



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA 29
80

Proyecto de un Sistema de Construcción
Standard a Base de Prefabricados para
ser aplicado en la Construcción
de Escuelas,

T E S I S

Que para Obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a n :

Rafael García Robles Ramírez

José de Jesús González García Granados



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Página
I. INTRODUCCION.....	1
II. PROPOSICION ARQUITECTONICA.....	5
III. ALTERNATIVAS SELECCIONADAS.....	8
a) Diversas soluciones generales...	8
b) Comparación de solución por - elemento.....	17
b.1) Por facilidad de prefa- bricación.....	17
b.2) Por proceso constructivo..	22
b.3) Por costo.....	27
c) Elección del Sistema por Elemen- to.....	32
IV. UNIONES Y ENSAMBLES DEL SISTEMA.....	34
a) Cimentación - Columnas.....	34
b) Columnas - Trabes.....	39
c) Trabes - Losas.....	44
V. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	46

	Página
VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	105
a) Cimentación.....	105
b) Erección y montaje de la es- trutura.....	105
VII. FACTIBILIDAD ECONOMICA.....	122
a) Análisis de Costos.....	122
a.1) Sistema Prefabricado.....	122
a.2) Sistema Convencional.....	123
b) Análisis de tiempos.....	125
b.1) Sistema Prefabricado.....	126
b.2) Sistema Convencional.....	131
VIII. CONCLUSIONES.....	135
ANEXO I. Planos.....	138
ANEXO II. Análisis de Columnas prefabricadas..	139
ANEXO III. Análisis de Trabes prefabricadas....	154
ANEXO IV. Análisis de Losas prefabricadas.....	186
ANEXO V. Análisis Estructura Convencional....	214
BIBLIOGRAFIA.....	236

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

México es un país con grandes necesidades educativas, -
baste para ello el decir que la escolaridad media de la
población apenas si es equivalente al 4o. grado; sin em
bargo, es de justicia mencionar que el gobierno procura
excederse a las recomendaciones mínimas de la UNESCO en
el sentido de asignar a la educación un 4% del producto
nacional bruto y hacer obligatoria la asistencia a la -
escuela a quienes tengan una edad comprendida entre 6 y
los 15 años y que su permanencia mínima sea equivalente
a 6 años o grados escolares.

El sistema educativo nacional se ha propuesto como obje
tivo de escolaridad el otorgar la educación básica en--
10 grados a toda la población, cuya edad oscile entre--
los 5 y los 15 años, con lo cual se pretende superar la
recomendación mínima formulada por la UNESCO. Además pa
ra quienes tienen más de 15 años, se ofrece la educa---
ción básica en las modalidades tradicional y abierta.

Igualmente se ha considerado que los servicios educati-
vos que deben prestarse en una población determinada, -
sean por lo menos de educación básica y media, conside-
rando a la educación básica, compuesta por Educación --
Preescolar, Educación Primaria y Educación Secundaria y
Educación Media en sus modalidades, propedéutica y ter

terminal.

Se cuenta también con escuelas de Educación Especial, - que atienden a niños con problemas de atipicidad y re-- quieren de sus propias instalaciones, y los Centros de Desarrollo Infantil (C.D.I.) cuya creación se establece mediante convenios de coparticipación entre la Secretaría de Educación Pública, el Gobierno del Estado y en - algunos casos, otra dependencia interesada.

Por lo que respecta a las escuelas de nivel medio en -- sus modalidades de propedéutica y terminal, las prime-- ras consideran a las escuelas preparatorias universita-- rias o por cooperación, y las segundas a las técnicas - que abarcan los centros de Estudios Tecnológicos, Indus-- triales, Agropecuarios y las de Ciencias y Técnicas del Mar. Estas últimas pueden ser centros de estudios tecno-- lógicos (C.E.T.) o bien, dependientes del Colegio Nacio-- nal de Estudios Profesionales Técnicos (CONALEP).

Los servicios educativos antes mencionados, requieren - para su mejor aprovechamiento de instalaciones adecua-- das, mismas que son realizadas por el Gobierno Federal-- a través del Comité Administrador del Programa Federal--

de Construcción de Escuelas, quien ejecuta o coordina - estas obras a nivel nacional.

Actualmente se procura dotar de instalaciones adecuadas al sistema formal en sus niveles básico, medio y superior, posteriormente se tendrá que hacerlo también para el sistema abierto.

Para la construcción de los locales demandados, el Comité diseñó y utiliza una estructura tipo de concreto armado que se adapta, en un alto porcentaje, a las necesidades estructurales de las diversas escuelas.

Concretamente, se puede estimar que el 50% de las obras realizadas por C.A.P.F.C.E. son en base a la estructura tipo mencionada y denominada U-3C para tres niveles y U-2C para dos niveles.

Lo anteriormente descrito, conduce a la justificación del trabajo que a continuación presentamos y cuyo objetivo es el de utilizar elementos standard prefabricados para la realización de la estructura tipo, respetando los requerimientos arquitectónicos originales planteados en ella.

C A P I T U L O I I

PROPOSICION ARQUITECTONICA

El proyecto arquitectónico que se ha venido manejando para desarrollar este tipo de estructuras, ha sufrido con el tiempo y la experiencia una serie de modificaciones que han hecho del mismo un proyecto con mínimas fallas. En base a ésto, la proposición estructural que haremos, se adecuará a sus requerimientos. Esto facilitará el obtener análisis comparativo, tanto en costo como en tiempo de ejecución que nos proporcione información suficientemente confiable sobre las ventajas de la nueva solución.

A continuación, de manera breve y concisa, se hará una descripción general del proyecto arquitectónico original y a su vez se irán comentando las variaciones resultantes de la nueva estructuración del proyecto.

El edificio es una estructura de forma rectangular en planta, perfectamente simétrico en su eje longitudinal; cabe mencionar que el proyecto, tanto arquitectónico como estructural, está desarrollado para diferente número de entreejes, de tal manera, que sea fácil de adecuar a cada caso; para este caso específico hemos seleccionado el de 11 entreejes, el cual está conformado por 5 entreejes de 3.24 X 8.00 Mts. a cada lado del entreeje central que es de 4.00 X 8.00 Mts. y es aquel en el cual

debe quedar ubicado el cubo de escaleras. En este caso, el cambio de solución constructiva no modifica en lo -- más mínimo la planta arquitectónica.

En su sentido transversal el edificio no es simétrico, tiene un entreeje exclusivamente, y hacia la fachada -- principal tiene un volado de 2.20 Mts. que contendrá lo que será el pasillo de circulación.

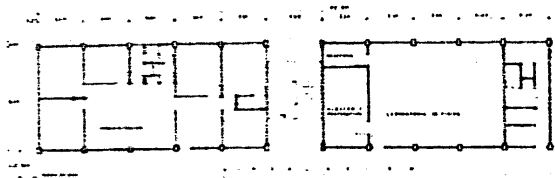
En elevación, el proyecto original contempla alturas li bres de entrepiso de 3.00 Mts. (a lecho bajo de losa) y un espesor de losa de 11 cms., esto sí se verá modificado con el nuevo sistema ya que para poder mantener las mismas alturas libres de entrepiso, nos vemos obligados a aumentar la altura total de columnas por lo siguiente: ahora el peralte de las trabes queda totalmente fuera -- de la losa, cosa que no ocurría en el otro caso, además-- de que el peralte total de la losa es mayor.

Otra variación de menor importancia en caso de ~~no~~ existir falso plafón, es el hecho de la presencia de las ménsulas que soportarán las trabes en un momento dado; estas ménsulas podrían ir dentro del peralte de las trabes, de tal manera que no se vieran, lo cual consideramos que no se justifica debido a que eleva considerablemente el costo de la estructura.

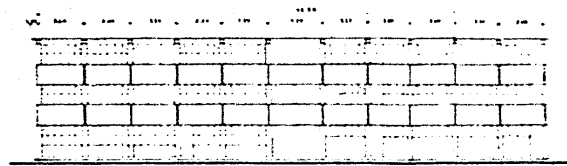
En lo referente a las columnas no tenemos problemas, - ya que la sección se conserva exactamente igual.

Para finalizar con este capítulo, creemos conveniente hacer la siguiente observación: además de haber elegido la estructura U-3C como base fundamental de estudio en la presente tesis, por ser una estructura de gran - demanda de construcción dentro de C.A.P.F.C.E., existe el hecho de que para un mayor número de niveles que se construyan, el sistema constructivo propuesto, se vuelve mas factible, económicamente hablando.

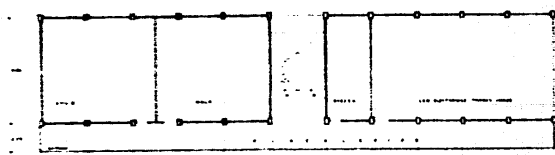
A continuación se presentan los planos arquitectónicos con el proyecto original, así como también los planos arquitectónicos definitivos.



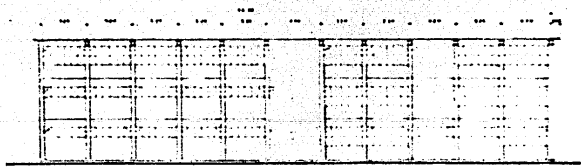
PLANTA 1ª FLOOR



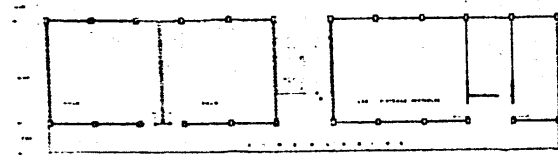
FACHADA PRINCIPAL



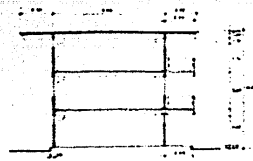
PLANTA 2ª FLOOR



FACHADA POSTERIOR



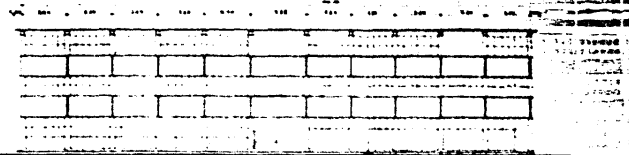
PLANTA 3ª FLOOR



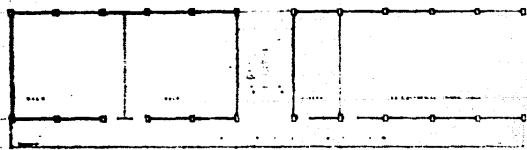
CORTE



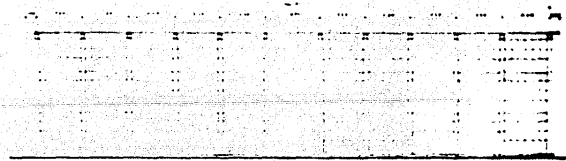
PLANTA PRIMEIRA



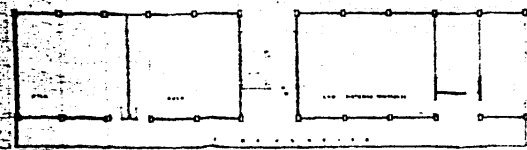
SECCAO DE ...



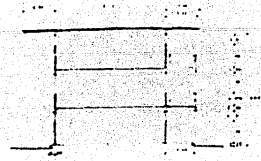
PLANTA SEGUNDA



SECCAO DE ...



PLANTA TERCEIRA



SECCAO DE ...

	C. A. P. F. C. CONSELHO NACIONAL DE ENGENHEIROS E ARQUITETOS DO BRASIL	
	Presidente: ... Presidente Titular: ... Presidente Suplente: ... Presidente Honorário: ...	Diretor: ... Diretor Titular: ... Diretor Suplente: ...

C A P I T U L O I I I

ALTERNATIVAS SELECCIONADAS

a) **DIVERSAS SOLUCIONES GENERALES.**

Las alternativas que se proponen de columnas, traveses y losas, se fundamentan en el hecho de que todas ellas garantizan su seguridad estructural y -- cumplen con las condiciones arquitectónicas impuestas por el proyecto.

a. **COLUMNAS.**

Se proponen columnas prefabricadas metálicas y de concreto armado.

- Columnas metálicas prefabricadas.

Las columnas metálicas propuestas son de acero laminado formando secciones en cajón, las cuales son independientes por cada entrepiso.

Para el análisis de estas columnas nos basaremos en el diseño de la estructura metálica realizado por el C.A.P.F.C.E y cuyo plano a continuación presentamos.

- Columnas prefabricadas de concreto armado.

Estas columnas se basan de igual forma que las metálicas en el diseño realizado por el -----

TRABE ANTILLA

TRABE LATITUDIN

PLANTA

ELEVACION

ALBERGAMIENTO TINO

PLANTA

ELEVACION

ELEVACION

PLANTA

ELEVACION

POSTE PLANTA BARRA

ANIL A CONVENIACION

ESTRUCTURA

ALBERGAMIENTO TINO

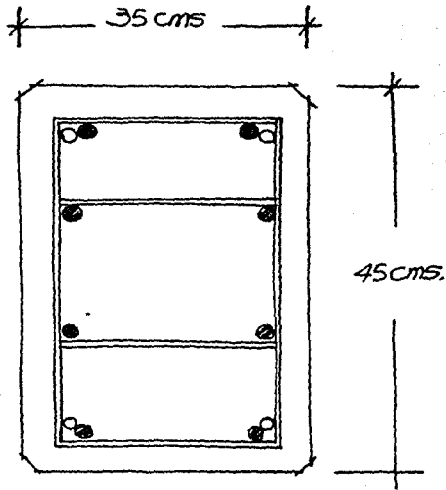
E-700-069

C.A.P.F.C.E., para la estructura U-3C convencional.

Las columnas prefabricadas de concreto armado-propuestas, son coladas de una sola pieza, --- abarcando los tres niveles de la estructura, y el apoyo de las trabes será a través de ménsulas coladas monolíticamente con la columna.

Cabe mencionar que el concreto a emplear en estas columnas, no será diferente que el diseñado para la estructura convencional en cuanto a resistencia, y el armado será exactamente el mismo.

En la figura 1, se presenta un croquis de la - sección de la columna diseñada por el - - - -- C.A.P.F.C.E. para los 3 niveles, (Ver plano 1- del Anexo I), y en la figura 2 presentamos el croquis de la columna prefabricada en sus 3 -- niveles.



- 8 N°6
- 4 N°8
- ⌀ N°3 @ 25 cms.

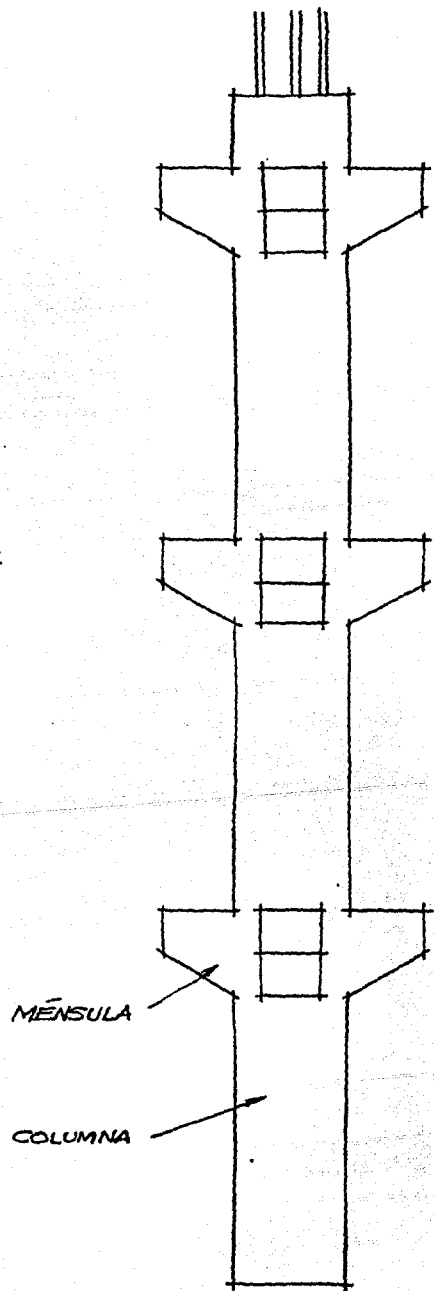


Figura 1

Figura 2

a.2. TRABES.

Para análisis de solución, se proponen traveses metálicas y traveses prefabricadas de concreto - preforzado y reforzado.

- Traveses metálicas prefabricadas.

Las traveses metálicas propuestas son las diseñadas por el C.A.P.F.C.E. para este tipo de estructura. Como lo podemos observar en el mismo plano en que aparecen las columnas metálicas propuestas en secciones de cajón, cuya tapa superior presenta perforaciones u oquedades para aligerarlas.

- Traveses prefabricadas de concreto.

Las traveses portantes del entre eje de 8 metros, se proponen de concreto preforzado, mientras que las traveses de rigidez (Ejes A y B), y las traveses voladas en pasillos y losa de azotea se propondrán reforzadas por su longitud pequeña.

Tanto las preforzadas como las reforzadas,--
contarán con placas metálicas en la base de
sus apoyos para soldarla a las placas de --
las ménsulas mencionadas anteriormente.

(Ver Figura 3).

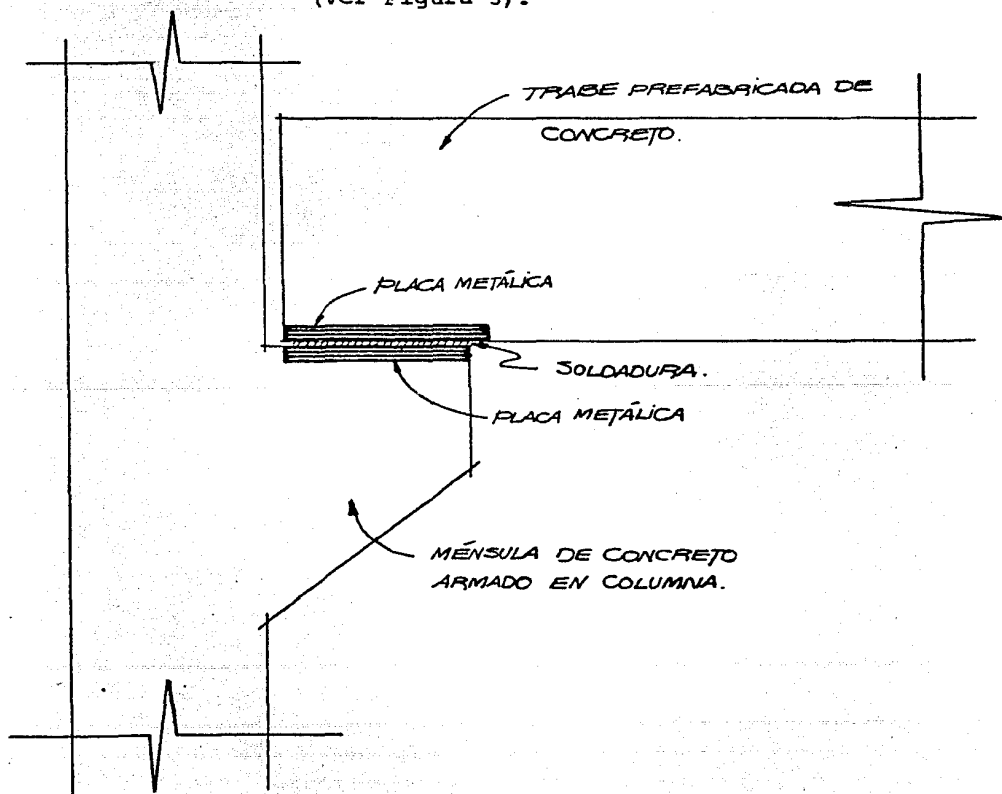


Figura 3

3.3. LOSAS.

Se proponen tres tipos de losas que se pueden considerar como semiprefabricadas, pues en todos los casos es necesario colar en obra un firme complementario o de compresión para que trabajen como losa propiamente dicho.

A continuación se dará una breve explicación de cada una de las alternativas de losa propuesta y en el Anexo IV se proporciona una descripción más detallada de sus características y propiedades.

- Losa Pretensa de Vigüeta, S.A.

Consta básicamente de vigüetas de concreto presforzado, bovedillas de concreto y un firme complementario que convierte monolítico al sistema. Este firme lleva como armado por temperatura una malla electrosoldada.

En la Figura 4 se puede apreciar un croquis

ilustrativo de este sistema.

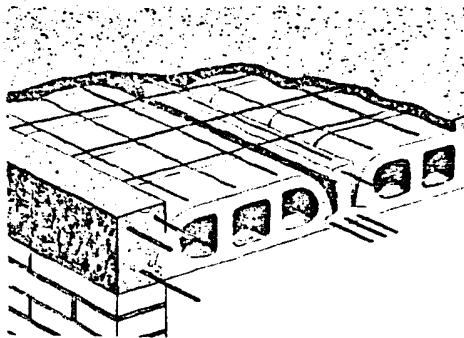


Figura 4

- Sistema "OMNIA" de "Armacreto de México,S.A.
De igual forma que el sistema de losa ante--

rior, el sistema "OMNIA", consta de viguetas, bovedillas y firme complementario pero a diferencia de aquella las viguetas de este sistema son reforzadas por medio de una armadura metálica con base prefabricada de concreto, entre las cuales se colocan las bovedillas. (Ver Figura 5).

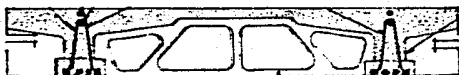


Figura 5

- Sistema Iosacero de ROMSA.

En este sistema la parte prefabricada consiste en láminas de acero acanaladas que actúan como refuerzo por momento positivo en uno de los sentidos.

Después de colocada la lámina se cuele un firme complementario o de compresión con malla electrosoldada como refuerzo por temperatura. (Ver Figura 6)

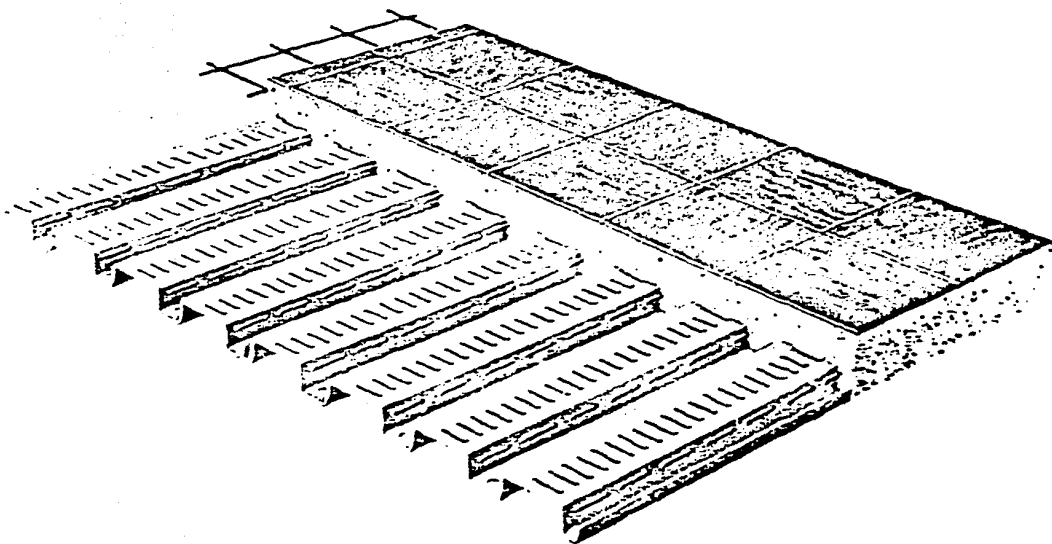


Figura 6

b) Comparación de solución por elemento.

Para llevar a cabo esta comparación, analizaremos - las alternativas de solución en función de los siguientes factores: por facilidad de prefabricación, por proceso constructivo, por costo.

b.1. Por facilidad de prefabricación

b.1.1 Columnas.

Como ya mencionamos en este capítulo, las alternativas propuestas para análisis de columnas son las metálicas de acero laminado y las prefabricadas de concreto reforzado.

En este inciso debemos considerar dos aspectos:

Facilidad de prefabricación en planta y facilidad de prefabricación en obra.

Tomando en cuenta que la prefabricación se realiza en planta, tanto las columnas metálicas como las de concreto reforzado estarían sujetas a pruebas radiográficas o de ultrasonido y de laboratorio, respectivamente, controladas por C.A.P.F.C.E., sin embargo, por lo que respecta a la fabricación, consideramos que las alternativas no presentan diferencias signi

ficativas para el C.A.P.F.C.E, que en un momento dado asignaría a empresas particulares la producción o fabricación de los elementos.

por otro lado, la prefabricación en obra, se justificaría por la necesidad de hacer grandes volúmenes de obra, o la construcción de escuelas en zonas lejanas a lugares industrializados, donde se podría pensar en la implementación de una pequeña planta para satisfacer la demanda requerida.

En este caso consideramos que la factibilidad de montar una pequeña planta con la infraestructura adecuada para la producción de elementos prefabricados de concreto reforzado y presforzado, es alta, si (y volvemos a mencionarlo), el volumen de obra, sus condiciones y costo lo justifican.

Esto no sucede con los elementos metálicos donde en un momento dado podríamos montar un taller de fabricación de los perfiles requeridos, sin embargo, dependemos de la industrialización del acero laminado y de su transportación.

Finalmente, cabe mencionar que para la fabricación de perfiles de acero en obra, se debe contar con - el equipo radiográfico y de ultrasonido para realizar su debida supervisión.

b.1.2 Trabes.

Básicamente la prefabricación de las trabes metálicas y de concreto, no difiere con la de las columnas, por lo que para estos elementos, consideramos válidos los mismos conceptos tratados en el inciso

b.1.1.

b.1.3 Losas.

De las descripciones dadas anteriormente en este -- capítulo para las tres alternativas de losas prefabricadas propuestas, obtenemos la siguiente síntesis:

Losa Pretensa de Vigüeta, S.A.:

Sistema a base de vigüetas presforzadas, bovedilla de concreto y firme complementario.

Sistema "OMNIA" de Armacreto de México, S.A.:

Sistema a base de vigüeta reforzada con armadura de manufactura especial, bovedilla de concreto y firme complementario.

Losacero de ROMSA:

Sistema a base de láminas de acero acanaladas y firme complementario.

Siguiendo el mismo criterio adoptado en el Inciso b.l.l., podemos decir que ninguna alternativa presenta inconvenientes en cuanto a prefabricación, si ésta es realizada en planta.

En caso de una probable necesidad de prefabricación en obra, por así ser requerido, se podrían construir pequeñas mesas de presfuerzo con sus respectivos muertos de concreto y gatos hidráulicos para la prefabricación de viguetas presforzadas. Asimismo, sería factible una máquina vibro-compactadora para la fabricación de bovedillas de concreto.

Las viguetas de concreto reforzado de Armacreto de México, S.A., también sería factible prefabricarlas en obra, sin embargo, dependemos de la fabricación y suministro de la armadura de refuerzo por parte de la empresa poseedora de la patente.

Finalmente, podemos mencionar que para la utilización de la lámina losacero de ROMSA la dependencia de la patente internacional para su fabricación y suministro es -- por el momento determinante, lo cual representa un gran-

inconveniente, y de hecho descarta la posibilidad de -
realizar su prefabricación a través de recursos pro---
pios.

B.2 Por proceso constructivo.

B.2.1 Columnas.

El proceso constructivo de las columnas prefabricadas
de concreto y las metálicas, no difiere uno del
otro en cuanto a su izaje. En ambos casos se re---
quiere de una grúa de capacidad adecuada y de un -
topógrafo para su nivelación.

La diferencia básica en el proceso constructivo de
los dos tipos de columnas, se encuentra en su an--
claje o empotramiento (según sea el caso), con la
cimentación.

El anclaje de las columnas metálicas a la cimenta-
ción, es a través de placas metálicas con anclas -
ahogadas en los dados de cimentación. Estas placas
en su parte superior, presentan pernos roscados, en
donde se ensamblaría la columna para ser atornilla-
da. (Ver Figura 7).

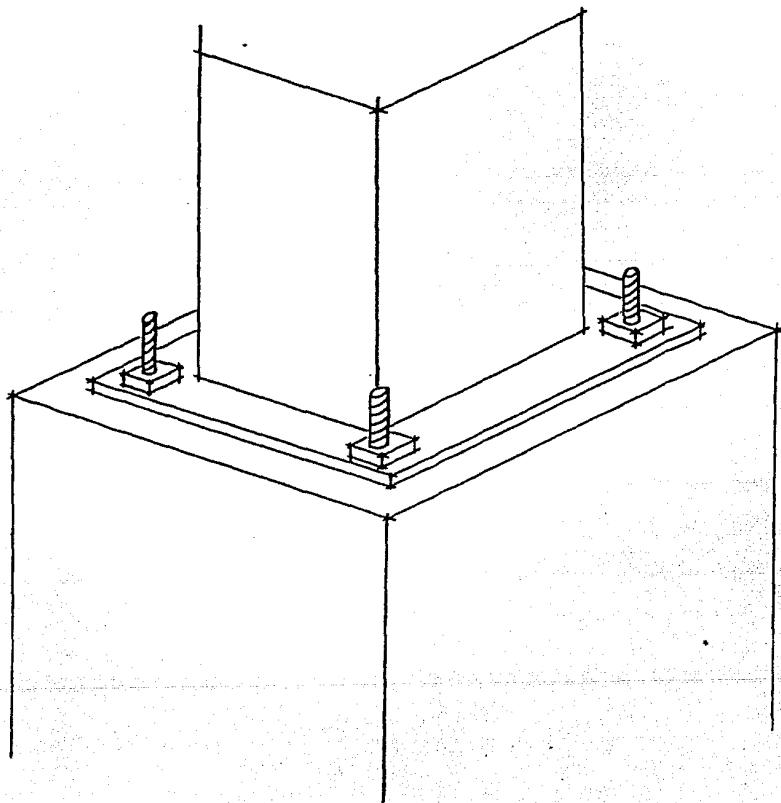


Figura 7

El empotramiento de las columnas prefabricadas de concreto, se logra introduciendo la columna en un candelero de concreto (que forma parte de la cimentación), relleno posteriormente el espacio entre estos dos elementos con concreto. (Ver Figura 8).

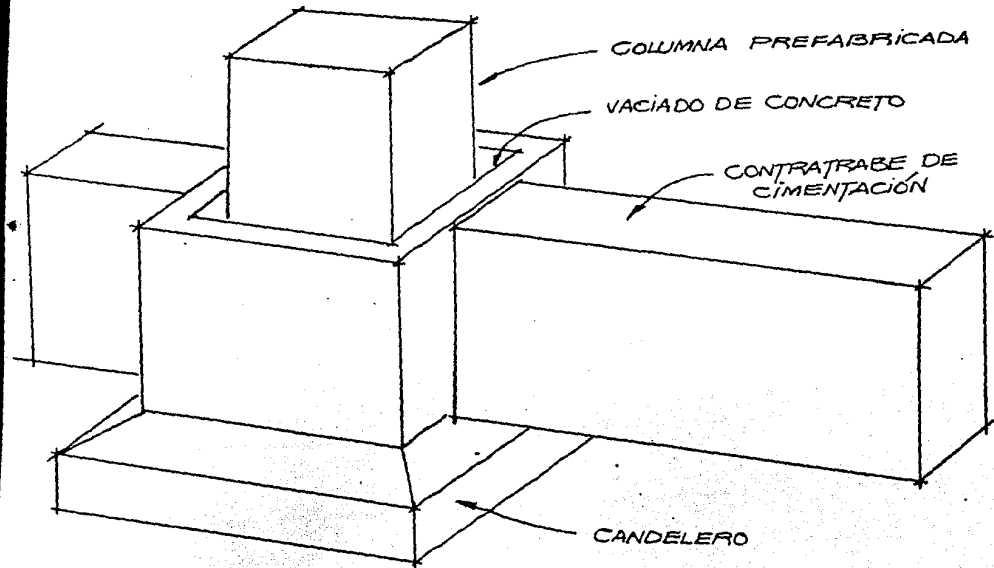


Figura 8

En general, se puede considerar que por proceso constructivo las alternativas analizadas no presentan -- diferencias determinantes.

b.2.2 Trabes.

El proceso constructivo de las trabes propuestas (metálicas y prefabricadas de concreto), al igual que las columnas, no difiere entre sí al momento de ser izadas y colocadas, sin embargo, la colocación de soldadura en la unión con las columnas, es mayor en las metálicas, donde en un momento dado se tendría que colocarse en todo el perímetro del perfil (Ver Figura 9), lo cual repercutiría -

tanto en costo como en tiempo, mientras que en la ---
unión de las traves prefabricadas de concreto con las
ménsulas de columna, la soldadura sería colocada úni-
camente en los bordes longitudinales de sus placas de
unión. (Ver Figura 10).

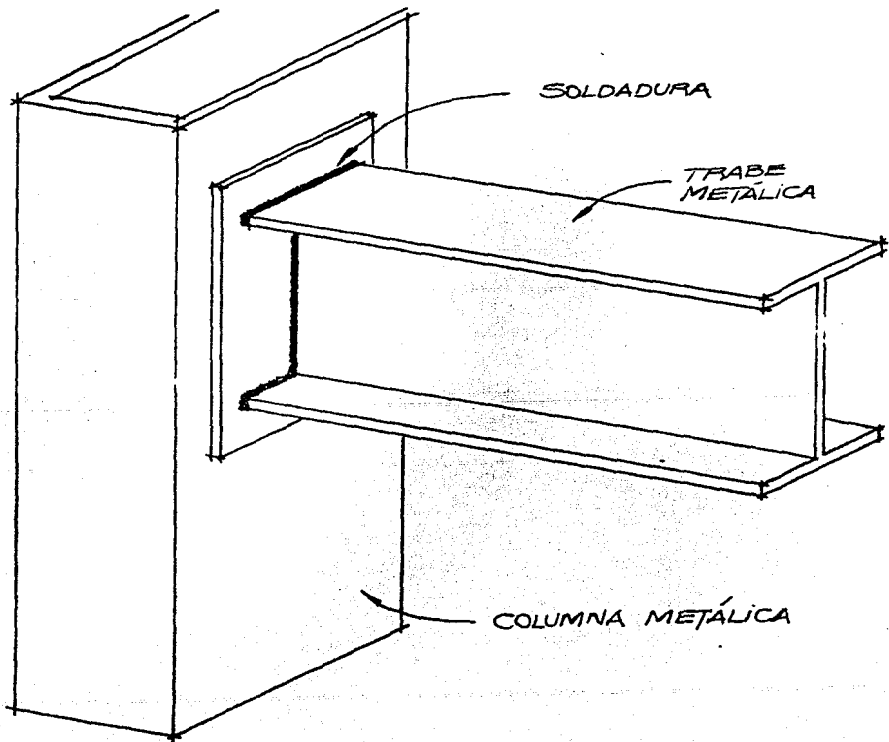


Figura 9

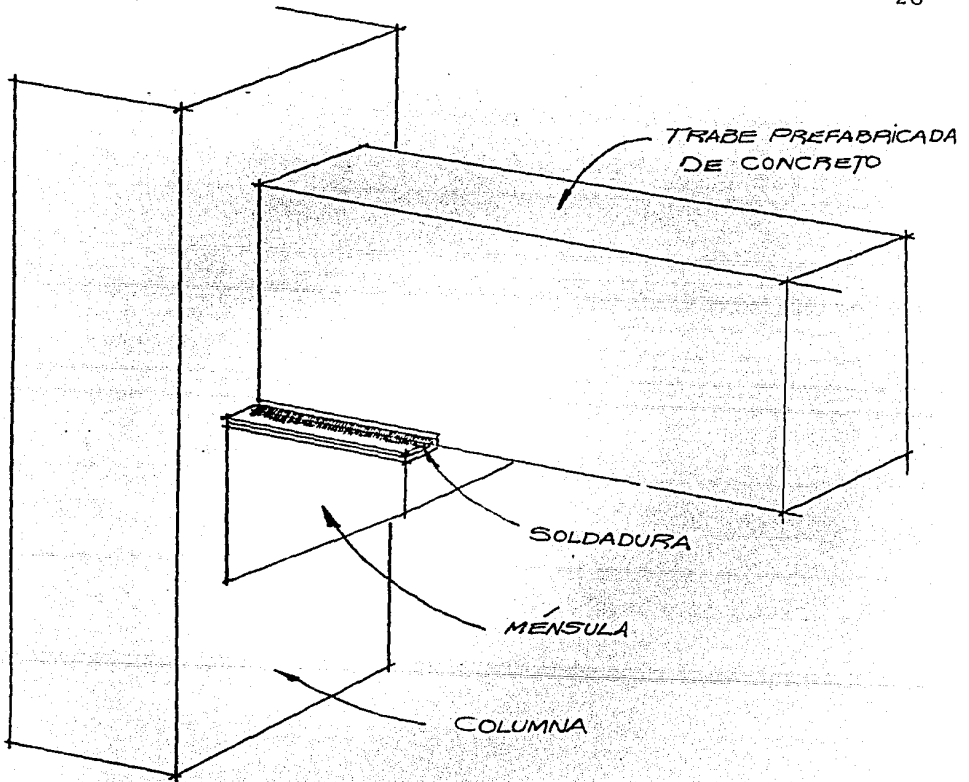


Figura 10

b.2.3 Losas.

Con lo que respecta a las losas propuestas (ya descritas en este capítulo), se puede considerar que -- para los tres casos el proceso constructivo es -- muy similar.

Para la losa pretensa y el sistema OMNIA, se resume en la colocación de las viguetas y de las boved---

llas para posteriormente colar el firme complementario.

El proceso constructivo de la Losacero de ROMSA - - consiste en colocar la lámina de acero sobre los--- apoyos, fijándola por medio de puntos de soldadura- cada dos canales. Esto nos limita su utilización pa- ra el caso en el que se emplee estructura metálica- o, en su defecto, habría que implementar soleras co- locadas durante el colado de las trabes prefabrica- das.

Cabe mencionar además, que tanto el sistema OMNIA - de Armacreto como la losacero de ROMSA, requieren- de apuntalamiento temporal hasta el fraguado del -- firme complementario.

b.3 Por Costo.

b.3.1 Columnas.

En el Anexo IV de esta tesis, se encuentran los cro- quis, planos, cuantificaciones y análisis de los -- que obtenemos lo siguiente:

Precio unitario de estructura metálica
montada = \$ 80.97Kg.
Peso total de columnas metálicas = 12,712.87Kg.
Costo total de columnas metálicas-
montadas = 1,029,361.25kg

Asimismo, en el mismo Anexo citado, se encuentran los análisis correspondientes a las columnas prefabricadas de concreto, obteniendo los siguientes datos:

Costo columna prefabricada de concreto= \$ 44,349.86
Costo montaje de columna = \$ 2,271.01

De donde:

Costo total de columnas prefabricadas-
de concreto montadas = 1,118,900.80

b.3.2 Trabes.

Las referencias a los datos que a continuación se proporcionan, se podrán contemplar en el Anexo III de este trabajo.

Precio unitario de estructura

metálica montada = \$ 80.97Kg.

Peso total trabes metálicas = 35,277.52Kg.

Costo total trabes metálicas montadas=\$2'856,421.44

Para los análisis de costos de las trabes prefabricadas de concreto reforzadas y presforzadas, realizado en el Anexo III, hubo necesidad de recurrir a su diseño y lo presentamos en el Capítulo V referente a diseño estructural.

Costo trabe portante ejes intermedios= \$ 17,710.98

Costo trabe portante ejes de escalera= \$ 17,596.78

Costo trabe portante ejes de orilla = \$ 16,490.12

Costo trabe de rigidez ejes A. y B. = \$ 3,940.10

Costo trabe portante en voladizo = \$ 3,302.71

Costo montaje de trabe = \$ 1,113.57

Costo total de trabes prefabricados-
de concreto montadas = \$1,215,425.50

b.3.3 Losas.

De consideraciones y lineamientos proporcionados -- por los fabricantes de las losas propuestas y a -- través de tablas y gráficas, se obtuvieron las ca- racterísticas y dimensiones de cada una de ellas.

En el Anexo IV se presenta lo antes mencionado, -- además de los análisis de costos correspondientes.

De todo esto, se obtuvo lo siguiente.

SISTEMA DE LOSA PRETENSA DE VIGUETA, S.A.

a) Losa de entrepiso:

Costo directo de 2 losas entrepiso= \$ 432,969.53

Area losa de entrepiso = 698.56 M2.

Costo directo/m2. losa de entre-

piso = \$ 619.80/M²

b) Losa de Azotea.

Costo directo de losa de azotea = \$ 295,595.09

Area de losa de azotea = 473.76 M2.

Costo directo/m2. losa de azotea = \$ 623.93/M2.

SISTEMA "OMNIA" DE ARMACRETO DE MEXICO. S.A.

a) Losa de entrepiso:

Costo directo losa de entrepiso=	\$	309,421.20
Area losa de entrepiso	=	349.28 M2.
Costo directo/M2 losa de en		
trepiso	= \$	885.88/M ²
b) Losa de azotea.		
Costo directo losa de azotea	= \$	410,648.18
Area losa de azotea	=	473.76 M2.
Costo directo/M2 losa de azotea=	\$	866.78/M ²

SISTEMA LOSACERO DE ROMSA.

Losas de entrepiso y azotea.

Costo directo/M2 de losa	= \$	1,368.19/M ²
--------------------------	------	-------------------------

Cabe mencionar antes de concluir lo referente a costos que el peso de la estructura influye para el diseño de una cimentación, tanto en dimensiones como en armado, - sin embargo, para efecto de esta tesis, se consideró como válido el criterio de C.A.P.F.C.E., el cual estandariza las cimentaciones para sus estructuras de un mismo número de niveles ya sean metálicas o de concreto.

Siendo así, en este trabajo, no consideramos un análisis independiente de costo de cimentación por influencia de pesos diferentes en estructura.

c) Elección del Sistema.

Una vez realizadas las diversas comparaciones entre las alternativas propuestas de los elementos prefabricados, procederemos a hacer la elección del sistema prefabricado, objeto de estudio en los capítulos posteriores de esta tesis.

c.1 Columnas.

De los comparativos realizados obtenemos que las columnas prefabricadas de concreto no presentan in convenientes de prefabricación en las condiciones desfavorables planteadas.

Por otro lado, en cuanto a proceso constructivo, en contramos diferencias poco significativas.

Finalmente, por costo, encontramos una diferencia--- relativamente pequeña favoreciendo a las columnas me tálicas, sin embargo es de nuestra opinión que el costo de mantenimiento a mediano y largo plazo no solo llegaría a equilibrar el costo estimado, sino que en un momento dado, podría ser hasta mayor para las columnas metálicas.

Por todo lo anterior y a nuestro juicio, el elemento de columna prefabricada de concreto, es el adecuado.

c.2 Trabes.

En general se puede asignar a las trabes las mismas características que para las columnas, a excepción de que para las primeras, el costo menor se obtuvo en las prefabricadas de concreto presforzadas y reforzadas.

La elección del elemento para trabes, se inclina -- por las prefabricadas de concreto.

c.3 Losas.

Finalmente, para las losas, los comparativos realizados fueron favorables para el sistema de losa Pre tensa de Vigueta, S.A., tanto en costo como en características de prefabricación, aunque por proceso constructivo las diferencias no fueron del todo sig nificativas, y por ello la consideramos adecuada -- para la integración del sistema.

C A P I T U L O I V

UNIONES Y ENSAMBLES DEL SISTEMA

En el presente Capítulo se pretende esclarecer en detalle la manera con la cual se unirán estructuralmente todas las piezas prefabricadas entre sí.

Básicamente se profundizará sobre los siguientes puntos:

Las columnas sobre la cimentación.

Las trabes a las columnas y,

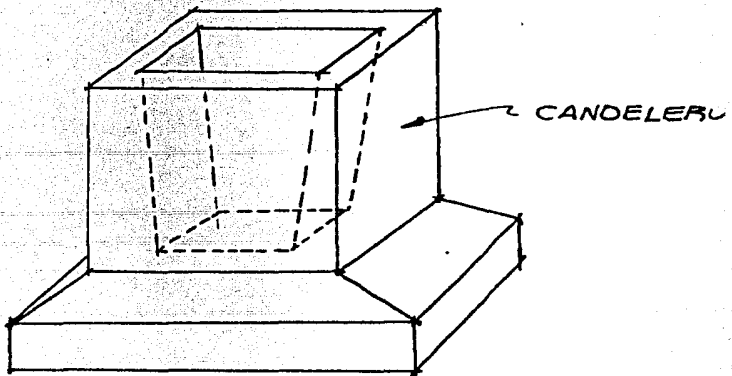
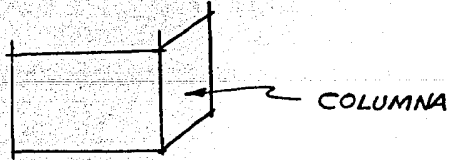
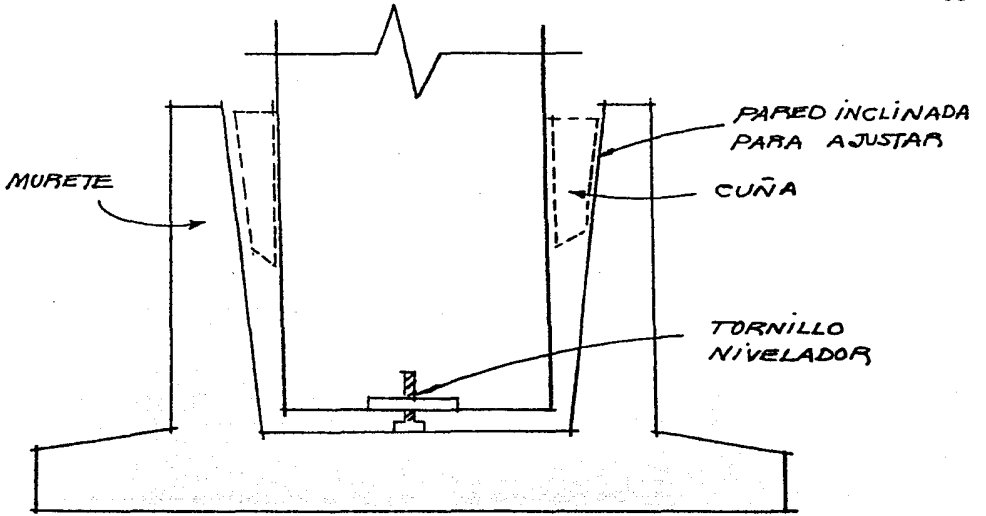
finalmente,

La losa con las trabes.

