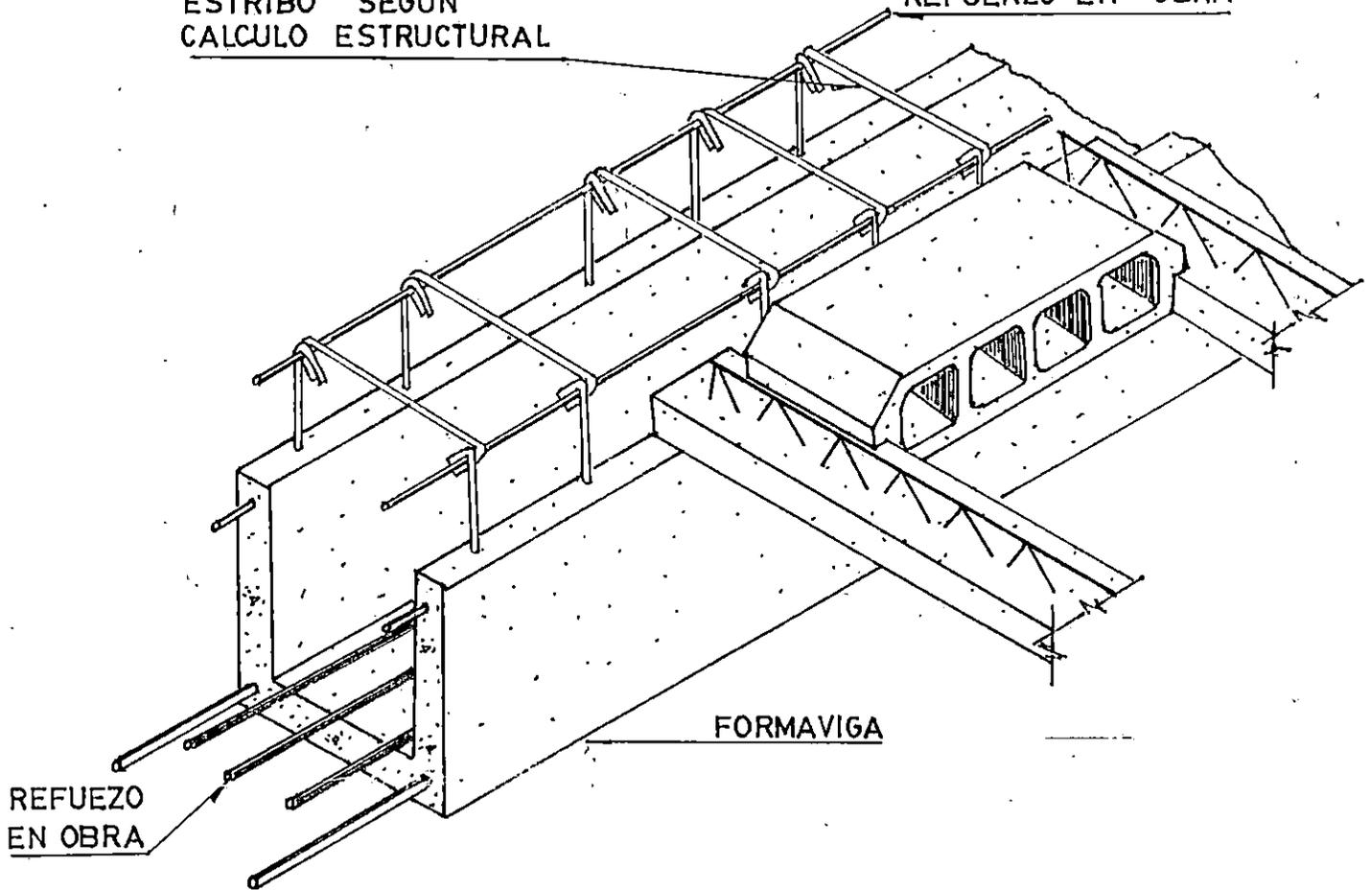


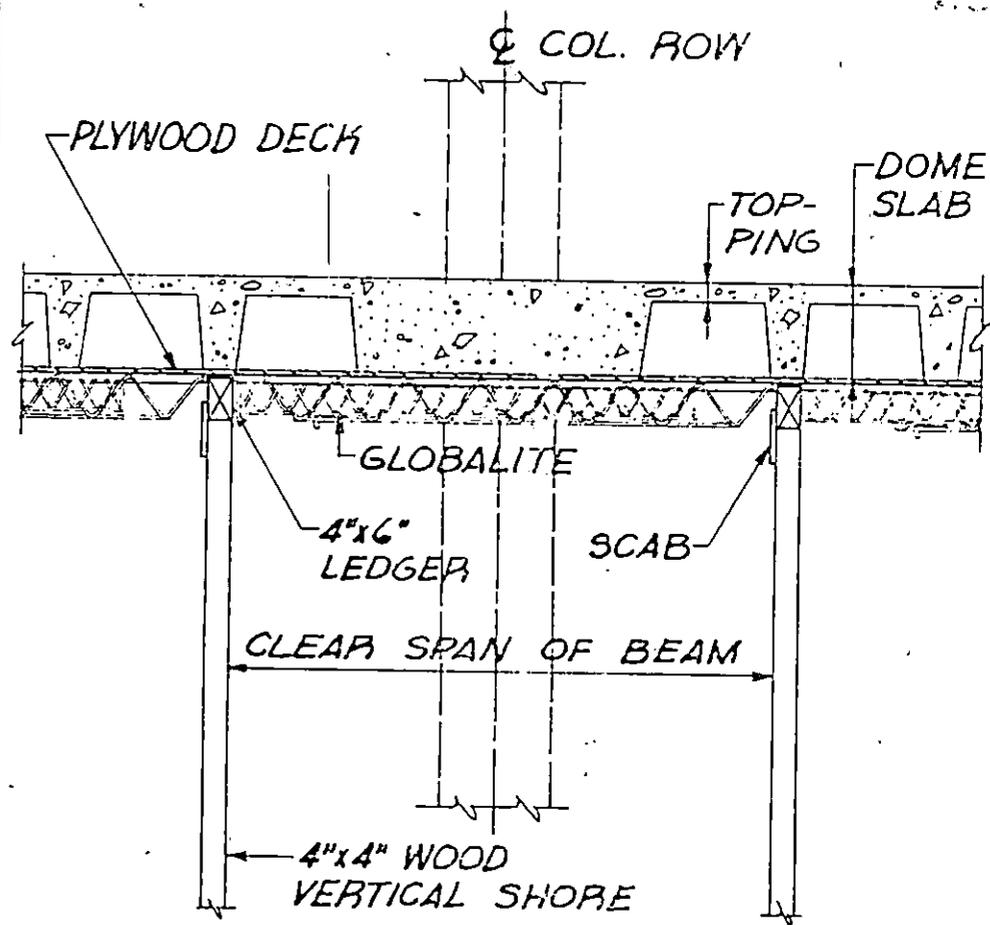
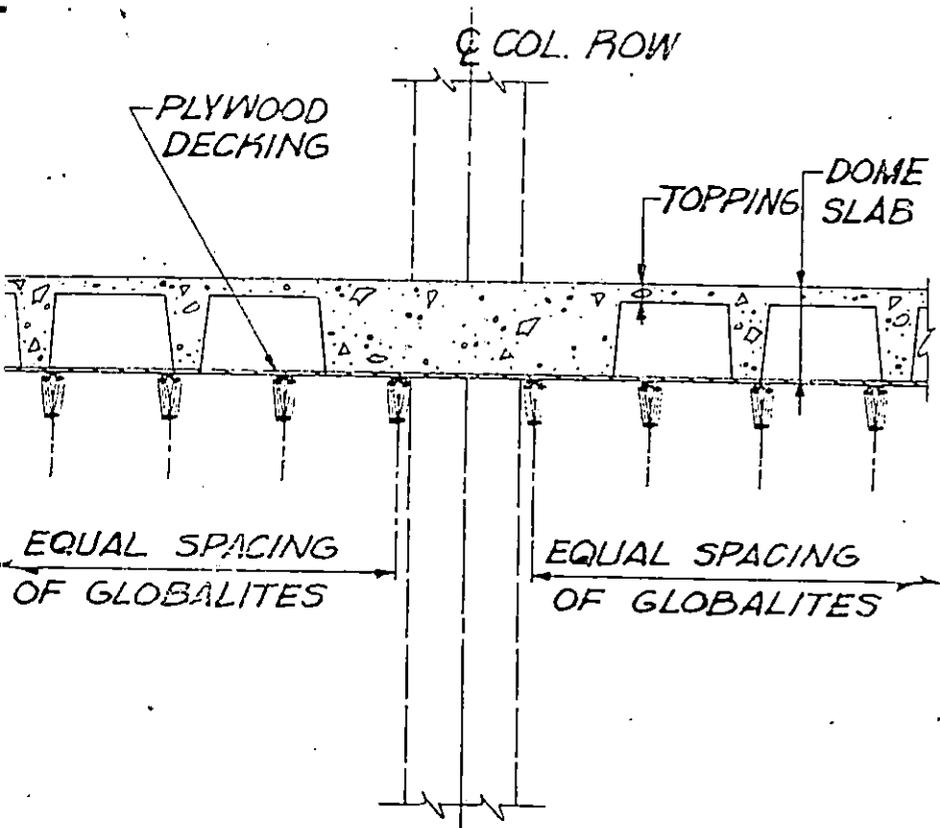
COLOCACION DE FORMAVIGA



ESTRIBO SEGUN
CALCULO ESTRUCTURAL

REFUEZO EN OBRA





GLOBAL INDUSTRIES, INC.		
20 MAIN STREET		BELLEVILLE, N. J. 07109
SCALE: $\frac{3}{8}'' = 1'-0''$	APPROVED BY:	DRAWN BY SL
DATE: 1966 EDITION	<i>L. F. Holt</i>	REVISED
SHORING STANDARDS		
SHEAR HEAD		DRAWING NUMBER SS 21

SPANDREL BEAM

SHORING STANDARDS

DATE: 1966 EDITION	APPROVED BY: <i>[Signature]</i>
SCALE: 3/8" = 1'-0"	DRAWN BY: SL
20 MAIN STREET BELLEVILLE, N.J. 0710	
GLOBAL INDUSTRIES, INC.	