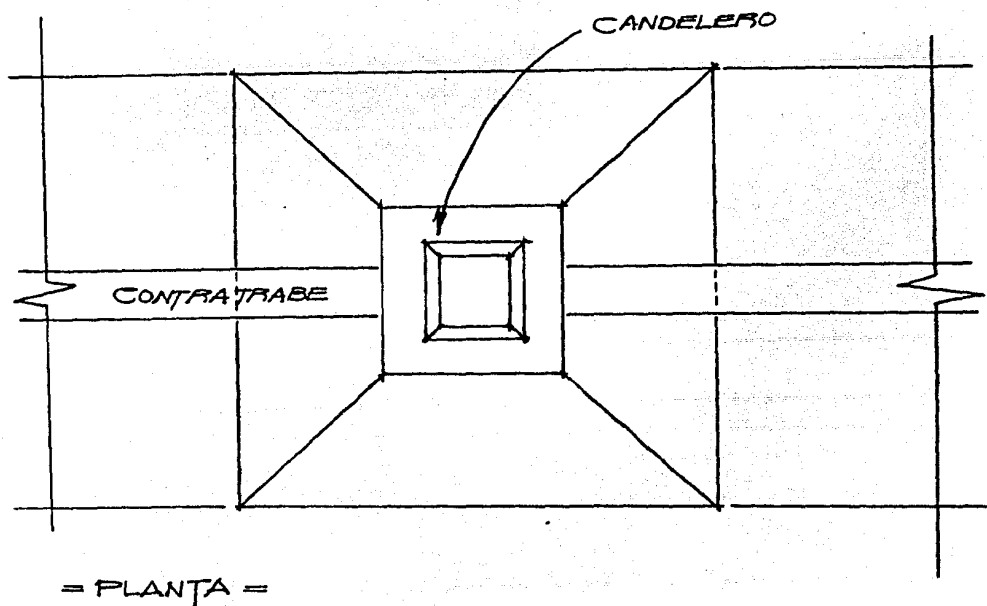
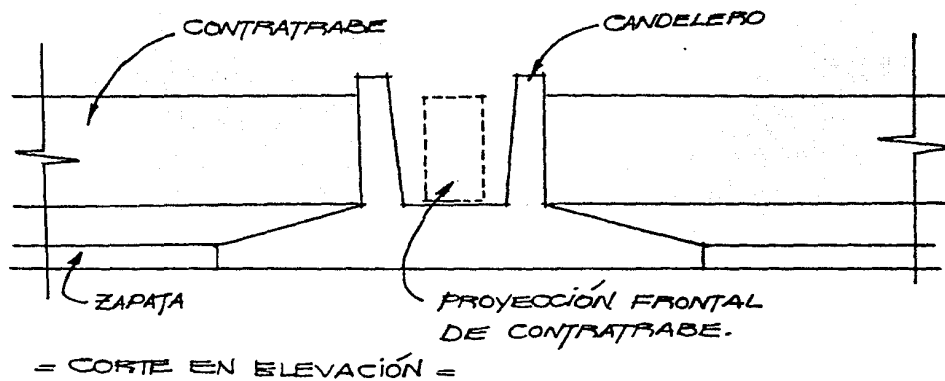
- a) Primeramente, trataremos sobre la unión que -- se presenta entre columnas y cimentación.

En la cimentación, para poder recibir a las columnas, hemos tenido que recurrir a un elemento estructural llamado "CANDELERO". Este recibe este nombre, debido a la semejanza que tiene con aquel elemento en donde colocamos las velas.

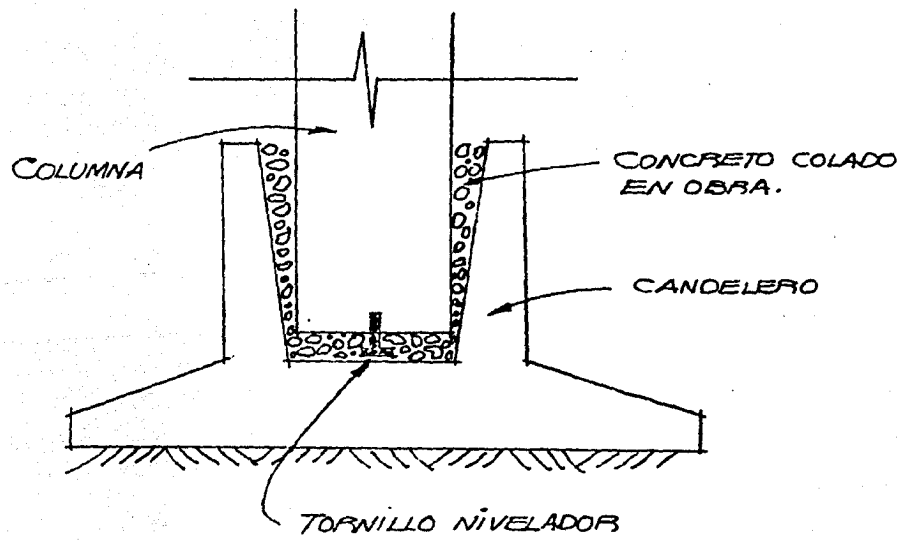
Con el siguiente croquis ilustrativo podremos explicar mas a fondo su funcionamiento:



Este elemento como podemos ver en el croquis, es el receptor de columnas. También se puede apreciar en la base de la columna el tornillo de nivelación, con el cual ajustaremos antes de montar la columna, y así poder dar el nivel preciso. En el interior del candelero se puede ver que los muretes tienen una cierta inclinación, de tal modo que una vez montada la columna, podamos acuñar en los costados, -- con el fin de plomearla o nivelarla verticalmente. Si la cimentación es a base de zapatas aisladas, este candelero hará a su vez esta función. En el caso de que la cimentación sea resuelta por zapatas corridas, el candelero quedará en el lugar en el cual corresponde al eje, y las contra trabes se harán llegar hasta los muretes del candelero, como es posible observar en el siguiente croquis:



Una vez que la columna es insertada en el candelero, tenemos lograda lo que podríamos llamar la primera -- etapa del ensamble, para completar lo que llamaremos -- segunda etapa, deberemos de proceder a colar todo --- aquel espacio que nos quede entre el candelero y la - columna, con lo que podemos dar por completo este en- samble. El siguiente croquis nos mostrará como queda la unión entre columnas y cimentación, una vez que he mos terminado ésta.



b) En la unión que haremos entre trabes y columnas, - la intención básica será proporcionar una conti-- nuidad adecuada, de tal manera que el sistema sea capaz de trabajar como un marco, o dicho de otra- manera, proporcionar con este ensamble un empotra- miento en el nudo.

Analizando la situación del nudo, nos vemos en la necesidad de hacer una transmisión de esfuerzos - de flexión y de cortante.

Para lograr esta transmisión de esfuerzos, nos he- mos valido de algunos artefactos como son, ménsu- las, placas y armados de continuidad, através de- la sección de la columna. Estos artefactos forma- rán parte de unos de las columnas, así como otros de las trabes.

Si describimos primero los que quedan en las co--- lumnas, tendremos lo siguiente:

En ellas colocaremos ménsulas, con las cuales ade- más de ayudarnos en el montaje, trataremos de to- mar los esfuerzos de cortante, pero para poder ha- cer una transmisión adecuada del esfuerzo a la co

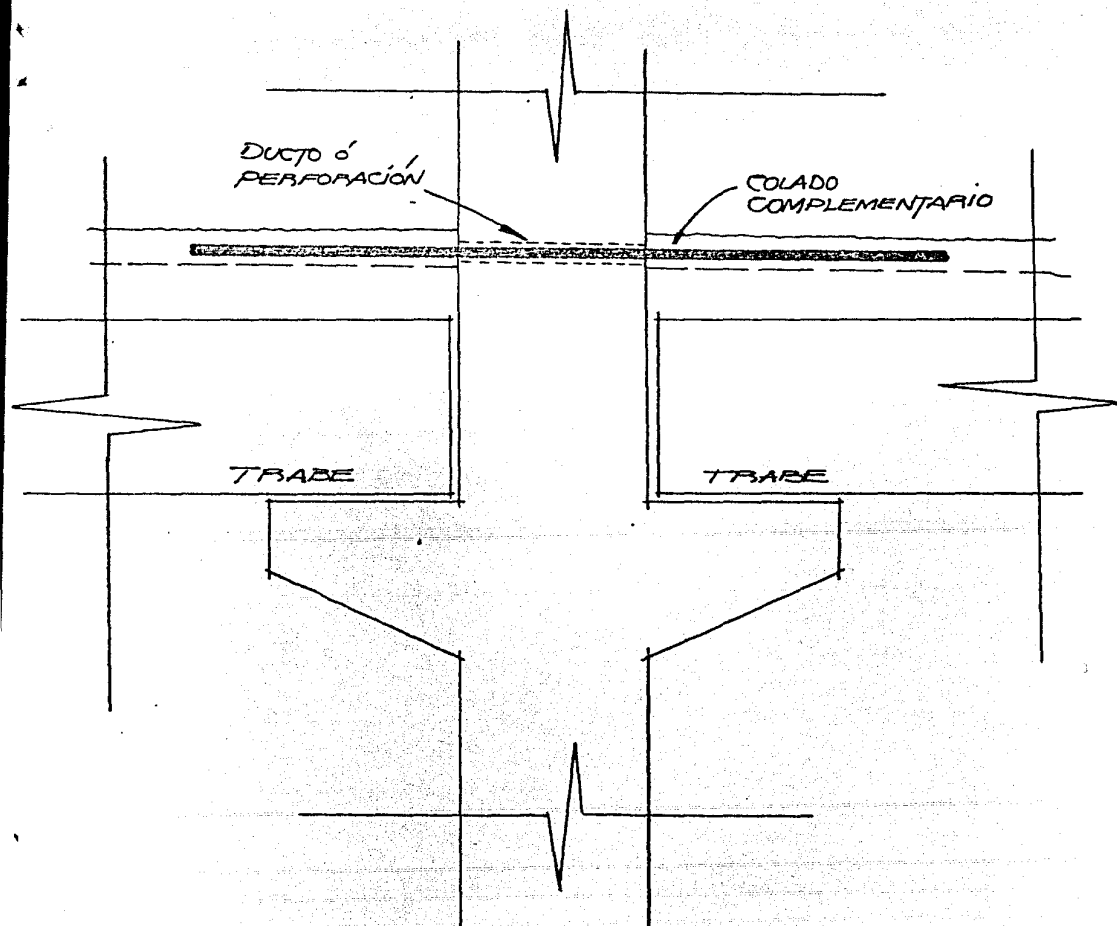
lumna, en la ménsula deberán colocar una placa,-- la cual irá perfectamente soldada al armado de la ménsula. Otro esfuerzo que se nos presenta en el nudo, es el provocado por el par equivalente al momento flexionante en el apoyo. Para tomar los efectos de esta acción, deberemos prever el armado necesario dentro de la ménsula y proporcionar la continuidad de esfuerzos entre trabes y columnas, por medio de placas soldadas.

En lo que respecta a las trabes, tendremos que -- ubicar la contra-placa que se soldará a la que tenemos en la ménsula, esta contra-placa se sujetará a la trabe, mediante soldadura a las varillas que en ella hemos colocado. En el siguiente croquis se podrá observar claramente lo antes explicado.

Con lo hasta aquí descrito, la unión resuelve la transmisión de esfuerzos de cortante y los esfuerzos de flexión en el lecho inferior de la trabe.

Unicamente nos queda resolver la transmisión de la componente que actúa en el lecho superior de la trabe del esfuerzo flexionante. El caso particular nuestro, nos da la facilidad de aumentar el brazo del par actuante, colocando el refuerzo para soportar esta acción fuera de la sección de la trabe, o sea, dentro del firme complementario de la losa.

Para cumplir con la condición de continuidad en el nudo, nos veremos en la necesidad de dejar perforaciones en la sección de la columna, por medio de las cuales haremos pasar el refuerzo necesario. En el siguiente croquis, podemos apreciar este caso:

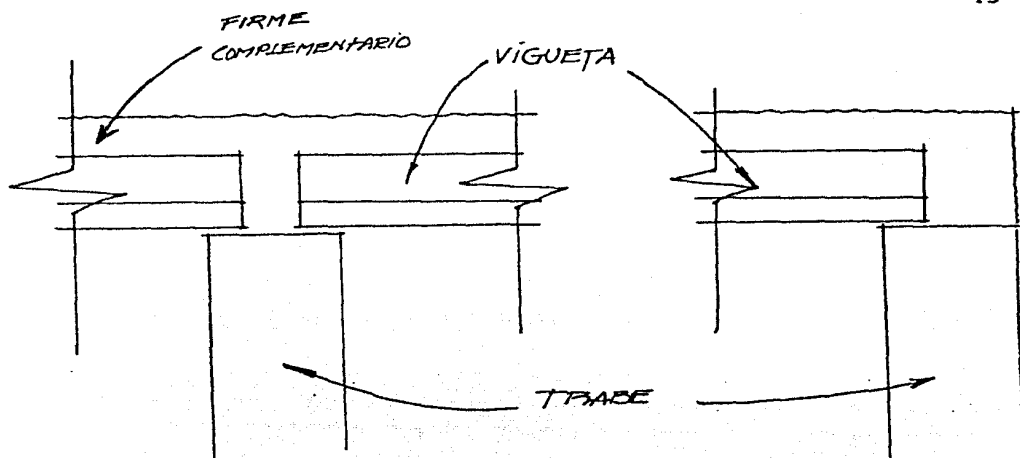


Con esto hemos terminado con la unión ensamble que deberemos de proporcionar entre trabes y columnas, de tal manera que la estructura se comporte como se tiene previsto.

- c) La unión que deberemos de realizar entre las trabes y las losas, es la más sencilla y la que representa menos problemas constructivamente hablando.

Cuando realizamos el montaje de las losas, las trabes ya se encuentran debidamente colocadas; en la fabricación de éstas, deberemos de tener cuidado de que la cara superior tenga cierta rugosidad para poder tener la adherencia adecuada de la trabe con el firme complementario de la losa, el cual será colado en sitio.

En los siguientes croquis, se podrá observar los casos en que el apoyo es de continuidad y el de apoyo de orilla.



CROQUIS DE LOS APOYOS DE LOSA

Concretamente, en lo que consiste el ensamble de losas con traveses, es en la adherencia que se logre entre estas últimas y el colado complementario. Para poder lograr un buen efecto, necesitamos un espacio de al menos 5 cms. para el apoyo de las vigüetas, así como un espacio libre de losa de 10 cms. de ancho mínimo. Con esto es necesario un ancho de la trabe de 20 cms. En el caso de ser apoyo de continuidad, que es el crítico, -- -- el ancho de las traveses portantes, es de 25 cms. En todos los casos perfectamente podemos recibir estas losas.

C A P I T U L O V

DISEÑO ESTRUCTURAL

En este Capítulo, se presentan todos los cálculos a los - que se tuvo que recurrir para obtener el diseño estructural de las piezas de concreto prefabricado, presforzado y no presforzado.

Los datos que primero se presentan son los del análisis es tructural, los cuales se obtuvieron con el departamento -- de Ingeniería estructural de C.A.P.F.C.E.

Lo que se calculó en primer término, fueron los elementos- presforzados, que son las trabes portantes con claro de -- 7.55 Mts., seguidas de las trabes de rigidez. En seguida, - se encuentra el cálculo de las trabes portantes en voladizo, y para finalizar, el diseño de las ménsulas.

Cabe hacer la aclaración de que a las columnas no fue nece sario diseñarlas, debido a que las condiciones mecánicas - se mantienen ya que únicamente las prefabricaremos; su arma do y dimensiones se pueden verificar en el plano estructural de la estructura U-3C convencional, el cual está incluí do en el ANEXO I.

Para el caso de losas, el diseño se reduce a entrar a ta-- blas que el fabricante proporciona. Este cálculo puede ver se en el ANEXO IV, referente a losas prefabricadas.

RESULTADO DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

MARCO MA -CONDICION CRITICA- CARGA VERTICAL (AULAS LLENAS - PASILLO LLENOS)

0.76	-0.76	1.72	-1.62	1.33	-1.26	1.72	-1.62	1.33	-1.26	1.87	-2.4	2.42	-1.95	1.27	-1.31	1.65	-1.71	1.27	-1.31	1.65	-1.71	0.72
		-0.11		-0.57		-0.11		-0.07		0.44			-0.47		-0.04		0.06		-0.04		0.06	-0.72
			-0.08		-0.04		-0.08		-0.04		0.26		-0.28		0.02		0		0.02		0	-0.49
0.49	-0.43	1.46	-1.32	1.20	-1.15	1.46	-1.32	1.20	-1.15	1.44	-1.81	1.80	-1.39	1.22	-1.24	1.18	-1.16	1.22	-1.24	1.18	-1.16	0.58
	0.25		-0.06		-0.02		-0.06		-0.02		0.11		-0.14		0		-0.02		0		-0.02	-0.09
	0.28		-0.08		-0.03		-0.08		-0.03		0.13		-0.16		-0.01		0.02		-0.01		0.02	-0.22
0.23	-0.51	1.52	-1.40	1.16	-1.18	1.52	-1.4	1.16	-1.18	1.55	-1.76	1.78	-1.51	1.14	-1.14	1.44	-1.51	1.04	-1.14	1.44	-1.51	0.46
		-0.04		-0.01		-0.04		-0.01		0.11			-0.11		0.01		0.06		0.01		0.06	-0.25
0.11		-0.02		0		-0.02		0		0.06			-0.05		0		0.03		0		0.03	-0.12

RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

- MARCO MA - ALTA SISMICIDAD

-4.51	4.51	3.86	3.51	3.42	3.42	3.86	3.31	3.42	3.32	3.22	3.22	3.32	3.42	3.42	3.31	3.86	3.42	3.42	3.51	3.86	4.51	
		-7.17		-6.34		-7.17		-6.84		-6.54		-6.54		-6.84		-7.17		-6.84		-7.17		
-4.38		-6.96		-6.51		-6.96		-6.51		-6.18		-6.18		-6.51		-6.96		-6.51		-6.96		
-10.63	15.01	11.70	9.0	9.61	9.89	11.70	9.0	9.61	9.89	9.55	8.22	8.22	9.55	9.89	9.61	9.0	11.7	9.89	9.61	9.0	11.7	15.01
		-13.73		-12.99		-13.73		-12.99		-12.54		-12.54		-12.99		-13.73		-12.99		-13.73		
-9.78		-13.46		-12.57		-13.46		-12.57		-12.12		-12.12		-12.57		-13.46		-12.57		-13.46		
-12.19	21.97	16.45	12.04	13.14	13.77	16.45	12.04	13.14	13.77	13.3	12.83	12.83	13.3	13.77	13.14	12.04	16.45	13.77	13.14	12.04	16.45	21.97
		-15.04		-14.34		-15.04		-14.34		-14.01		-14.01		-14.34		-15.04		-14.34		-15.04		
-14.77		-16.19		-15.84		-16.19		-15.84		-15.68		-15.68		-15.84		-16.19		-15.84		-16.19		
	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	

RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

MARCO M-B.- CONDICION CRITICA - CARGA VERTICAL. (AULAS LLENAS - PASILLOS LLENOS)

0.81	-0.81 1.70	-1.60 1.34	-1.28 1.70	-1.60 1.34	-1.28 1.92	-2.43 2.43	-1.92 1.28	-1.34 1.60	-1.70 1.28	-1.34 1.60	-1.70 0.81	-0.81
	-0.10	-0.06	0.10	-0.06	0.52		-0.52	0.06	0.10	0.06	0.10	
0.65		-0.09	-0.05	-0.09	-0.05	0.46	-0.46	0.05	-0.09	0.05	0.09	-0.65
0.53	-1.18 2.65	-2.47 2.08	-1.98 2.65	-2.47 2.08	-1.98 2.91	-3.80 3.80	-2.91 1.98	-2.08 2.47	-2.65 1.98	-2.08 2.47	-2.65 1.18	-0.53
	0.09	0.04	-0.09	0.04	0.43		-0.43	0.04	0.09	0.04	0.09	
0.56		-0.10	-0.05	-0.10	-0.05	0.45	-0.45	0.05	0.10	0.05	0.10	-0.56
0.40	-0.96 2.72	-2.54 2.03	-1.95 2.72	-2.54 2.03	-1.95 3.0	-3.75 3.75	-3.0 1.95	-2.03 2.54	-2.72 1.95	-2.03 2.54	-2.72 0.96	-0.40
	0.08	0.03	0.08	0.03	0.31		-0.31	0.03	0.08	0.03	0.08	
0.20		-0.04	-0.02	-0.04	-0.02	0.15	-0.15	0.02	0.04	0.02	0.04	-0.20

RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

MARCO MB - ALTA SISMICIDAD

-4.5	4.50	3.84	3.29	3.40	3.40	3.84	3.29	3.4	3.40	3.3	3.2	3.2	3.3	3.4	3.4	3.29	3.29	3.4	3.4	3.29	3.84	4.5	-4.5
-4.47			-6.96		-6.52		-6.96		-6.52		-6.21		-6.21		-6.52		-6.96		-6.52		-6.96		-4.47
-9.69	14.15	11.04	8.5	9.07	9.34	11.04	8.5	9.07	9.34	9.02	8.7	8.7	9.02	9.34	9.07	8.5	11.04	9.34	9.07	8.5	11.04	14.15	-9.69
-8.92			-12.34		-11.52		-12.34		-11.52		-11.10		-11.10		-11.52		-12.34		-11.52		-12.34		-8.92
-11.42	20.34	15.24	11.16	12.17	12.75	15.24	11.16	12.17	12.75	12.32	11.89	11.89	12.32	12.75	12.17	11.16	15.24	12.75	12.17	11.16	15.24	20.34	-11.42
-13.80			-14.05		-13.41		-14.05		-13.41		-13.11		-13.11		-13.41		-14.05		-13.41		-14.05		-13.80
			-15.12		-14.80		-15.12		-14.80		-14.65		-14.65		-14.8		-15.12		-14.80		-15.12		-13.80

RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

MARCO M-1.- CONDICION CRITICA - CARGA VERTICAL.

(AULAS LLENAS PASILLO VACIO).

5.37	-8.12	8.61	-5.83
5.57			-5.11
5.60	-11.18	14.12	-5.58
6.10			-6.12
4.72	-10.83	13.67	-4.11
1.91			-2.51

RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

MARCO M-1.- CONDICION ALTA SISMICIDAD

-9.22	9.22	9.22	-9.22
-6.67			-6.67
	22.70	22.70	-16.03
-14.09			-14.09
-13.11	27.20	27.20	-13.11
-24.77			-24.77

MARCO DE ORILLA

RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

MARZO M-2.- CONDICION CRITICA - CARGA VERTICAL

(AULAS LLENAS , PASILLOS VACIOS)

6.02	-11.37	12.10	-6.77
7.17			-6.43
7.75	-14.94	19.72	-7.71
8.24			-8.28
6.35	-14.61	19.23	-5.36
			-3.47

RESULTADO DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

MARCO M-2.- CONDICION ALTA SISMICIDAD

- 8.56	8.56	8.56	- 8.56
- 6.19			- 6.19
-14.87	21.05	21.05	-14.87
-13.09			-13.09
-12.11	20.20	25.20	-12.11
-22.90			-22.90

MARCO INTERMEDIO

MARZO M-3 -CONDICION CRITICA- CARGA VERTICAL -

(AULAS LLENAS- PASILLOS VACIOS)

7.26	-12.15	12.95	-8.07
8.03			-7.22
8.28	-16.34	21.55	-8.24
8.92			-8.96
6.95	-15.90	20.93	-5.88
2.67			3.75

RESULTADO DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

MARCO M-3 - CONDICION ALTA SISMICIDAD

-7.22	7.22	7.22	-7.22
-5.23			-5.23
	17.77	17.77	-12.54
-11.11			-11.11
- 9.99	21.10	21.10	- 9.99
-19.03			-19.03

MARCO DE ESCALERA

ANTES DE ENTRAR EN MATERIA DE DISEÑO, SE PRESENTARAN TODAS LAS NOMENCLATURAS DE QUE SE HARA USO EN EL PRESENTE CAPITULO.

- PP Peso propio.
- W Carga repartida.
- l Longitud.
- W Carga.
- I Momento de inercia.
- b Ancho de la Sección.
- h Peralte total de la Sección.
- S Módulo de Sección.
- y Distancia máxima de la fibra de compresión máxima.
- G Esfuerzos.
- M Momento.
- e Excentricidad.
- d Peralte efectivo de la Sección.
- A Area de la Sección.
- F Fuerza.
- fsu Esfuerzo último del acero de presfuerzo.
- Asu Area de la Sección del acero de presfuerzo.
- T. Resistencia especificada a la tensión de los cables de presfuerzo.

- Fu Fuerza provocada por el presfuerzo sin pérdidas.
- Ff Fuerza provocada por el presfuerzo con pérdidas.
- X Ordenada correspondiente a las fibras en tensión.
- As Area de la Sección del acero de refuerzo.
- f_{ci} Resistencia del concreto en la transferencia.
- f'_c Resistencia especificada a la compresión del concreto.
- Mu Momento último.
- Pb Porcentaje balanceado de acero en una Sección cualquiera.
- $P_{m\acute{a}x}$ Porcentaje máximo de acero que se acepta en una Sección.
- P Porcentaje requerido de acero en una Sección.
- Vc Fuerza cortante que resiste el concreto.
- Vu Fuerza cortante de diseño.
- S Separación del acero transversal.
- fy Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.
- Av Area de acero transversal.
- q Índice de resistencia.
- T Fuerza de tensión.
- Pu Carga vertical de diseño.
- Fr Factor de reducción de resistencia.
- Nu Fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico
- μ Coeficiente de fricción.
- Avf Area del refuerzo por cortante por fricción.

DISEÑO DE TRABES PORTANTES PRESFORZADAS.

TRABE PORTANTE, EJES DE ESCALERA.

1) Cargos que intervienen para diseño

sección propuesta de trabe 25x25 cms.

claro de diseño = 7.55 Mts.

CONCEPTO		MOMENTO AL Φ (t-m)
P.P. TRABE	$0.25 \times 0.50 \times 2.4 \text{ T/M}^3 = 0.3 \text{ T/ML}$	$\frac{WL^2}{8} = \frac{0.3(7.55)^2}{8} = 2.13$
P.P. VIGUETA + FIRME	$\pm 220 \text{ kg/M}^2 \cdot \frac{4 + 3.24}{2} = 0.796 \text{ T/ML}$	$\frac{WL^2}{8} = \frac{0.79(7.55)^2}{8} = 5.67$
P.P. SOBRECARG	$467 \text{ kg/M}^2 \cdot \frac{4 + 3.24}{2} = 1.69 \text{ T/ML}$	$\frac{WL^2}{8} = \frac{1.69(7.55)^2}{8} = 12.04$

$$W_{\text{sobrecarga}} = W_{\text{ma}} + W_{\text{viva}} = 467 \text{ kg/m}^2.$$

2) Propiedades Mecánicas

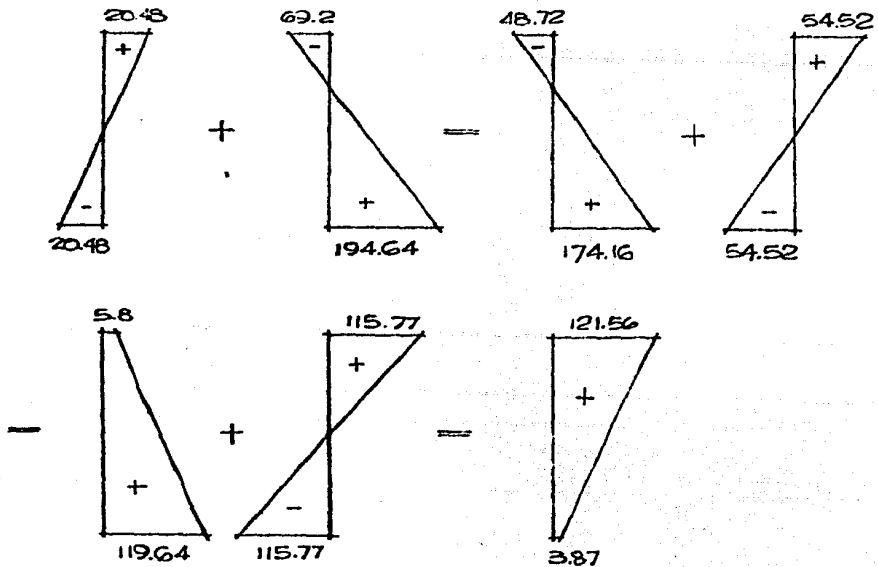
$$\text{momento de inercia} = I = \frac{bh^3}{12} \quad I = \frac{(0.25)(0.50)^3}{12} = 0.0026 \text{ m}^4.$$

$$\text{MODULO DE SECCION} = S = \frac{I}{v} = 00104 \text{ M}^3$$

TABLA DE ESFUERZO AL CENTRO DEL CIARO

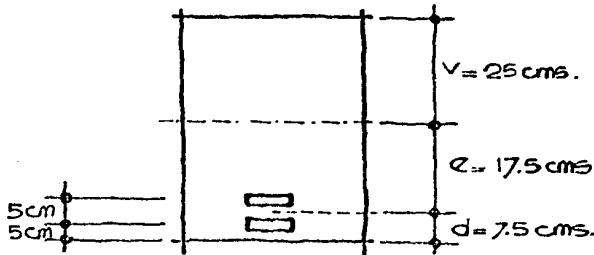
CONCEPTO	M (t-m)	σ LECHO SUPERIOR (t/m ²)		σ LECHO INFERIOR (t/m ²)	
		PARCIAL	ACUMULADO	PARCIAL	ACUMULADO
P.R. TRABE	2.13	204.80		- 204.80	
PRESFUERZO	$F = 44t$	- 803.0	- 598.2	2259.2	2054.4
	$e = 0.2$	- 692.0	- 487.2	1946.4	1741.6
VIGUETA + FIR.	5.67	545.19	57.99	- 545.19	1196.41
C. VIVA DE CONSTRUCCIÓN	12.04	1157.69	1215.68	- 1157.69	38.72

REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS ESFUERZOS

(Kg/cm²)

COMPLEMENTAMOS LA TABLA CON LOS ESFUERZOS QUE PRODUCE EL PRESFUERZO.

$$\sigma_{\text{presfuerzo}} = \frac{F}{A} \pm \frac{f \cdot e}{S} = \begin{cases} \sigma_{\text{sup}} (-) \\ \sigma_{\text{inf.}} (+) \end{cases}$$



$$\begin{aligned} e &= V - d \\ &= 25 - 7.5 \\ &= 17.5 \text{ cms.} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{presf.}} = F \left(\frac{1}{A} \pm \frac{e}{S} \right) \Rightarrow F = \frac{\sigma_{\text{PRESF.}}}{\frac{1}{A} \pm \frac{e}{S}} = \frac{\sum \sigma_{\text{TENSION}}}{\frac{1}{A} \pm \frac{e}{S}}$$

$$\sum \sigma_{\text{TENSION}} = -204.8 - 545.19 - 1157.69 = -1907.68 \text{ ton/M}^2$$

$$F = \frac{1907.68}{1/0.0125 \pm 0.2/0.0104} = 70.06 \text{ ton.}$$

donde F será la fuerza que habremos de provocar con el -
presfuerzo.

Se propone utilizar acero de presfuerzo tipo torón de 1/2" con una fsu = 180 Kg/mm² (dato de fabricante).

Asu torón de 1/2" = 103 mm² 9 (dato de fabricante).

To ≤ 0.7 fsu (Resistencia especificada a la tensión de los cables de presfuerzo. (dato del Reglamento ACI).

Pérdidas en el presfuerzo: El ACI considera (según informe - ACI-423) que la de pérdidas para pretensado es = a 2500Kg/cm².

por lo tanto $\frac{2500\text{Kg/cm}^2}{18000\text{Kg/cm}^2} = 13.8 \approx 14\%$ de pérdida.

En base a estos datos iniciales, calculemos dos etapas críticas de la fuerza:

$$F_{\text{inicial sin pérdidas}} = F_u = f_{su} \times T_c \times A_{su}$$

$$F_u = 180 \text{ Kg/mm}^2 \times 0.7 \times 103 \text{ mm}^2 =$$

$$F_u = 12,978 \text{ Kg.} \approx 13 \text{ tons.}$$

$$F_{\text{final con pérdidas}} = F_f = F_u (100\% - 14\%) = F_u (0.86)$$

$$= 13 \text{ tons.} (0.86) =$$

$$= 11.18 \text{ tons.} \approx 11.20 \text{ tons.}$$

$$\text{Pérdida efectiva} = 13/11.20 = 1.16 \Rightarrow 16\%$$

La fuerza que nos proporciona un torón es de 11 tons.

La fuerza que tenemos que contrarrestar con el presfuerzo, es de 38.88 tons., entonces calculamos el número de torones necesario.

$$\text{No. de torones} = \frac{F}{F_f} = \frac{70.06}{11.20} = 6.25 \text{ pzas.}$$

∴ Se utilizarán 7 torones.

Con lo que transmitiremos una fuerza de:

$$F = 11.20 \times 7 = 78.4 \text{ Tons.}$$

Con esto podemos obtener los de presfuerzo.

$$\text{presf.} = \frac{F}{A} \pm \frac{F.E}{S} = \frac{78.4}{0.125} \pm \frac{78.4 \times 0.175}{0.0104} \begin{cases} \sigma_{\text{Sup.}} = 692.0 \text{ m}^2. \\ \sigma_{\text{Inf.}} = 1946.4 \text{ m}^2. \end{cases}$$

Una vez obtenidos estos datos, los incluimos en la tabla de esfuerzos al centro del claro.

Otra fase crítica que se presenta es al momento del corte de los cables de presfuerzo, donde el elemento aún no está sometido a sus condiciones normales de servicio, y además la fuerza en el cable aún no tiene pérdidas de presfuerzo. En este caso, puede ocurrir la falla de la pieza, debido a que se presentan compresiones en el lecho inferior y tensiones en el lecho superior.

Para evaluar estos efectos, calcularemos los esfuerzos que se presentan en esta fase, a la que denominaremos fase provisional, y también incluiremos en la tabla de esfuerzos al centro del claro.

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{presf. (fase provisional)}} &= \frac{\sigma_{\text{inicial}} \text{ s/perd.} + \sigma_{\text{fis/p.e.}}}{A \quad S} \quad \begin{matrix} \sigma_s = 803 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma_i = 2259.2 \\ \text{ton/m}^2 \end{matrix} \\ &= \frac{91}{0.125} + \frac{91 \times 0.175}{0.0104} = \end{aligned}$$

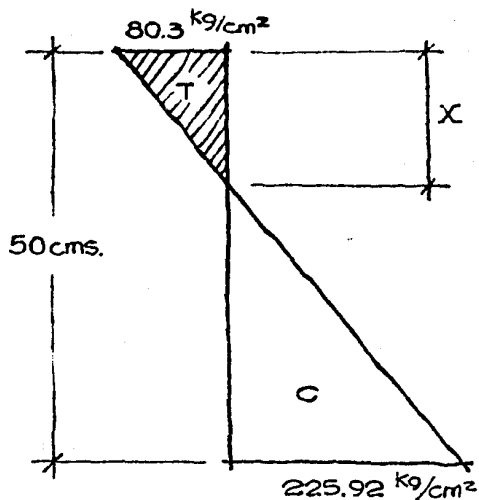
Con esto hemos terminado de formular la tabla y podemos obtener los acumulados en cada fase de la pieza.

Análisis de la Fase Provisional.

Dicha fase presenta tensiones en el lecho superior, por lo que -

debemos calcular el refuerzo que deberá colocarse para soportarlas.

DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE LA SECCION CRITICA:



$$F_{\text{TENSION}} = \frac{\sigma_{\text{TENSION}} \cdot x \cdot A}{2}$$

$$A_{\text{TENSION}} = \frac{F_{\text{TENSION}}}{f_{\text{S ACERO REF.}}}$$

donde:

F_{TENSION} es la fuerza que se provoca debido al presfuerzo.

σ_{TENSION} es el esfuerzo producido por el presfuerzo en la fase provisional.

x es la ordenada correspondiente a las fibras en tensión.

As tensión es el refuerzo que tomará las tensiones que se -
presenten en la fase provisional.

Fsacero es el esfuerzo de trabajo a que estará sometido el-
acero de refuerzo.

Obtención de Datos:

$$\text{tensión} = -803 \text{ ton./m}^2 = -80.3 \text{ Kg/cm}^2.$$

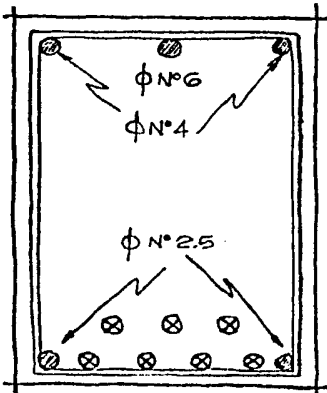
$$\frac{x}{80.3} = \frac{50}{80.3 + 225.92} ; x = 13.11 \text{ cms. (por triángulos seme- jantes)}.$$

$$F_{\text{sacero}} = 0.6 F_y = 0.6 (4200) = 2520 \text{ Kg/cm}^2.$$

Sustituyendo:

$$F_{\text{tensión}} = \frac{(-80.3) (13.11)}{2} \times 25 = 13159.16 \text{ Kg.}$$

$$\text{Astensión} = \frac{13159.16}{2520} = 5.22 \text{ cm}^2.$$



$$A_{\phi N^{\circ}4} = 1.27 \times 2 = 2.54$$

$$A_{\phi N^{\circ}6} = 2.87 \times 1 = 2.87$$

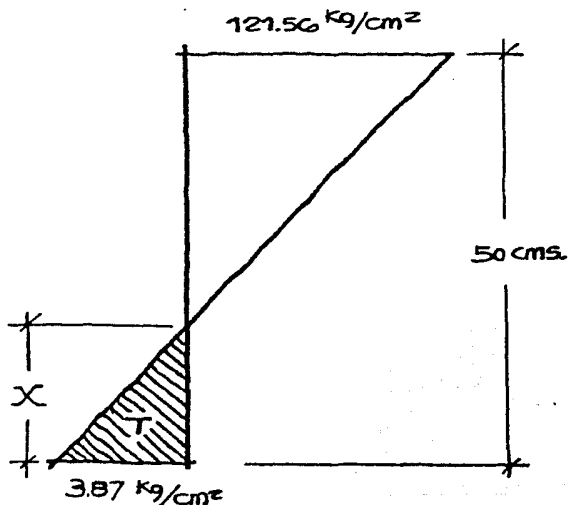
$$\underline{\quad\quad\quad} \\ 5.41 > 5.22 \checkmark$$

⊗ TORÓN DE 1/2"

- ⊗ varilla de refuerzo.
- ⊗ cable de pretensado.

REVISIÓN PARA TOMAR LOS ESFUERZOS RESIDUALES DE TENSION.

ESTADO FINAL DE ESFUERZOS.



$$F_{\text{TENSION}} = \frac{\sigma_{\text{TENSION}} \cdot X}{2} \cdot \text{ANCHO}$$

$$A_{\text{TENSION}} = \frac{F_{\text{TENSION}}}{f_s \text{ ACERO REF.}}$$

$$\sigma_{\text{tensión}} = 3.87 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\frac{x}{3.87} = \frac{50}{3.87 + 121.56} ; x = 1.54 \text{ cms.}$$

$$f_s \text{ acero} = 0.6 f_y = 0.6 (4200) = 2520 \text{ Kg/cm}^2.$$

Sustituyendo:

$$F_{\text{tensión}} = \frac{3.87 \times 1.54}{2} \times 25 = 74.49 \text{ Kg.}$$

$$A_{\text{tensión}} = \frac{74.49}{25.20} = 0.0295 \text{ cm}^2.$$

$$\text{con 2 } \phi \text{'s No. 2.5 tenemos } 0.98 \text{ cm}^2.$$

como $0.98 \gg 0.0295$

Colocar 2 ϕ 's No. 2.5 en lecho inferior.

Por último, debemos calcular a cuantos días de colada la pieza, es posible realizar el corte de cables. Esto debe calcularse debido a que en ese momento la resistencia del concreto a la compresión, debe ser mayor que la compresión que nos va a transmitir el presfuerzo.

Según el A.C.I. el σ compresión máximo, debe ser menor o igual que $0.60 f'_{ci}$, donde f'_{ci} es la resistencia del concreto en la transferencia.

Calculando:

$$\sigma_{\text{compresión}} \leq 0.60 f'_{ci}$$

de la tabla: $\sigma_{\text{compresión}} = 225.92 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\therefore f'_{ci} = \frac{225.92}{0.60} = 376.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Si utilizamos un concreto de $f'_c = 450 \text{ Kg/cm}^2$, según pruebas estadísticas, obtenemos que podemos cortar los cables de pretensado al 3er. día de colado.

TRABE PORTANTE, EJES INTERMEDIOS.

1. Cargas para el diseño

Sección propuesta de la trabe : 25 X 50 cms.

Claro de diseño = 7.55 mts.

Siguiendo el mismo procedimiento, diseñaremos las demás --
trabes.

CONCEPTO	CARGA REPARTIDA	MOMENTO (ton-m)
p.p. trabe	$0.25 \times 0.50 \times 2.4 = 0.3 \text{ } \dagger / \text{ML}$	$\frac{wL^2}{8} = \frac{0.3(7.55)^2}{8} = 2.13$
p.p. + vigueta firme	$220 \times 3.24 = 0.712 \text{ } \dagger / \text{ML}$	$\frac{wL^2}{8} = \frac{0.71(7.55)^2}{8} = 5.07$
p.p. sobre- carga	$467 \times 3.24 = 1.51 \text{ } \dagger / \text{ML}$	$\frac{wL^2}{8} = \frac{1.51(7.55)^2}{8} = 10.57$

$$p.p. \text{ Sobrecarga} = w_m a + w_r = 467 \text{ Kg/m}^2$$

2. Propiedades Mecánicas.

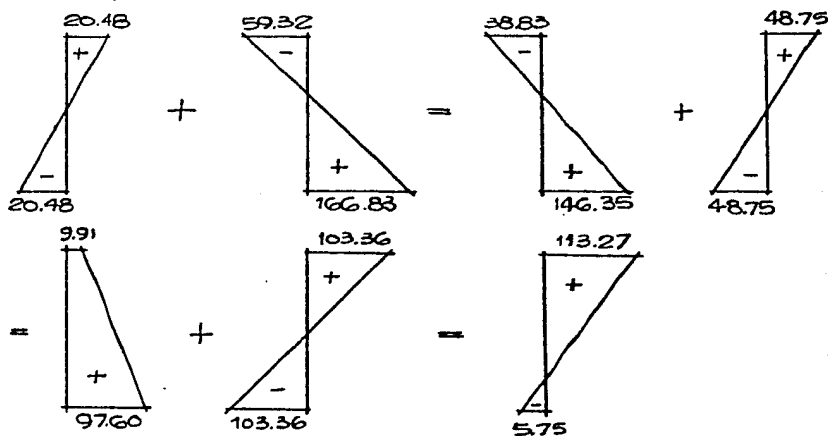
$$\text{Momento de inercia} = I = \frac{bh^3}{12} = 0.0026 \text{ m}^4$$

$$\text{Módulo de sección} = S = \frac{I}{Y} = 0.0104 \text{ m}^3$$

3. Tabla de Esfuerzos al centro del claro.

CONCEPTO	M (TON-M)	◊LECHO SUPERIOR (t/m ²)		◊LECHO INFERIOR (t/m ²)	
		PARCIAL	ACUMULADO	PARCIAL	ACUMULADO
P.P. TRABE	2.13	204.8		-204.8	
PRESFUERZO	F=672 t. e=0.175	-668.5	-463.70	1936.5	1731.7
		-593.17	-388.37	1668.3	1463.57
P.P. V.+F.	5.07	487.5	99.13	-487.5	976.07
SOBRECARGA	10.75	1033.6	1132.73	-1033.6	-57.53

REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS ESFUERZOS



$$\sum \sigma_{\text{tensión}} = 204.8 - 487.5 - 1033.6 = -1725.9 \text{ Ton/m}^2$$

$$F = \frac{\sum \sigma_{\text{tensión}}}{\frac{1}{A} + \frac{e}{S}} = \frac{1725.9}{\frac{1}{0.125} + \frac{0.2}{0.0104}} = 63.38 \text{ tons.}$$

F inicial sin pérdidas = $F_u = 13 \text{ tons.}$

F final con pérdidas = $F_f = 11.20 \text{ tons.}$

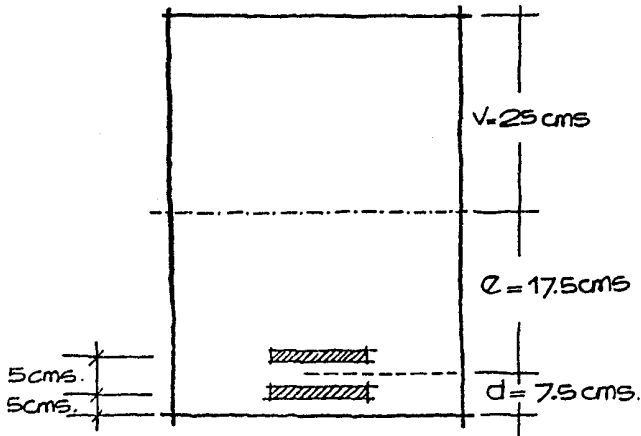
$$\text{No. de torones} = \frac{63.38 \text{ tons.}}{11.20 \text{ tons./tor.}} = 5.66 \Rightarrow 6 \text{ torones}$$

con lo que transmitiremos una fuerza de

$$\text{Fefectiva} = 11.20 \times 6 = 67.2 \text{ tons.}$$

obtención de los de presfuerzo.

$$\text{presf.} = \frac{F}{A} + \frac{F}{S} = \frac{67.2}{0.125} + \frac{67.2 \times 0.175}{0.0104} =$$



$$\begin{aligned} Z &= V - d \\ &= 25 - 7.5 \\ &= 17.5 \text{ cms} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = -593.17 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 1668.37 \text{ ton/m}^2$$

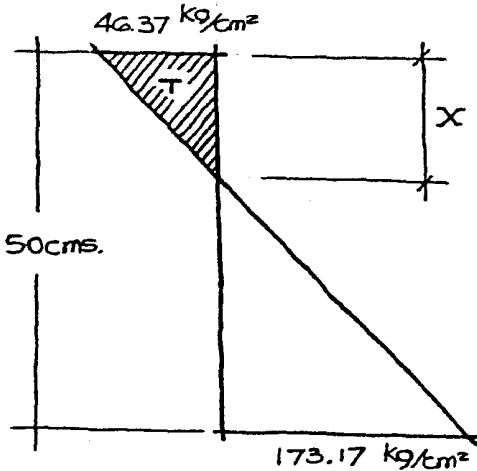
obt. de los $\sigma_{\text{presf.}}$ en la fase provisional:

$$\sigma_{\text{presf. fase provisional}} = \frac{F_u}{A} + \frac{F_u}{S} = \frac{78}{0.125} + \frac{78 \times 0.175}{0.0104} =$$

$$\sigma_{\text{sup f.p.}} = -668.50 \text{ ton/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf f.p.}} = 1936.50 \text{ ton/m}^2.$$

Revisión de la Fase Provisional:



$$F_{\text{TENSION}} = \frac{\sigma_{\text{TENSION}} \cdot X}{2} \times \text{ANCHO}$$

$$A_{\text{TENSION}} = \frac{F_{\text{TENSION}}}{f_s \text{ ACERO REF.}}$$

$$\frac{X}{46.37} = \frac{50}{46.37 + 173.17}$$

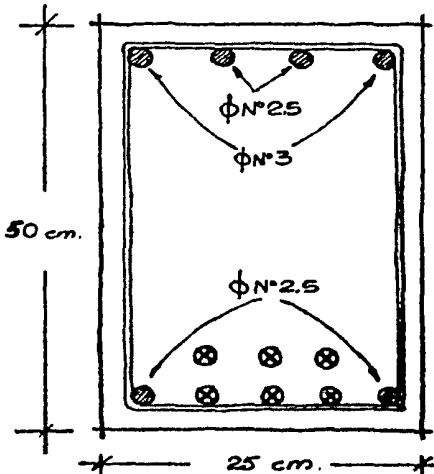
$$X = 10.56 \text{ cms.}$$

$$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{\text{tensión}} = \frac{(46.37) (10.56) \times 25}{2} = 6120.84 \text{ Kg.}$$

$$A_{\text{tensión}} = \frac{6120.84}{2520} = 2.43 \text{ cm}^2.$$

∴ 2 ø's No. 3 corridas + 2ø'3 NO. 2.5 bastones.



⊙ VARILLA DE REFUERZO

⊗ TORÓN DE PRESFUERZO

Corte de cables de presfuerzo:

$$\sigma_{\text{compresión}} \leq 0.60 f'_{ci}$$

de la tabla : $\sigma_{\text{compresión}} = 173.17 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\therefore f'_{ci} = \frac{173.17}{0.60} = 288.62 \text{ Kg/cm}^2$$

cortar cables al 2º día de colado.

TRABE PORTANTE, EJES DE ORILLA.

1. Cargas para el diseño.

sección propuesta de trabe: 25 X 50 cms.

claro de diseño = 7.55 Mts.

CONCEPTO	CARGA REPARTIDA	MOMENTO AL (ton-m)
P.P. TRABE	$0.25 \times 0.5 \times 2.4 = 0.3 \text{ } \dagger \text{ /ML}$	$\frac{WL^2}{8} = \frac{0.3(7.55)^2}{8} = 2.13$
P.P. VIG. + FIRME	$220 \times \frac{3.24}{2} = 0.35 \text{ } \dagger \text{ /ML}$	$\frac{WL^2}{8} = \frac{0.35(7.55)^2}{8} = 2.53$
P.P. SOBRECARGA	$467 \times \frac{3.24}{2} = 0.75 \text{ } \dagger \text{ /ML}$	$\frac{WL^2}{8} = \frac{0.75(7.55)^2}{8} = 5.38$

2. Propiedades Mecánicas.

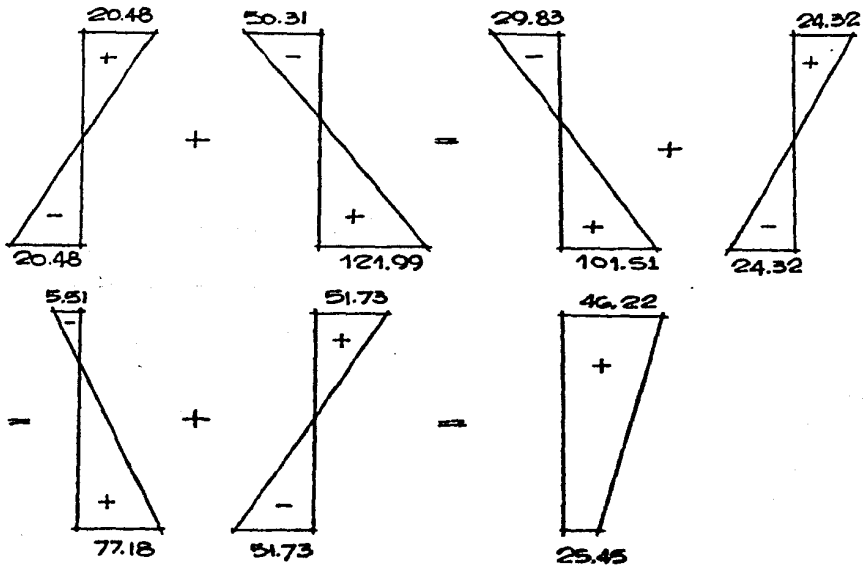
$$\text{momento de inercia} = I = \frac{bh^3}{12} = 0.0026 \text{ m}^4$$

$$\text{módulo de sección} = S = \frac{I}{Y} = 0.0104 \text{ m}^3$$

3. Tabla de esfuerzos al centro del claro.

CONCEPTO	M (TON-M)	ESFUERZO SUPERIOR (T/M^2)		ESFUERZO INFERIOR (T/M^2)	
		PARCIAL	ACUMULADO	PARCIAL	ACUMULADO
P.P. TRABE	2.13	204.8		-204.8	
PRESFUERZO	$F=44.8 \text{ T}$	-584.0	-379.20	1416.0	1211.20
	$Z=0.20 \text{ M}$	-503.14	-298.34	1219.9	1015.14
P.P. VIG.+FIR	2.53	243.27	-55.07	-243.2	771.87
SOBRECARGA	5.38	517.30	462.23	-517.3	254.57

REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS ESFUERZOS



$$\Sigma \sigma \text{ tensión} = -204.80 - 243.27 - 517.30 = -965.37 \text{ ton/M}^2$$

$$F = \frac{\Sigma \sigma \text{ tensión}}{\frac{1}{A} \pm \frac{e}{S}} = \frac{-965.37}{\frac{1}{0.125} \pm \frac{0.2}{0.0104}} = 35.45 \text{ tons.}$$

$$8 \pm 19.23$$

F inicial sin pérdidas = $F_u = 13 \text{ Tons.}$

F final con pérdidas = $F_f = 11.20 \text{ tons.}$

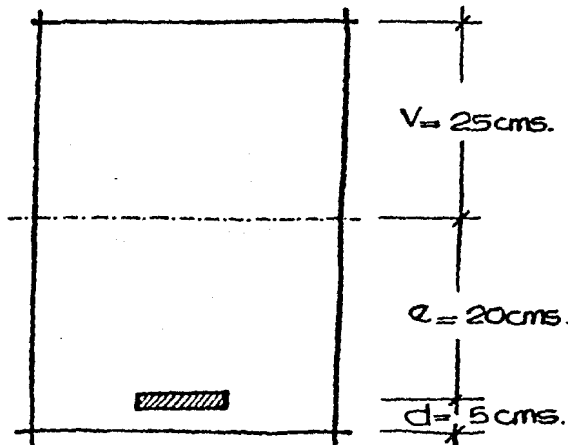
$$\text{No. de torones} = \frac{35.45 \text{ tons.}}{11.20 \text{ ton/tor.}} = 3.16 \Rightarrow 4 \text{ torones.}$$

Con lo que transmitiremos una fuerza de

$$\text{Fefectiva} = 11.20 \times 4 = 44.8 \text{ tons.}$$

Obtención de los de presfuerzo.

$$\text{presf.} = \frac{F_f}{A} + \frac{F_f}{S} = \frac{44.8}{0.125} + \frac{44.8 \times 0.20}{0.0104} =$$



$$e = 50 - V - d$$

$$e = 50 - 25 - 5$$

$$e = 20 \text{ cms.}$$

$$\sigma_{\text{sup.}} = -503.14 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf.}} = 1219.94 \text{ ton/m}^2$$

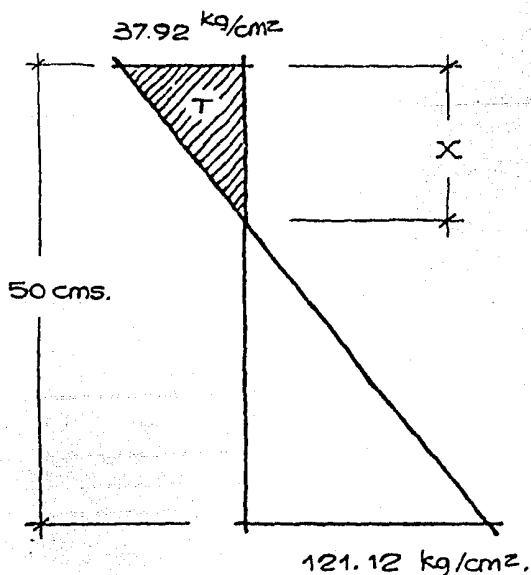
obtención de los presf. en la fase provisional:

$$\text{presf. fase prov.} = \frac{F_u}{A} + \frac{F_u \cdot e}{S} = \frac{52}{0.125} + \frac{52 \times 0.20}{0.0104} =$$

$$\sigma_{\text{sup. F.P.}} = -584 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf. F.P.}} = 1416 \text{ ton/m}^2$$

REVISION DE LA FASE PROVISIONAL:



$$F_{\text{TENSION}} = \frac{\sigma_{\text{TENSION}} \cdot X \cdot \text{ANCHO}}{2}$$

$$A_{\text{TENSION}} = \frac{F_{\text{TENSION}}}{f_s \text{ ACERO REF.}}$$

$$\frac{X}{37.92} = \frac{50}{37.92 + 121.12}$$

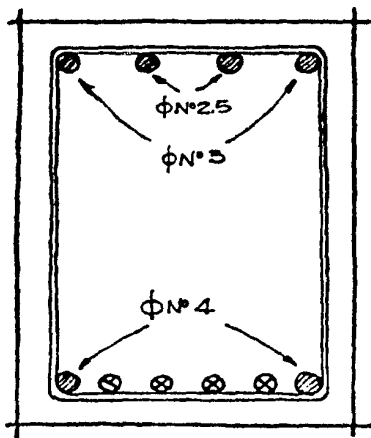
$$X = 11.92 \text{ cms.}$$

$$f_s = 2520. \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{\text{tensión}} = \frac{(37.92)(11.92)}{2} \times 25 = 5650 \text{ kg.}$$

$$A_{\text{tensión}} = \frac{5650}{2520} = 2.24 \text{ cm}^2.$$

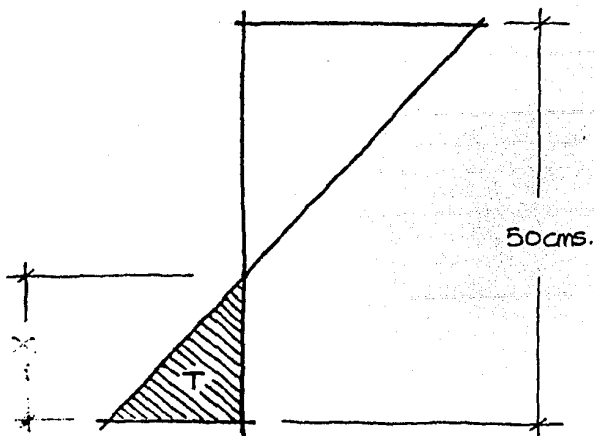
∴ 2Ø's No. 3 + 2Ø's No. 2.5 bastones.



- VARILLA DE REFUERZO
- ⊗ TORÓN DE PRESFUERZO.

REVISION PARA TOMAR LOS ESFUERZOS RESIDUALES DE TENSION.

Estado final de esfuerzos:



$$F_{\text{TENSION}} = \frac{Q_{\text{TENSION}} \cdot X}{2} \cdot AN.$$

$$A_{\text{TENSION}} = \frac{F_{\text{TENSION}}}{f_s \text{ ACERO REF.}}$$

$$\sigma_{\text{tensión}} = 25.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{x}{25.45} = \frac{50}{25.45 + 51.73}; \quad x = 16.48 \text{ cms.}$$

$$f_s \text{ acero} = 0.6 f_y = 0.6 (4200) = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo:

$$f \text{ tensión} = \frac{25.45 \times 16.48}{2} \times 25 = 5242.70 \text{ Kg.}$$

$$A_s \text{ tensión} = \frac{5242.70}{2520} = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$2\phi' \text{ s No. 4} = 1.27 \times 2 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{como } 2.54 > 2.08$$

colocar $2\phi' \text{ s No. 4}$ en lecho inferior.

CORTE DE CABLES DE PRESFUERZO:

$$\sigma_{\text{compresión}} \leq 0.60 f'_{ci}$$

$$\text{de la tabla: } \sigma_{\text{compresión}} = 121.12 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\therefore f'_{ci} \frac{121.12}{0.6} = 201.86 \text{ Kg/cm}^2$$

cortar cables al 2do. día de colado.

REVISION DE MOMENTO RESISTENTE EN LOS APOYOS

MARCO MAS DESFAVORABLE - ESCALERA M3.

$$M_{\text{max cv}} = 20.93 \text{ ton-m.}$$

$$M_{\text{max sismo}} = 21.10 \text{ ton-m.}$$

$$M_u = 1.1(M_{\text{max cv}} + M_{\text{max}}) = (20.93 + 21.10)1.1 =$$

$$M_u = 46.23 \text{ ton.m}$$

DATOS DE DISEÑO:

$$h = 50 \text{ cms.} + 19 \text{ cms.} = 69 \text{ cms.}$$

$$b = 25 \text{ cms.}$$

$$d = 65 \text{ cms.}$$

$$f'_c = 450 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.8 f'_c = 0.8 (450) = 360 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f'_c = 0.85 f'_c = 0.85 (360) = 306 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{306}{4200} \frac{4800}{10200} = 0.0343$$

$$P_{\text{max.}} = 0.75 = 0.75 (0.0343) = 0.0257$$

$$P_{\text{min.}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{306}}{4200} = 0.00291$$

$$M_r = F_r b d^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$

$$46.23 \times 10^5 = 0.9 (25) (65)^2 (306) q - 0.5 q^2$$

$$0.149 = q - 0.5 q^2$$

$$q^2 - 2q + 0.298 = 0$$

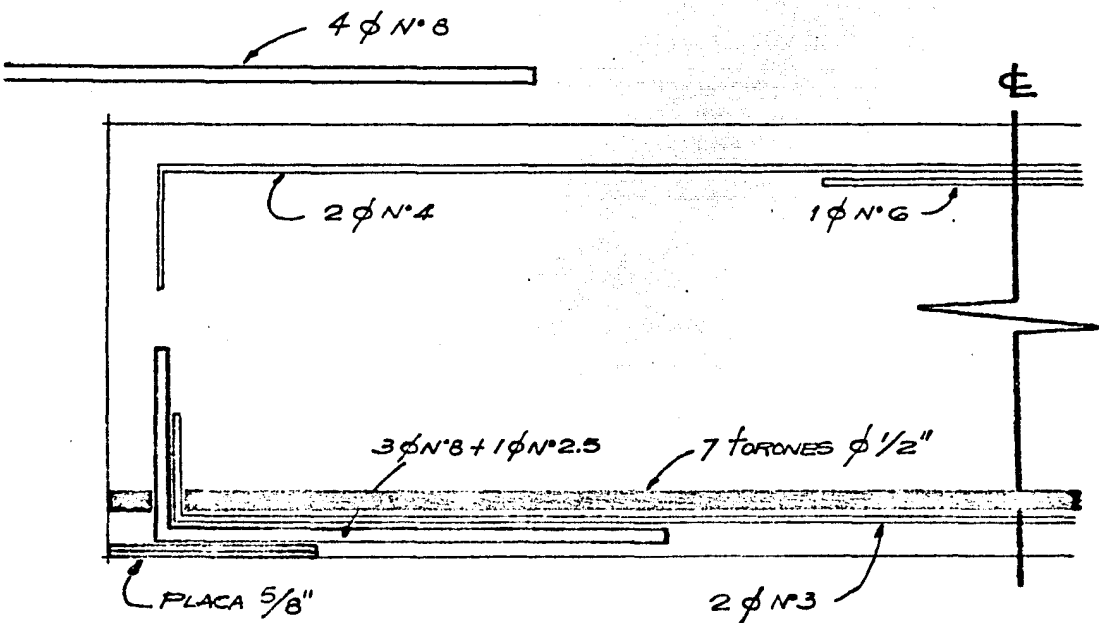
$$q_{1,2} = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 4(0.298)}}{2} = 0.162$$

$$P = \frac{q f'_c}{f_y} = \frac{0.162 (306)}{4200} = 0.0118$$

como $P < P_{\text{max}}$; la sección pasa

$$A_s = P_b b = 0.0118 (25) (65) = 19.76 \text{ cm}^2.$$

. . . 4 \emptyset No. 8



ESTRIBOS ϕ N° 2.5 @ 37 cms.

$F'_c = 450 \text{ Kg/cm}^2.$

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$

TRABE PORTANTE, EJES DE ESCALERA

REVISION DEL MOMENTO RESISTENTE EN LOS APOYOS.

MARCO INTERMEDIO.

$$M_{\max \text{ cu}} = 19.23 \text{ ton-m.}$$

$$M_{\max \text{ sismo}} = 25.20 \text{ ton-m.}$$

$$M_u = 1.1(M_{\text{mcv}} + M_{\text{ms}}) = 1.1(19.23 + 25.20) =$$

$$M_u = 48.57 \text{ ton.-m.}$$

Datos de Diseño:

$$h = 50 \text{ cms.} + 19 \text{ cms.} = 69 \text{ cms.}$$

$$b = 25 \text{ cms.}$$

$$d = 65 \text{ cms.}$$

$$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_c^* = 0.8 f'_c = 0.8 (350) = 280 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 (280) = 238 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$p_b = \frac{f''}{f_y} = \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{238}{4200} = \frac{4800}{10200} = 0.0267$$

$$p_{\max} = 0.75 p_b = 0.75 (0.026) = 0.02$$

$$p_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c''}}{4200} = \frac{0.7 \sqrt{238}}{4200} = 0.0025$$

$$M_r = F_r b d^2 f_c'' q (1 - 0.5 q)$$

$$48.87 \times 10^5 = 0.9 (25) (65)^2 (238) (q - 0.5q^2)$$

$$0.203 = q - 0.5q^2$$

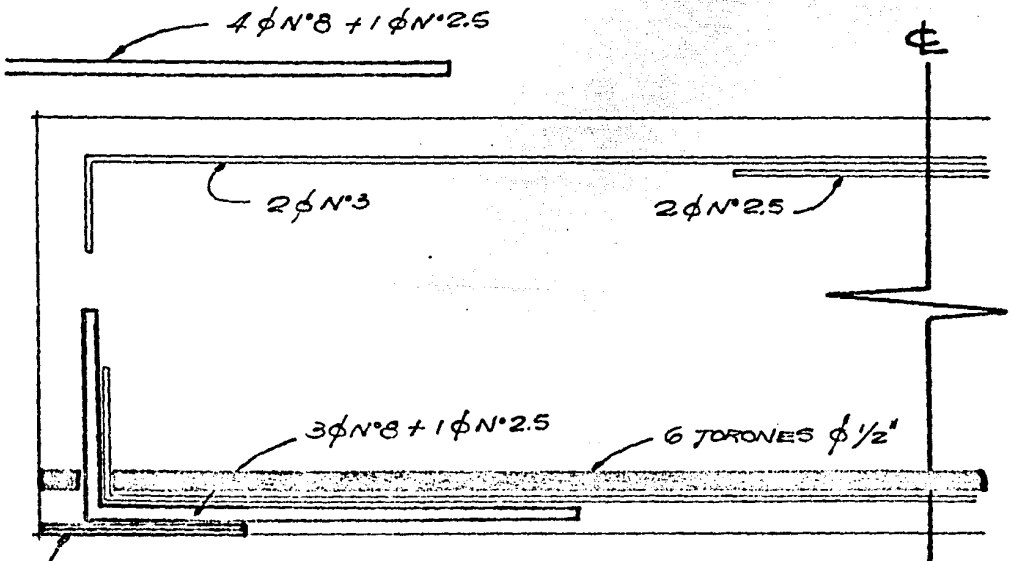
$$q^2 - 2q + 0.406 = 0 \quad ; \quad q = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 4(0.406)}}{2} = 0.229$$

$$p = \frac{q f_c''}{f_y} = \frac{0.229 (238)}{4200} = 0.0129$$

como $\rho < \rho_{max}$; la sección si pasa.

$$\begin{aligned} A_s &= \rho b d &= & 0.0129 (25) (65) = \\ & &= & 21.60 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

∴ 4 ϕ No. 8 + 1 ϕ No. 25.



PLACA 5/8"

ESTRIBOS ϕ N° 2.5 @ 37 cms.

$F'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

TRABE PORTANTE; EJES INTERMEDIOS

REVISION DEL MOMENTO RESISTENTE EN LOS APOYOS.

MARCO DE ORILLA.

$$M \text{ max cv} = 13.67 \text{ ton-m.}$$

$$M \text{ max sismo} = 27.20 \text{ ton-m.}$$

$$M_u = 1.1 (M_{\text{cv}} + M_{\text{ms}}) = 1.1 (13.67 + 27.20)$$

$$M_u = 44.95 \text{ ton-m.}$$

Datos de Diseño:

$$h = 50 \text{ cm.} + 19 \text{ cms.} = 69 \text{ cms.}$$

$$b = 25 \text{ cms.}$$

$$d = 65 \text{ cms.}$$

$$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f^*_c = 0.8 f'_c = 0.8 \times 350 = 280 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f''_c = 0.85 f^*_c = 0.85 \times 280 = 238 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_b = \frac{f''_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{238}{4200} \frac{4800}{10200} = 0.0267$$

$$P_{\text{max}} = 0.75 p_b = 0.75 (0.0267) = 0.02$$

$$P_{\text{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f''_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{238}}{4200} = 0.0025$$

$$M_r = F_r b d^2 f''_c q (1 - 0.5q)$$

$$44.95 \times 10^5 = 0.9 (25) (65)^2 (238) (q - 0.5q^2)$$

$$0.187 = q - 0.5q^2 = q^2 - 2q + 0.374 = 0$$

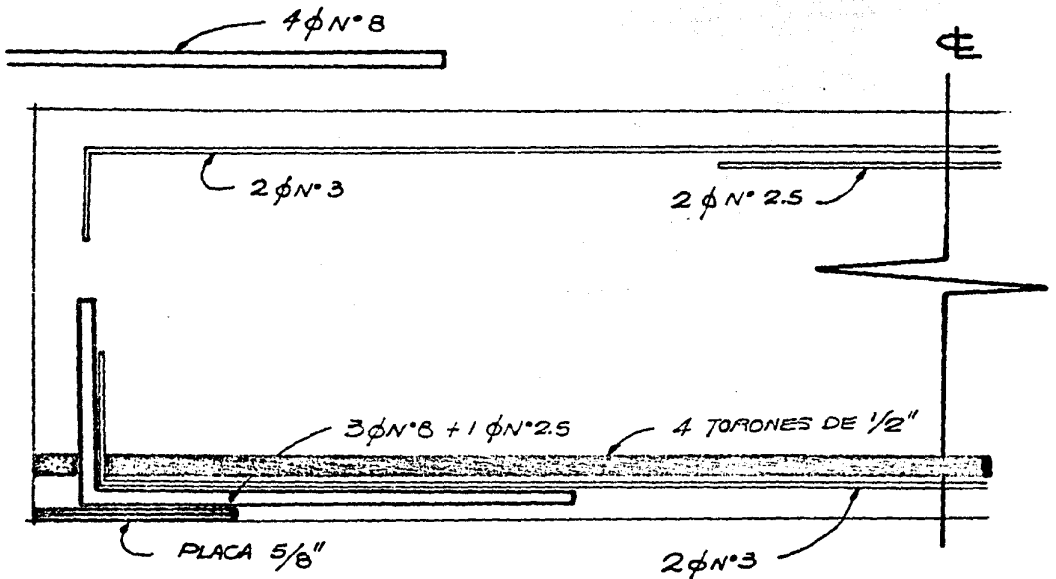
$$q_{1,2} = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 4(0.374)}}{2} = 0.209$$

$$P = \frac{qf_c}{f_y} = \frac{0.209(238)}{4200} = 0.0118$$

como $P < P_{max}$; la sección sí pasa.

$$A_s = pbd = 0.0118(25)(65) \\ = 19.76 \text{ cm}^2.$$

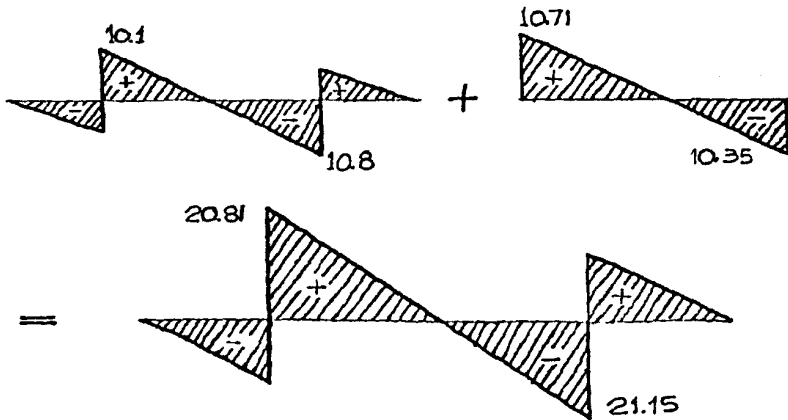
∴ 4ϕ No. 8.



TRABE PORTANTE, EJES DE ORILLA

REVISION DE CORTANTE EN LAS TRABES PORTANTES.

EJES DE ESCALERA, INTERMEDIO Y DE ORILLA.



Obtención del cortante que absorbe el concreto:

$$V_c = (0.16 \sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u d}{M_u}) b_w d$$

donde: $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$.

$$V_u = 21.15 \times 1.1 = 23.26 \text{ tons.}$$

$$d = 65 \text{ cms.}$$

$$M_u = 44.95 \text{ ton-m.}$$

$$b_w = 25 \text{ cms.}$$

$$V_c = (0.16 \sqrt{350} + 49 \frac{23.26 \times 10^3 \times 65}{44.95 \times 10^5}) \times 25 \times 67 =$$

$$V_c = 33.47 \text{ tons.}$$

lo cual no será menor que;

$$0.53 \sqrt{f'_c} bwd = (0.53) \sqrt{350} (25)(54) = 13.38 \text{ tons.}$$

ni mayor que:

$$1.3 \sqrt{f'_c} bwd = (1.3) \sqrt{350} (25)(54) = 32.83 \text{ tons.}$$

por lo que $V_c = 32.83 \text{ tons.}$

como V_c permisible es mayor que V_u , el armado para cortante - deberá ser el mínimo por temperatura.

Según ACI- 318, 11.5.5.4., el área de acero se calculará con la Fórmula:

$$A_v = 3.5 \frac{bw s}{f_y}$$

La separación máxima según ACI-318-11.5.4.1. será $3/4h$ para - concreto presforzado.

Como $h = 50 \text{ cms}$, $s_{max} = \frac{3(50)}{4} = 37.5 \text{ cms.} \times 37 \text{ cms.}$

$$\therefore A_v = \frac{3.5 (25) (37)}{4200} = 0.77 \text{ cm}^2.$$

Si colocamos en dos ramas: $A_v/\text{rama} = \frac{0.77}{2} = 0.39 \text{ cm}^2$

Area \emptyset No. 2.5 = 0.49 cm^2 .

\therefore colocar estribos No. 2.5 @ 37 cms.

DISEÑO DE LA TRABE PORTANTE EN VOLADIZO.

Para esta trabe, hay que calcular dos etapas diferentes de - trabajo.

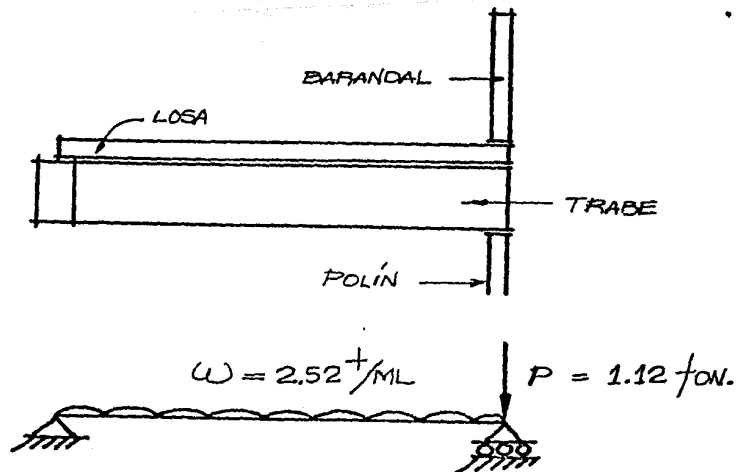
- 1o. Cuando recién colocamos la trabe, ésta quedará apun talada en el extremo que finalmente será volado.

Por lo tanto, la trabe trabajará en flexión a momento positivo, que será máximo al centro del claro.

Cuando ha fraguado el firme complementario, que es el que lleva el armado de continuidad, y retiramos el apuntalamiento, entonces comenzará a trabajar en cantiliber y las condiciones cambian; la viga estará sujeta a esfuerzos de flexión a momento negativo, -- que serán máximos en el apoyo.

Calculemos la 1.ª etapa:

Suponemos la Sección de 25 X 50 cms.



$$2q - q^2 - 0.056 = 0$$

$$q^2 - 2q + 0.056 = 0$$

$$q = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 4(0.056)}}{2} =$$

$$q = 0.0284$$

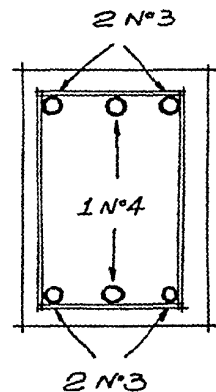
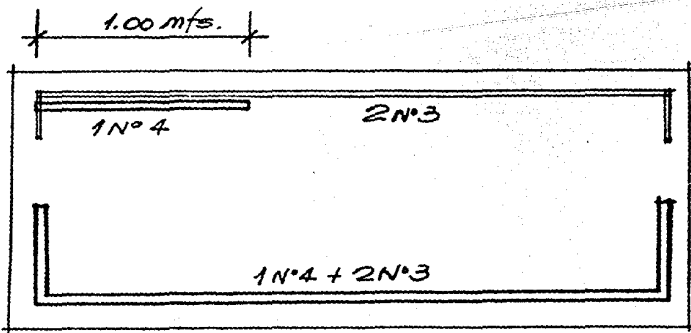
$$P = \frac{q f_c''}{f_y} = 0.0284 \frac{136}{4200} = 0.00091 < P_{min}$$

∴ utilizar $P_{min} = 0.00235$

$$A_s = pbd = 0.00285 (25) (45) = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$2\emptyset\text{No.3} = 0.71 \times 2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$1\emptyset\text{No.4} = 1.27 \quad = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{2.69 \text{ cm}^2} > 2.64 \text{ cm}^2$$



TRABE PORTANTE EN VOLADIZO 1a. ETAPA

Obtención de la carga repartida.

$$\text{Atributaria} = 3.24 \times 2.00 = 6.48 \text{ m}^2.$$

Cargas:

$$P_{\text{ptrabe}} = 0.25 \times 0.50 \times 2.4 = 0.3 \text{ ton/ml.} \times 2.00 = 0.6 \text{ tons.}$$

$$P_{\text{plosa}} = 0.712 \text{ ton/ml.} \times 2.00 = 1.42 \text{ tons.}$$

$$P_{\text{sobrecarga}} = 1.51 \text{ ton/ml.} \times 2.00 = 3.02 \text{ tons.}$$

$$P_{\text{puntual}} = 0.12 \times 1.20 \times 3.24 \times 2.4 = 1.12 \text{ tons.}$$

$$W/\text{ml} = 0.3 + 0.712 + 1.51 = 2.52 \text{ tons/ml.}$$

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{2.52 (2.0)^2}{8} = 1.26 \text{ ton - m.}$$

$$M_u = 1.4 (1.26) = 1.764 \text{ ton-m.}$$

$$\text{Si } f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f'_c = 0.8 f'_c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f''_c = 0.85 f'_c = 0.85 \times 160 = 136 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_b = \frac{f''_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{136}{4200} \frac{4800}{10200} = 0.0152$$

$$P_{\text{máx}} = 0.75 P_b = 0.75 (0.0152) = 0.0114$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.00235$$

$$M_r = F_r b d^2 f''_c q (1 - 0.5q) =$$

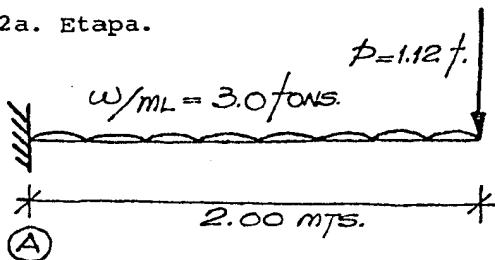
$$1.764 \times 10^5 = 0.9 (25) (45)^2 (136) (q - 0.5q^2)$$

$$1.764 \times 10^5 = 61.96 \times 10^5 (q - 0.5q^2)$$

$$0.028 = q - 0.5q^2$$

$$q - 0.5q^2 - 0.028 = 0$$

2a. Etapa.



$$b = 25 \text{ cms.}$$

$$h = 69 \text{ cms.}$$

$$d = 65 \text{ cms.}$$

$$M_1 = PL = 1.12 \times 2 = 2.24$$

$$M_2 = \frac{wL^2}{2} = \frac{3.0(2.0)^2}{2} =$$

$$M_2 = 6.0$$

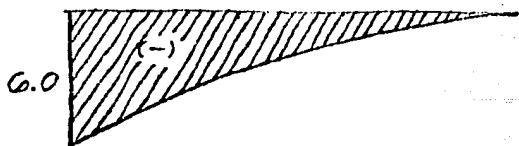
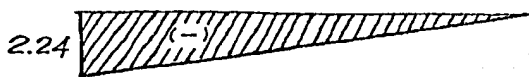
$$M_A = M_1 + M_2 = 2.24 + 6.00$$

$$M_A = 8.24 \text{ ton-m.}$$

$$F.C. = 1.4$$

$$M_u = 8.24 \times 1.4 =$$

$$M_u = 11.53 \text{ ton-m.}$$



$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_k = 0.8 f'_c = 0.8 (200) = 160 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f''_c = 0.85 f'_k = 0.85 (160) = 136 \text{ kg/cm}^2.$$

$$P_b = \frac{136}{4200} \frac{4800}{10200} = 0.0152$$

$$P_{\max} = 0.75 P_b = 0.75 (0.0152) = 0.0114$$

$$P_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.00235$$

$$M_r = F_r b d^2 f''_q (1 - 0.5q)$$

$$11.53 \times 10^5 = 0.9(25)(65)^2(136)(q - 0.5q^2)$$

$$0.0839 = q - 0.5q^2$$

$$q^2 - 2q + 0.167 = 0$$

$$q = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 4(0.167)}}{2} =$$

$$q = 0.0875$$

$$p = \frac{q f_c''}{f_y} = 0.0875 \frac{136}{4200} = 0.00283$$

$$p_{max} > p > p_{min}$$

$$A_s = pbd = 0.00283(25)(65)$$

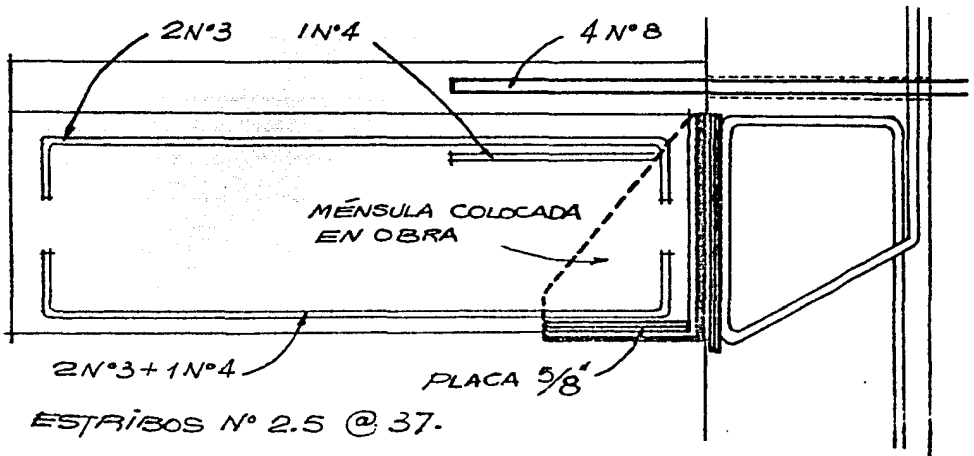
$$A_s = 4.74 \text{ cm}^2$$

Por continuidad en el apoyo, para la trabe de 7.55 mts., - se había calculado que pasaran 4 \emptyset No. 8 hacia el lado de esta trabe, por lo tanto solo checaremos que este armado cubra el area necesaria de 4.74 cm^2 .

$$4 \emptyset \text{ No. 8} = 4 \times 5.07 \text{ cm}^2 = 20.28 \text{ cm}^2.$$

como $20.28 \text{ cm}^2 \gg 4.74 \text{ cm}^2$; no hace falta colocar más armado.

CROQUIS DEL ARMADO FINAL DE LA TRABE EN VOLADIZO:



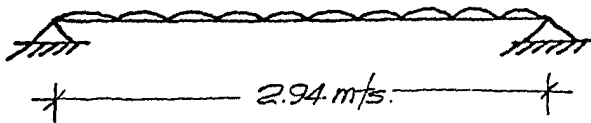
DISEÑO DE LAS TRABES DE RIGIDEZ - MARCOS A Y B.

Claro Eje a Eje = 3.24 Mts.

Trabe prefabricada reforzada.

Condiciones de apoyo en prefabricación:

$$W = 341.6 \text{ Kg/ML}$$



$$\text{SECCIÓN} = 30 \times 20 \text{ cms.}$$

$$W_{\text{sobrecarga}} = 100 \text{ Kg/ML.}$$

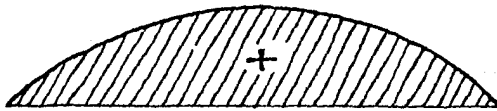
$$\therefore W = 244 \text{ Kg/ML.}$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$W_u = 244 \times 1.4$$

$$W_u = 341.6 \text{ Kg/ML.}$$



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

Datos de diseño:

$$M_u = 0.369 \text{ ton-m.}$$

Sección propuesta:

$$h = 35 \text{ cm.}$$

$$b = 20 \text{ cm.}$$

$$d = 30 \text{ cm.}$$

$$f^*_c = 0.8 f'_c = 0.8(200 \text{ Kg/cm}^2) = 160 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85(160) = 136 \text{ Kg/cm}^2.$$

(por ser $f_c^* < 250 \text{ Kg/cm}^2$)

$$p_b = \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{136}{4200} \frac{4800}{10200} = 0.0152 \text{ (EC. 2.2. R.D.F. 1977)}$$

$$p_{\max.} = 0.75 p_b = 0.75(0.0152) = 0.0114$$

$$p_{\min.} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.00235$$

$$M_r = F_r b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad \text{(EC. 2.5 R.D.F. 1977)}$$

$$0.369 \times 10^5 = 0.9(20)(30)^2(136)(q - 0.5q^2)$$

$$0.0167 = q - 0.5q^2$$

$$0.0335 = 2q - q^2$$

$$q^2 - 2q + 0.0335 = 0$$

$$q = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$q = \frac{-(-2) \pm \sqrt{4 - 4(0.0335)}}{2} = 0.0168$$

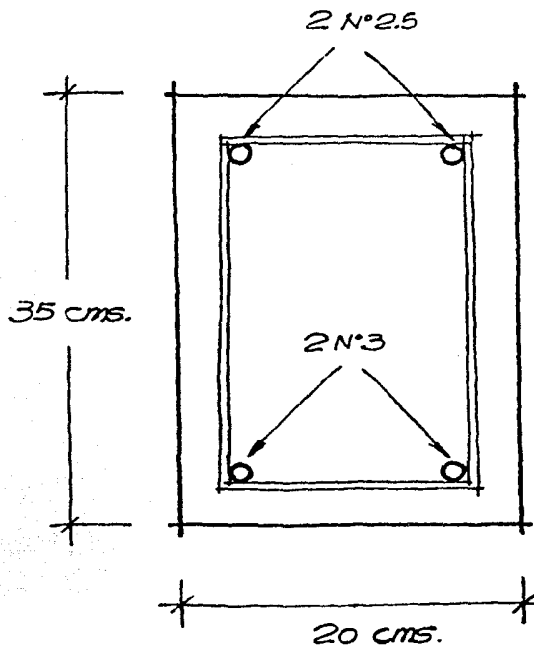
$$p = q \frac{f_c''}{f_y} = 0.0168 \frac{136}{4200} = 0.00054 < p_{\min.} \quad \text{(EC. 2.7 R.D.F. 1977)}$$

∴ se utilizará $p_{\min} = 0.00235$

$$A_s = p b d = 0.00235(20)(30) = 1.41 \text{ cm}^2.$$

Armado en lecho bajo suficiente para momento por cargas verticales.

(Momento al centro del claro).



Condiciones de apoyo viga trabajando conjuntamente con la estructura:

Del análisis estructural:

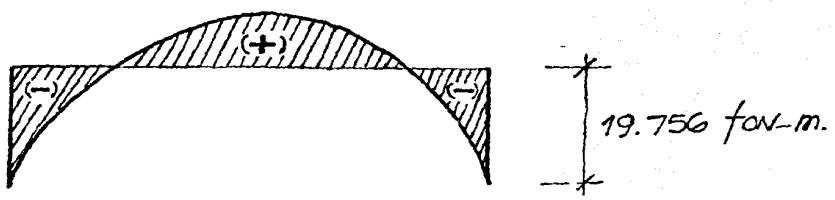
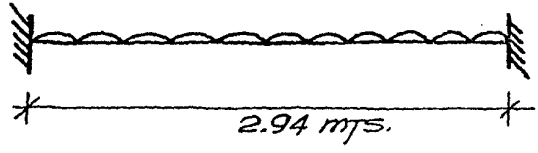
$$M_{ucm} + M_{ucv} + M_{uca} = -2.72 \pm 15.24$$

Del Reglamento del D.F. 1977.

$$M_u = 1.1(-2.72 - 15.24) ; \text{condición más desfavorable.}$$

$$M_u = 1.1(-17.96)$$

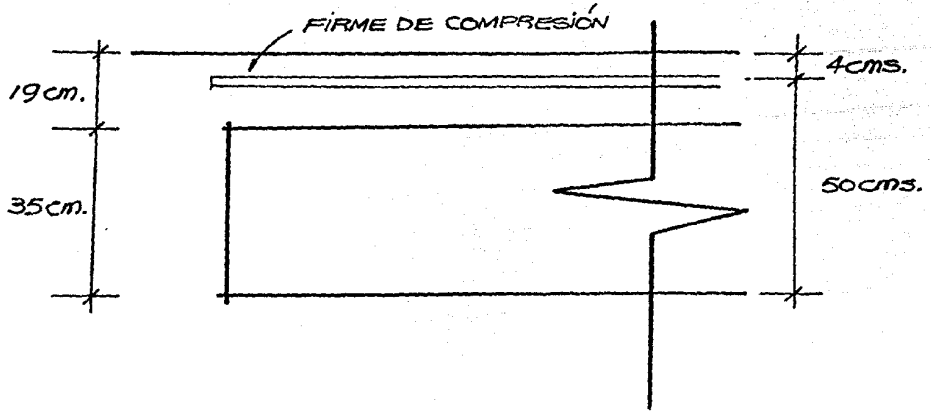
$$M_u = 19.756 \text{ ton.-m}$$



$M_u = 19.756 \text{ t-m.}$

Sección propuesta:

- $h = 35 \text{ cm.}$
- $b = 20 \text{ cm.}$



$$f_c'' = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p_b = 0.0152$$

$$p_{\text{máx.}} = 0.0114$$

$$p_{\text{mín.}} = 0.00235$$

$$M_r = F_r b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$19.75 \times 10^5 = 0.9 (20) (52)^2 (136) (q - 0.5 q^2)$$

$$19.75 \times 10^5 = 66.19 \times 10^5 (q - 0.5q^2)$$

$$0.298 = q - 0.5q^2$$

$$0.596 = 2q - q^2$$

$$q^2 - 2q + 1.793 = 0$$

$$q = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 4(0.596)}}{2}$$

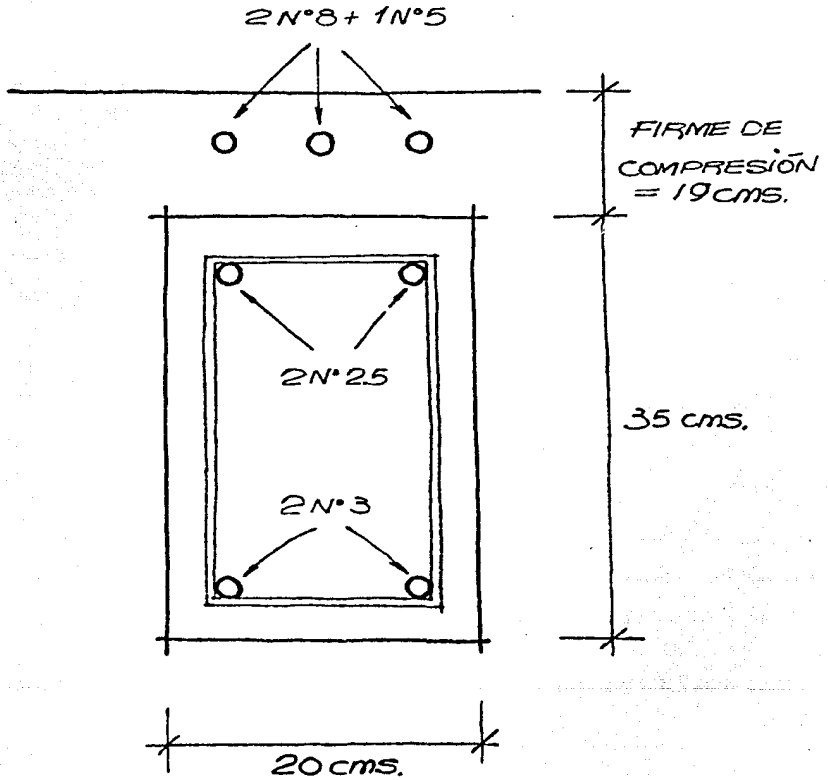
$$q = 0.364$$

$$p = q \frac{f_c''}{f_y} = 0.364 \frac{(136)}{4200} = 0.0117 > p_{\text{máx.}}$$

∴ se usará $p_{\text{máx.}} = 0.0114$

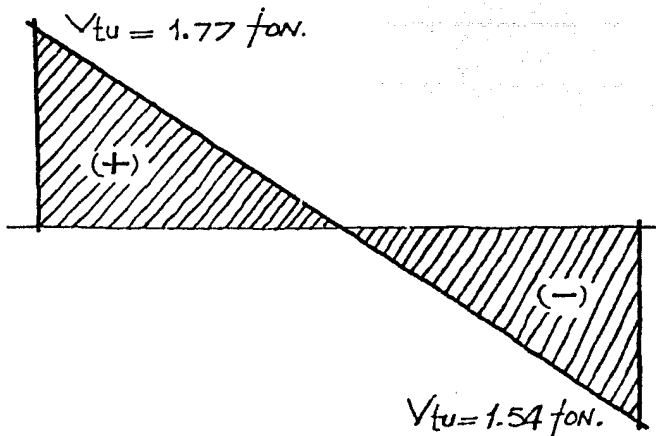
$$A_s = p b d = 0.0114 \times 20 \times 52$$

$$A_s = 11.856 \text{ cm}^2 ; \text{ con 2 vs No.8 y 1 var No.5 } A_s = 12.13 \text{ cm}^2$$



Revisión de la pieza con cortante:

Cortante máximo.
(De la memoria de cálculo
C.A.P.F.C.E.)



Fuerza cortante que toma el concreto:

$$A_s = 5.74 \text{ cm}^2.$$

$$P = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.74}{20(52)} = 0.0055$$

$$P < 0.01$$

$$V_{cr} = F_r b d (0.2 + 30P) \sqrt{f_c^*} \quad (\text{E.C. 2.16 R.D.F.1977})$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 20 \times 52 (0.2 + 30(0.0055)) 12.64$$

$$V_{cr} = 3838.5 \text{ Kg.} > 1.77 \text{ ton.}$$

El acero por cortante será el mínimo por temperatura,

$$\text{ya que } V_{cr}(0.7) > 1.77 \text{ ton}$$

Revisión para ver si se admite la sección 25x52 cm.

$$\text{Se debe cumplir: } V_u \leq 2.5 F_r b d \sqrt{f_c^*}$$

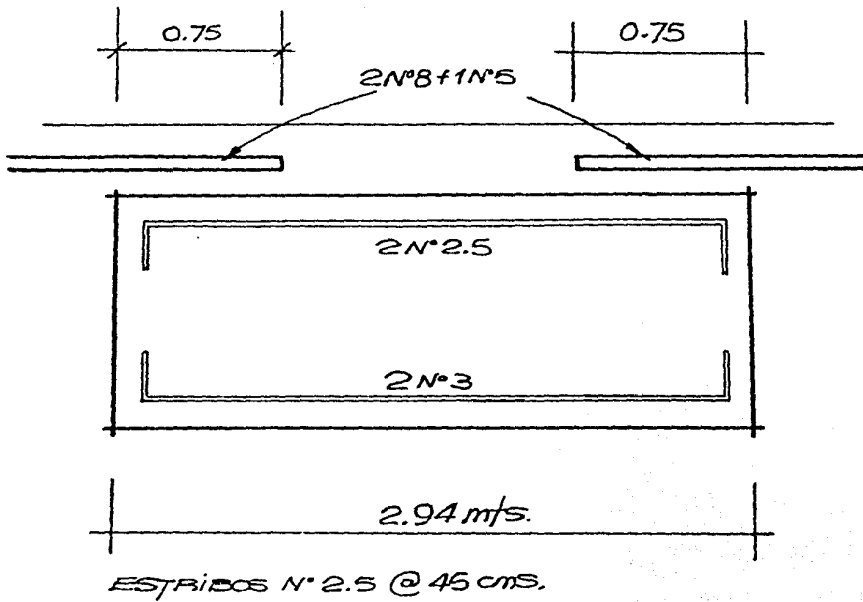
$$V_u = 1.77 \text{ ton.}$$

$$2.5(0.8)(20)(52)(12.64) = 26.3 \text{ ton.} > V_u$$

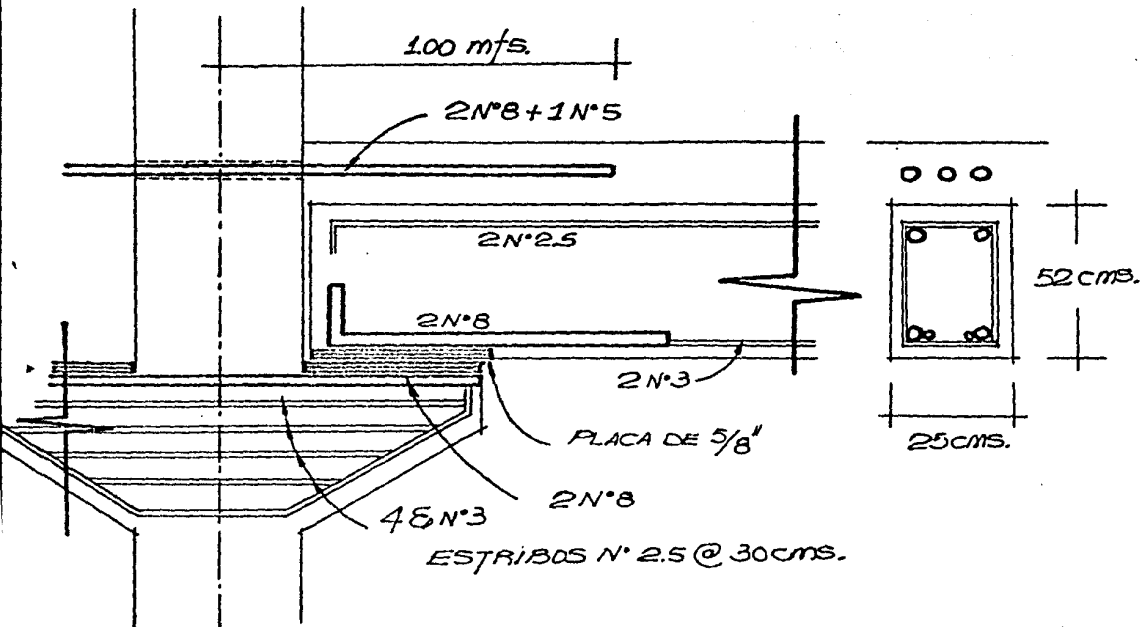
Separación máxima de estribos No. 2.5

$$S = \frac{F_r A_v f_y}{3.5b} = \frac{0.8(98)(4200)}{3.5(20)} = 47.04 \text{ cm.} = 45 \text{ cm.}$$

E. No. 2.5 @ 30 cm.



Del armado de las ménsulas nos queda el siguiente armado en nudo.



NOTA: Por inversión de momentos, debido a sismo, debemos tener en el lecho inferior de la trabe, al menos el 50% del acero calculado para el lecho superior por momento negativo en el apoyo.

$$\text{As } 2 \text{ vs } \varnothing 1" = 10.14 \text{ cm}^2 > 0.5 \quad \text{As } 2 \text{ vs. } \varnothing 1" = 6.06 \text{ cm}^2 \\ 1 \text{ v. } \varnothing 5/8"$$

Diseño de Ménsulas.

a) Ménsulas que reciben trabes de rigidez.

Cargas:

$$w_{\text{trabe}} = 0.462 \text{ ton/ml.}$$

$$w_{\text{sobrecarga}} = \underline{0.1 \text{ ton/ml.}}$$

$$\text{Suma: } 0.562 \text{ ton/ml.}$$

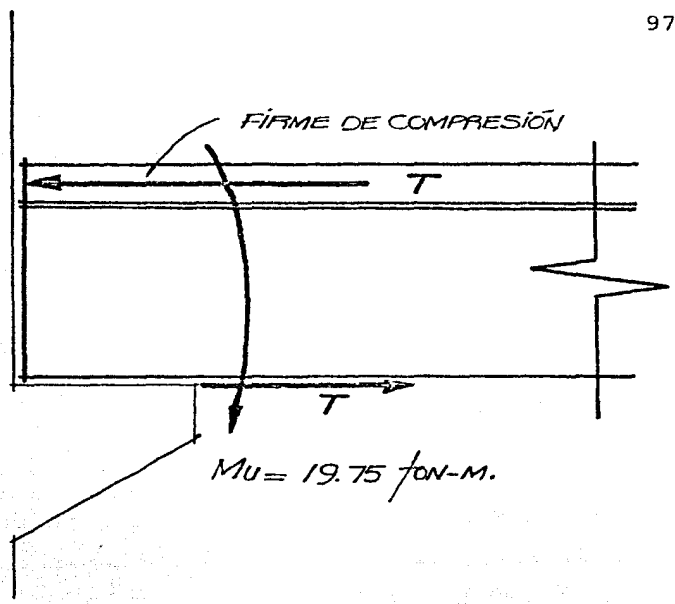
$$\text{Longitud de trabe} = 2.94 \text{ ml.}$$

$$W = w.l. = 0.562 \times 2.94 = 1.65 \text{ ton.}$$

$$P_u \text{ en ménsula} = \frac{1.65 \text{ ton.}}{2} = 0.826 \text{ ton.}$$

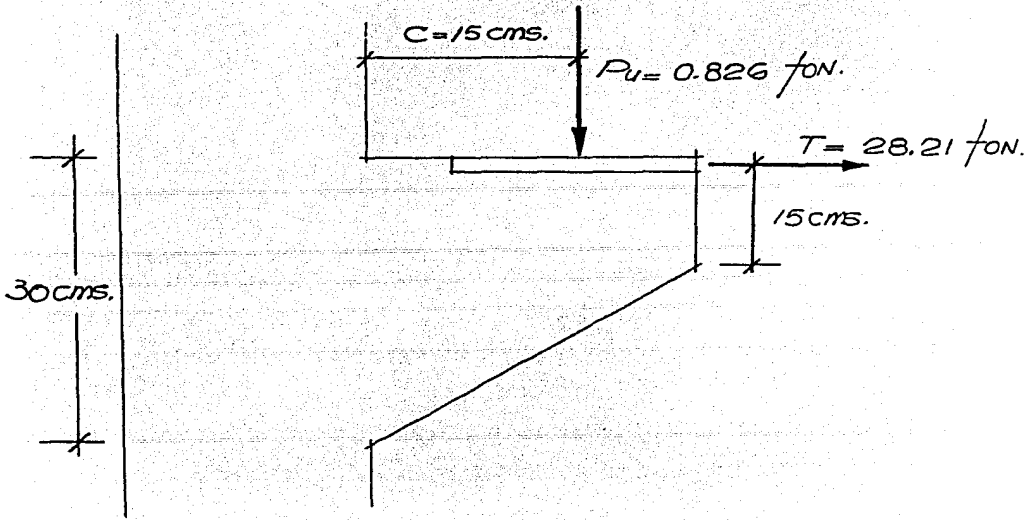
$$P_u = 0.826 \text{ ton.}$$

Fuerza de tensión T en la placa:



$M = t \cdot d$

$T = \frac{M}{d} = \frac{19.75 \times 10^5 \text{ Kg/cm.}}{68 \text{ cm.}} = 29.04 \text{ ton.}$



Ancho de la ménsula propuesto = $b = 30 \text{ cm.}$
 $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Constantes: (ecuaciones 1,8 y 2.3 del Reglamento del D.F.1977)

$$f_c^* = 0.8 f_c' = 0.8 \times 200 \text{ Kg/cm}^2 = 160 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_c'' = 0.55 f_c^* = 0.55 (160 \text{ Kg/cm}^2) = 136 \text{ Kg/cm}^2.$$

(por ser $f_c^* < 250 \text{ Kg/cm}^2$)

Por flexión:

$$p_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7 \times \sqrt{200}}{4200} = 0.00235 \quad (\text{E C. 2.1 Regl. del D.F.1977})$$

$$Fr = 0.9 \text{ (flexión)} \quad Fr = 0.8 \text{ (cortante)}$$

Coefficiente de cortante por fricción: = 1.4

Area de acero de refuerzo para flexión: As_1

$$\frac{c}{h} = \frac{15}{30} = 0.5$$

$$Z = 1.2c = 1.2 \times 15 \text{ cm.} = 18 \text{ cm.}$$

$$Mu = Pu.c = 0.826 \text{ ton.} \times 0.15 = 0.124 \text{ ton-m.}$$

$$Mu = 12400 \text{ Kg.cm.}$$

$$As = \frac{Mu}{Fr f_y Z} = \frac{12400}{0.9(4200)(18)} = 0.182 \text{ cm}^2 \quad (\text{E C.2.13 Regl.D.F.1977})$$

$$P = \frac{As}{bd} = \frac{0.182}{30 \times 30} = 0.00020 < 0.008 \quad \dots \text{ la expresión de } As \text{ es la correcta.}$$

Pero $P < p_{\min}$.

$$\dots As_1 = p_{\min} . bd = 0.00235 \times 30 \times 30 = 2.115 \text{ cm}^2.$$

Area de acero de refuerzo por tensión directa: As_2

$$T = Fr As_2 f_y$$

$$As_2 = \frac{T}{Fr f_y} = \frac{29040}{0.9(4200)} = 7.68 \text{ cm}^2$$

$$As = As_1 + As_2 = 2.11 + 7.68 = 9.79 \text{ cm}^2; 2vs\emptyset 1"; A = 10.14 \text{ cm}^2.$$

Acero de refuerzo para cortante por fricción Av_f

$$V_r = F_r \mu (A_f + N_u) \quad (\text{Ecuación 2.29 Regl.D.F.1977})$$

$$Av_f = \frac{(V_r - N_u)}{F_r} \frac{1}{f_y} \quad N_u = 0 \text{ para este caso.}$$

$$Av_f = \frac{826}{0.8 \times 1.4 \times 4200} = 0.1755 \text{ cm}^2.$$

Revisión de las limitaciones del Reglamento del D.F.

$$\begin{aligned}
 \text{a) } F_r (14 A + 0.8 (Av_f f_y + N_u)) &= 0.8 (14 (30 \times 30 + 0.8 (\\
 & \quad 0.1755 \times 4200 + 0)) \\
 & \quad (\text{E C.2.30 Regl.D.F.1977}) \\
 &= 0.8 (12600 + 589.68) \\
 &= 10551.74 \text{ Kg.} > 826 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b) } 0.3 F_r f_c^* A &= 0.3 (0.8) (160) (30 \times 30) \quad (\text{E C.2.31 Regl.D.F.1977}) \\
 &= 12960 \text{ Kg.} > 826 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

∴ $Av_f = 0.1755 \text{ cm}^2$ es correcto.

Armado de ménsula:

$$As = As_1 + As_2 = 9.79 \text{ cm}^2$$

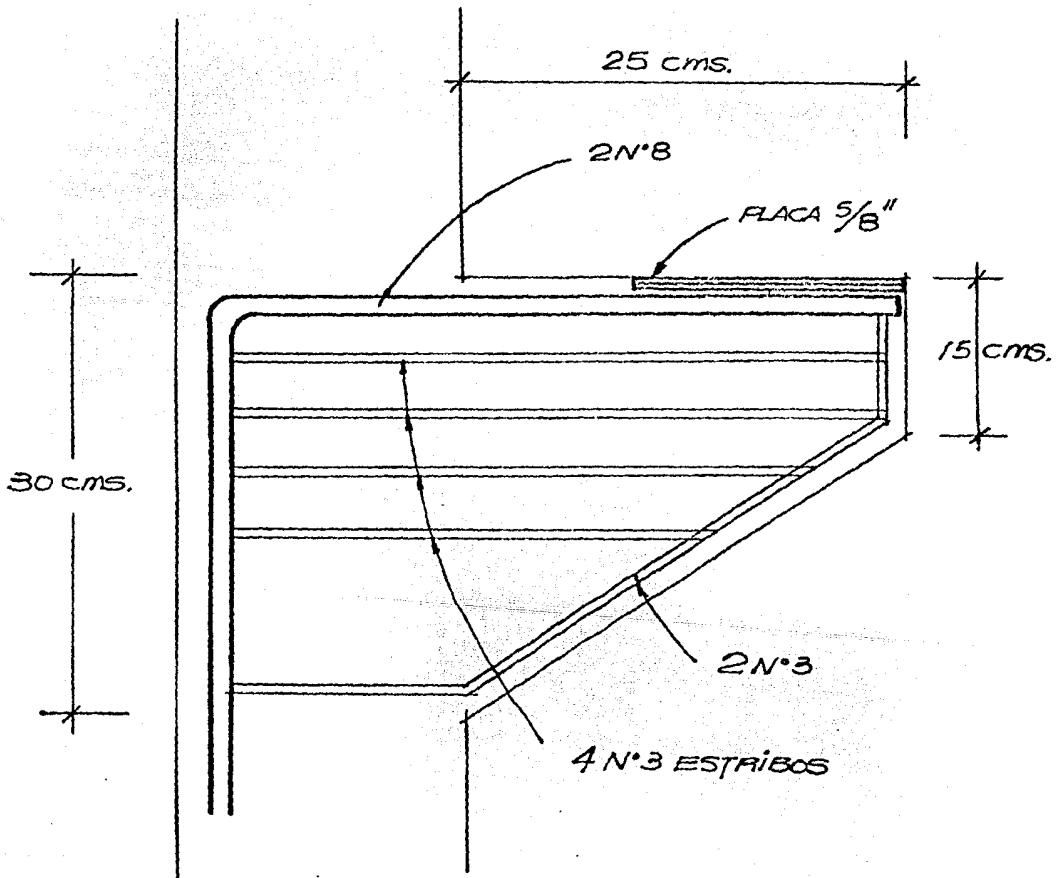
$$2 \text{ vs } \emptyset 1"; As = 10.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Diferencia} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Estribos. - } Av_f = 0.1755 \text{ cm}^2 \quad 0.5 As = 4.89 \text{ cm}^2$$

∴ Se usará refuerzo para: $0.5 As = 4.89$

$$- 0.35$$

$$\hline 4.54 \text{ cm}^2$$



CROQUIS DE MENSULA QUE RECIBE TRABES DE RIGIDEZ

b) Ménsulas que reciben traves de rigidez.

Cargas:

W trabe = 0.3 t/ml.

W losa = 0.796 t/ml.

W sobrecarga = 1.69 t/ml.

Total: = 2.78 t/ml.

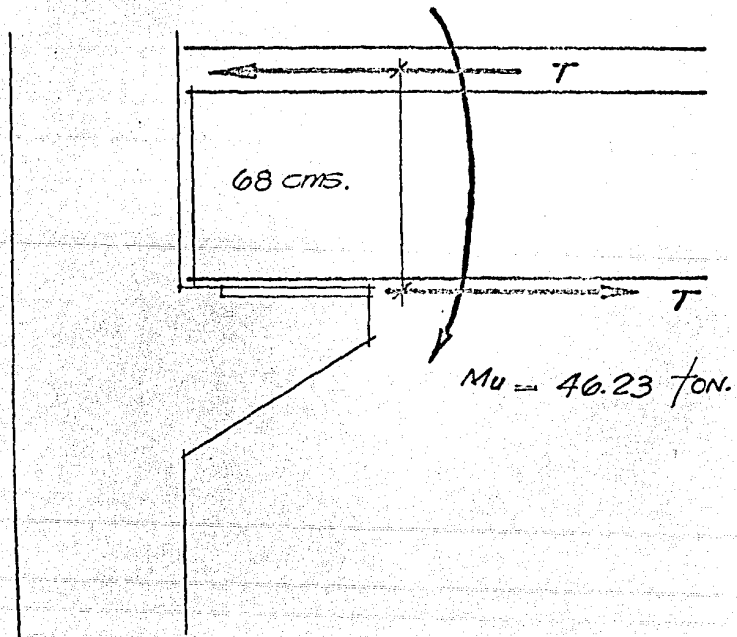
$$W = 2.78 \frac{t}{m} \times 7.55 \text{ m.} = 20.98 \text{ ton.}$$

$$W_u = 20.98 \times 1.4 = 29.38 \text{ ton.}$$

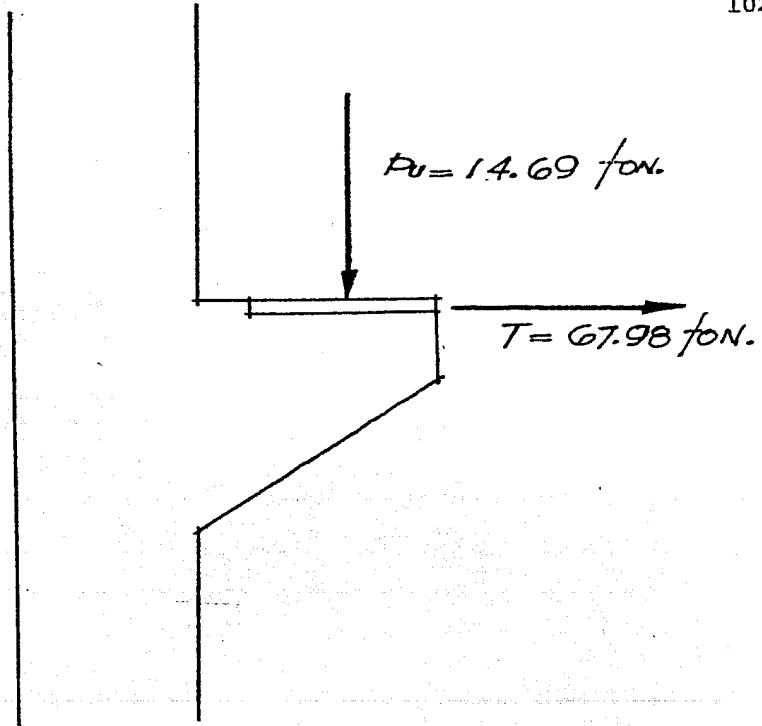
$$P_u = \frac{29.38}{2} \text{ ton.}$$

$$P_u = 14.69 \text{ ton.}$$

Fuerza de tensión T en la placa:



$$T = \frac{46.23 \times 10^5 \text{ Kg-cm.}}{68} = 67.98 \text{ ton.}$$



Ancho de ménsula = $b = 30 \text{ cm}$.

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Constantes:

$$f'_c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

por flexión:

$$p_{\text{mín.}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.4 \times \sqrt{200}}{4200} = 0.00235 \quad (\text{E C.2.1 R.D.F.1977})$$

$$F_r = 0.9 \quad (\text{flexión}) \quad F_r = 0.8 \quad (\text{cortante})$$

$$\text{Coeficiente de cortante por fricción: } \mu = 1.4$$

Area de acero de refuerzo para flexión: A_{s1}

$$\frac{c}{h} = \frac{15}{30} = 0.5 \quad \therefore$$

$$Z = 1.2c = 1.2 (15) = 18 \text{ cm.}$$

$$M_u = P_u c = 14.69 \times 0.15 = 2.20 \text{ ton.m.}$$

$$M_u = 220000 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_r f_y Z} = \frac{220000}{0.9(4200)(18)} = 3.23 \text{ cm}^2 \quad (\text{E C. 2.13 R.D.F. 1977})$$

$$P = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.23}{30 \times 30} = 0.0035 < 0.008 \quad \therefore \text{ la expresión de } A_s \text{ es la correcta.}$$

$$A_s = pbd = 0.0035 (30)(30) = 3.15 \text{ cm}^2$$

Area de acero de refuerzo por tensión directa: A_{s2}

$$T = F_s A_{s2} f_y$$

$$A_{s2} = \frac{T}{f_r f_y} = \frac{46230}{0.9(4200)} = 12.23 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 12.23 \text{ cm}^2 + 3.15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15.38 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ vs } \emptyset 1" \text{ y } 1 \text{ v } \emptyset 5/16" ; A = 15.70 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo para cortante por fricción: A_{vf}

$$V_r = F_r \mu M (A + N_u)$$

$$A_{vf} = \frac{(V_r - N_u) \frac{1}{f_r \mu}}{f_y} \quad N_u = 0$$

$$A_{vf} = \frac{14690}{0.8 \times 1.4 \times 4200} = 3.12 \text{ cm}^2$$

Revisión de las limitaciones del Reglamento del D.F.

$$a) Fr (14A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u)) = 0.8$$

$$(14 \times 30 \times 30 + 0.8 (3.12 \times 4200 + 0))$$

$$= 0.8 (12600 + 10483.2)$$

$$= 18466.56 \text{ Kg} > 14690 \text{ Kg.}$$

$$b) 0.3 Fr f_y A = 0.3(0.8)(160)(30 \times 30)$$

$$= 34560 > 14690 \text{ Kg.}$$

$\therefore = 3.12 \text{ cm}^2$ es correcto.

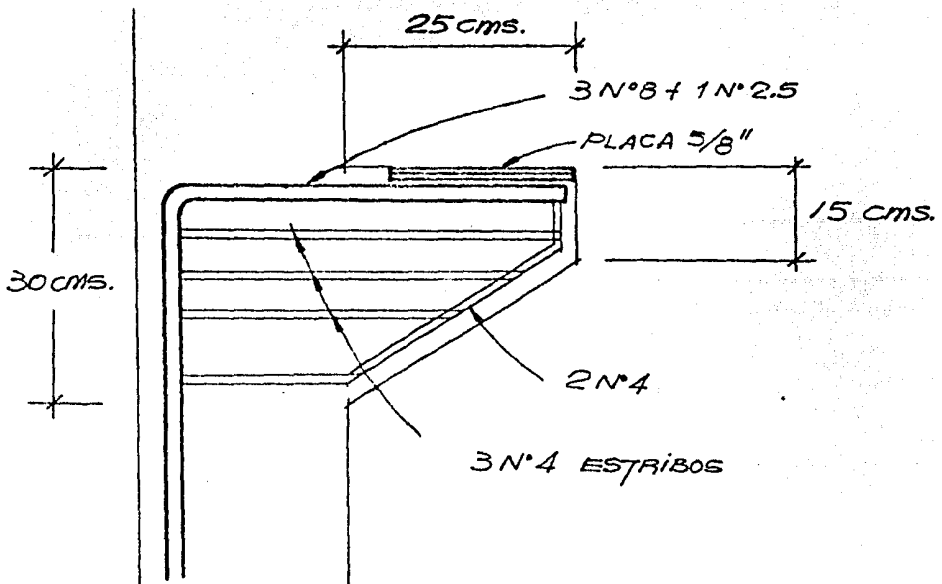
Armado de ménsula

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 15.38, \text{ 3vs } \emptyset 1" \text{ y 1v } \emptyset 5/16"; A = 1570 \text{ cm}^2$$

$$\text{Estribos: } A_{vf} = 3.12 \text{ cm}^2 \quad 0.5 A_s = 7.69 \text{ cm}^2$$

\therefore Se usará refuerzo para $0.5 A_s = 7.69$

3 Estribos de $\emptyset 1/2"$; $A_s = 7.62 \text{ cm}^2$



CROQUIS DE MENSULA QUE RECIBE TRABES PORTANTES

C A P I T U L O V I

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

A continuación presentamos el proceso constructivo del -- sistema prefabricado, elegido en el Capítulo III.

a) Cimentación:

La cimentación de concreto reforzado se construirá de acuerdo a los planos del C.A.P.F.CE. y podrá -- ser de zapatas aisladas, zapatas corridas o cajón- de cimentación, dependiendo esto del tipo y resis- tencia del terreno en el que se vaya a efectuar la obra.

Para efecto de ensamble o de unión entre las colum^u nas prefabricadas de la estructura y la cimenta- ción, a diferencia de la estructura convencional, - se construirán en lugar de los dados de cimenta- - ción, los candeleros mencionados en el Capítulo IV y cuyo diseño se realizó en el Capítulo V.

En el Anexo I presentamos los planos estructurales de los tres tipos de cimentación mencionados.

b) Erección y Montaje.

b.1. Columnas.

Las columnas de concreto reforzado se podrán -

prefabricar en planta para ser fleteadas a la obra, o bien se construirán mesas de prefabricación en obra para su fabricación, si así se justifica o se requiere. Esto dependerá de estudios de factibilidad y de costos realizados para cada caso.

Una vez estibadas las columnas en obra, se procederá a efectuar la erección de las mismas, para su empotramiento en los candeleros, por medio de una grúa de capacidad apropiada. La grúa transportará e izará las columnas por medio de los estribos colocados en ella desde su fabricación. (Ver Figura 1).

En la Figura 2 se muestra una secuencia de erección de una columna.

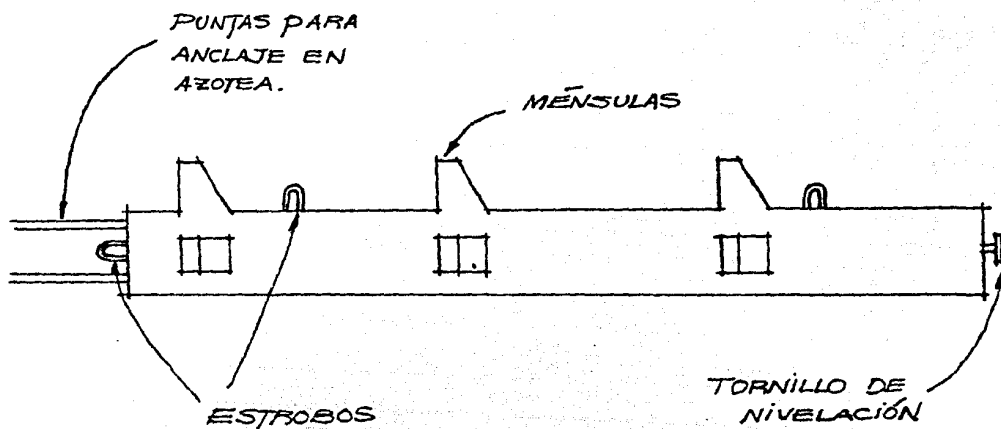


Figura 1

Una vez izada la columna, se coloca dentro del candelero para proceder a su empotramiento.

Para efectuar la nivelación de la columna, se requiere de un Topógrafo con el equipo adecuado, ya que las restricciones de diferencias de nivel o desplomes para prefabri-

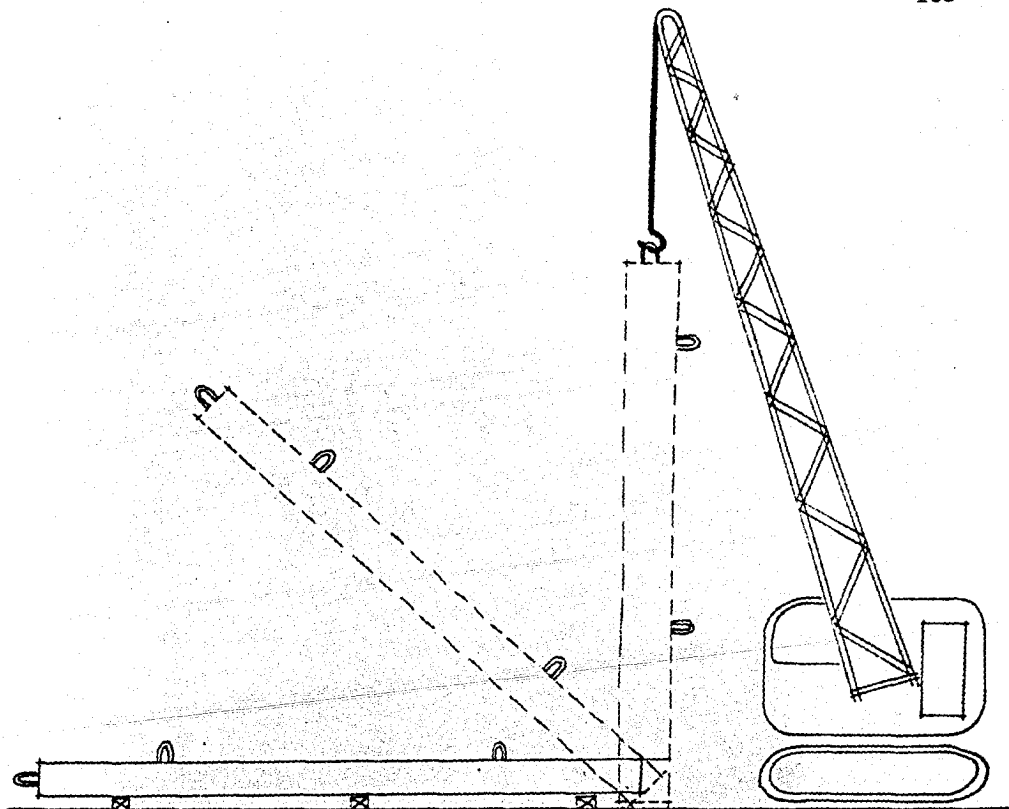


Figura 2.

cados, son muy rígidas, pues de no ser así, se presentarían serios problemas de ensamble de la estructura en el momento de efectuar el montaje. Además, para facilitar la nivelación de la columna, se utiliza un tornillo nivelador en su base, (Ver Figura 3), el cual es colocado desde la fabricación de la misma.

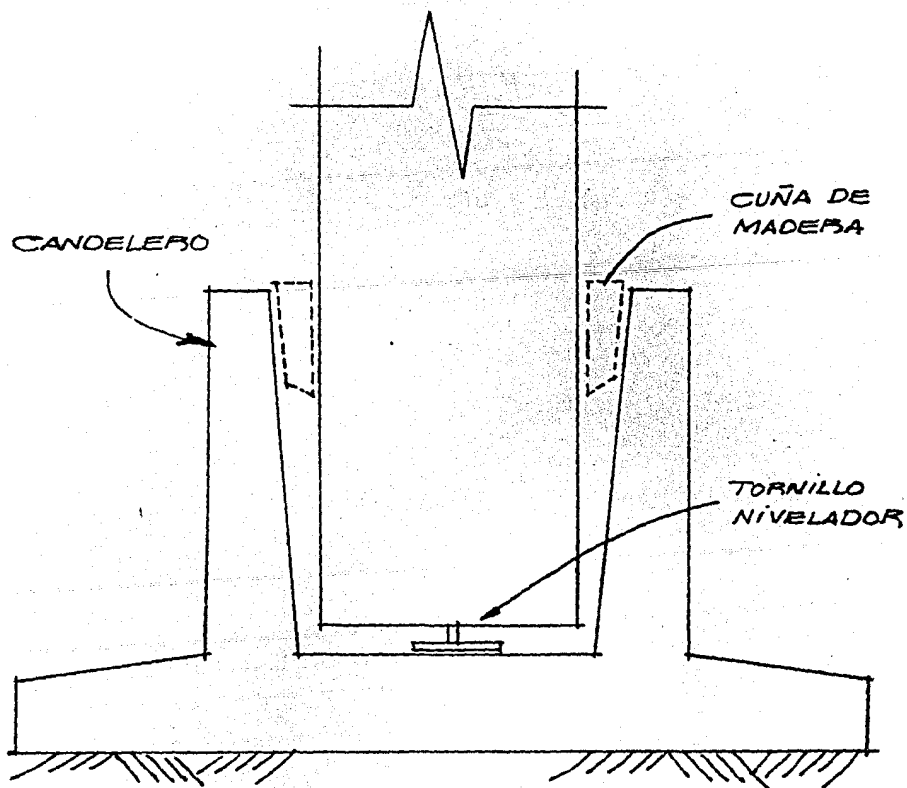


Figura 3.

El nivelado de la columna es ayudado por cuñas que empotradas entre ella y el candelero, a su vez la mantienen en su sitio. (Ver Figura 3).

Una vez nivelada la columna, el espacio entre ella y el candelero será relleno de concreto rico con agregados de dimensión pequeña como el granzón para evitar oquedades y garantizar de esta forma el colado. (Ver Figura 4).

Para evitar tiempos muertos de la grúa, es conveniente hacer uso de contravientos de cable de acero para rigidizar la columna durante el colado de empotramiento y mantenerla en su sitio hasta el fraguado.

Finalmente se colará el firme complementario alrededor de la columna para su confinamiento. (Ver Figura 4).

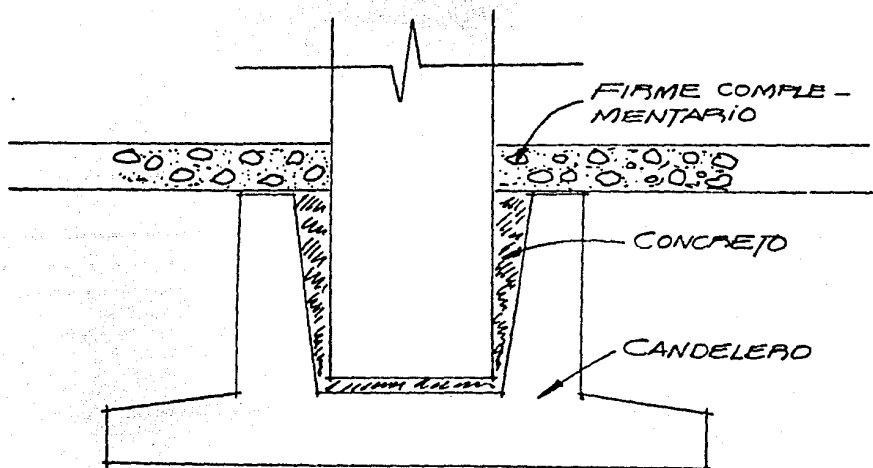


Figura 4

Se colocarán varillas de refuerzo alrededor de la columna y dentro del firme mencionado, como se muestra en la Figura 5.

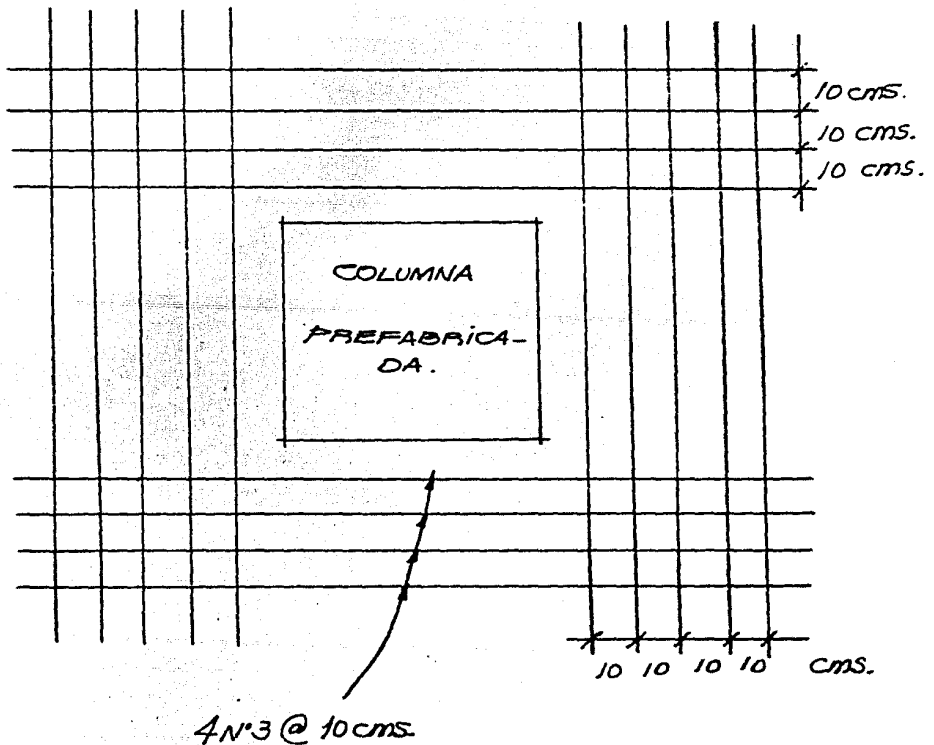


Figura 5

b.2. Trabes.

Al igual que en las columnas prefabricadas, las trabes podrán ser fabricadas en obra o en planta. por medio de la grúa serán izadas y colocadas sobre las ménsulas de apoyo. (Ver Figura 6). Se contará en obra con el equipo adecuado y personal calificado para soldar las placas de unión entre trabes y ménsulas (mencionadas en el Capítulo IV).

Tanto las trabes de rigidez (Ejes A y B), como las trabes portantes (Ejes 1 a 12), (Ver plano Anexo 1), seguirán el procedimiento descrito.

Las trabes en voladizo (Ejes 1 a 12), serán colocadas sobre su apoyo en columna (cajón metálico soldado en obra; descrito en el Capítulo anterior), y se apuntalarán en el extremo del volado hasta que el proceso constructivo de todo el sistema (columnas, trabes y losa), haya concluido.

(Ver Figura 7)

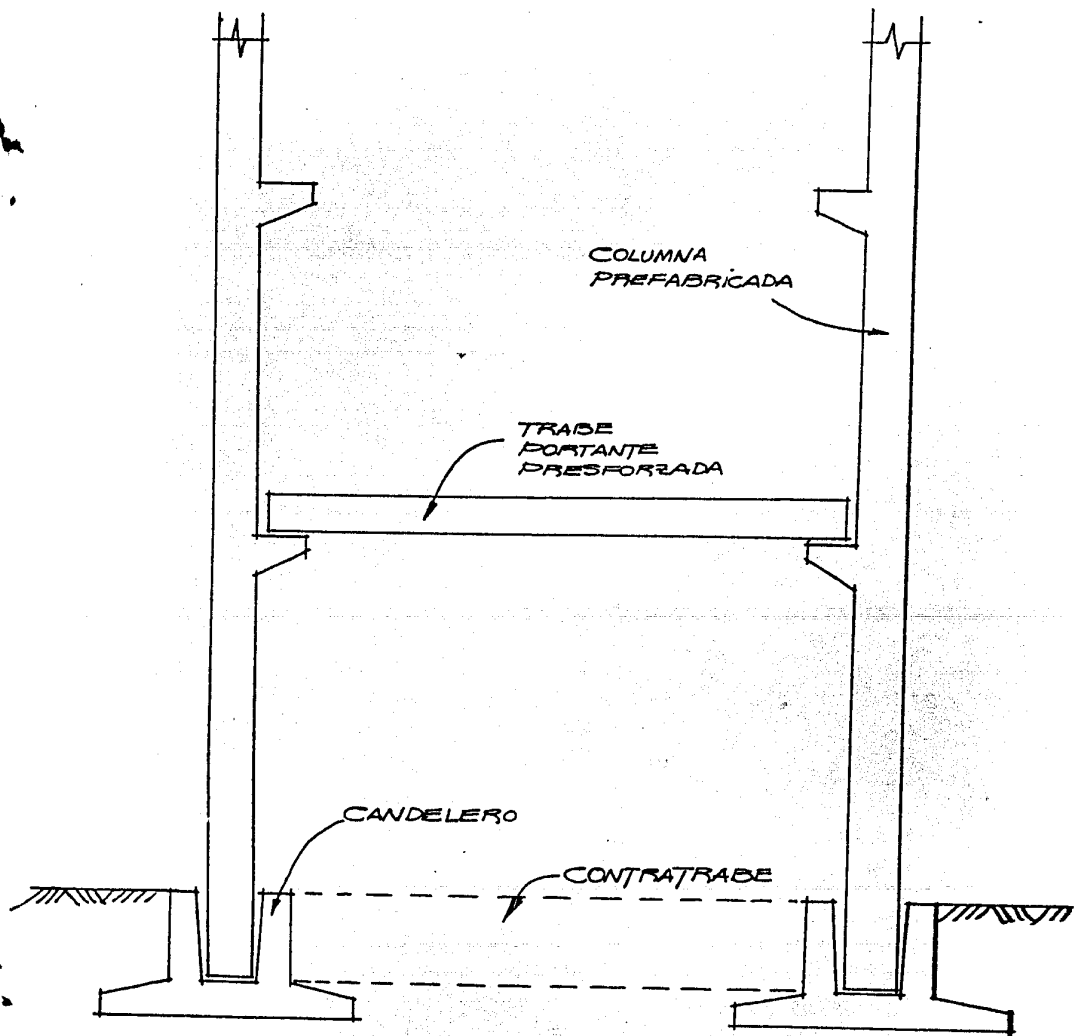


Figura 6.

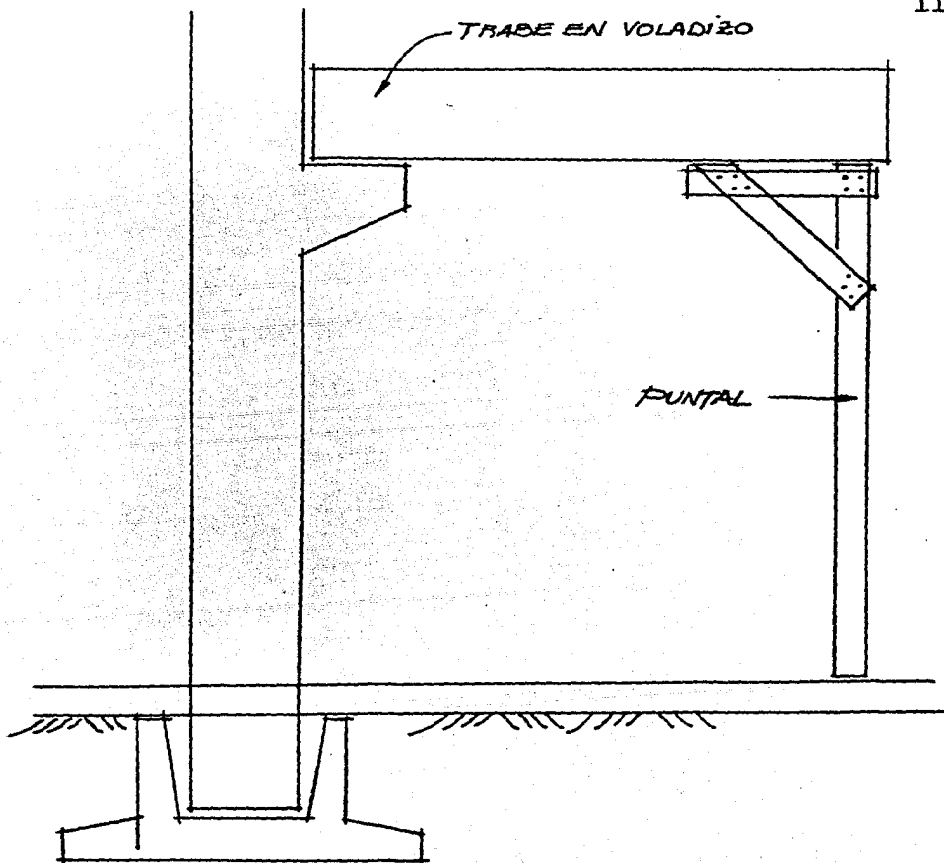


Figura 7

Todas las placas de unión de traves y columnas, serán soldadas inmediatamente después de montar cada trabe, al menos - en el 50% de la soldadura diseñada, para que la estructura trabaje conjuntamente y pueda soportar los efectos de un posible sismo durante el montaje de la misma.

Una vez montadas las traves sobre las ménsulas de las columnas, se procederá a la colocación del acero de continuidad que atraviesan las columnas a través de los ductos ya mencionados en el Capítulo IV, y que toma además el momento negativo que se presenta en los apoyos de las traves. (Ver Figura 8).

Estos ductos que contienen el acero de refuerzo y de continuidad en los apoyos, deberán rellenarse con una lechada rica para garantizar su adherencia.

Cabe mencionar que esta fase puede realizarse simultáneamente al montaje de la estructura, con los elementos de trabe que ya han sido colocados y soldados en sus placas de unión, o bien, por facilidad, se podrá realizar una vez colocados los elementos de vigueta y bovedilla de la losa, antes de colar el firme complementario o capa de compresión.

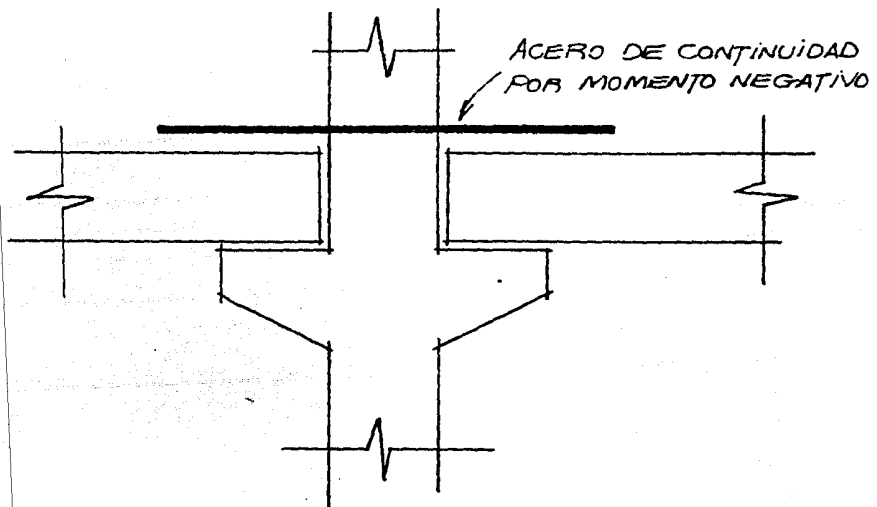


Fig. 8.

b.3. Losa.

Tanto las viguetas de concreto presforzado, como las bovedillas de concreto, podrán realizarse en obra o en planta, dependiendo de las condiciones de volúmen de obra.

Una vez que el tramo de columnas y trabes correctamente montadas y soldadas lo permita, se comenzarán a colocar las viguetas de concreto presforzado y las bovedillas de concreto. Para subir el material a los diferentes niveles, se contará -- con la ayuda de un malacate cuya pluma se colocará en el nivel más alto.

Sobre las viguetas y bovedillas colocadas, se -- tenderá una malla electrosoldada (refuerzo por -- temperatura), y posteriormente, se colará el firme complementario o de compresión.

En caso de necesidad de suspensión de un colado de firme complementario, se podrá hacer en el -- sentido longitudinal de las viguetas, como se -- muestra en la Figura 9).

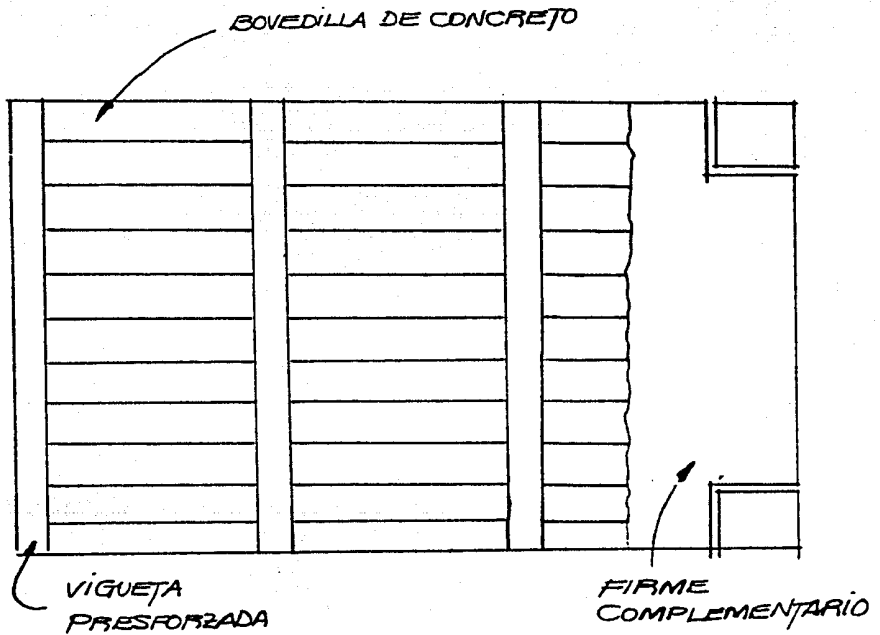


Figura 9.

El perímetro de las losas será encachetado con cimbra antes de iniciar el colado del firme complementario.

Será conveniente también antes de realizar el colado de -
compresión, revisar las contraflechas esperadas en las vi

guetas presforzadas para poderlas corregir con puntales en un momento dado y evitar así el colganteo de la losa ya terminada.

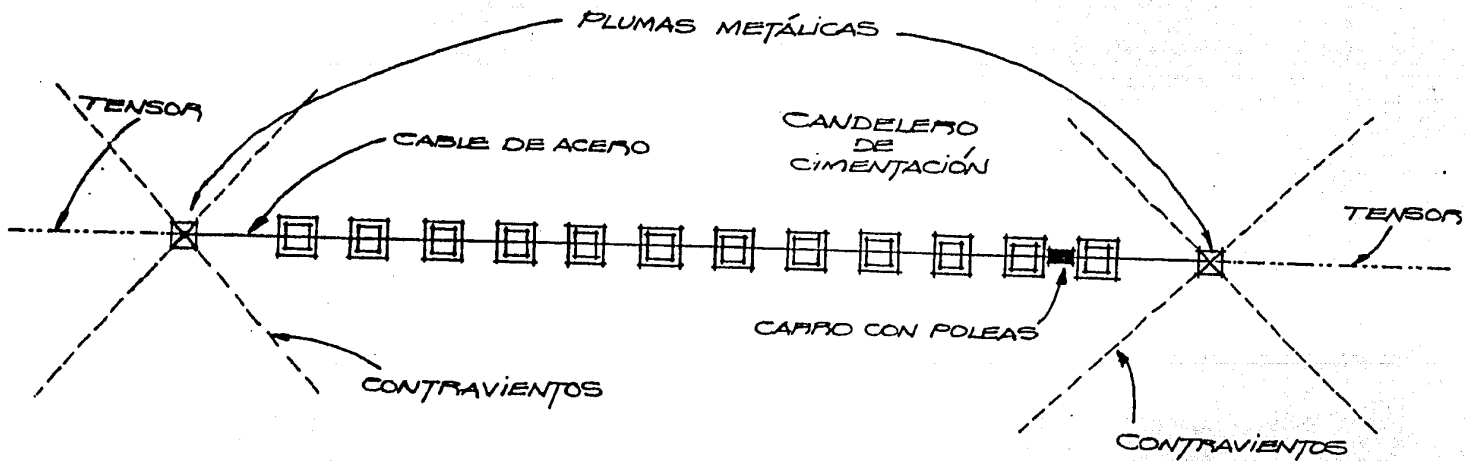
Hemos concluido con esto la descripción del montaje de la estructura, sin embargo vale la pena mencionar un punto importante:

Para el montaje de columnas y trabes se ha propuesto unicamente la utilización de una grúa. Esto representa una limitante considerable en caso de existir dificultad en disponer de ella o presentarse problemas para su acceso a la obra.

Debido a esto a continuación mencionamos otra solución para el montaje de la estructura.

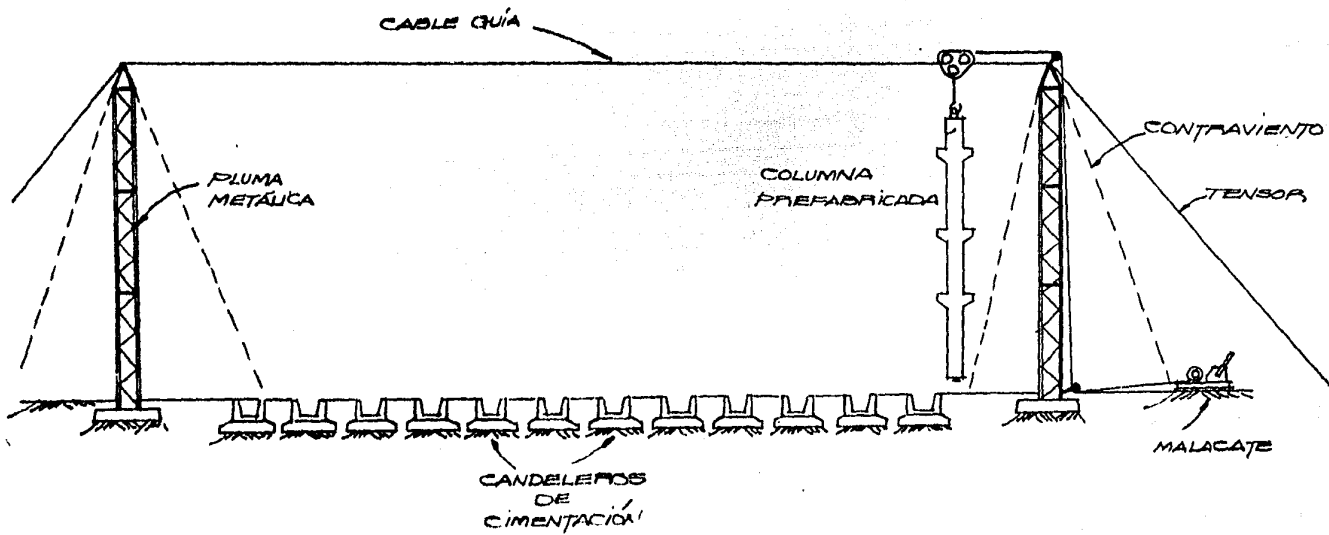
Proponemos un sistema de dos pequeñas plumas colocadas a los extremos de los ejes longitudinales de columnas de la estructura, éstas estarían ligadas entre sí a través de un cable de acero que soportaría un sistema de poleas que correría a lo largo de él. (Ver Figuras 10 y 11).

Se colocan las columnas de un eje y posteriormente se trasladan las plumas a los extremos del segundo eje longitudinal para montar sus columnas correspondientes.



PLANTA

Figura 10



PERFIL

Figura 11

Para la colocación de las trabes, se puede emplear como apoyo las mismas columnas ya izadas colocando los polipastos en su extremo superior. Esto desde luego con el debido contraventeo de las columnas.

Cabe mencionar que las plumas en sus diferentes puntos de ubicación, requieren de una pequeña cimentación para evitar su hundimiento en el terreno.

Finalmente, la necesidad de utilización de esta alternativa de montaje de estructura implica mayor empleo de mano de obra y desde luego un mayor tiempo de ejecución.

Para el izaje de los elementos estructurales se podrán emplear malacates que se pueden transportar muy fácilmente al lugar de la obra.

C A P I T U L O V I I

FACTIBILIDAD ECONOMICA

a) ANALISIS DE COSTOS.

En este inciso nos referimos exclusivamente a los - costos de la estructura ya que como se ha señalado - en capítulos anteriores la cimentación será la misma para el sistema prefabricado y para el convencional.

a.1) Sistema prefabricado.

De los anexos II, III y IV, (Análisis de columnas, traveses y losas respectivamente), se obtiene lo siguiente:

Costo de columnas prefabricadas = \$ 1'118,900.80

Costo de traveses prefabricadas = \$ 1'215,425.50

Costo de losas prefabricadas = \$ 728,575.63

COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

PREFABRICADA = \$ 3'062,901.93

a.2) Sistema Convencional.

En el Anexo V, presentamos los análisis de costos de los elementos de la estructura, así como los generadores o cubicación de la misma.

De ellos se obtiene lo siguiente:

COLUMNAS:

Total M³ de concreto en columnas = 35.41 M³

P.U/M³ concreto en columnas = \$ 8,832.86

Costo concreto en columnas = \$ 312,771.57

Total Kgs. de acero en co-
lumnas = 10087.81 Kg.

Costo Kgs. de acero de refuerzo= \$ 11.60

P.U. habilitado y colocación-

acero de refuerzo = \$ 9.30

Costo acero de refuerzo en columnas= \$ 210,835.22

COSTO TOTAL COLUMNAS = \$ 523,606.79

TRABES:

Total m³ de concreto en trabes = 72.66m³
 P.U./m³ concreto en trabes = \$8743.25
 Costo concreto en trabes = \$635284.54

Total Kgs. de acero en trabes = 12413.18Kg.

Costo/Kg. de acero de refuerzo = \$ 11.60

P.U. habilitado y colocación acero

de refuerzo + \$ 9.30

Costo acero de refuerzo en trabes = \$259435.46

COSTO TOTAL TRABES = \$894471.50

LOSAS:

Total m³ de concreto en losas = 124.32m³

P.U./m³ concreto en losas = \$7271.25

Costo concreto en losas = \$903961.80

Total Kg. de acero en losas = 8606.12 Kg.

Costo/Kg. de acero de refuerzo = \$ 11.60

P.U. habilitado y colocación

acero de refuerzo = \$ 9.30

Costo acero de refuerzo en losas = \$179869.58

COSTO TOTAL LOSAS = \$1,083831.30

COSTO TOTAL ESTRUCTURA CONVENCIONAL

DE CONCRETO ARMADO = \$2,501,909.59
 =====

b) ANALISIS DE TIEMPOS.

Para la elaboración del programa de obra de cada estructura (prefabricada y convencional), incluir mos los conceptos de cimentación, albañilería y -- acabados con el propósito de poder evaluar el porcentaje real de ahorro en tiempo obtenido con la primera.

El análisis de tiempos de realización de obra consta de lo siguiente:

- a) Listado de actividades incluyendo cuadrillas de trabajo con sus respectivos rendimientos.
- b) Listado de duración de cada una de las actividades.
- c) Diagrama de flechas con la correspondiente --- ruta crítica.
- d) Tabla de holguras.
- e) Diagrama de barras del programa de obra.

b) Estructura Prefabricada.

LISTA DE ACTIVIDADES CON RENDIMIENTOS

1. Cimentación:
 - Limpia 85m²/jornal/peón.
 - Trazo y nivelación..... 300m²/jornal/T.C.A.
 - Excavación (MAQ.)..... 30m²/jornal/maq.
 - Plantilla..... 30m²/jornal/OF+P.
 - Zapatas..... 8m³/jor/OF+3P y carp.+AYD.
 - Contratraves..... 7m³/jor/OF+3P y corp.+3AYD.
 - Muretes de enrase..... 10m²/jor/OF+P.
 - Candeleros..... 8psn/jor/OF+3P y 3 corp.+3AYD.
 - Castillos..... 10ml/jor/DF+P.
 - Dalas..... 10ml/jor/OF+P.
 - Rellenos..... 8ml/jor/P.
 - Habilitado Acero..... 260 Kg/jor/FIE+2AYD.
2. Columnas..... 15 piezas/jor/grúa.
3. Trabes..... 30 piezas/jor/grúa.
4. Losas..... 23 M²/jor/cuadrilla.
5. Otros - Estructura:
 - Escaleras..... 4.5M³/jor/10F+5 peón.
 - Barandales..... 4 M³/jor/10F+5 peón.
6. Albañilería:
 - Firmes..... 30M²/jor/OF+4P.
 - Muros de Barrorlock..... 6 M²/jor/OF+P.
 - Incluyen castillo ahogado.
7. Acabados:
 - Plafones..... 9.5M²/jor/yesero + AYD.
 - Pisos loseta..... 10M²/jor/OF,mosaiq+AYD.
 - Pintura..... 30M²/jor/OF.pintor+AYD.
 - Carpintería..... 2.5ptas/jor/CORP.+AYD.
 - Cancelería..... 17M²/jor/2 cancel.+2AYD.
 - Vidriería..... 70M²/jor/4 colocadores.
- Limpieza - 30M²/jor/peón.

LISTA DE DURACION DE ACTIVIDADES

CLAVE	ACTIVIDAD	DESCRIPCION	CANTIDAD	REND. REAL JOR/C	DURACION	No. DE -- CUADRILLA
1	Cimentación	Limpia	392.43	98 M ²	2	2
		Trazo y nivel	392.43	392.43 M ²	1	1
		Excavación	320.99	32 M ³	10	1
		Plantilla	255.46	32 M ²	2	4
		Zapatas	44.32	8.8 M ³	2.5	2
		Contratraves	29.97	7.5 M ³	2	2
		Muretes enrase	21.33	10.6 M ²	1	2
		Candeleros	24.0	4 Pzas.	3	2
		Castillos	29.64	10 Ml.	1	3
		Dalas	121.83	10 Ml.	3	4
		Rellenos	219.59	8 M ³	5.5	5
		Habilitado acero	8120.0	255 Kg.	16	2
		2	Estructura Prefab.	Columnas	24.0	15 Pzas.
Trabes	150.0			30 Pzas.	5	1
Losas	1172.32			78.15 M ²	15	1
3	Otros Estructura	Escaleras	248.96	14 M ²	9	2
		Barandales	1048	1.74 M ³	6	1
4	Albañilería.	Firmes	349.28	29.1 M ²	6	2
		Muros	912.60	6 M ²	25	6
5	Acabados	Plafones	1172.32	15.0 M ²	13	6
		Pisos	1047.84	10 M ²	21	5
		Pintura	1172.32	29.3 M ²	8	5
		Carpintería	15	2.5 Pzas.	6	1
		Cancelería	188.28	19 M ²	10	1
		Vidriería	184.51	61.3 M ²	3	1
		Limpieza	1113.84	27.8 M ²	8	5

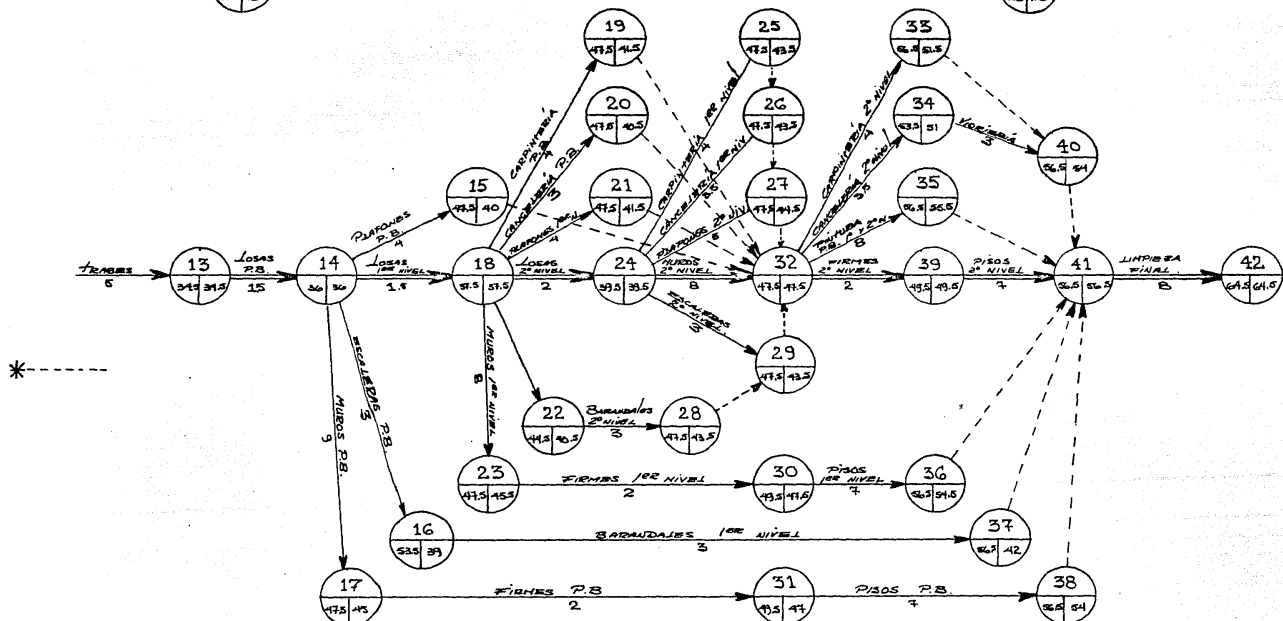
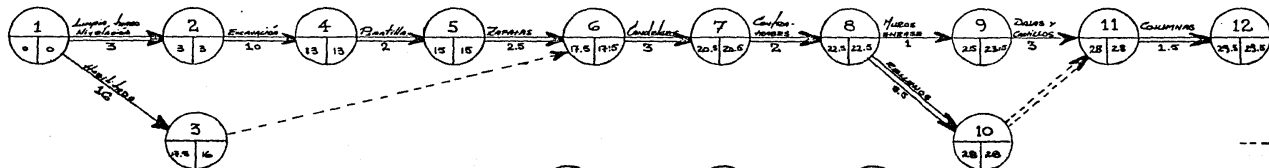
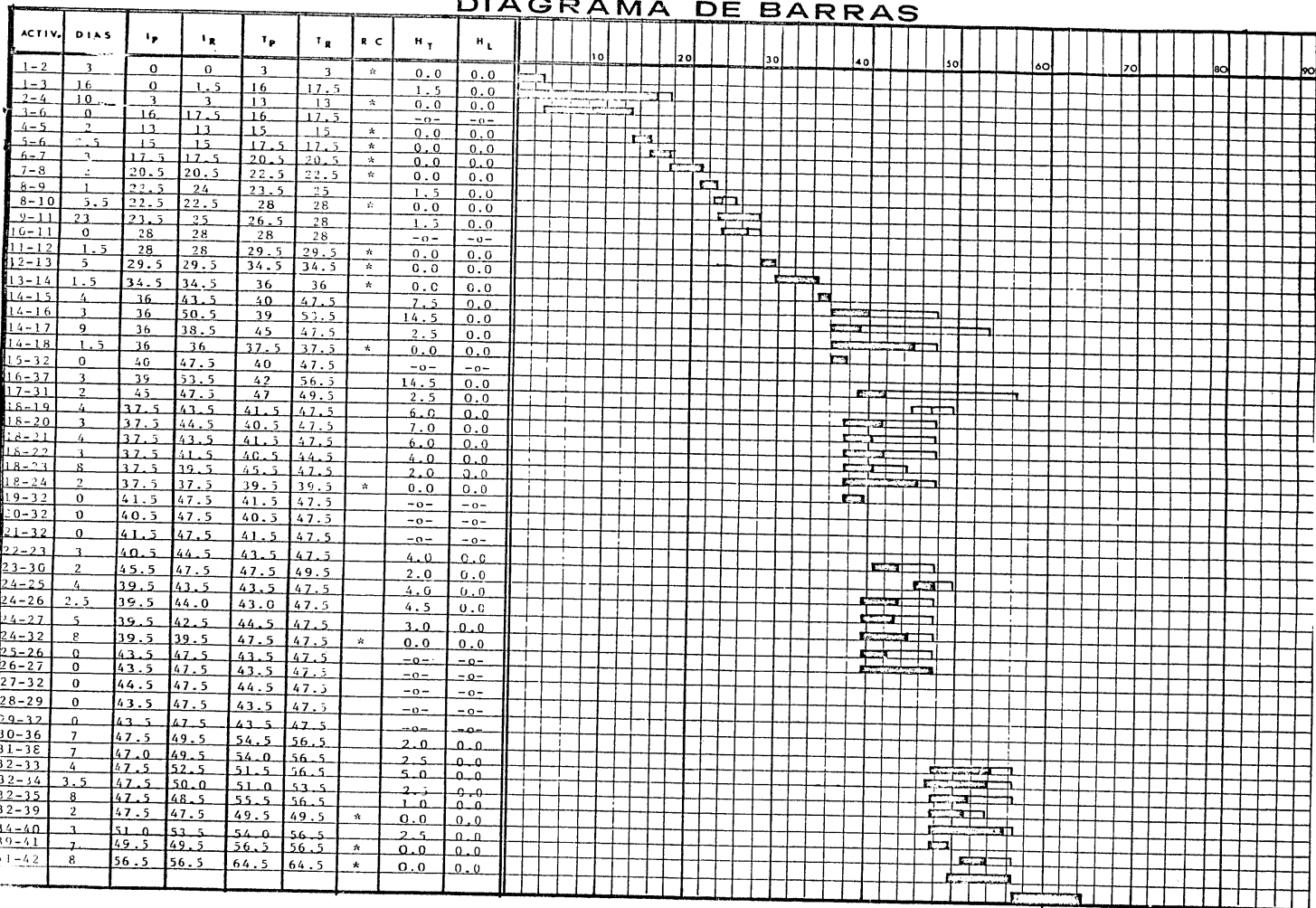


TABLA DE HOLGURAS

ACTIVIDAD	DURACION	I	P	$I_r=Tr-d$	$T_p=I_p+d$	Tr	$I_T=Tr=T_p$	$H_1= T_p - I_p - d$
1 - 2	3	0	0	0	3	3	0.0	0.0
1 - 3	16	0	1.5	16	17.5	17.5	1.5	0.0
2 - 4	10	3	3	13	13	13	0.0	0.0
3 - 6	0	16	17.5	16	17.5	17.5	0.0	0.0
4 - 5	2	13	13	15	15	15	0.0	0.0
5 - 6	2.5	15	15	17.5	17.5	17.5	0.0	0.0
6 - 7	3	17.5	17.5	20.5	20.5	20.5	0.0	0.0
7 - 8	2	20.5	20.5	22.5	22.5	22.5	0.0	0.0
8 - 9	1	22.5	24	23.5	25	25	1.5	0.0
8 - 10	5.5	22.5	22.5	28	28	28	0.0	0.0
9 - 11	3	23.5	25	26.5	28	28	1.5	0.0
10 - 11	0	28	28	28	28	28	0.0	0.0
11 - 12	1.5	28	28	29.5	29.5	29.5	0.0	0.0
12 - 13	5	29.5	29.5	34.5	34.5	34.5	0.0	0.0
13 - 14	1.5	34.5	34.5	36	36	36	0.0	0.0
14 - 15	4	36	43.5	40	47.5	47.5	7.5	0.0
14 - 16	3	36	50.5	39	53.5	53.5	4.5	0.0
14 - 17	9	36	3.85	45	47.5	47.5	2.5	0.0
14 - 18	1.5	36	36	37.5	37.5	37.5	0.0	0.0
15 - 32	0	40	47.5	40	47.5	47.5	0.0	0.0
16 - 37	3	39	53.5	42	56.5	56.5	14.5	0.0
17 - 31	2	45	47.5	47	49.5	49.5	2.5	0.0
18 - 19	4	37.5	43.5	41.5	47.5	47.5	6.0	0.0
18 - 20	3	37.5	44.5	40.5	47.5	47.5	7.0	0.0
18 - 21	4	37.5	43.5	41.5	47.5	47.5	6.0	0.0
18 - 22	3	37.5	41.5	40.5	44.5	44.5	4.0	0.0
18 - 23	8	37.5	39.5	45.5	47.5	47.5	2.0	0.0
18 - 24	2	37.5	37.5	39.5	39.5	39.5	0.0	0.0
19 - 32	0	41.5	47.5	41.5	47.5	47.5	0.0	0.0
20 - 32	0	40.5	47.5	40.5	47.5	47.5	0.0	0.0
21 - 32	0	41.5	47.5	41.5	47.5	47.5	0.0	0.0
22 - 28	3	40.5	44.5	43.5	47.5	47.5	4.0	0.0
23 - 30	2	45.5	47.5	47.5	49.5	49.5	2.0	0.0
24 - 25	4	39.5	43.5	43.5	47.5	47.5	4.0	0.0
24 - 26	3.5	39.5	44.0	43.0	47.5	47.5	4.5	0.0
24 - 27	5	39.5	42.5	44.5	47.5	47.5	3.0	0.0
24 - 29	3	34.5	44.5	42.5	47.5	47.5	5	0.0
24 - 32	8	39.5	39.5	47.5	47.5	47.5	0.0	0.0
25 - 26	0	43.5	47.5	43.5	47.5	47.5	0.0	0.0
26 - 27	0	43.5	47.5	43.5	47.5	47.5	0.0	0.0

ACTIVIDAD	DURACION	I P	Ir=Tr-d	Tp=Ip+d	Tr	HT=Tr=Tp	Hl= Tp - Ip - d
27 - 32	0	44.5	47.5	44.5	47.5	0.0	0.0
28 - 29	0	43.5	47.5	43.5	47.5	0.0	0.0
29 - 32	0	43.5	47.5	43.5	47.5	0.0	0.0
30 - 36	7	47.5	49.5	54.5	56.5	2	0.0
31 - 38	7	47	49.5	54	56.5	2.5	0.0
32 - 33	4	47.5	52.5	51.5	56.5	5	0.0
32 - 34	3.5	47.5	50	51	53.5	2.5	0.0
32 - 35	8	47.5	48.5	55.5	56.5	1.0	0.0
32 - 39	2	47.5	47.5	49.5	49.5	0.0	0.0
33 - 40	0	51.5	56.5	51.5	56.5	0.0	0.0
34 - 40	3	51	53.5	54	56.5	2.5	0.0
35 - 41	0	55.5	56.5	55.5	56.5	0.0	0.0
36 - 41	0	54.5	56.5	54.5	56.5	0.0	0.0
37 - 41	0	42	56.5	42	56.5	0.0	0.0
38 - 41	0	54	56.5	54	56.5	0.0	0.0
39 - 41	7	49.5	49.5	56.5	56.5	0.0	0.0
41 - 42	8	56.5	56.5	64.5	64.5	0.0	0.0

DIAGRAMA DE BARRAS



b.2) Estructura convencional.

LISTA DE ACTIVIDADES CON RENDIMIENTOS.

1. Cimentación.

Limpia.....	85M ² /jor/peón.
Trazo y nivelación.....	300M ² /jorn./top.cad/Ay
Excavación a máquina.....	30 M ³ /jornal/maq.
Plantilla.....	30 M ² /jornal/lot.+ peón.
Zapatas.....	8 M ² /lot.+3P y carp.+Ay
Contratraves y Dados.....	6 M ³ /jornal/lot. + 3.0
Muros de enrase.....	10 M ² /jornal/lot. + P.
Castillos ahogados.....	15 Ml/jornal/lot. + P.
Dalas.....	10 Ml/jornal/lot. + P.
Habilitado acero.....	260 Kg/jor/fie + 2 Ay.

2. Columnas. 4 Pzas./jornal/carp.+Ay
10 F + 3 Peones.

3. Trabes y Losas.- Cimbra.... 10 M²/jornal/carp +Ay.
Armado..... 65 M²/jornal/Fie + 2 Ay
Colado..... 6.25 M³/jornal/OF + 4 peones.

4. Otros estructura - Escaleras.
Cimbra..... 6.00 M²/jornal/Carp.+Ay.
Armado..... 20 M²/jornal/Fie + Ay.
Colado..... 4.5M³/jor/10F + 5 peones.

Barandales:

Armado.....	5 Ml/Jor/Fie +Ay.
Cimbrado.....	7 Ml/Jor/carp. + Ay.
Colado.....	4.0M ³ /Jor/1 OF + 2 Peones.

5. Albañilería.

Muros de Barroblock.....	6 M ² /jornal/10F + peón.
Firmes.....	30M ² /jornal/1 of + peón.

6. Acabados.

Pisos de loseta.....	10M ² /jor/of + Ay
Pintura.....	30M ² /jor/of pintor + Ay.
Carpintería.....	2.5 ptas/ ier/carp + Ay.
Cancelería.....	17M ² /Jor/2canceleros + 2 Ay.
Vidriería.....	70M ² /Jor/4 colocados.

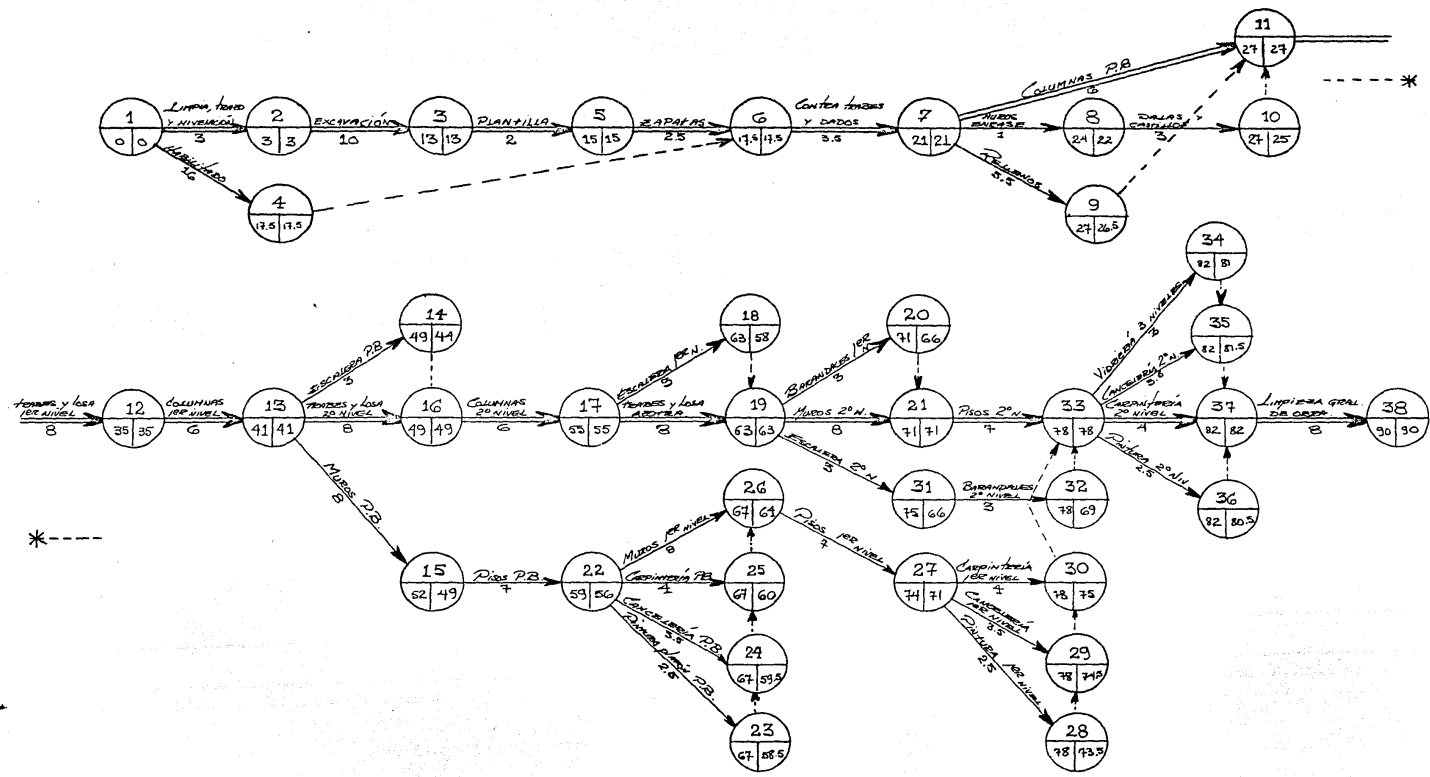
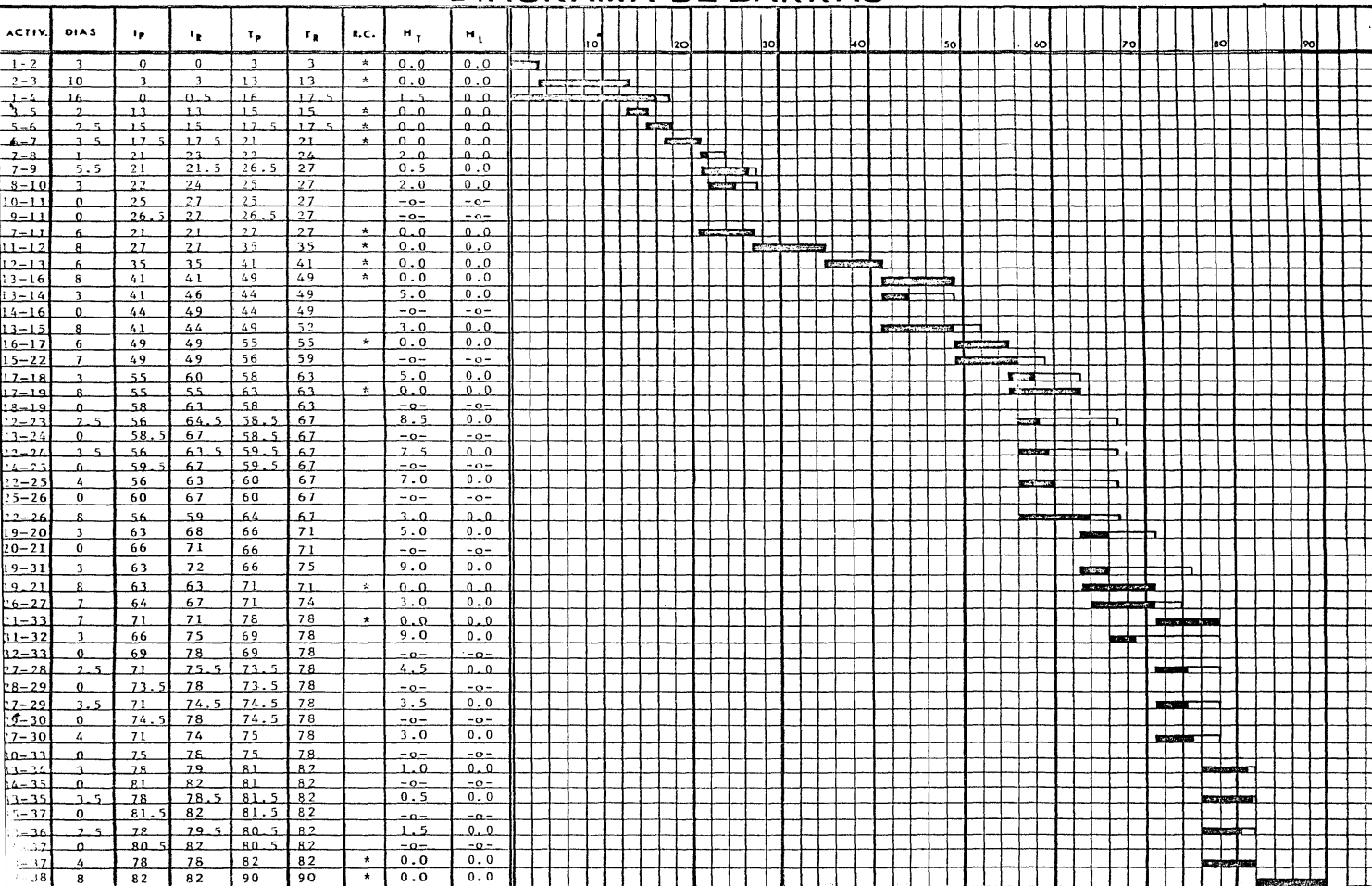


TABLA DE HOLGURAS

ACTIVIDAD	DURACION	Ip	Ir=Tr-d	Tp=Ir+d	Tr	Ht=Tr-Tp	Hl = Tp-Ip-d
1 - 2	3	0	0	3	3	0	0.0
2 - 3	10	3	3	13	13	0	0.0
1 - 4	16	0	0.5	16	17.5	15	0.0
3 - 5	2	13	13	15	15	0	0.0
5 - 6	2.5	15	15	17.5	17.5	0	0.0
6 - 7	3.5	17.5	17.5	21	21	0	0.0
7 - 8	1	21	23	22	24	2.0	0.0
7 - 9	5.5	21	21.5	26.5	27	0.5	0.0
9 - 10	3	22	24	25	27	2.0	0.0
10- 11	0	25	27	25	27	0.0	0.0
0 - 11	0	26.5	27	26.5	27	0	0.0
7 - 11	6	21	21	27	27	0.0	0.0
11- 12	8	27	27	35	35	0.0	0.0
12- 13	6	35	35	41	41	0.0	0.0
13- 16	8	41	41	49	49	0.0	0.0
13- 14	3	41	46	44	49	5.0	0.0
14- 16	0	44	49	44	49	0.0	0.0
13- 15	8	41	44	49	52	3.0	0.0
16- 17	6	49	49	55	55	0.0	0.0
15- 22	7	49	49	56	59	3.0	0.0
17- 18	3	55	60	58	63	5.0	0.0
17- 19	8	55	55	63	63	0.0	0.0
18- 19	0	58	63	58	63	0.0	0.0
22- 23	2.5	56	64.5	58.5	67	8.5	0.0
23- 24	0	58.5	67	58.5	67	0	0.0
22- 24	3.5	56	63.5	59.5	67	7.5	0.0
24- 25	0	59.5	67	59.5	67	0	0.0
22- 25	4	56	63	60	67	7.0	0.0
25- 26	0	60	67	60	67	0	0.0
22- 26	8	56	59	64	67	3.0	0.0
19- 20	3	63	68	66	71	5.0	0.0
20- 21	0	66	71	66	71	0	0.0
19-31	3	63	72	66	75	9.0	0.0
19-21	8	63	63	71	71	0.0	0.0
26- 27	7	64	67	71	74	3.0	0.0
21- 33	7	71	71	78	72	0.0	0.0
31- 32	3	66	75	69	78	9.0	0.0
32- 33	0	69	78	69	78	0	0.0
27- 28	2.5	71	75.5	73.5	78	4.5	0.0

ACTIVIDAD	DURACION	I_p	$I_r=Tr-d$	$T_p=I_r+d$	Tr	$H_t=Tr-T_p$	$H_l=I_p-I_r-d$
28 - 29	0	73.5	78	73.5	78	0	0.0
27 - 29	3.5	71	74.5	74.5	78	3.5	0.0
29 - 30	0	74.5	78	74.5	78	0	0.0
27 - 30	4	71	74	75	78	3.0	0.0
30 - 33	0	75	78	75	78	0	0.0
33 - 34	3	78	79	81	82	1.0	0.0
34 - 35	0	81	82	81	82	0	0.0
33 - 35	3.5	78	78.5	81.5	82	0.5	0.0
35 - 37	0	81.5	82	81.5	82	0	0.0
33 - 36	2.5	78	79.5	80.5	82	1.5	0.0
36 - 37	0	80.5	82	80.5	82	0	0.0
33 - 37	4	78	78	82	82	0	0.0
37 - 38	8	82	82	90	90	0.0	0.0

DIAGRAMA DE BARRAS



C A P I T U L O V I I I

CONCLUSIONES

En la presente tesis se han analizado el sistema convencional de la estructura de concreto U-3C y un sistema de estructura prefabricada obtenido en el transcurso de la misma.

Aquí podríamos decir que la finalidad primordial al haber comenzado este trabajo fue de intentar demostrar que el prefabricar una estructura con las condiciones que presenta la U-3C, nos podría acarrear ventajas, -- tanto económicas como en ahorro de tiempo, básicamente.

De estos análisis se obtuvo que el costo de la estructura prefabricada es un 18.3% mayor comparado con el de la estructura convencional.

Por otro lado, los análisis referentes al tiempo, revelan una diferencia de 28.3% del tiempo total favorable a la estructura prefabricada.

Si observamos el porcentaje que se refiere a los costos, donde la estructura convencional se ve favorecida, podríamos decir que es pequeño, tomando en cuenta que el-

incremento en costo de la estructura prefabricada significaría aproximadamente el 6% del costo total de la obra.

Aun cuando éste fuese el único factor de análisis determinante en una elección razonable, no sería válido desechar la alternativa de la estructura prefabricada. Mientras que si nos fijamos en el porcentaje obtenido a través de los análisis de tiempo de ésta, si se podría considerar que su valor ya no es del todo insignificante, - pues representa un ahorro en tiempo que si no es determinante a favor del sistema prefabricado, si es suficientemente considerable. Además, el ahorro en tiempo trae consigo la ventaja de disminuir los costos que C.A.P.F.C.E. destinaría a dicha obra en materia de supervisión de obra, coordinación, etc., los cuales no fueron contemplados en los análisis realizados.

Con los datos anteriormente asentados y con el contenido de esta tesis, no se pretende justificar la utilización de una estructura o de otra; la intención de este trabajo es la de sembrar la inquietud de poder utilizar el sistema de concreto prefabricado en la construcción de -

estructuras destinadas a alojar espacios educativos cuya demanda se acrecenta cada vez más.

El presente trabajo, además, no nos conduce a poder asegurar con exactitud que éste sea el tiempo y el momento adecuado para el empleo de dichos prefabricados. Día a día las estructuras prefabricadas de concreto prefabricado van abriéndose camino en nuestro medio desplazando a los convencionales.

Dejamos pues, latentes los índices obtenidos, para que de alguna manera, en un futuro conveniente, sean considerados y esta tesis cumpla con su objetivo, y su aportación sea utilizada en beneficio de la Ingeniería y de la sociedad.

A N E X O I

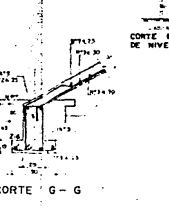
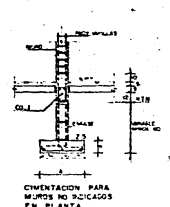
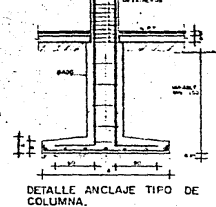
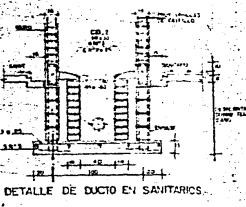
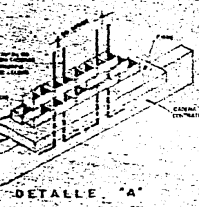
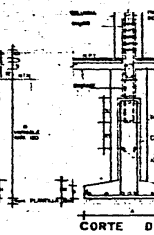
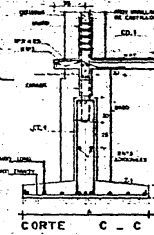
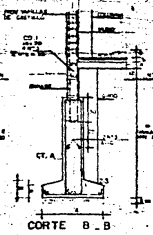
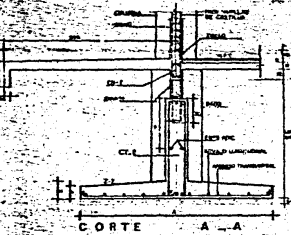
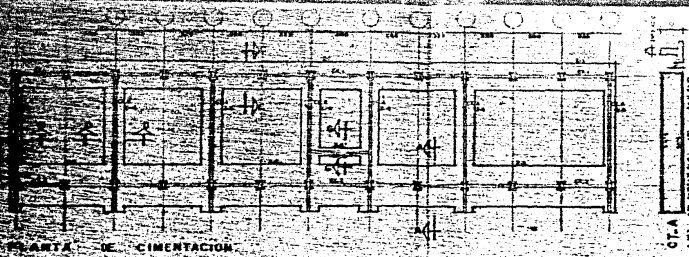


Tabla de ZAPATAS

F1 = 5 Ton/m ²	
F1.1	...
F1.2	...
F1.3	...
F1.4	...
F1.5	...
F1.6	...
F1.7	...
F1.8	...

F1 = 7.5 Ton/m ²	
F1.1	...
F1.2	...
F1.3	...
F1.4	...
F1.5	...
F1.6	...
F1.7	...
F1.8	...

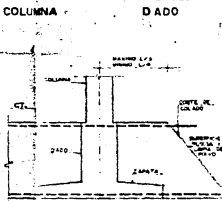
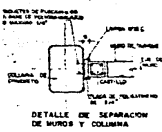
F1 = 10 Ton/m ²	
F1.1	...
F1.2	...
F1.3	...
F1.4	...
F1.5	...
F1.6	...
F1.7	...
F1.8	...

ESPECIFICACIONES ESPECIALES

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD
1
2
3
4
5
6
7
8

RECOMENDACIONES ESPECIALES

1. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.
2. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.
3. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.
4. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.
5. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.
6. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.
7. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.
8. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.



ESPECIFICACIONES:

CIMENTACIÓN:

El concreto debe ser de clase normal, con una resistencia a la compresión de 28 días de 250 kg/cm².

CONCRETO:

El concreto debe ser de clase normal, con una resistencia a la compresión de 28 días de 250 kg/cm².

ACERO:

El acero de refuerzo debe ser de clase normal, con una resistencia a la tracción de 50 kg/cm².

NOTAS:

1. Este plano únicamente para los sismos de alta sismicidad.
2. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.
3. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.
4. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.
5. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.
6. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.
7. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.
8. El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.

NOTAS ESPECIALES:

El diseño de esta estructura debe estar basado en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. y en las especificaciones de diseño de la Norma C.A.P.F.C.E. para el concreto armado.

USAR ESTE PLANO ÚNICAMENTE PARA LOS SISMOS DE ALTA SISMICIDAD.

BAJA CALIFORNIA NORTE OAXACA
 COLIMA CHIAPAS
 MICHOACÁN SUR DE JALISCO
 QUE CORRESPONDEN A LAS ZONAS C y D DE ALTA SISMICIDAD.

SISMICIDAD ALTA

C.A.P.F.C.E.

COMITÉ ASOCIADO DE INGENIEROS DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS

SECRETARIO GENERAL: ING. DANIEL RUIZ HERRANDEZ

SECRETARIO TÉCNICO: ING. FRANCISCO DE ASÍS BOLAÑOS

MEMBROS:

ING. JUAN...	ING. JUAN...
ING. JUAN...	ING. JUAN...
ING. JUAN...	ING. JUAN...
ING. JUAN...	ING. JUAN...

ESTRUCTURA DE CONCRETO U-30 ENTRE EJE 3.23M x 900M CIMENTACIÓN - DETALLES (I, C, D) TRES NIVELES

PROYECTO NÚM. 74

FECHA DE ELABORACIÓN: 1977

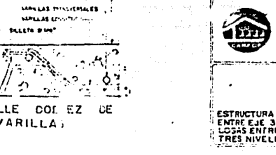
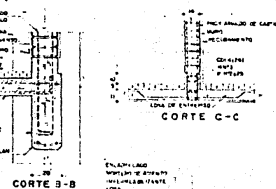
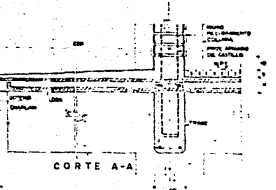
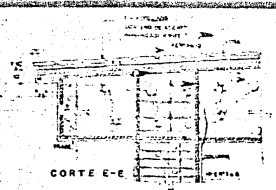
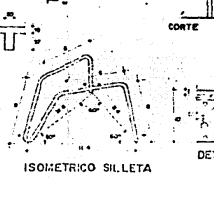
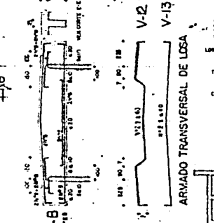
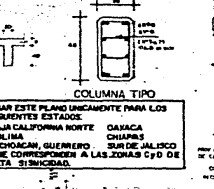
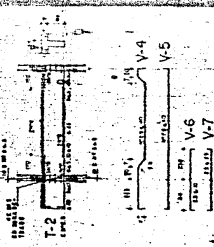
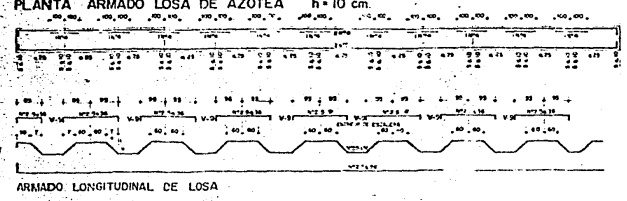
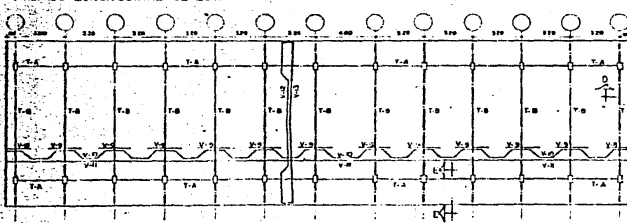
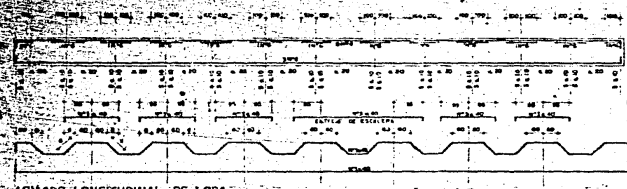
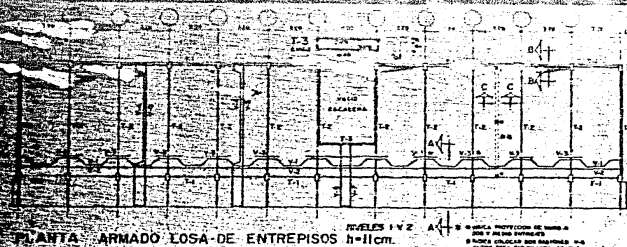
FECHA DE EJECUCIÓN: 1977

FECHA DE CALIFICACIÓN: 1977

FECHA DE CANCELACIÓN: 1977

FECHA DE REVISIÓN: 1977

FECHA DE ACTUALIZACIÓN: 1977



LOS BARRAS INDICADOS CON VARIAS DEB DEB CAMBIARSE A TABLA 54 DEL MANUAL TABLA 54

ESTRUC. TIPO	ESTRUC. TIPO	ESTRUC. TIPO
ESTRUC. TIPO	ESTRUC. TIPO	ESTRUC. TIPO
ESTRUC. TIPO	ESTRUC. TIPO	ESTRUC. TIPO
ESTRUC. TIPO	ESTRUC. TIPO	ESTRUC. TIPO

RECOMENDACIONES IMPORTANTES

ESTE PLANO DEBE USAR COMO GUÍA Y NO COMO ÚNICO REFERENTE PARA LA EJECUCIÓN DE LA OBRA. DEBE SEGUIR LAS RECOMENDACIONES DEL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE CALIFORNIA, DE LA ASOCIACIÓN DE INGENIEROS CIVILES DE CALIFORNIA Y DEL MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MASSACHUSETTS, DE ESTADOS UNIDOS.

- ESPECIFICACIONES**
- 1. LA CALIDAD DE LOS MATERIALES DEBE SER LA INDICADA EN EL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE CALIFORNIA, DE LA ASOCIACIÓN DE INGENIEROS CIVILES DE CALIFORNIA Y DEL MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MASSACHUSETTS, DE ESTADOS UNIDOS.
 - 2. LA CALIDAD DE LOS MATERIALES DEBE SER LA INDICADA EN EL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE CALIFORNIA, DE LA ASOCIACIÓN DE INGENIEROS CIVILES DE CALIFORNIA Y DEL MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MASSACHUSETTS, DE ESTADOS UNIDOS.
 - 3. LA CALIDAD DE LOS MATERIALES DEBE SER LA INDICADA EN EL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE CALIFORNIA, DE LA ASOCIACIÓN DE INGENIEROS CIVILES DE CALIFORNIA Y DEL MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MASSACHUSETTS, DE ESTADOS UNIDOS.

CONCRETO

- 1. EL CONCRETO DEBE SER DE TIPO RESISTENTE Y DEBEN USARSE LOS MATERIALES DEB DEB INDICADOS EN EL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE CALIFORNIA, DE LA ASOCIACIÓN DE INGENIEROS CIVILES DE CALIFORNIA Y DEL MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MASSACHUSETTS, DE ESTADOS UNIDOS.
- 2. EL CONCRETO DEBE SER DE TIPO RESISTENTE Y DEBEN USARSE LOS MATERIALES DEB DEB INDICADOS EN EL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE CALIFORNIA, DE LA ASOCIACIÓN DE INGENIEROS CIVILES DE CALIFORNIA Y DEL MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MASSACHUSETTS, DE ESTADOS UNIDOS.

ACERO

- 1. EL ACERO DEBEN USARSE LOS MATERIALES DEB DEB INDICADOS EN EL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE CALIFORNIA, DE LA ASOCIACIÓN DE INGENIEROS CIVILES DE CALIFORNIA Y DEL MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MASSACHUSETTS, DE ESTADOS UNIDOS.
- 2. EL ACERO DEBEN USARSE LOS MATERIALES DEB DEB INDICADOS EN EL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE CALIFORNIA, DE LA ASOCIACIÓN DE INGENIEROS CIVILES DE CALIFORNIA Y DEL MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MASSACHUSETTS, DE ESTADOS UNIDOS.

NOTAS

1. VERIFICAR LAS DIMENSIONES DE LA OBRA CON LAS DIMENSIONES DEB DEB INDICADAS EN EL PLANO Y EN EL MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MASSACHUSETTS, DE ESTADOS UNIDOS.
2. VERIFICAR LAS DIMENSIONES DE LA OBRA CON LAS DIMENSIONES DEB DEB INDICADAS EN EL PLANO Y EN EL MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MASSACHUSETTS, DE ESTADOS UNIDOS.
3. VERIFICAR LAS DIMENSIONES DE LA OBRA CON LAS DIMENSIONES DEB DEB INDICADAS EN EL PLANO Y EN EL MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MASSACHUSETTS, DE ESTADOS UNIDOS.

SISMICIDAD ALTA

C. A. P. F. C. E.

INGENIEROS CIVILES

ESTRUCTURA DE CONCRETO U-3C ENTRE EJE 3 25m x 800m LOSAS ENTREPISO, AZOTEA, DET.

75

ESTRUC. TIPO

ESTRUC. TIPO

ESTRUC. TIPO

A N E X O II.

TRADE AJUSTA
CON 4-02182

TRADE INTERNO
CON 4-02182

PLANTA

ELEVACION

PLANTA

ELEVACION

ELEVACION

PLANTA

ELEVACION

CORDONAMIENTO TIPO
CON 4-02182

TAPA
PARA CORDONAMIENTO DEL CORDONAMIENTO
CON 4-02182

CORDONAMIENTO TIPO
DEL CORDONAMIENTO
CON 4-02182

TAPA
PARA CORDONAMIENTO DEL CORDONAMIENTO
DEL CORDONAMIENTO
CON 4-02182

ELEVACION LATERAL ELEVACION FRONTAL
POSTE
CON 4-02182

ELEVACION LATERAL ELEVACION FRONTAL
POSTE PLANTA BAJA
CON 4-02182

ANCLAJE MONTAJE
CON 4-02182

CONSTRUCTIVE U.S.	
ALTERNATE 3RD	PLANT 1
PLANT INDUSTRIAL	
E-700-067	

CALCULO DEL PESO DE LAS COLUMNAS O POSTES DE LA
PLANTA BAJA.

Del plano 1 de este Anexo, obtenemos los siguientes
datos:

PLACAS: Longitud = 2.681 Mts. lámina de 7/16"

peso de 2 placas = 2.681Mts. X 26.13Kg/ml.X2= 140.10 Kg.

CANALES: Longitud = 2.701 Mts. lámina de 5/16"

peso de 2 canales = 2.701 Mts. X 11.86Kg/ml.X2= 64.281Kg.

PLACA BASE: Dimensiones = 0.30 X 0.30Mts.X 3/4"

peso placa base = 0.30Ml.X 45.0 Kg/ml. = 13.5 Kg.

PESO TOTAL COLUMNA DE PLANTA BAJA: 217.881Kg.
=====

CALCULO DEL PESO DE LAS COLUMNAS O POSTES DEL 1er.
NIVEL Y 2do. NIVEL:

Del Plano 1 de este Anexo, se obtienen los
siguientes datos:

PLACAS: Longitud = 2.67 Mts.

lámina 5/16" = 0.30 Mts.; W = 18.80 Kg/ml.

peso de 2 placas = 2.65 M.X18.80 Kg/ml.X2 = 99.64 Kg.
=====

CANALES: Desarrollo canal = .204 Mts.

lámina de 1/4"; W = 10.15 Kg/ml.

peso 2 canales = 2.57 M. X 10.15 Kg/ml. X 2 = 52.171Kg.

PLACAS DE REFUERZO: Dimensiones: 0.08M. X 0.5M. X 1/4"

peso 2 placas = 4.10 Kg/ml. X 0.5ml. X 2 = 4.10 Kg.

PESO TOTAL COLUMNAS 1er NIVEL y 2o. NIVEL: 155.911Kg.

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA

ESTRUCTURA U-3C

ESPECIFICACION

PRECIO UNITARIO DE ESTRUCTURA
METALICA.- INCLUYE MONTAJE

FECHA

Julio/83
UNIDAD

Kg.

MATERIALES	CANT.	U.	PRECIO	IMPORTE
Acero estructural	1	Kg.	35.00	35.00
Merma (10%)	0.10	Kg.	35.00	3.50
Soldadura (2.5%)	0.025	Kg.	35.00	0.87
Pintura (25 gr/Kg.)	0.025	Kg.	35.00	0.87
COSTO DE MATERIALES:				\$ 40.24

MANTO DE OBRA

RENDIM.

U.

SALARIO

IMPORTE

Trazo y plantilla	1	Kg.	5.00	5.00
Corte c/soplete y armado	1	Kg.	4.50	4.50
Soldadura	1	Kg.	3.25	3.25
Pintura	1	Kg.	2.00	2.00
Montaje	1	Kg.	7.30	7.30
COSTO OBRA DE MANO:				\$ 22.05

EQUIPO Y HERRAMIENTA

--	--	--	--	--

OBSERVACIONES:

COSTO DIRECTO

\$ 62.29

INDIRECTOS Y

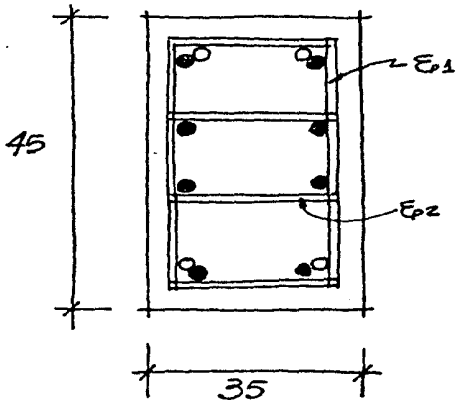
UTILIDAD 30%

\$ 18.68

PRECIO UNITARIO

\$ 80.97

GENERADORES DE COLUMNA PREFABRICADA DE CONCRETO ARMADO.



● 8 N°6
 ○ 4 N°8
 E0 N°3 @ 25 cms

Nº DE ESTRIBOS = 29 pzas.

a) ACERO DE REFUERZO:

$$E_1 = 0.4 \times 2 + 0.3 \times 2 + 0.10 = 1.50 \text{ Mts.}$$

$$E_2 = 0.30 \times 2 + 0.3 \times 2 + 0.10 = 1.00 \text{ Mts.}$$

$$E_1 = 29 \text{ pzas.} \times 1.50 \text{ m.} \times 0.557 \text{ Kg.} = 24.23 \text{ Kg.}$$

$$E_2 = 29 \text{ pzas.} \times 1.00 \text{ m.} \times 0.557 \text{ Kg.} = 16.15 \text{ Kg.}$$

$$8 \text{ va} \times 3.11 \times 2.25 = 55.98 \text{ Kg.}$$

$$4 \text{ va} \times 3.11 \times 3.975 = 16.15 \text{ Kg.}$$

$$\text{Total} = 24.23 + 16.16 + 55.98 + 16.15 = 145.81 \text{ Kg./nivel.}$$

$$\text{As total columna de 3 niveles} = 145.81 \times 3 =$$

$$= 437.43 \text{ Kg.}$$

b. CONCRETO:

$$F'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Vol} = 0.45 \times 0.35 \times 12.70 = 2.00 \text{ M}^3.$$

c. ACCESORIOS:

Armado de Ménsula Doble.

$$2\text{vs de } 0.85\#(8) \times 3.975 = 6.75 \text{ Kg.}$$

$$1\text{v de } 2.30\#(3) \times 0.557 = 3.84 \text{ Kg.}$$

$$1\text{v de } 2.20\#(3) \times 0.557 = 3.67 \text{ Kg.}$$

$$1\text{v de } 2.10\#(3) \times 0.557 = 3.51 \text{ Kg.}$$

$$2\text{vs de } 1.20\#(3) \times 0.557 = 4.01 \text{ Kg.}$$

$$1\text{v de } 2.00\#(3) \times 0.557 = 1.11 \text{ Kg.}$$

$$2 \text{ Placas de } 30 \times 22 = 8.13 \text{ Kg.} \times 2 \text{ Placas.}$$

$$\text{PESO DEL ARMADO DE LA MENSULA DOBLE} = 22.89 \text{ Kg.}$$

Ver croquis de Ménsula doble al final del análisis.

$$\text{\$ Varilla: } 22.89 \text{ Kg.} \times 18.23 = \text{\$ } 417.51$$

$$\text{\$ Placa: } 2 \times 8.13 \text{ Kg.} \times \text{\$ } 27.49 = \text{\$ } 446.98$$

$$\text{Costo de Ménsula doble: } \text{\$ } 417.51 + \text{\$ } 446.98 = \text{\$ } 864.49$$

Armado de Ménsula sencilla:

$$3\text{vs de } 1.55\#(8) \times 3.975 = 18.48$$

$$1\text{v de } 1.55\#(2.5) \times 0.384 = 0.59$$

$$2\text{vs de } 0.85\#(4) \times 1.00 = 1.70$$

$$1v \text{ de } 2.80\#(4) \times 1.00 = 2.80$$

$$1v \text{ de } 2.70\#(4) \times 1.00 = 2.70$$

$$1v \text{ de } 2.60\#(4) \times 1.00 = 2.60$$

$$2vs \text{ de } 3.40\#(6) \times 2.25 = 15.30$$

Peso del Armado de la Ménsula sencilla = 44.17 Kg.

$$3 \text{ Placas de } 30 \times 22 = 8.13 \text{ Kg. } \times 3 \text{ Placas.}$$

$$\$ \text{ Varilla} = 44.17 \text{ Kg. } \times 18.24 = \$ 805.66$$

$$\$ \text{ Placa} = 3 \times 8.13 \times 27.49 = \$ 670.48$$

$$\text{Costo Ménsula sencilla: } 805.55 + 670.48$$

$$= \$ 1476.14$$

Ver Croquis de Ménsula sencilla al final del análisis.

Ménsula a colocar en obra:

$$2 \text{ Angulos de } 3" \times 3" \times 5/8" \text{ de } 25 \text{ cms. de largo.}$$

$$\text{Costo del ángulo de } 3" \times 3" \times 5/8" = \$ 469.70/ml.$$

$$2 \text{ Angulos de } 3" \times 3" \times 5/8" \text{ de } 25 \text{ cms.} = \$ 234.85$$

$$2 \text{ placas de } 5/8" \text{ de } 0.445 \text{ M}^2.$$

$$\text{Costo de Placa de } 5/8" / \text{M}^2 = \$ 2369.88$$

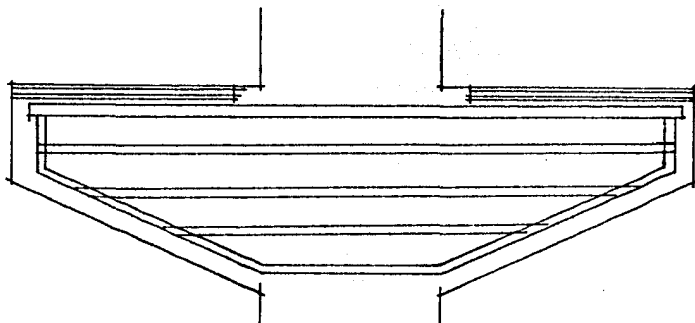
$$2 \text{ Placas de } 0.045 \text{M}^2 \text{ c/u} = \$ 213.28$$

$$\text{Costo de Ménsula en obra: } \$234.85 + \$ 213.28$$

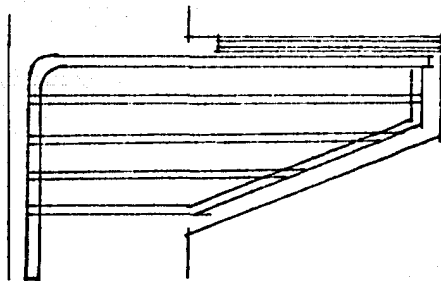
$$= \$ 448.13$$

Costo por nivel = Costo Ménsula Doble + Costo de Ménsula
Sencilla + Costo de Ménsula en obra.

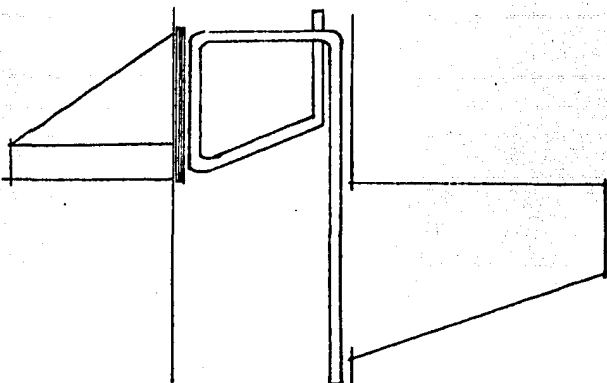
costo por nivel = \$ 2788.76



CROQUIS DE MENSULA DOBLE

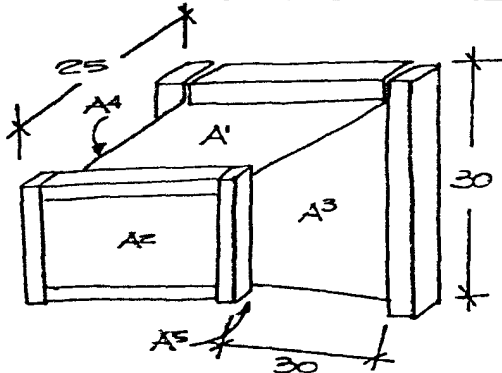


CROQUIS DE MENSULA SENCILLA



CROQUIS DE MENSULA EN OBRA

COSTO DE CIMBRA PARA LAS MENSULAS (DE MADERA).



barrote: 2X4: \$ 57.28/ml.

triplay: 1/4" \$ 285.00 M2

clavo : \$ 32.76/Kg.

a) MENSULAS: (Area de Contacto).

$$A1: 0.25 \times 0.30 = 0.075$$

A2:

$$A3: \frac{0.15 + 0.30}{2} \times 0.25 = 0.056$$

$$A4 = A3 = 0.056$$

$$A5 = 0.30 \times 0.30 = \underline{0.090} \quad \text{Desp.}$$

$$A_t/\text{ménsula} = 0.277 \text{M}^2 / \text{Triplay} \times 1.20 = 0.332 \text{M}^2$$

$$0.20 \times 2 + 2 + 0.35 \times 2 + 0.35 + 0.35 \times 2 = 2.5 \text{ml} / \text{barrote} \times 1.20 = 3.0 \text{ML.}$$

ESTIMADO: 200 gr. de clavo.

$$\text{Triplay: } 0.322 \times \$ 285.00 = \$ 91.77$$

$$\text{Barrote: } 3.0 \times \$ 57.28 = \$ 171.84$$

$$\text{Clavo: } 0.20 \times \$ 32.76 = \underline{\$ 6.55}$$

$$\underline{\$ 270.16}$$

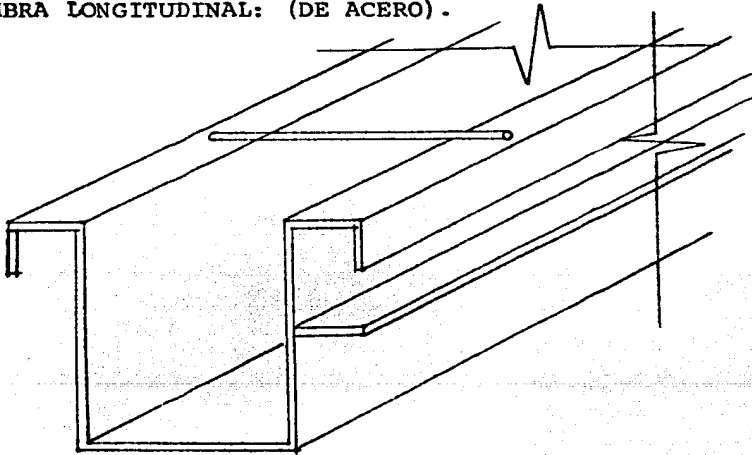
No. de Usos: 8 usos

$$\text{Costo cimbra/ménsula/uso} = \frac{\$ 270.16}{8} = \$ 33.77$$

No. de ménsulas por columna: 9 Pzas.

$$\text{Costo cimbra/uso} = \$ 33.77 \times 9 = \$ 303.93$$

CIMBRA LONGITUDINAL: (DE ACERO).



CROQUIS DEL MOLDE

Longitud: 12.70 Mts.

Longitud de desarrollo = 1.65 Mts.

Costo/10' de molde:

2 Placas de 3' = $0.914 \times 2 = 1.83$ Mts.

1.83 Mts. - 1.65 Mts. = 0.18 Mts.

∴ Sobrante del molde = 0.18 Mts.

DESPERDICIO:

Area de desperdicio = 0.0396

por 10' de largo = $\frac{0.0396}{3.05} = 0.013$ Mts. X 10'

PESO DE LA PLACA DE 3'X20'X16" = 104 Kg.

	M X PIES	PESO	C.U.	IMPORTE
MOLDE	1.65 X 10	187.54	80.97	15,185.11
ATIESADORES	0.167X 10	18.98	80.97	1,536.81
DESPERDICIO	0.013X 10	1.48	35.00	51.80

T O T A L E S: 1.83 X 10' 208.00 16,773.72

=====

CONSIDERANDO 200 USOS.

$\frac{\$ 16,773.72}{200} = \$ 83.86/10'$ de molde.

Costo/ml. = $\frac{83.86}{3.05} = \$ 27.49/ml.$

NOTA: Los Separadores serán de desperdicios de varilla.

CIMBRA TRANSVERSAL: (MADERA)

1 Tapa de 0.45 X 0.35 Mts. = 0.1575 M²

costo de la madera = \$ 22.31/M²

costo de la tapa = \$ 3.51

		ELEMENTO: COLUMNA		OBRA: U-3C - PREFABRICADO	
O.T.:		CANT. PZAS.: 24		N° PZAS./BANCO:	
PRESFUERZO: NO		CARGA UTIL: kg/m		FECHA: Julio/82	
MATERIAL DE CONSUMO	UNIDAD	DESP.	CANTIDAD	C. U.	IMPORTE
ACERO DE REFUERZO	KG.	3%	437.70	11.60	5,229.64
ALAMBRE RECOCCIDO 5 %	KG		21.88	28.00	631.02
ACERO DE PRESFUERZO	KG.		--	--	--
PUNTAS DE RECOBRO 5 %	KG.		--	--	--
POLIDUCTO	M.L.		--	--	--
ACCESORIOS <small>manchuela</small>	PZA.		3	2788.76	8,366.28
CONCRETO $f'c = 200$ kg/cm ²	M ³	1%	2.0	1683.43	3,366.86
MALLA	M ²		--	--	--
MADERA	USO		1	303.93	303.93
DUCTO ENGARCOLADO	M.L.		7.20	44.00	316.80
MATERIALES INDIRECTOS	%	10		18214.53	1,821.45
SUMA (1)					20,035.98
MATERIALES DEPRECIABLES	UNIDAD				
CIMBRA LONGITUDINAL	M.L.		12.70	27.49	349.12
CIMBRA TRANSVERSAL	M.L.		0.1575	22.31	3.51
LONAS	USO				
SUMA (2)					352.63
MANO DE OBRA DIRECTA	UNIDAD		CANTIDAD		
DESTAJE DE ACERO DE RFZO.	KG.		437.70	6.64	2,906.32
ACERO DE PRESFUERZO	CABLE		--	--	--
COLOCACION DE POLIDUCTO	M.L.		--	--	--
CIMBRADO Y DESCIMBRADO	PZA.		3	60.00	180.00
COLADO	M ³		2.0	461.13	922.26
ACABADO	M ²		4.44	3.43	15.22
COLOCACION DE MALLA	M ²		--	--	--
ACCESORIOS	PZA.		3	20.00	60.00
COLOCACION DE DUCTO ENGARG.	M.L.		7.20	4.09	29.45
LONAS	PZA.		1	47.04	47.04
PRESTACION A DESTAJISTAS	%		0.5	4160.00	20.80
SUMA (3)					4,180.80
MANO DE OBRA INDIRECTA	UNIDAD				
MANTTO, COLADO, TALLER, LABORATORIO, OPERADORES, ETC.	M ³		2.0	614.60	1,229.20
MANDO INTERMEDIO.	%				
SUMA (4)					1,229.20
EQUIPO	CONCEPTO		UNID. CANT.		
TENSADO, TECA, DRAGALINA, MONTACARGAS, PORTICOS, VIERADORES, CALDERA Y EQUIPO IND.	COMBUSTIBLE DEPRECIACION.		M ³ 2.0	1,500.00	3,000.00
SUMA (5)					3,000.00
SUMA (6)					28,798.61
COSTO DIRECTO (1+2+3+4+5)					28,798.61
INDIRECTOS Y UTILIDAD					15,551.25
PRECIO UNITARIO					\$ 44,349.86

OBTENCION DEL COSTO DE MONTAJE DE LAS COLUMNAS DE CONCRETO PREFABRICADO.

Para llevar a cabo el montaje de las columnas de concreto prefabricado, necesitaremos de los siguientes conceptos: una grúa, un topógrafo con equipo y una cuadrilla de gente para recibir los elementos en su lugar de finitivo.

Para evaluar el costo total de montaje por pieza, obtendremos los costos de cada uno de los conceptos antes mencionados.

a) GRUA.

En base a que una columna tiene un peso aproximado de 5 toneladas, y una altura aproximada de 130 Mts., utilizaremos una grúa de 20 toneladas de capacidad.

Costo horario de una grúa de 20 toneladas de capacidad, con operador = \$ 3,520.00

El rendimiento aproximado desde levantar la columna hasta que se puede soltar, en su lugar, es de 16 -- piezas por día de 8 horas.

El edificio consta de 24 columnas, por lo que en menos de 2 días podemos colocarlas. El tiempo restante no es perdido ya que la grúa comenzará a montar traveses; el tiempo perdido se verá después de que termine de montar traveses; ese tiempo, mas el de transporte y retiro de la máquina se prorrateará proporcionalmente entre todas las piezas.

Por lo tanto:

• Tiempo efectivo de montaje en columnas = 12Hrs.

Costo horario grúa con operador = \$ 3,520.00

Costo de montaje-grúa en columnas= \$42,240.00

b) TOPOGRAFO CON EQUIPO.

La cuadrilla de topografía que necesitamos deberá conformarse por un ingeniero Topógrafo y al menos 2 ayudantes.

EVALUANDO:

Salario diario de topógrafo con equipo = \$ 1,800.00

Salario de ayudante de Topógrafo = \$ 850.00

Por lo tanto:

Salario diario de la cuadrilla = \$ 3,500.00

La máquina levanta todas las columnas en -----

1.5 días. ∴

costo de topografía en columnas = \$ 5,250.00

c) CUADRILLA COMPLEMENTARIA.

Esta cuadrilla se encargará de calzar las columnas dentro del candelero, además de colocar los tensores con que sujetaremos la columna mientras ésta se sostiene por sí misma.

La cuadrilla estará formada por 4 personas, 2 oficiales y 2 peones.

EVALUANDO:

Salario real diario de oficial = \$ 802.86

Salario real diario de peón = \$ 564.20

Por lo tanto:

Salario diario de la cuadrilla = \$2734.12

En este caso solamente se estimará 1.5 días, ya -- que terminando esta labor se les podrá utilizar en otras.

Costo de la cuadrilla complementaria = \$ 4,101.18

Para evaluar el costo total, tendremos que analizar -- el costo de las traves y así poder cuantificar el tiempo perdido y prorratearlo entre todas las piezas.

Con todos estos datos anteriormente obtenidos, podemos integrar un costo del montaje de columnas de concreto prefabricado.

Costo de la grúa = \$ 42,240.00

Costo de topografía = \$ 5,250.00

Costo de la cuadrilla complementaria = \$ 4,101.18

Costo integrado = \$ 51,591.18

No. de piezas = 24

Costo integrado/columna = \$ 2,149.63

Costo tiempo perdido/columna = \$ 121.38

Costo unitario de montaje en columnas = \$ 2,271.01

A N E X O III

CALCULO DEL PESO TRABE DE ENTREPISO. EJES (1) a (12).

Del plano 1 de este Anexo se obtienen los siguientes datos:

PLACAS DE COSTADOS: Longitud = 10.65 mts.

lámina de 1/4"; para ancho = 45cms.; w = 22.77Kg/ml.

PESO PLACA = 10.65M. X 22.77Kg/ml. = 242.500Kg.

PESO 2 PLACAS = 2 X 242.5Kg. = 485.0Kg.

CANALES TAPA:

Canal Superior.- Lámina No. 10; Longitud = 6.56 mts.

Desarrollo de la sección; = 20.5cms.

Peso lámina No. 10 = 27.483 Kg/m².

∴ peso canal = $27.483 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 0.205\text{M} \times 6.56\text{M} = \underline{\underline{36.959\text{Kg.}}}$

Canal Superior.- Lámina de 1/4" - Longitud = 3.0Mts.

Desarrollo de la sección = 20.5cm.; w = 10.22 Kg/ml.

Peso canal = 10.22Kg/ml. X 3.0Mts. = 30.66Kg.

Canal Inferior y Tapas Extremas.-

Lámina de 1/4"; Longitud = 11.55 mts

Desarrollo de la sección = 20.5cms.; w = 10.22Kg/ml.

Peso canal = 11.55 Mts. X 10.22 Kg/ml. = 118.041Kg.

PLACAS DE REFUERZO: Lámina 1/4"

Dimensiones: 0.80 Mts. X 1.0 Mts. X 3/8"

Peso/placa = 59.0 Kg.

Total de placas de refuerzo = 4 Placas

Peso total de placas = 236.0 Kg.CANALES DE REFUERZO EN NUDOS: Lámina 1/4"

Desarrollo sección = 19.8 Cms.

Peso canal/ml. = 9.5 Kg/ml.

Peso canal = 9.5 Kg/ml. X 0.45 ml. = 4.275 Kg.

Peso 4 canales = 4 X 4.275 Kg. = 17.10 Kg.PLACAS DE REFUERZO EN NUDOS: Lámina 1/4"

Dimensiones: 8 cm. X 10 cm. X 1/4"

Peso/placa = 4.10 Kg/ml. X 0.10 Mts. = 0.41 Kg.

Peso 4 placas = 1.64 Kg.PLACAS DE REFUERZO EN NUDOS: Lámina No. 10.

Dimensiones: 5 cms. X 20 cms.

Peso/placa = 27.483 Kg/m² X 0.01 M² = 0.274 Kg.Peso 4 placas = 1.096 Kg.

PLACAS DE RESPALDO: Lámina 1/4"

Dimensiones = 33 cm. x 10 cm.

Peso/placa = 16.44 Kg/ml. x 0.10 ml. = 1.644 Kg.

Peso 2 Placas = 3.288 Kg.

ATIESADORES EN NUDOS: Lámina 5/4"

Dimensiones = 10.7 cm. x 26.0 cm.

Peso/atiesador = 16.1 Kg./ml. x 0.26 m. = 4.186 Kg.

Peso 4 atiesadores = 16.744 Kg.

PESO TOTAL TRABE DE ENTREPISO = 946.528 Kg.

EJES (1 A 12)

CALCULO DEL PESO DE LA TRABE DE AZOTEA.

EJES (1) a (12).

Del Plano 1 de este Anexo, se obtienen los siguientes datos:

$$\text{COSTADOS: Peralte Medio: } \frac{45+32.80}{2} = \underline{38.9 \text{ cms.}}$$

$$\text{Peso/ml.} = 14.65 \text{ Kg.}$$

$$\text{Longitud} = 8.0+2.10+2.10 = 12.20\text{ml}$$

$$\therefore 2 \text{ Costados} \times 12.20 \text{ ml.} \times 14.65 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{PESO COSTADOS: } \underline{357.46\text{Kg.}}$$

CANALES TAPA SUPERIORES:

$$\text{Canal lam. No. 10} = 5.74\text{m.} + 1.64\text{ml.} = \underline{7.38\text{ml.}}$$

$$\text{Canal lam. } 3/16" = 2\text{m.} + 2\text{m.} = \underline{4\text{ml.}}$$

$$\text{Desarrollo sección transversal} = 11+4.4+4.4 = \underline{19.8\text{cms.}}$$

$$\text{Dato: Peso lam. No. 10} = 27.483 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso lam. } 3/16" = 7.39 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Peso canal lam. No.10} = 27.483 \text{ Kg/m}^2 \times 0.198\text{ml.} \times 7.38\text{ml} =$$

$$\underline{40.159 \text{ Kg.}}$$

$$\text{Peso canal lam. } 3/16" = 4.0\text{ml.} \times 7.39 \text{ Kg/ml.} =$$

$$\underline{29.59 \text{ Kg.}}$$

CANALES TAPA INFERIOR:

$$\begin{aligned} \text{Long. canal lam. } 3/16'' &= 0.82 \times 2 + 1.0 \times 4 + 5.74 = \\ &= 1.64 + 4.0 + 5.74 = \\ &= 11.38 \text{ ml.} \end{aligned}$$

Peso lam. 3/16" = 7.39 Kg/ml. para un
desarrollo de 19.8 cms.

$$\text{Peso canal inferior} = 7.39 \text{ Kg/ml.} \times 11.38 \text{ ml.} = \underline{\underline{84.098 \text{ Kg.}}}$$

TAPAS: CANAL LAM. 3/16''

$$\text{Ancho: } 11 \text{ cms.} + 4.4 \text{ cms.} + 4.4 \text{ cms.} = 19.8 \text{ cm.}$$

$$\text{Longitud: } 0.328 \text{ ml.}$$

$$\text{Peso canal lam. } 3/16'' = 7.39 \text{ Kg/ml. para } 19.8 \text{ cms.}$$

$$2 \text{ Tapas} \times 0.328 \times 7.39 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Peso tapas} = \underline{\underline{4.847 \text{ Kg.}}}$$

CANALES DE REFUERZO EN EL NUDO:

$$\text{Peralte en el nudo} = 37 \text{ cms.}$$

$$\text{Desarrollo de la sección} = 11 + 4.7 + 4.7 = 20.4 \text{ cms.}$$

$$\text{Canal lam. } 1/4'': 10.16 \text{ Kg/ml.}$$

$$4 \text{ canales} \times 10.16 \text{ Kg/ml.} \times 0.37 \text{ ml.}$$

$$\text{Peso canales refuerzo} = \underline{\underline{15.036 \text{ Kg.}}}$$

ATIESADORES:

Medidas: 11.0 cms. X 25.7 cms. X 3/8"

Peso lam. 3/8" = 8.24 Kg/ml. para 11.0 cms.

4 atiesadores X 8.24 Kg/ml. X 0.25 ml. =

Peso atiesadores =

8.470 Kg.

PLACAS DE RESPALDO:

Ancho = 10.0 cms.

Largo = 45.0 cms. - 2 X 4.4 =

36.2 cms.

Peso lam. 3/16" = 3.77 Kg/ml. para 10.0 cms.

Peso placas respaldo = 0.362 M. X 3.77 Kg/ml. X 2 placas

Peso placas respaldo =

2.729 Kg.

PESO TOTAL DE TRABE DE AZOTEA

(EJES (1) a (12) =

542.389 Kg.

**CALCULO DEL PESO DE TRABE DE CERRAMIENTO DE
ENTREPISO Y AZOTEA. (EJES A Y B).**

Del plano 1 de este Anexo, obtenemos los siguientes
datos:

CERRAMIENTO TIPO.PLACAS DE COSTADOS:

Lámina No. 11 : $W = 24.412 \text{ Kg/m}^2$.

Peso 2 placas = $24.412 \text{ Kg/m}^2 \times 0.367 \text{ m.} \times 3.12 =$

55.905 Kg.

CANAL SUPERIOR Y LAMINA INFERIOR:

Lámina No. 11: $W = 24.412 \text{ Kg/m}^2$.

Peso = $0.148\text{m.} \times 2.804\text{m.} \times 24.412 \text{ Kg/m}^2$.

+ $.10\text{m.} \times 0.158\text{m.} \times 24.412 \text{ Kg/m}^2 \times 2$

+ $0.10\text{m.} \times 3.12 \text{ m.} \times 24.412 \text{ Kg/m}^2 =$ 18.518 Kg.

PLACAS DE APOYO.-

Lámina 5/16": $W = 22.5 \text{ Kg/ml.}$ para 36.1 cm. de peralte.

Peso 2 placas = $22.5 \text{ Kg/ml.} \times 0.094\text{ml.} \times 2 =$ 4.23 Kg.

PESO TOTAL TRABE DE CERRAMIENTO TIPO PARA

ENTREPISO Y AZOTEA (EJES A Y B) = 78.653 Kg.

CALCULO DEL PESO DE TAPA PARA CERRAMIENTO DE
ENTREPISO.

Del Plano 1. de este Anexo:

Lámina No. 11 $W = 24.412 \text{ Kg/m}^2$.

Desarrollo sección = 0.232 Mts.

Longitud = 2.962 Mts.

Peso Tapa = $0.232 \text{ m.} \times 2.804\text{m.} \times 24.412 \text{ Kg/m}^2 = \underline{15.88\text{Kg.}}$

Por lo tanto:

PESO TRABE DE CERRAMIENTO EN ENTREPISO= 94.533 Kg.
=====

PESO TRABE DE CERRAMIENTO EN AZOTEA: = 78.653 Kg.
=====

(EJES A Y B)

CALCULO DEL PESO DE LA TRABE DE CERRAMIENTO

PARA ENTRE-EJE ESCALERA.

(VER PLANO 1 DE ESTE ANEXO).

AZOTEA:

PLACAS DE COSTADOS: Longitud = 3.88 Mts. Peralte 0.367 Mts.

Lámina No. 10; $W = 27.483 \text{ Kg/m}^2$

Peso 2 placas = $3.88 \text{ m.} \times 0.367 \times 27.483 \text{ Kg/m}^2 \times 2 =$

78.269 Kg.

CANAL SUPERIOR Y LAMINA INFERIOR:

Lámina No. 10 ; $W = 27.483 \text{ Kg/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{Peso} &= 0.121 \text{ m.} \times 3.564 \text{ m.} \times 27.483 \text{ Kg/m}^2 \\ &+ 0,1 \text{ m.} \times 0.158 \text{ m.} \times 27.483 \text{ Kg/m}^2 \times 2 \\ &+ 0.1 \text{ m.} \times 3.880 \text{ m.} \times 27.483 \text{ Kg/m}^2 = \quad \underline{\underline{23.383 \text{ Kg.}}} \end{aligned}$$

PESO TOTAL TRABE DE CERRAMIENTO DE ENTRE-EJE

DE ESCALERA PARA AZOTEA: =

101.652 Kg.

ENTREPISO:

Peso trabe tipo = 101.652 Kg.

Tapa para cerramiento entrepiso.

Lámina No. 11 $W = 24.412 \text{ Kg/m}^2$

Desarrollo sección = 0.232 m. Longitud = 3.880 Mts.

Peso tapa = $0.232 \text{ m.} \times 3.88 \times 24.412 \text{ Kg/m}^2 = \underline{\underline{21.974 \text{ Kg.}}}$

PESO TOTAL CERRAMIENTO DE ENTREPISO PARA ESCALERA: =

123.626 Kg.

DE LO ANTERIOR:

Peso total trabes de entrepiso = 946.528 Kg.X24 pzas.
= 22 716.672 Kg.

Peso total trabes de cerramien
to de entrepiso = 94.533 Kg.X40 pzas.
= 3781.32 Kg.

Peso total trabes de azotea = 542.389 Kg.X12 pzas.
= 6508.668 Kg.

Peso total trabes de cerramiento = 78.653 Kg.X20 pzas.
de azotea = 1573.060 Kg.

Peso total trabes de cerramiento de = 123.626 Kg.X4 pzas.
entrepiso en entre-ejes de escalera = 494.504 Kg.

Peso total trabes de cerramiento de = 101.652 Kg.X2 pzas.
azotea en entre-eje de escalera = 203.304 Kg.

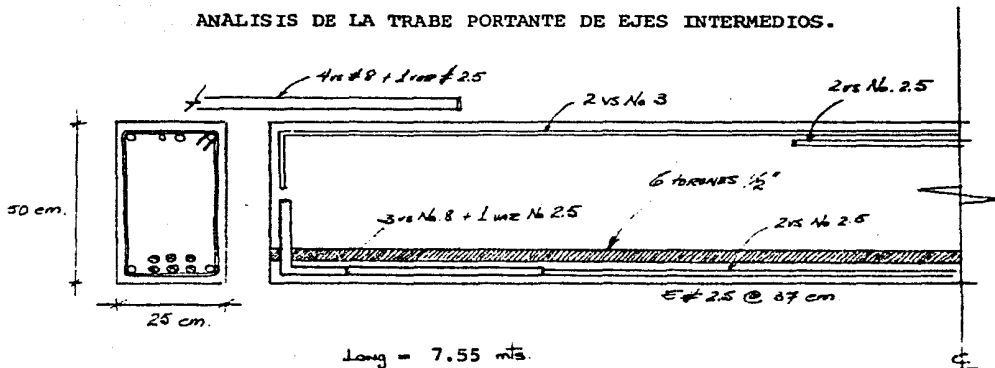
POR LO TANTO:

PESO TOTAL TRABES METALICAS DE

LA ESTRUCTURA: = 35 277.528 Kg.
=====

GENERADORES PARA OBTENER EL COSTO UNITARIO DE LAS
TRABES DE CONCRETO PREFABRICADO

ANALISIS DE LA TRABE PORTANTE DE EJES INTERMEDIOS.



CROQUIS DE LA TRABE

a. ACERO DE REFUERZO:

4 vs. de 3.00 mts. del No. 8 (3.975 Kg/ml)	= 47.7 Kg.
1 vs. de 3.00 mts. del No. 2.5 (0.384 Kg/ml)	= 1.15Kg.
4 vs. de 7.85 mts. del No. 3 (0.557 Kg/ml)	= 17.48Kg.
6 vs. de 2.30 mts. del No. 8 (3.975 Kg/ml)	= 54.85Kg.
2 vs. de 2.00 mts. del No. 2.5 (0.384 Kg/ml)	= 1.54Kg.
2 vs. de 2.30 mts. del No. 2.5 (0.384 Kg/ml)	= 1.76Kg.
21 es. de 1.40 mts. del No. 2.5 (0.384 Kg/ml)	= 11.29Kg.
Suma total del Acero de Refuerzo: = 135.77 Kg.	

b. ACERO DE PRESFUERZO:

6 Torones de 7.60 mts. de 1/2" (1 Kg./ml)

Suma total del Acero de Presfuerzo = 45.60 Kg.

c. ACCESORIOS:

2 placas de 22 X 30 cms. de 5/8".

Peso de 1 placa = 8.13 Kg.

Costo de la placa = \$19.25/Kg.

Costo de una placa = 8.13 Kg. X \$ 19.25/Kg.

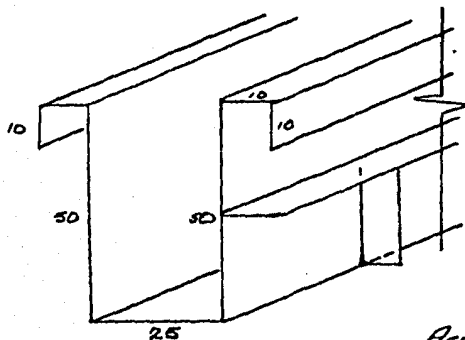
= \$ 156.50

d. CONCRETO:

Resistencia $f'_c = 350 \text{ Kg./cm}^2$.

Volúmen = $7.55 \times 0.50 \times 0.25 = 0.95 \text{ m}^3$.

e. CIMBRA LONGITUDINAL: (De Acero).



LONG. = 7.55 mts.
LONG. desarrollo = 1.65 m.

ACOFUNCIONES EN CM.

CROQUIS DEL MOLDE

LONGITUD = 7.55 Mts.

LONGITUD DE DESARROLLO = $10+10+50+25+50+10+10$ -
= 165 Cms.

COSTO/Ml. = \$ 27.49

Ver análisis de Costo en el Anexo II, en Cimbra Longitudinal de columnas de concreto prefabricado.

f. CIMBRA TRANSVERSAL: (DE MADERA).

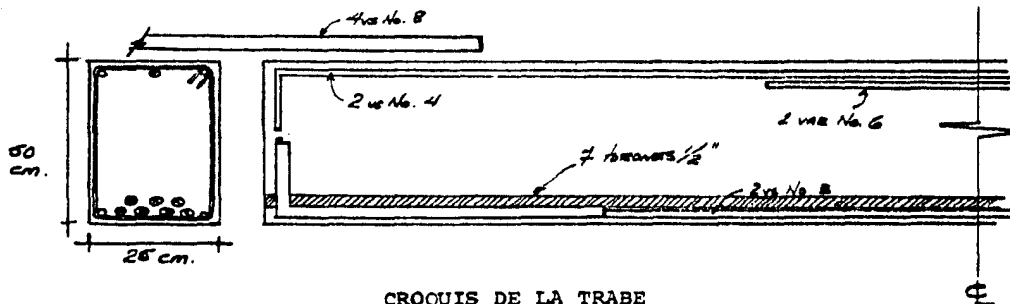
1 Tapa de 0.25 X 0.50 Mts. = 0.125 M^2

Costo de la madera = \$ 2231/M².

Costo de la tapa = \$ 2.78.

		ELEMENTO: TRABAJO 7.60 INTERMEDIA		OBRA: U-3C PREFABRICADA		
O.T.:		CANT. PZAS.:		Nº PZAS./BANCO:		
PRESFUERZO: si		CARGA UTIL: kg/m		FECHA: Julio/82		
MATERIAL DE CONSUMO		UNIDAD	DEGR.	CANTIDAD	C. U.	IMPORTE
ACERO DE REFUERZO		KG.	3%	135.77	11.60	1,574.73
ALAMBRE RECOCIDO 5%		KG.	--	6.78	28.00	189.84
ACERO DE PRESFUERZO		KG.	16%	45.6	44.45	2,059.35
PUNTAS DE RECORRO 5%		KG.	--	--	2,059.35	102.96
POLIDUCTO		M.L.	--	--	--	--
ACCESORIOS Placa		PZA.	--	2	156.50	313.00
CONCRETO f'c = 350 kg/cm ²		M ³	1%	0.95	2,492.00	2,391.07
MALLA		M ²	--	--	--	--
MADERA		USO	--	--	--	--
DUCTO ENGARGOLADO		M.L.	--	--	--	--
MATERIALES INDIRECTOS		%	10		5,631.15	663.11
SUMA (1)						7,294.26
MATERIALES DEPRECIABLES		UNIDAD				
CIMBRA LONGITUDINAL		M.L.		7.60	27.49	208.92
CIMBRA TRANSVERSAL		M.L.	M ²	0.125	22.31	2.78
LONAS		USO				
SUMA (2)						211.70
MANO DE OBRA DIRECTA		UNIDAD		CANTIDAD		
RETAJO DE ACERO DE RFZO.		KG.		135.77	6.64	901.51
ACERO DE PRESFUERZO		CABLE		6	15.00	90.00
COLOCACION DE POLIDUCTO		M.L.		--	--	--
CIMBRADO Y DESCIMBRADO		PZA.		--	--	--
COLADO		M ³		0.96	461.13	438.07
ACABADO		M ²		1.90	3.43	6.51
COLOCACION DE MALLA		M ²		--	--	--
ACCESORIOS		PZA.		2	67.02	134.14
COLOCACION DE DUCTO ENGARG.		M.L.		--	--	--
LONAS		PZA.		1	28.14	28.14
PRESTACION A DESTAJIAS		%		0.5	1521.55	7.60
SUMA (3)						1605.97
MANO DE OBRA INDIRECTA		UNIDAD				
MANTTO, COLADO, TALLER, LABORATORIO, OPERADORES, ETC.		M ³		0.95	1014.50	963.78
MANO INTERMEDIO		%				
SUMA (4)						963.78
EQUIPO		CONCEPTO	UNID. CANT.			
TENSADO, TEKA, DRAGALINA, MONTACARGAS, PORTICOS, VIBRADORES, CALDERA Y EQUIPO IND.		COMBUSTIBLE DEPRECIACION.	M ³	0.95	1500.00	1425.00
SUMA (5)						1425.00
COSTO DIRECTO (1+2+3+4+5)						11500.64
INDIRECTOS Y UTILIDAD (54)						6210.34
PRECIO UNITARIO						17710.98

ANALISIS DE LA TRABE PORTANTE DE EJES DE ESCALERA.



CROQUIS DE LA TRABE

a) ACERO DE REFUERZO.

4 vs. de 3.00 Mts. del No. 8 (3.975 Kg/ml) =	47.70 Kg.
2 vs. de 7.85 Mts. del No. 4 (1.00 Kg/ml) =	15.70 Kg.
2 vs. de 7.85 Mts. del No. 3 (0.557 Kg/ml) =	8.74 Kg.
6 vs. de 2.00 Mts. del No. 8 (3.975 Kg/ml) =	54.85 Kg.
1 vs. de 2.00 Mts. del No. 6 (2.25 Kg/ml) =	4.50 Kg.
2 vs. de 2.30 Mts. del No. 2.5 (0.384 Kg/ml) =	1.76 Kg.
21 es. de 1.40 Mts. del No. 2.5 (0.384 Kg/ml) =	11.29 Kg.
SUMA TOTAL DEL ACERO DE REFUERZO =	144.54 Kg.

b) ACERO DE PRESFUERZO:

4 torones de 7.60 Mts. de 1/2" (1 Kg/ml).

SUMA TOTAL DEL ACERO DE PRESFUERZO = 30.40 Kg.

c. ACCESORIOS.

2 Placas de 22X30 cms. de 5/8"

Peso de 1 placa = 8.13 Kg.

Costo de placa de acero = \$ 19.25 Kg.

Costo de una placa = 8.13 Kg.X \$ 19.25/Kg.
= \$ 156.50

d) CONCRETO:

Resistencia $f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$

Volúmen = 7.55 X 0.50 X 0.25 = 0.95 m^3

e) CIMBRA LONGITUDINAL: (DE ACERO)

Longitud = 7.55 Mts.

Costo/ml.= \$ 27.49

Ver análisis en trabe anterior.

f) CIMBRA TRANSVERSAL: (DE MADERA)

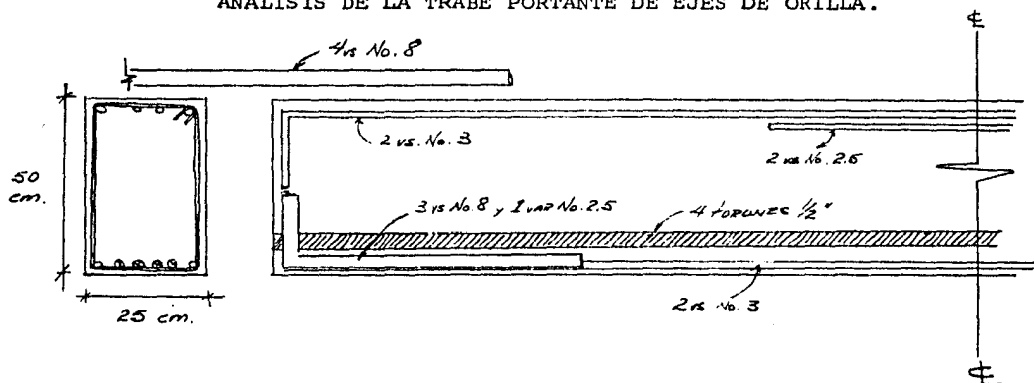
1 tapa de 0.50 X 0.25 Mts. = 0.125 mts^2

Costo de la madera = \$ 22.31/ m^2

Costo de la tapa = \$ 2.78

		ELEMENTO: TRABE 7.60 ESCALERA		OBRA: U-3C PREFABRICADA	
O.T.:		CANT. PZAS.:		N° PZAS./BANCO:	
PRESFUERZO: si		CARGA UTIL: kg/m		FECHA: Julio/82	
MATERIAL DE CONSUMO	UNIDAD	DESP.	CANTIDAD	C. U.	IMPORTE.
ACERO DE REFUERZO	KG.	3%	144.54	11.60	1,676.66
ALAMBRE RECOCIDO 5 %	KG.	--	7.22	28.00	202.16
ACERO DE PRESFUERZO	KG.	1.6%	30.40	44.45	1,372.90
PUNTAS DE RECROBRO 5 %	KG.	--	--	1,372.90	68.64
POLIDUCTO	M.L.	--	--	--	--
ACCESORIOS Placa	PZA.	--	2	156.50	313.00
CONCRETO f'c = 450 kg/cm ²	M ³	1%	0.95	3,054.00	2,930.31
MALLA	M ²	--	--	--	--
MADERA	USO	--	--	--	--
DUCTO ENGARGOLADO	M.L.	--	--	--	--
MATERIALES INDIRECTOS	%	10		6,563.67	656.36
SUMA (1)					7,220.03
MATERIALES DEPRECIABLES	UNIDAD				
CIMBRA LONGITUDINAL	M.L.		7.60	27.49	208.92
CIMBRA TRANSVERSAL	M.L.		0.125	22.31	2.78
LONAS	USO				
SUMA (2)					211.70
MANO DE OBRA DIRECTA	UNIDAD		CANTIDAD		
DESTAJEO DE ACERO DE RFZO.	KG.		144.54	6.64	959.74
ACERO DE PRESFUERZO	CABLE		4	15.00	60.00
COLOCACION DE POLIDUCTO	M.L.		--	--	--
CIMBRADO Y DESCIMBRADO	PZA.		--	--	--
COLADO	M ³		0.95	461.13	438.07
ACABADO	M ²		1.90	3.43	6.51
COLOCACION DE MALLA	M ²		--	--	--
ACCESORIOS	PZA		2	67.02	134.14
COLOCACION DE DUCTO ENGARG.	M.L.		--	--	--
LONAS	PZA.		1	28.14	28.14
PRESTACION A DESTAJISTAS	%		0.5	1,549.78	7.74
SUMA (3)					1,634.34
MANO DE OBRA INDIRECTA	UNIDAD				
MANTTO, COLADO, TALLER, LABORATORIO, OPERADORES, ETC.	M ³		0.95	984.64	935.41
MANDO INTERMEDIO	%				
SUMA (4)					935.41
EQUIPO	CONCEPTO	UNID.	CANT.		
TENSADO, TEKA, DRAGALINA, MONTACARGAS, PORTICOS, VIBRA DORRES, CALDERA Y EQUIPO IND.	COMBUSTIBLE DEPRECIACION	M ³	0.95	1,500.00	1,425.00
SUMA (5)					1,425.00
COSTO DIRECTO 1+2+3+4+5					1,426.48
INDIRECTOS Y UTILIDAD 54					6,170.29
PRECIO UNITARIO					17,596.78

ANALISIS DE LA TRABE PORTANTE DE EJES DE ORILLA.



CROQUIS DE LA TRABE

a) ACERO DE REFUERZO:

4 vs. de 3.00mts. del No. 8 (3.975 Kg/ml) = 47.70 Kg.

1 vs. de 3.00mts. del No. 2.5 (0.384 Kg/ml) = 1.15 Kg.

4 vs. de 7.85mts. del No. 3 (0.557 Kg/ml) = 17.48 Kg.

6 vs. de 2.30mts. del No. 8 (3.975 Kg/ml) = 54.85 Kg.

2 vs. de 2.00mts. del No. 2.5 (0.384 Kg/ml) = 1.54 Kg.

2 vs. de 2.30mts. del No. 2.5 (0.384 Kg/ml) = 1.76 Kg.

21 es. de 1.40mts. del No. 2.5 (0.384 Kg/ml) = 11.29 Kg.

SUMA TOTAL DEL ACERO DE REFUERZO: = 135.77 Kg.

b) ACERO DE PRESFUERZO:

4 Torones de 7.55 Mts. de 1/2" (1 Kg/ml).

SUMA TOTAL DEL ACERO DE PRESFUERZO = 30.40 Kg.

c) ACCESORIOS:

2 Placas de 22 X 30 cms. de 5/8"

Peso de 1 placa = 8.13 Kg.

Costo de placa de acero = \$ 19.25

Costo de una placa = 8.13 X 19.25 = \$ 156.50

d) CONCRETO:

Resistencia $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Volúmen = 7.55 X 0.50 X 0.25 = 0.95 m³

e) CIMBRA LONGITUDINAL: (DE ACERO).

Longitud = 7.55 ml.

Costo/ml. = \$27.49

Ver análisis en trabe anterior.

f) CIMBRA TRANSVERSAL: (DE MADERA)

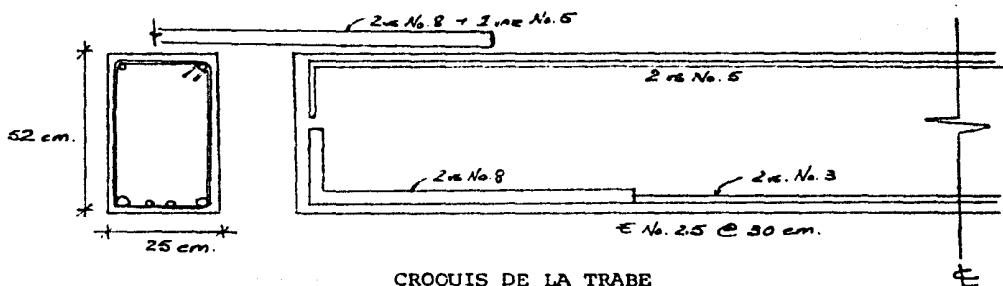
1 Tapa de 0.50 X 0.25 Mts. = 0.125 m²

Costo de la madera = \$ 22.31/m²

Costo de la tapa = \$ 2.78

	ELEMENTO: TRABAJO DE BRILLO		OBRA: U-3C PREFABRICADA			
	O.T.:	CANT. PZAS.:		Nº PZAS./BANCO:		
	PRESFUERZO: si	CARCA UTIL:	kg/m	FECHA: Julio/82		
MATERIAL DE CONSUMO	UNIDAD	DESCR.	CANTIDAD	C. U.	IMPORTE	
ACERO DE REFUERZO	KG	3%	135.77	11.60	1,574.93	
ALAMBRE RECOCCIDO 5 %	KG		6.78	28.00	189.84	
ACERO DE PRESFUERZO	KG	1.6%	30.40	44.45	1,372.90	
PUNTAS DE RECORRO 5 %	KG			1,372.90	68.64	
POLIDUCTO	M.L.	---	---	---	---	
ACCESORIOS	PZA.	---	2	156.50	313.00	
CONCRETO f'c = 350 kg/cm ²	M ³	1%	0.95	2,492.00	2,391.00	
MALLA	M ²	---	---	---	---	
MADERA	USO	---	---	---	---	
DUCTO ENGARGINADO	M.L.	---	---	---	---	
MATERIALES INDIRECTOS	%	10		5,910.38	591.04	6,501.42
SUMA (1)						
MATERIALES DEPRECIABLES	UNIDAD					
CIMBRA LONGITUDINAL	M.L.		7.60	27.49	203.92	
CIMBRA TRANSVERSAL	M.L.		0.125	22.31	2.78	
LONA	USO					
SUMA (2)						211.70
MANO DE OBRA DIRECTA	UNIDAD		CANTIDAD			
DETALLE DE ACERO DE RFZO	KG		135.77	6.64	901.51	
ACERO DE PRESFUERZO	CABLE		4	15	60.00	
COLOCACION DE FOLIDUCTO	M.L.		---	---	---	
CIMBRADO Y DESCIMBRADO	PZA.		---	---	---	
COLADO	M ³		0.95	461.13	438.07	
ACABADO	M ²		1.90	3.43	6.51	
COLOCACION DE MALLA	M ²		---	---	---	
ACCESORIOS	PZA.		2	67.07	134.14	
COLOCACION DE DUCTO ENGARGO	M.L.		---	---	---	
LONA	PZA.		1	28.14	28.14	
PRESTACION A DESTAJISTAS	%					
SUMA (3)						1,576.21
MANO DE OBRA INDIRECTA	UNIDAD					
MANTO, COLADO, TALLER, LABORATORIO, OPERADORES, ETC	M ³		0.95	1045.83	993.54	
MANTO INTERMEDIO	%					
SUMA (4)						993.54
EQUIPO	CONCEPTO	UNID.	CANT.			
TENSADO, TEKA, DRAGALINA, MONTACARGAS, PORTICOS, VIRRA	COMBUSTIBLE	M ³	0.95	1500.00	1,425.00	
BOQUES, CALIERA Y EQUIPO IND.	DEPRECIACION	M ²				
SUMA (5)						1,425.00
SUMA (5)						
COSTO DIRECTO 1+2+3+4+5						10,707.87
INDIRECTOS Y UTILIDAD 54						5,782.24
PRECIO UNITARIO						16,490.12

ANALISIS DE LA TRABE DE RIGIDEZ. EJES "A" Y "B".



CROQUIS DE LA TRABE

a) ACERO DE REFUERZO.

2 vs. de 3.17 Mts. del No.3 (0.557 Kg/ml) = 3.53 Kg.

2 vs. de 3.13 Mts. del No.2.5(0.384Kg/ml)= 2.40 Kg.

4 vs. de 1.00 Mts. del No.8 (3.975Kg/ml) = 15.90 Kg.

4 vs. de 1.30 Mts. del No.8 (3.975Kg/ml) =20.67 Kg.

2 vs. de 1.19 Mts. del No.5 (1.56 Kg/ml) = 3.71 Kg.

10 vs. de 1.34 Mts. del No.2.5(0.384Kg/ml)= 5.04 Kg.

SUMA TOTAL DEL ACERO DE REFUERZO = 51.25 Kg.

b) ACCESORIOS:

2 Placas de 22 X 30 cms. de 3/8"

peso de 1 placa = 8.13 Kg.

Costo de placa de acero = \$ 19.25

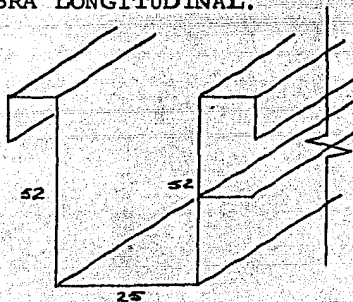
Costo de una placa = 8.13 X 19.25 = \$ 156.50

c) CONCRETO:

$$\text{Resistencia} = f_c = 200 \text{ Kg./cm}^2$$

$$\text{Volúmen} = 2.94 \times 0.35 \times 0.20 = 0.206 \text{ m}^3$$

d) CIMBRA LONGITUDINAL.



CROQUIS DEL MOLDE

Longitud = 294 Mts.

Longitud de desarrollo = 1.30 Mts.

Costo/10' de molde:

2 Placas de 3' = $0.914 \times 2 = 1.83$ mts.

$1.83 \text{ Mts.} - \text{ld.} = 1.83 - 1.30 \text{ Mts.} = 0.53 \text{ Mts.}$

∴ Sobrante del molde = 0.53 Mts.

ATIESADORES:

Atiesadores horizontales: 2 tiras de 3" X 10'

Atiesadores verticales: 0.43 tiras de 3" X 10'

DESPERDICIO:

Area de desperdicio = 1,058 M²

Por lo' de largo = $\frac{1.058}{3.05} = 0.347$ Mts. X 10'

Peso de placa de 3' X 10' X 3/16" = 104 Kg.

	M X PIES	PESO	C.U.	
Molde	1.30 X 10'	147.92	80.97	11,977.08
Atiesadores	0.181X 10'	20.59	80.97	1,667.17
Desperdicio	0.347X 10'	39.48	35.10	1,385.74
T O T A L E S:	1.828X 10'	208 Kg.		\$15,029.99

CONSIDERANDO 200 USOS AL MOLDE:

$$\frac{\$ 15,029.99}{200} = \$ 75.15/10' \text{ de molde}$$

$$\text{COSTO/ml.} = \frac{\$ 75.15}{3.05} = \$ 24.64/\text{ml.}$$

NOTA: Los separadores serán de desperdicio de varilla.

ELEMENTO: TRABE DE MARCOS A.V.P.		OBRA: U-3C PREFABRICADA.			
O.T.:	CANT. PZAS.:	Nº PZAS./BANCO:			
PRESFUERZO: no	CARGA UTIL: kg/m²	FECHA: Julio/82			
MATERIAL DE CONSUMO	UNIDAD	DESP.	CANTIDAD.	C. U.	IMPORTE.
ACERO DE REFUERZO	KG.	3%	51.25	\$ 11.6	\$ 612.33
ALAMBRE RECOCIDO. 5 %	KG.	--	2.56	28.00	71.68
ACERO DE PRESFUERZO	KG.	--	--	--	--
PUNTAS DE RECOBRO 8 %	KG.	--	--	--	--
POLIDUCTO	M.L.	--	--	--	--
ACCESORIOS	PZA.	--	2	156.50	313.00
CONCRETO f'c = 200 kg/cm²	M³	1%	0.206	1683.43	350.25
MALLA.	M²	--	--	--	--
MADERA	USO	--	--	--	--
DUCTO ENGARGOLADO	M.L.	--	--	--	--
MATERIALES INDIRECTOS.	%	10		1887.89	188.79
SUMA (1)					\$ 1,536.05
MATERIALES DEPRECIABLES	UNIDAD				
CIMBRA LONGITUDINAL	M.L.		2.94	\$ 24.64	72.44
CIMBRA TRANSVERSAL	M.2.		0.7	22.31	1.56
LONAS	USO		--	--	--
SUMA (2)					\$ 74.00
MANO DE OBRA DIRECTA	UNIDAD		CANTIDAD		
DESTAJEO DE ACERO DE RFZO.	KG.		51.25	\$ 6.54	340.30
ACERO DE PRESFUERZO	CABLE		--	--	--
COLOCACION DE POLIDUCTO.	M.L.		--	--	--
CIMBRADO Y DESCIMBRADO	PZA.		--	--	--
COLADO	M³		0.206	461.13	94.99
ACABADO	M²		0.588	3.43	2.01
COLOCACION DE MALLA	M²		--	--	--
ACCESORIOS	PZA		2	67.07	134.14
COLOCACION DE DUCTO ENGARGO.	M.L.		--	--	--
LONAS	PZA.		1	10.88	10.88
PRESTACION A DESTAJISTAS	%		0.5	505.5	2.53
SUMA (3)					\$ 584.85
MANO DE OBRA INDIRECTA	UNIDAD				
MANTTO, COLADO, TALLER, LABORATORIO, OPERADORES, ETC.	M³		0.206	265.09	54.61
MANDO INTERMEDIO.	%		--	--	--
SUMA (4)					\$ 54.61
EQUIPO	CONCEPTO	UNID.	CANT.		
TENSADO, TEKA, DRAGALINA, MONTACARGAS, PORTICOS, VIBRADORES, CALDERA Y EQUIPO IND.	COMBUSTIBLE DEPRECIACION	M³	0.206	1500.00	309.00
SUMA (5)					\$ 309.00
COSTO DIRECTO 1+2+3+4+5					2,558.51
INDIRECTOS Y UTILIDAD 54					1,381.59
PRECIO UNITARIO					\$ 3,940.10

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA:	U-3C
	PREFABRICADA.

ESPECIFICACION: ELABORACION DE CONCRETO $f'_c = 200\text{Kg}/\text{cm}^2$
T.M.A. 3/4". HECHO EN PLANTA

FECHA	Julio/82
UNIDAD	m^3

MATERIALES	CANT.	U.	C.U.	IMPORTE
CEMENTO	0.348	Kg.	3026.10	1053.08
DESPERDICIO DE CEMENTO	1	%	1053.08	10.53
ARENA	0.555	m^3	515.50	286.10
DESPERDICIO DE ARENA	2	%	286.10	5.72
GRAVA	0.630	m^3	515.50	324.76
DESPERDICIO DE GRAVA	1	%	324.76	3.24
				1,683.43

MANO DE OBRA	REND.	U.	SALARIO	IMPORTE

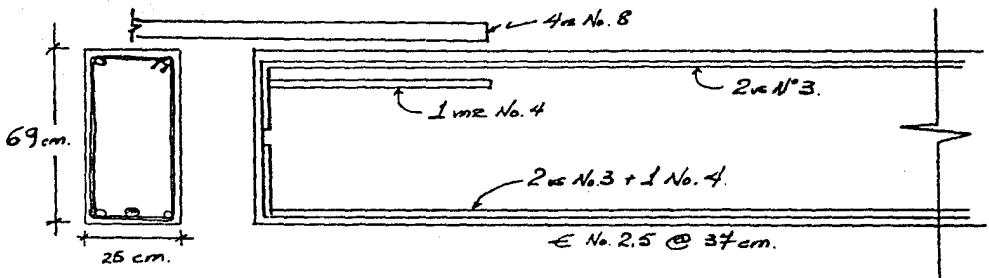
EQUIPO Y HERRAMIENTA	CANT.	U.	COSTO	IMPORTE

OBSERVACIONES:

La obra de mano, herramienta y equipo se incluyen en el análisis de P.U. de fabricación de la pieza.

COSTO DIRECTO	\$	1,683.43
INDIRECTOS Y UTILIDAD	\$	
P RECIO U NITARIO	\$	

ANALISIS DE LA TRABE EN VOLADIZO



CROQUIS DE LA TRABE

a) ACERO DE REFUERZO.

4 vs. de 2.12 Mts. del No. 3 (0.557 Kg/ml) = 4.72 Kg.

1 vs. de 2.12 Mts. del No. 4 (1.00 Kg/ml) = 2.12 Kg.

1 vs. de 1.00 Mts. del No. 4 (1.00 Kg/ml) = 1.00 Kg.

4 vs. de 1.00 Mts. del No. 8 (3.975 Kg/ml) = 15.90 Kg.

6 es. de 1.40 Mts. del No. 2.5 (0.384 Kg/ml) = 3.22 Kg.

SUMA TOTAL DEL ACERO DE REFUERZO = 26.96 Kg.

b) ACCESORIOS:

1 placa de 22 X 30 cms. de 5/8"

Peso de la placa = 8.13 Kg.

Costo de placa de acero = \$ 19.25

Costo de la placa = \$ 156.50

c) CONCRETO.

$$\text{Resistencia } f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Volúmen} = 2.00 \times 0.25 \times 0.50 = 0.25 \text{ m}^3$$

d) CIMBRA LONGITUDINAL: (DE ACERO).

$$\text{Longitud} = 2.00 \text{ Mts.}$$

$$\text{Longitud de desarrollo} = 1.65 \text{ Mts.}$$

$$\text{Costo/ml.} = \$ 27.49$$

Ver análisis del costo en columnas de concreto --
prefabricadas. ANEXO II.

e) CIMBRA TRANSVERSAL: (DE MADERA)

$$1 \text{ Tapa de } 0.50 \times 0.25 \text{ Mts.} = 0.125 \text{ m}^2$$

$$\text{Costo de la madera} = \$ 22.31/\text{m}^2.$$

$$\text{Costo de la tapa} = \$ 2.78$$

ELEMENTO: TRABE EN VOCADIZO		OBRA: U-3C PREFABRICADA			
O.T.:	CANT. PZAS.:	N* PZAS./BANCO:			
PRESFUERZO: no	CARGA UTIL: kg/m ²	FECHA: Julio/82			
MATERIAL DE CONSUMO	UNIDAD	DESP.	CANTIDAD	C. U.	IMPORTE.
ACERO DE REFUERZO	KG.	3%	26.96	11.60	322.11
ALAMBRE RECOCIDO 5 %	KG.	--	1.35	28.00	37.80
ACERO DE PRESFUERZO	KG.	--	--	--	--
PUNTAS DE RECUBRO 5 %	KG.	--	--	--	--
POLIDUCTO	M.L.	--	--	--	--
ACCESORIOS	PZA.	--	1	156.50	156.50
CONCRETO f'c = 200 kg/cm ²	M ³	1%	0.25	1683.43	425.06
MALLA.	M ²	--	--	--	--
MADERA	USO	--	--	--	--
DUCTO ENGARGOLADO	M.L.	--	--	--	--
MATERIALES INDIRECTOS.	%	10		941.47	94.14
SUMA (1)					1035.61
MATERIALES DEPRECIABLES	UNIDAD				
CIMBRA LONGITUDINAL	M.L.		2.00	27.49	54.98
CIMBRA TRANSVERSAL	M ² .		0.125	22.31	2.78
LONAS	USO				
SUMA (2)					57.76
MANO DE OBRA DIRECTA	UNIDAD		CANTIDAD		
DESTAJJ DE ACERO DE RFZO.	KG.		26.96	6.64	179.01
ACERO DE PRESFUERZO	CABLE		--	--	--
COLOCACION DE POLIDUCTO	M.L.		--	--	--
CIMBRADO Y DESCIMBRADO	PZA.		--	--	--
COLADO	M ³		0.25	461.13	115.28
ACABADO	M ²		0.50	3.43	1.71
COLOCACION DE MALLA	M ²		--	--	--
ACCESORIOS	PZA		1	67.07	67.07
COLOCACION DE DUCTO ENGARG.	M.L.		--	--	--
LONAS	PZA.		1	7.40	7.40
PRESTACION A DESTAJISTAS	%		0.5	332.06	1.66
SUMA (3)					333.72
MANO DE OBRA INDIRECTA	UNIDAD				
MANTO, COLADO, TALLER, LABORATORIO, OPERADORES, ETC.	M ³		0.25	1370.12	342.53
MANTO INTERMEDIO.	%				
SUMA (4)					342.53
EQUIPO	CONCEPTO	UNID.	CANT.		
CONCRETO, TEKA, DRAGALINA, MONTACARGAS, PORTICOS, VIBRADORES, CALDERA Y EQUIPO IND.	COMBUSTIBLE DEPRECIACION.	M ³	0.25	1500.00	375.00
SUMA (5)					375.00
COSTO DIRECTO 1+2+3+4+5					2144.62
INDIRECTOS Y UTILIDAD 54					1158.09
PRECIO UNITARIO					\$ 3302.71

OBTENCION DEL COSTO DEL MONTAJE DE LAS TRABES DE CONCRETO PREFABRICADO.

Para el montaje de las trabes necesitaremos de la misma grúa, por facilidad, y una cuadrilla complementaria.

De la misma manera en que evaluamos para las columnas, lo haremos para las trabes.

Aquí primeramente cuantificaremos las piezas:

Trabes portantes de orilla -	6 piezas.
Trabes portantes intermedias -	26 piezas.
Trabes portantes de escaleras -	4 piezas.
Trabes portantes en voladizo -	48 piezas.
Trabes rigidizantes -	<u>66 piezas.</u>
	150 piezas.

Se ha hecho la suma total de las piezas debido a que -- aunque sean de diferentes dimensiones, el tiempo utilizado es el mismo para todos los casos.

a. GRUA.

Para este caso específico, utilizaremos la misma -- grúa que para el montaje de columnas, aunque las -- trabes, aún las más grandes, son de menor peso.

Como expusimos anteriormente:

Costo horario de una grúa de 20 toneladas

de capacidad, con operador = \$ 3,520.00

El rendimiento aproximado promedio en la maniobra completa para el montaje de las trabes, es de 30-piezas diarias.

Teniendo 150 piezas, a razón de 30 piezas diarias, en cuestión de 5 días, habremos llevado a cabo --- el montaje de trabes.

Por lo tanto:

Tiempo efectivo de montaje en trabes = 40 Hrs.

Costo horario grúa con operador = \$ 3,520.00

Costo de montaje-Grúa en trabes = \$140,800.00

b. CUADRILLA COMPLEMENTARIA.

Esta se encargará de recibir adecuadamente a la trabe sobre las ménsulas correspondientes, de tal manerra que las placas que habrán de soldarse, queden -- perfectamente ubicadas entre sí.

La cuadrilla estará formada por dos oficiales, ---- evaluando:

Salario real diario de oficial = \$ 802.86

Por lo tanto:

Salario diario de la cuadrilla = \$ 1,605.72

La cuadrilla funcionará durante el montaje exclusivvamente, o sean 5 días exactos.

Costo de la cuadrilla complementaria= \$ 8,028.60

Análisis de los tiempos perdidos:

Aquí conjuntaremos aquellos tiempos que deberán de pagarse sin que lo hayamos podido utilizar directamente en la obra, y son los siguientes:

1o. En el montaje con grúa, tendremos que pagar 7-días (56 horas) y solamente utilizaremos 6.5 - días (4 horas) perdidos.

2o. Además deberemos de pagar el tiempo utilizado-- en el transporte de la grúa del local de la empresa arrendadora a la obra y de regreso. Para esta maniobra, se tiene estimado un tiempo total de 2 horas.

Total de tiempo perdido = 6 horas

Costo del tiempo perdido = \$ 21,120.00

Total de piezas montadas con la grúa = 174 piezas.

Costo por tiempo perdido/pieza = \$ 121.38

Con todos estos datos anteriormente obtenidos, podemos integrar un costo del montaje de las traveses de concreto prefabricado:

Costo de grúa =	\$	140,800.00
Costo cuadrilla complementaria =	\$	8,028.60
Costo integrado =	\$	148,828.60
No. de piezas =		150 piezas.
Costo integrado/trabe =	\$	992.19
Costo tiempo perdido/trabe =	\$	121.38
Costo unitario de montaje en traves =	\$	1,113.57

NOTA:

Ver análisis de costo de tiempo
perdido en columnas. ANEXO II.

DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS DE
LOSAS SELECCIONADAS

LOSA PRETENSA DE VIGUETA, S. A.

Sistema de losas mixto a base de concreto pretensado básicamente. Tiene 3 partes principales: las viguetas que son fabricadas en planta a base de concreto pretensado; - las bovedillas que se fabrican en planta en un proceso - similar al block de concreto vibro-comprimido y la tercera y última etapa de la losa, es la que se llama capa de compresión, la cual se cuela directamente en obra una vez que se ha realizado el montaje de la vigueta y la bovedilla. Esta viene a complementar la zona de compresión de la losa, además de ser el elemento que vuelve monolítico al sistema estructural. Como refuerzo lleva únicamente - una malla electrosoldada 66 X 10.10 que trabaja para controlar los esfuerzos por temperatura.

(Ver Figura 1).

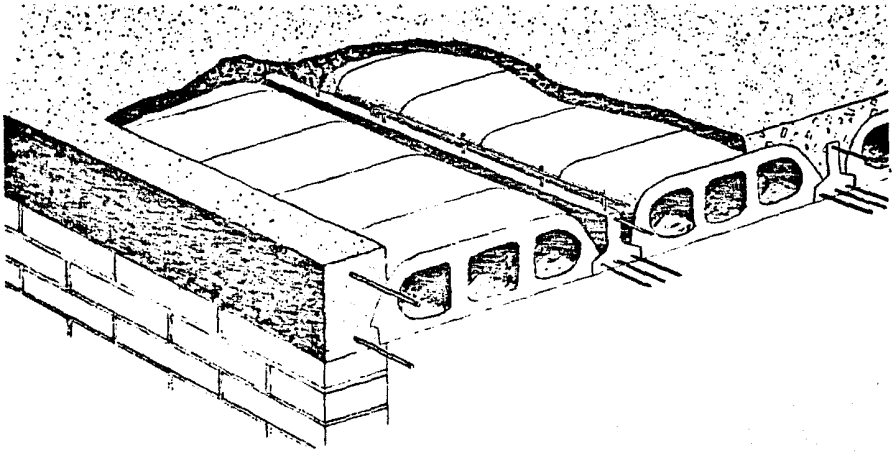


FIG. 1

SISTEMA "OMNIA" DE ARMACRETO DE MEXICO, S.A.

Consiste en una losa de concreto armado construída por nervios de sección "T" resultantes de colar conjuntamente los senos formados por las semivigas y los elementos de relleno y la capa de compresión.

El sistema es de tipo semiresistente y está constituido especialmente por semivigas de armadura metálica, con base prefabricada de concreto, entre las que se colocan -- las bovedillas. (Figura 2).

A N E X O IV

A este conjunto se le añaden varillas suplementarias - que en cada caso exija el momento flexionante calculado.

Una vez formada la armadura, se cuela un pié de concreto que envuelve el nervio inferior de la celosía y a las varillas suplementarias, en una altura de 50 mm. y 120 mm. de ancho.

Los elementos de relleno, pueden ser bovedillas de concreto, poliestireno u otros materiales.

Debido a que en el momento de su colocación las semi--vigas no tienen capa de compresión, habrán de ser apuntaladas con maderas transversales a una distancia no mayor de 1.50 Mts.

Una vez colocadas las viguetas y las bovedillas, se --procede al relleno de los senos y vertido de la capa de compresión con concreto, habiendo tendido una malla electrosoldada sobre el conjunto.

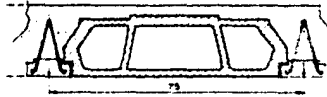


Fig. 2.

La armadura metálica consta de 2 varillas inferiores y una superior de 6 6 7 mm. de diámetro promedio.

La celosía que une estos elementos, son varillas de acero de 4.5 6 5 mm. de diámetro.

El conjunto se suelda comportándose como una viga de celosía, como se puede observar en la Fig. 3.

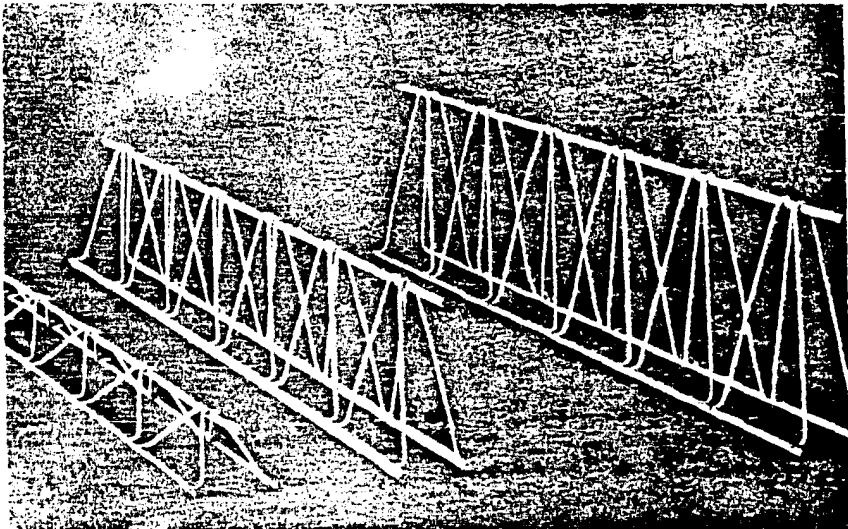


Fig. 3.

SISTEMA LOSACERO DE ROMSA.

Losacero de ROMSA es una losa plana de concreto reforzada en ambos sentidos, en la que se utiliza la lámina de acero acanalada como refuerzo por momento positivo en uno de los sentidos. (Figura 4).

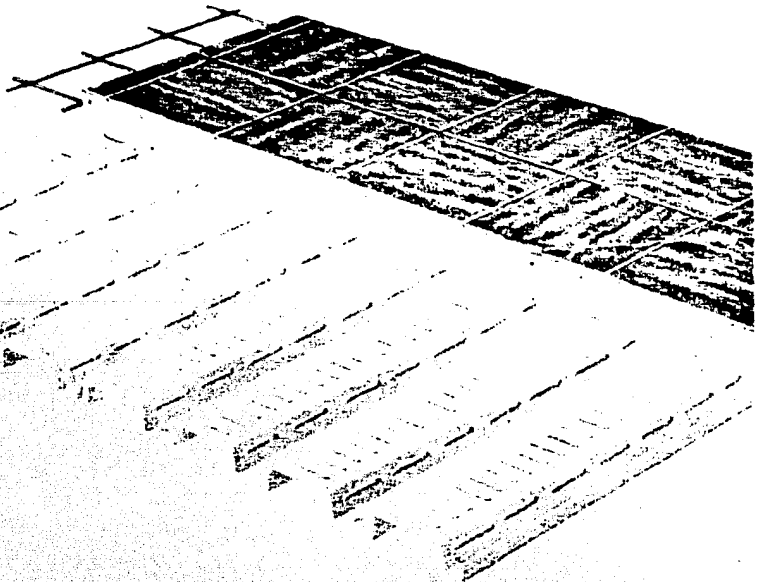


FIG. 4

Perpendicularmente a las canales de losacero, el momento positivo en este sentido es tomado con varillas de acero corrugado como refuerzo convencional.

Finalmente, y como refuerzo por continuidad, los momentos negativos sobre los apoyos perimetrales, se refuerzan con bastones de varilla en el lecho superior de la losa.

En este sistema, la losa de acero actúa simultáneamente como cimbra permanente y como acero de refuerzo por momentos positivos en el sentido paralelo a las canales de la lámina.

Durante la fase de construcción, se requiere un apuntalamiento temporal que permanece desde la instalación de la lámina durante el armado de refuerzo, el colado de concreto y hasta que este último haya logrado el 75% de su resistencia a la compresión.

En la Figura 5, se ilustra el croquis de un corte del sistema con sus correspondientes dimensiones.

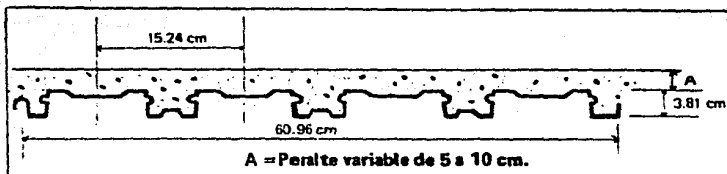
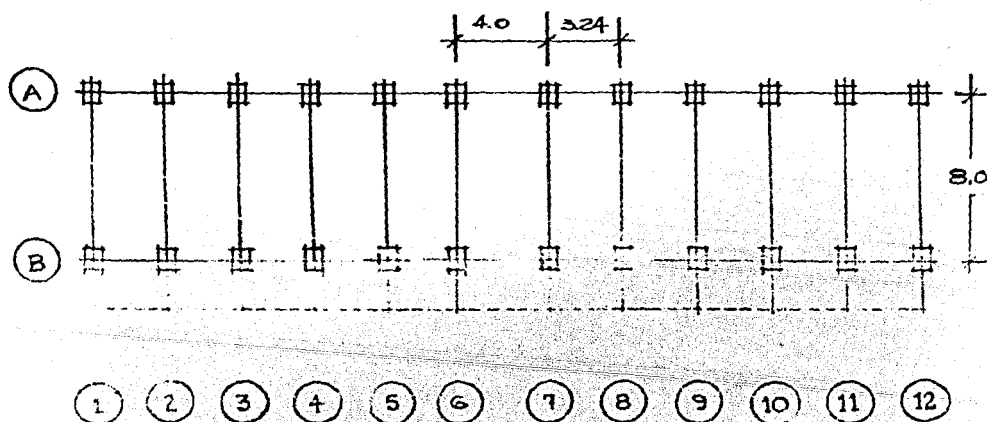


FIG. 5

CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS
DE LOS SISTEMAS.



CROQUIS DE LA PLANTA DE LA ESTRUCTURA
Fig. 6.

LOSA PRETENSADA DE VIGUETA, S.A.

Como se puede apreciar en el croquis de la Figura 6, el claro que rige para la colocación de las viguetas, es el corto, o sea el de 3.24 Mts., el cual es un claro constante en toda la estructura, exceptuando el central, que es de 4.00 Mts.

LOSA DE ENTREPISO.

La sobrecarga que habremos de considerar, será -----

$$W_s = W_{ma} + W_v, \quad \text{donde:}$$

$$W_s = \text{Sobrecarga.}$$

$$W_{ma} = \text{Carga muerta de acabados.}$$

$$W_v = \text{Carga Viva.}$$

Además:

$$W_{ma} = W \text{ Loseta Granito} + W \text{ Plafond Yeso} + W \text{ Mortero} + \\ W \text{ Adicional por reglamento. (Artículos 223, 224 y-} \\ 227 \text{ del Reglamento del D.D.F.).}$$

$$W_{ma} = 55 \text{ Kg/m}^2 + 30 \text{ Kg/m}^2 + 42 \text{ Kg/m}^2 + 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{ma} = 167 \text{ Kg/m}^2$$

Y:

$$W_v = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$\therefore W_s = 167 \text{ Kg/m}^2 + 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_s = 467 \text{ Kg/m}^2$$

Con los datos anteriores, y dado que la losa que deseamos es la autosustentable, de la Tabla 1 de este Anexo, obtenemos que dentro de ellas, la que se adecúa a nuestras necesidades, es la Pl6.

Una vez definida la losa que utilizaremos de la Tabla 2 de este Anexo, obtenemos los siguientes datos técnicos:

a) Vigüeta pretensada Pl6:

Peralte = 16 cm.

Ancho Patín superior = 6.5cm.

Ancho Patín inferior = 10.2cm.

Peso = 22.0 Kg/ml.

b) Bovedilla:

Tipo: BOV 70/16

Peso: 13.5 Kg/pza.

c) Capa de compresión:

Peralte = 3 cm.

Volúmen = 43 Lts/m²

Peso = 86 Kg/m²

Refuerzo por temperatura:

Malla electrosoldada 66-10-10

DATOS LOSA TERMINADA:

Peralte total = 19cm.

Peso = 220 Kg/m²

LOSA DE AZOTEA:**SOBRECARGA:**

$W_s = W$ Plafond Yeso + W viva + W muerta adicional por -
Reglamento.

$$W_s = 30 \text{ Kg/m}^2 + 100 \text{ Kg/m}^2 + 20 \text{ Kg/m}^2.$$

$$W_s = 150 \text{ Kg/m}^2$$

De la tabla 1 de este Anexo, se obtiene que la losa adecuada para estas condiciones de carga, es también la -- P-16, por lo que los datos técnicos de la losa de azotea, son los mismos que los de la losa de entrepiso.

SISTEMA OMNIA DE ARMARETO DE MEXICO, S.A.**LOSA DE ENTREPISO:****SOBRECARGA:**

$$W_s = 467 \text{ Kg/m}^2$$

De la Tabla 3 del Anexo II, se obtiene que para una sobrecarga de hasta 500 Kg/m^2 y un claro hasta de 3.34 Mts. la nervadura adecuada es la Tipo 20-3.

DATOS TECNICOS: (Tablas 3 y 4 de este Anexo)**a) Nervadura:**

Peralte = 17 cm.

Ancho Patín inferior = 12 cm.

Refuerzo en el patín: (Figura 7)

A = 2 \emptyset 5 mm.

B = 1 \emptyset 5/16"

C = 1 \emptyset 5/16"

REFUERZO NEGATIVO: (FIGURA 7)

D = 1 \emptyset 8 mm.

E = 2 \emptyset 5/16"

Refuerzo preformado: 1 \emptyset 5 mm. (FIGURA 8).

b) Bovedilla:

Tipo: 75/17/20.

c) Capa de Compresión:

Peralte = 5 cm.

Refuerzo por temperatura:

Malla electrosoldada 66-10-10

LOSA TERMINADA:

Peralte total = 22 cm.

peso = 292 Kg/m².

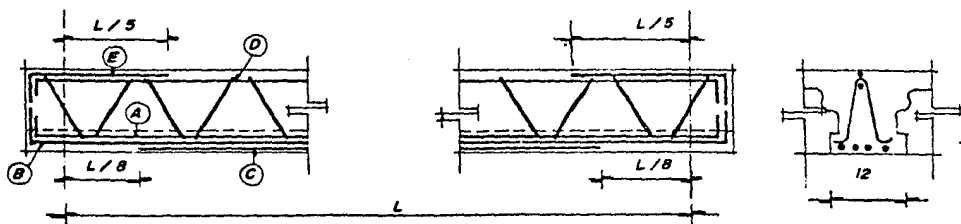


FIG. 7.

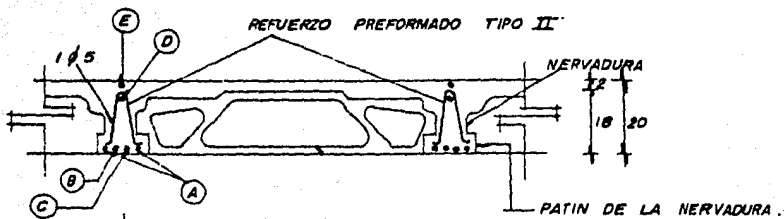


FIG. 8.

LOSA DE AZOTEA:

SOBRECARGA:

$$W_s = 150 \text{ Kg/m}^2$$

De la Tabla 3 de este Anexo, obtenemos que para una sobrecarga de 150 Kg/m^2 y para un claro no mayor de - - - 3.73 mts., la nervadura tipo 20-1, es la adecuada.

DATOS TECNICOS: (Tablas 3 y 4 de este Anexo)

a) Nervadura:

Peralte = 17cm.

Ancho Patín inferior = 12cm.

Refuerzo en el Patín: (Figura 7)

A = 2 \emptyset 5 mm.

B = 1 \emptyset 5/16"

C = No se requiere

Refuerzo Negativo, (Figura 7)

D = 1 \emptyset 8 mm.

E = 1 \emptyset 5/16"

Refuerzo preformado: 1 \emptyset 5 mm. (Figura 8)

b) Bovedilla:

Tipo = 75/17/20

c) Capa de compresión:

Peralte = 5cm.

Refuerzo por temperatura =

Malla electrosoldada 66-10-10

- LOSA TERMINADA:

Peralte total = 22cm.

Peso = 292 Kg/m²

SISTEMA LOSACERO DE ROMSA.

LOSA DE ENTREPISO:

SOBRECARGA: $W_s = 467 \text{ Kg/m}^2$

De las Tablas 5 y 6 de este Anexo, para una sobrecarga hasta de 507 Kg/m^2 y un claro de 3.25 mts., obtenemos-

Calibre lámina = 22

Peralte concreto a compresión = A = 8cm.

(Ver Figura 5)

Peso = 226.4 Kg/m^2

NOTA: Se requiere apuntalamiento temporal de la lámina al centro de los claros entre apoyos, y refuerzo por temperatura en la capa de compresión con ---

Malla electrosoldada: 66-10-10

LOSA DE AZOTEA:

SOBRECARGA:

$$W_s = 150 \text{ Kg/m}^2$$

De las Tablas 5 y 6 de este Anexo para una sobrecarga de 150 Kg/m^2 y un claro de 3.25 Mts., se admite la -- misma lámina y el mismo peralte de concreto en capa - de compresión que en las losas de entrepiso.

CLARO MAX. QUE CUBREN EN M.					
SOBRE CARGA	AZOTEA	ENTRE PISO	ESTACIO NAMIENTO	ALMACEN	PERALTE DE LOSA TERMINADA
LOSA TIPO	200 Kg/m ²	350 Kg/m ²	600 Kg/m ²	1000Kg/m ²	
P12 H 19 MIXTA	8.23	7.01	6.00	4.75	19 Cm.
P12 H 23 MIXTA	8.94	7.66	6.30	5.31	23 Cm.
P16 AUTOSUSTENTABLE	5.02	4.48	3.89	3.24	19 Cm.
P20 AUTOSUSTENTABLE	7.00	6.24	5.39	4.44	23 Cm.
P25 AUTOSUSTENTABLE	8.94	8.05	7.00	6.00	29 Cm.
P20 ADOVELADA	7.30	6.46	5.54	4.52	23 Cm.
P16 H30 "T"	5.98	5.44	4.70	4.12	30 Cm.
P20 H30 "T"	7.87	7.02	6.00	5.10	30 Cm.
P26 H40 "T"	11.35	10.37	9.00	7.84	40 Cm.

TABLA 1

	VIGUETAS PRETENSADAS	DOVELAS VIBRO COMPRIMIDAS	CAPA DE COMPRESION																							
FORMA Y DIMENSIONES	<p>P12 P16 P20</p>	<p>L = 70-50 a ejes</p>	<p>L = 70-50 a ejes</p>																							
MATERIALES	<p>CONCRETO: f'c = 400 A 500 Kg/cm²</p> <p>ACERO: fs = 16,000 A 20,000 Kg/cm²</p>	<p>CONCRETO LIGERO fc = 50 Kg/cm²</p>	<p>CONCRETO: f'c = 200 Kg/cm² Agregado Máx. 3/4"</p> <p>ACERO: fy = 5,000 Kg/cm²</p> <p>MALLA 66-1010 o 1212</p>																							
PESOS DE ELEMENTOS	<p>P12/12 P16 P20 23.0 22.0 28.5</p> <p>Kg./M.L.</p>	<p>la dovela de 50 es de ajuste</p> <table border="1"> <tr> <td>DOV 70/20</td> <td>7.0</td> <td>Kg/Pza.</td> </tr> <tr> <td>DOV 50/20</td> <td>5.0</td> <td>Kg/Pza.</td> </tr> <tr> <td>TAPA 70/20</td> <td>6.0</td> <td>Kg/Pza.</td> </tr> <tr> <td>TAPA 50/20</td> <td>3.0</td> <td>Kg/Pza.</td> </tr> </table> <p>las tapas van en los extremos de cada hilera de dovelas</p>	DOV 70/20	7.0	Kg/Pza.	DOV 50/20	5.0	Kg/Pza.	TAPA 70/20	6.0	Kg/Pza.	TAPA 50/20	3.0	Kg/Pza.	<table border="1"> <tr> <td rowspan="2">LOSA</td> <td>VOL. Lts/m²</td> <td>PESO Kg/m²</td> </tr> <tr> <td>P 12H23</td> <td>66 132</td> </tr> <tr> <td>P16</td> <td>61</td> <td>122</td> </tr> <tr> <td>P20</td> <td>56</td> <td>112</td> </tr> </table>	LOSA	VOL. Lts/m ²	PESO Kg/m ²	P 12H23	66 132	P16	61	122	P20	56	112
DOV 70/20	7.0	Kg/Pza.																								
DOV 50/20	5.0	Kg/Pza.																								
TAPA 70/20	6.0	Kg/Pza.																								
TAPA 50/20	3.0	Kg/Pza.																								
LOSA	VOL. Lts/m ²	PESO Kg/m ²																								
	P 12H23	66 132																								
P16	61	122																								
P20	56	112																								

TABLA 2

	1959		1960				1961				
	Jan	Feb	Jan	Feb	Mar	Apr	Jan	Feb	Mar	Apr	
1	10.59	10.05									
2	10.68	10.09									
3	11.10	10.15									
4	11.17	10.22									
5	11.23	10.28									
6	11.26	10.31									
7	11.31	10.36									
8	11.37	10.42									
9	11.43	10.48									
10	11.48	10.53									
11	11.54	10.59									
12	11.59	11.04									

TABLE 3

NERVADURA	REFUERZO EN EL PATIN				MOMENTO RESISTENTE POSITIVO	CORTANTE RESISTENTE	
	TIPO	A Ø mm.	B	C	AREA CM ²	KG-M NERV.	KG NERV.
II 0		2 Ø5			0.39	184	630
II 1		2 Ø5	1 Ø1/4		0.71	357	630
II 2		2 Ø5	1 Ø5/16		0.89	454	630
II 3		2 Ø5	1 Ø1/4	1 Ø1/4	1.03	529	630
II 4		2 Ø5	1 Ø3/8		1.10	566	630
II 5		2 Ø5	1 Ø5/16	1 Ø1/4	1.20	620	630
II 6		2 Ø5	1 Ø5/16	1 Ø5/16	1.38	715	630
II 7		2 Ø5	1 Ø3/8	1 Ø5/16	1.60	832	630
II 8		2 Ø5	1 Ø1/2		1.66	863	630
II 9		2 Ø5	1 Ø3/8	1 Ø3/8	1.82	947	630
II 10		2 Ø5	1 Ø1/2	1 Ø3/8	2.37	1,233	630
II 11		2 Ø5	1 Ø1/2	1 Ø1/2	2.93	1,519	630
II 12		2 Ø5	1 Ø5/8	1 Ø1/2	3.64	1,875	630
II 13		2 Ø5	1 Ø5/8	1 Ø5/8	4.35	2,223	630

NERVADURA	REFUERZO NEGATIVO			MOMENTO RESISTENTE NEGATIVO	
	TIPO	D Ø mm.	E	AREA CM ²	KG-M NERV.
II 0		1 Ø8		0.50	248
II 1		1 Ø8	1 Ø1/4	0.82	412
II 2		1 Ø8	1 Ø5/16	1.00	501
II 3		1 Ø8	2 Ø1/4	1.14	567
II 4		1 Ø8	1 Ø3/8	1.21	600
II 5		1 Ø8	1 Ø5/16 + 1 Ø1/4	1.31	645
II 6		1 Ø8	2 Ø5/16	1.49	725
II 7		1 Ø8	1 Ø3/8 + 1 Ø5/16	1.71	819
II 8		1 Ø8	1 Ø1/2	1.77	843
II 9		1 Ø8	2 Ø3/8	1.93	907
II 10		1 Ø8	1 Ø1/2 + 1 Ø3/8	2.48	1,108
II 11		1 Ø8	2 Ø1/2	3.04	1,283
II 12					
II 13					

TABLA 4

C = 14	$f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$																PESO VOLUMETRICO = 2300 Kg/m^3			
	SOBRECARGA Kg/m^2																			
	A = 5 cm				A = 6 cm				A = 8 cm				A = 10 cm							
CLARO MTS.	22 Ga.	20 Ga.	18 Ga.	16 Ga.	22 Ga.	20 Ga.	18 Ga.	16 Ga.	22 Ga.	20 Ga.	18 Ga.	16 Ga.	22 Ga.	20 Ga.	18 Ga.	16 Ga.				
1.25	2089	2089	2123	2138	2358	2358	2363	2367	2919	2909	2890	2875	3505	3486	3451	3422				
1.5	1743	1747	1767	1782	1962	1962	1967	1972	2431	2421	2401	2387	2924	2905	2875	2851				
1.75	1406	1498	1513	1528	1684	1684	1680	1689	1938	2075	2065	2055	2324	2490	2465	2446				
2.	1054	1201	1323	1337	1503	1474	1474	1479	1674	1816	1806	1796	2011	1996	2153	2138				
2.25	742	839	1020	1171	991	1142	1313	1313	1391	1464	1606	1596	1767	1752	1918	1899				
2.5	541	615	742	854	732	830	1005	1152	1074	1303	1415	1435	1391	1562	1542	1768				
2.75	405	458	556	639	551	624	751	864	834	1030	1162	1303	1083	1342	1386	1371				
3.					424	478	581	668	654	805	971	1044	839	1064	1254	1240				
3.25									507	634	766	878	649	844	1142	1132				
3.5									390	507	610	703	493	664	937	1035				
3.75									292	405	498	571	361	517	761	778				
4.													253	390	629	727				
4.25													161	228	517	605				

TABLA 5

CALIBRE	$f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$					PESO VOLUMETRICO = 2300 Kg/m^3					
	PESO Kg/m^2	PERALTE TOTAL cm	l_g cm^3	S_n cm^3	S_r cm^3	ESPE- SOR "A" cm	l_c cm^3	S_{c1} cm^3	S_{c2} cm^3	V_R Kg	W_{cL} Kg/m^2
22	9.70	3.89	24.58	12.90	10.91	5	198.03	72.70	42.57	1308	157.6
						6	268.29	89.83	51.40	1473	180.5
						8	448.43	129.26	70.10	1855	226.4
						10	683.25	174.85	89.69	2192	272.3
20	11.56	3.91	31.40	15.64	14.24	5	274.93	97.85	50.08	1312	160.0
						6	394.96	135.72	60.47	1473	183.8
						8	509.61	197.51	82.56	1818	228.9
						10	778.14	286.05	105.73	2185	274.7
18	15.20	3.94	46.02	21.39	22.04	5	272.00	85.83	64.08	1327	163.8
						6	367.58	105.30	77.34	1477	187.3
						8	615.66	150.72	105.81	1808	232.2
						10	943.17	203.86	136.37	2159	275.9
16	19.00	3.96	80.35	27.20	30.75	5	313.00	92.44	77.23	1337	167.8
						6	422.43	112.95	93.23	1479	189.3
						8	706.47	161.23	128.01	1797	235.8
						10	1088.78	218.07	165.07	2139	283.0

TABLA 6

CUADRILLAS PROPUESTAS PARA EL ANALISIS DE
COSTOS DE LOSAS:

SALARIO CUADRILLA # 1.

2	Oficiales:	\$ 409:X 1.55 X 2 =	\$ 1,267.90
4	Ayudantes:	\$ 280:X 1.60 X 4 =	<u>\$ 1,792.00</u>
T O T A L :			\$ 3,059.90

SALARIO CUADRILLA # 2.

1	Oficial:	\$ 409.- X 1.55 =	\$ 633.95
2	Ayudantes:	\$ 280.- X 1.60 X2=	<u>\$ 896.00</u>
T O T A L :			<u><u>\$ 1,575.84</u></u>

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA.

ESTRUCTURA U-3C

ESPECIFICACION: LOSAS DE ENTREPISO
SISTEMA LOSA PRETENSA

Nota: En este análisis se obtiene el costo directo de las 2 losas de entrepiso de la estructura.

FECHA

Julio/82

UNIDAD

2

m

MATERIALES	CANT.	U.	PRECIO	IMPORTE
Viguetas	292	pza.	458.32	133,829.44
Bovedillas	5080	pza.	21.50	109,220.00
Concreto	30.04	m ³	3937.50	118,282.50
Desperdicio concreto	3	%	118282.50	3,548.47
Malla electrosoldada 66-10-10	716.0	m ²	36.52	26,148.32
COSTO DE MATERIALES:				391,028.73

MANO DE OBRA

REND. CANT. U. SAL. DEST.

IMPORTE

Colocación vigueta y bovedilla (C-1).- (Cuadrilla # 1)	8.0	Jor.	3059.90*	24,479.20
Colocación malla electrosoldada (Cuadrilla # 2)	5.82	Jor.	1529.95*	8,904.36
Colado capa comp. (Cuadrilla # 1)	1.20	Jor.	3059.90	3,671.88
COSTO MANO DE OBRA:				37,055.44

EQUIPO Y HERRAMIENTA

RENDIM. U. COSTO

IMPORTE

Malacate	12.30	Hrs.	196.60 [⊕]	2,418.18
Vibrador	9.60	Hrs.	141.20 [⊕]	1,355.52
Herramienta	3.0	%	37055.44	1,111.66
COSTO EQUIPO Y HERRAM.:				4,885.35

OBSERVACIONES.

- * Ver análisis de costos de cuadrillas en este mismo anexo.
- ⊕ Ver análisis de costo directo hora-máquina en este mismo anexo.

COSTO DIRECTO

\$ 432,969.53

INDIRECTOS Y

UTILIDAD

\$

PRECIO UNITARIO

\$

ANALISIS DE PRECIOS

ESTRUCTURA U-3C

ESPECIFICACIONES: LOSA DE AZOTEA SISTEMA LOSA PRETENSA				FECHA Julio/82
				UNIDAD m ²
CANT.	U.	PRECIO	IMPORTE	
Viguetas	187	pza.	511.65	95,680.17
Bovedilla	3308	pza.	31.50	71,122.00
Concreto	20.37	m ³	3,397.50	80,206.87
Desperdicio concreto	3.0	%	80,206.87	2,406.20
Malla electrosoldada 66-10-10	485.0	m ²	36.52	17,712.20
COSTO MATERIALES:				267,127.44
REND.	CANT.	U.	SAL. DEST.	IMPORTE
Coloc. Vigüeta y bovedilla (Cuadrilla # 1)	5.42	Jor.	3,059.90	16,584.65
Coloc. de malla electrosoldada (Cuadrilla # 2)	3.98	Jor.	1,529.95	6,089.20
Colado capa de compresión (Cuadrilla # 1)	0.814	Jor.	3,059.90	2,490.75
COSTO DE OBRA DE MANO:				25,164.60
REND.	U.	COSTO	IMPORTE	
Malacate	8.34	Hrs.	196.60	1,639.64
Vibrador	6.512	Hrs.	141.20	919.49
Herramienta	3	%	25,164.60	754.93
COSTO EQUIPO Y HERRAM.				3,314.06
SUBTOTALS			COSTO DIRECTO	\$ 295,606.10
			INDIRECTOS Y UTILIDAD	\$
			PRECIO UNITARIO	\$

ANALISIS DE PRECIOS

ORRA:

ESTRUCTURA U-3C

ESPECIFICACION: LOSA DE ENTREPISO
SISTEMA "OMNIA" DE ARMACRETO DE MEXICO.S.A.
Nota: En este análisis se obtiene el costo directo de
1 losa de entrepiso de la estructura.

FECHA

Julio/82

UNIDAD

m²

MATERIALES	CANT.	U.	PRECIO	IMPORTE
Viguetas y bovedilla	1	lotes	171611.96	171611.96
Concreto	24.45	m ³	3937.20	96271.87
Desperdicio concreto	3	%	36271.87	2888.15
Acero de refuerzo adicional	0.1682	Tons	11500.00	1934.30
Cimbra	101	ml.	11.44	1155.44
Malla electrosoldada	358	m ²	36.52	13074.16
COSTO DE MATERIALES:				287235.88

MANO DE OBRA	REND.	CANT.	U.	SAL. DEST.	IMPORTE
Coloc. de vigueta y bovedilla (Cuadrilla # 1)	3.49	Jor.	3059.90	10679.05	
Coloc. malla electrosoldada (Cuadrilla # 2)	2.91	Jor.	1529.96	4452.18	
Colado capa de compresión (Cuadrilla # 1)	0.977	Jor.	3059.90	2989.52	

EQUIPO Y HERRAMIENTA	REND.	M.	U.	COSTO	IMPORTE
Malacate	12.30	hrs.	196.60	2418.18	
Vibrador	7.81	hrs.	141.20	1102.77	
Herramienta	3	%	18120.75	543.62	
COSTO EQUIPO Y HERR.:					4064.57

OBSERVACIONES:

COSTO DIRECTO

\$

309421.20

INDIRECTOS Y

UTILIDAD

\$

PRECIO UNITARIO

\$

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA:

ESTRUCTURA U-3C

ESPECIFICACION:

LOSA DE AZOTEA
SISTEMA "OMNIA" DE ARMACRETO DE MEXICO, S.A.

FECHA

Julio/82

UNIDAD

m²

MATERIALES	CANT.	U.	PRECIO	IMPORTE
Viguetas y bovedillas	1	Lote	225770.24	225770.24
Concreto	33.16	m ²	3937.50	130567.50
Desperdicio de concreto	3	%	130567.50	3917.02
Acero de refuerzo adicional	0.2281	ton	11500.00	2623.15
Cimbra	137	m ¹	11.44	1567.28
Malla electrosoldada	485	m ²	36.52	17712.20
COSTO DE MATERIALES:				382157.39

MANO DE OBRA	CANT.	U.	SAL. DEST.	IMPORTE
Coloc. viguetas y bovedilla (Cuadrilla # 1)	4.73	Jor.	3059.90	14473.32
Coloc. malla electrosoldada (Cuadrilla # 2)	3.98	Jor.	1529.96	6089.24
Colado capa de compresión (Cuadrilla # 1)	1.325	Jor.	3059.90	4054.36
COSTO DE OBRA DE MANO:				244616.92

EQUIPO Y HERRAMIENTA	RENDIM.	U.	COSTO	IMPORTE
Malacate	8.34	Hrs.	196.60	1639.64
Vibrador	10.593	Hrs.	141.20	1495.73
Herramienta	3	%	24616.92	738.50
COSTO EQUIPO Y HERRAM.				3873.87

OBSERVACIONES:

COSTO DIRECTO	\$	410648.18
INDIRECTOS Y UTILIDAD	\$	
PRECIO UNITARIO	\$	

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA:

ESTRUCTURA U-3C

ESPECIFICACION: LOSAS DE ENTREPISO Y AZOTEA.
SISTEMA LOSACERO DE ROMSA.

Costo/m² de losa.

FECHA

Julio/82

UNIDAD

m²

MATERIALES	CANT.	U.	PRECIO	IMPORTE
Lámina losacero	1	m ²	781.00	781.00
Concreto	0.0945	m ³	3937.00	372.09
Desperdicio de concreto	3	%	372.09	11.16
Malla electrosoldada	1.05	m ²	36.52	38.34
Cimbra (apuntalamiento)	0.27	pza.	8.58	2.31
COSTO DE MATERIALES:				1,204.90

MANO DE OBRA	CANT.	U.	SAL. DEST.	IMPORTE
Colocación lámina losacero				182.00
Colocación malla electrosoldada (Cuadrilla # 2)	0.008	Jor.	1529.95	12.23
Colado capa de compresión (Cuadrilla # 1)	0.00378	Jor.	3059.90	11.56
COSTO DE OBRA DE MANO:				155.79

EQUIPO Y HERRAMIENTA	RENDIM	U.	COSTO	IMPORTE
Malacate	0.0083	Hrs.	196.60	1.63
Vibradora	0.0085	Hrs.	141.20	1.20
Herramienta	3	%	155.79	4.67
COSTO EQUIPO Y HERR.:				\$ 7.50

OBSERVACIONES:	COSTO DIRECTO	\$	1,368.19
	INDIRECTOS Y UTILIDAD	\$	
	PRECIO UNITARIO	\$	

CONSTRUCTORA:	Máquina: <u>Malacate</u>	Hoja No. _____
	Modelo: _____	Calculo: _____
CORA: <u>ESTRUCTURA U-3C</u>	Datos Adic.: <u>1 Ton.</u>	Revisé: _____
		Fecha: <u>Julio/82</u>

DATOS GENERALES.

Precio adquisición: \$ 118,701.00
 Equipo adicional: _____

Fecha cotización: Julio/82

Vida económica (Ve): 3 años

Horas por año (Ha): 1600 hr/año

Motor: Gasolina de 12 HP.

Factor operación: 0.80

Potencia operación: 9.6 HP. op.

Coefficiente atenuación (K): 0.05

Factor mantenimiento (Q): 0.60

Valor inicial (Va): \$ 191,526.00
 Valor rescate (Vr): 10 % = \$ 19,152.60
 Tasa interés (i): 25 %
 Prima seguros (s): 3 %

I.- CARGOS FIJOS.

a) Depreciación: $D = \frac{Va - Vr}{Ve} = \frac{191526.00 - 19152.60}{3 \times 1600} = \$ 35.91$
 b) Inversión: $I = \frac{Va + Vr}{2 Ha} = \frac{191526.00 + 19152.60}{2(1600)} = 16.45$
 c) Seguros: $S = \frac{Va + Vr}{2 Ha} = \frac{191526.00 + 19152.60}{2(1600)} = 1.97$
 d) Almacenaje: $A = KD = \frac{0.05 \times 35.91}{0.60 \times 35.91} = 1.79$
 e) Mantenimiento: $M = QD = \frac{0.60 \times 35.91}{0.60 \times 35.91} = 21.54$

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 77.66

II.- CONSUMOS.

a) Combustible: $E = e Pc$

Diesel: $E = 0.20 \times \text{---} \text{HP op.} \times \$ \text{---} / \text{lt.} = \$$

Gasolina: $E = 0.24 \times 9.6 \text{ HP op.} \times \$ 6.00 / \text{lt.} = 13.82$

b) Otras fuentes de energía: _____

c) Lubricantes: $L = a Pe$

Capacidad cárter: $C = 2.5$ litros

Cambios aceite: $t = 25$ horas

$a = C/t + \frac{0.0035}{0.0030} = 9.6 \text{ HP op.} = 0.095 \text{ lt./hr.}$

$\therefore L = \text{---} \text{lt./hr} \times \$ 50.00 / \text{lt.} = 4.75$

d) Llanas: $LI = \frac{VIL}{Hv}$ (valor llantas)
 Hv (vida económica)

Vida económica: $Hv = \text{---}$ horas

$\therefore LI = \$ \text{---} / \text{---} \text{horas} = \text{---}$

SUMA CONSUMOS POR HORA \$ 18.57

III.- OPERACION.

Salarios: S
 operador: \$ 633.95

Sal/turno-prom: \$ 633.95

Horas/turno-prom.: (H)

$H = 8 \text{ horas} \times 0.80 \text{ (factor rendimiento)} = 6.4 \text{ horas}$

$\therefore \text{Operación} = O = \frac{S}{H} = \frac{633.95}{6.4} = \$ 99.05$

SUMA OPERACION POR HORA \$ 99.05

COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA (HMD) \$ 195.28

CONSTRUCTORA: _____	Máquina: <u>Vibrador concreto</u>	Hoja No. _____
	Modelo: _____	Cálculo: _____
OBRA: <u>ESTRUCTURA II-3C</u>	Datos Adic: _____	Fecha: <u>Julio/82</u>

DATOS GENERALES.Precio adquisición: \$ 53,724.00

Equipo adicional: _____

Valor inicial (Va): \$ 53,724.00Valor rescate (Vr): 5 % = \$ 2,686.20Tasa interés (i): 25 %Prima seguros (s): 3 %Fecha cotización: Julio/82Vida económica (Ve): 3 añosHoras por año (Ha): 1600 hr/añoMotor: Gasolina de 8.0 HPFactor operación: 0.60Potencia operación: 4.80 HP.op.Coeficiente almacenaje (K): 0.05Factor mantenimiento (Q): 0.80**I.- CARGOS FIJOS.**

a) Depreciación: $D = \frac{Va - Vr}{Ve} = \frac{53724.00 - 2686.20}{3 \times 1600} = 10.63$

b) Inversión: $I = \frac{Va + Vr}{2 Ha} = \frac{53724.00 + 2686.20}{2 \times 1600} = 4.40$

c) Seguros: $S = \frac{Va + Vr}{2 Ha} = \frac{53724.00 + 2686.20}{2 \times 1600} = 0.528$

d) Almacenaje: $A = KD = 0.05 \times 10.63 = 0.531$

e) Mantenimiento: $M = QD = 0.80 \times 10.63 = 8.50$

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 24.59**II.- CONSUMOS.**

a) Combustible: E = s Pc

Diesel: $E = 0.20 \times \text{HP.op.} \times \frac{\$}{\text{litro}}$

Gasolina: $E = 0.24 \times 4.8 \text{ HP.op.} \times \frac{\$6.00}{\text{litro}} = 6,912$

b) Otras fuentes de energía: _____

c) Lubricantes: L = a Pc

Capacidad cárter: $C = \frac{2}{\text{litros}}$

Cambios aceite: $\tau = \frac{30}{\text{horas}}$

$a = C/\tau + \frac{0.0035}{0.0030} \times 4.8 \text{ HP.op.} = 0.081 \text{ lit/hr.}$

$\therefore L = \text{lit/hr} \times \frac{\$}{\text{litro}} = 50 \text{ /litro} = 4.05$

d) Llantas: $Ll = \frac{Vll \text{ (valor llantas)}}{Hv \text{ (vida económica)}}$

Vida económica: $Hv = \text{horas}$

$\therefore Ll = \frac{\$}{\text{horas}}$

SUMA CONSUMOS POR HORA \$ 10.96**III.- OPERACION.**

Salarios: S

operador: \$ 633.95

Sal/turno-prom: \$ 633.95

Horas/turno-prom.: (H)

$H = 8 \text{ horas} \times 0.75 \text{ factor rendimiento} = 6 \text{ horas}$

$\therefore \text{Operación} = O = \frac{S}{H} = \frac{\$ 633.95}{6 \text{ horas}} = \$ 105.65$

SUMA OPERACION POR HORA \$ 105.65**COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA (HMD) \$ 141.20**

ANALISIS DE P R E C I O S

OBRA:	ESTRUCTURA CONVENCIONAL
	U-3C

ESPECIFICACION: Elaboración de concreto $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$.
Resistencia normal. T.M.A. 3/4" hecho en obra con revolvedora.

FECHA
Julio/82
UNIDAD
 m^3

MATERIALES	CANT.	U.	C.U.	IMPORTE
CEMENTO	0.348	ton	4200.00	1461.60
ARENA	0.555	m^3	450.00	249.75
GRAVA	0.630	m^3	450.00	283.50
DESPERDICIO	3	%	1994.25	59.84
AGUA	0.202	m^3	30.00	6.06
				2060.75

MANO DE OBRA	REND.	U.	SALARIO	IMPORTE
5 PEONES	0.083	jor	2240.00	185.92
Rend. = 12 m^3 /jor.				
				185.92

EQUIPO Y HERRAMIENTA	CANT.	U.	COSTO	IMPORTE
HERRAMIENTA	3	%	185.92	5.57
REVOLVEDORA	0.66	Hr.	158.76	104.78
				110.35

OBSERVACIONES:	COSTO DIRECTO	\$	2357.02
	INDIRECTOS Y		
	UTILIDAD	\$	
	P R E C I O U N I T A R I O	\$	

A N E X O V

CONSTRUCTORA:	Máquina: <u>Revolvedora con</u>	Hoja No. _____
	Modelo: <u>R-10 MTA NTPSA</u>	Calculo: _____
OBRA: ESTRUCTURA U-3C-	Datos Adic: <u>1 Saco</u>	Revisé _____
	<u>portatil</u>	Fecha: <u>Julio/82</u>

DATOS GENERALES.Precio adquisición: \$ 87,500.00Fecha cotización: Julio 1982

Equipo adicional: _____

Vida económica (Ve): 2 añosHoras por año (Ha): 1600 hr/añoMotor: gasolina de 8 HP.Valor inicial (Vo): \$ 87,500.00Factor operación: 0.70Valor rescate (Vr): 10 % = \$ 8,750.00Potencia operación: 5.60 HP.op.Tasa interés (i): 25 %Coeficiente almacenaje (K): 0.05Prima seguros (s): 3 %Factor mantenimiento (Q): 0.40**I.- CARGOS FIJOS.**a) Depreciación: $D = \frac{V_o - V_r}{V_e} = \frac{87500.00 - 8750.00}{3200} = \$ 24.61$ b) Inversión: $I = \frac{V_o + V_r}{2 Ha} = \frac{87500.00 + 8750.00}{2(1600)} (0.25) = 7.52$ c) Seguros: $S = \frac{V_o + V_r}{2 Ha} = \frac{87500.00 + 8750.00}{3200} (0.03) = 0.90$ d) Almacenaje: $A = KD = 0.05 \times 24.61 = 1.23$ e) Mantenimiento: $M = QD = 0.40 \times 24.61 = 9.84$ SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 44.10**II.- CONSUMOS.**a) Combustible: $E = e P_c$ Diesel: $E = 0.20 \times \text{HP. op.} \times \$ \text{ / lit.} = \$ 8.06$ Gasolina: $E = 0.24 \times 5.6 \text{ HP. op.} \times \$ 6.0 \text{ / lit.} = 8.06$

b) Otras fuentes de energía: _____ = _____

c) Lubricantes: $L = a P_c$ Capacidad cárter: $C_c = 2$ litrosCambios aceite: $f = 100$ horas $a = C/f + \frac{0.0035}{0.0030} = 5.6 \text{ HP. op.} = 0.019 \text{ lit./hr.}$ $\therefore L = 0.019 \text{ lit./hr} \times \$ 50 \text{ / lit.} = 0.95$ d) Llantas: $Ll = \frac{VII \text{ (valor llantas)}}{H_v \text{ (vida económica)}}$ Vida económica: $H_v =$ _____ horas $\therefore Ll = \$ \text{ / horas} = 9.01$ SUMA CONSUMOS POR HORA \$ 9.01**III.- OPERACION.**Salarios: S
operador: \$ 633.95

Sal/turno-prom: \$ _____

Horas/turno-prom.: (H)

 $H = 8 \text{ horas} \times 0.75 \text{ (factor rendimiento)} = 6 \text{ horas}$ $\therefore \text{Operación} = \frac{S}{H} = \frac{633.95}{6} = \$ 105.65$ SUMA OPERACION POR HORA \$ 105.65COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA (HMD) \$ 158.76

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA: ESTRUCTURA CONVENCIONAL

U-3C

ESPECIFICACION: Concreto en columnas $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, mezclado a máquina. Hecho en obra. T.M.A. 3/4" cimbrado y decimbrado

FECHA
Julio/82
UNIDAD
m³

MATERIALES	CANT.	U.	C.U.	IMPORTE
CONCRETO	1	m ³	2357.02	2357.02
DESPERDICIO	3	%	2357.02	70.71
CIMBRA APARENTE	10.17	m ²	386.04	3926.02
				6353.75

MANO DE OBRA	REND.	U.	SALARIO	IMPORTE
1 Albañil	0.2125	jor	633.95	134.71
2 Peones	0.2125	jor	896.00	190.40
				325.11

EQUIPO Y HERRAMIENTA	CANT.	U.	COSTO	IMPORTE
HERRAMIENTA	3	%	325.11	9.75
VIBRADOR	0.75	Hr	141.20	105.90
				115.65

OBSERVACIONES:	COSTO DIRECTO	¢	6794.51
	INDIRECTOS Y		
	UTILIDAD 30%	¢	2038.35
	PRECIO UNITARIO	¢	8832.86

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA:

ESTRUCTURA CONVENCIONAL

U-3C

ESPECIFICACION:

CIMBRA APARENTE EN COLUMNAS DE CONCRETO

FECHA

Julio/82

UNIDAD
m²

MATERIALES	CANT.	U.	C.U.	IMPORTE
Triplay de 16 mm.	0.20	m ²	460.00	92.00
Barrote de 2" X 4"	1.63	P.T.	17.40	28.36
Duela de 1" X 4"	1.23	P.T.	19.50	23.98
Polín de 4" X 4"	1.57	P.T.	17.00	26.69
Chaflán	1.25	ml.	12.54	15.67
Clavo	0.30	Kg.	32.76	9.83
Alambre	0.08	Kg.	28.00	2.24
Diesel	1.00	Lt.	2.51	2.51
				201.28

MANO DE OBRA	REND.	U.	SALARIO	IMPORTE
Carpintero	0.166	Jor	573.80	95.25
Ayudante	0.166	Jor	506.85	84.13
Rend. = 6 m ² /Jor.				
				179.38

EQUIPO Y HERRAMIENTA	CANT.	U.	COSTO	IMPORTE
HERRAMIENTA	3	%	179.38	5.38
				5.38

OBSERVACIONES:	COSTO DIRECTO	₡	386.04
	INDIRECTOS Y		
	UTILIDAD	₡	
	P RECIO U NITARIO	₡	

ANALISIS CIMBRA

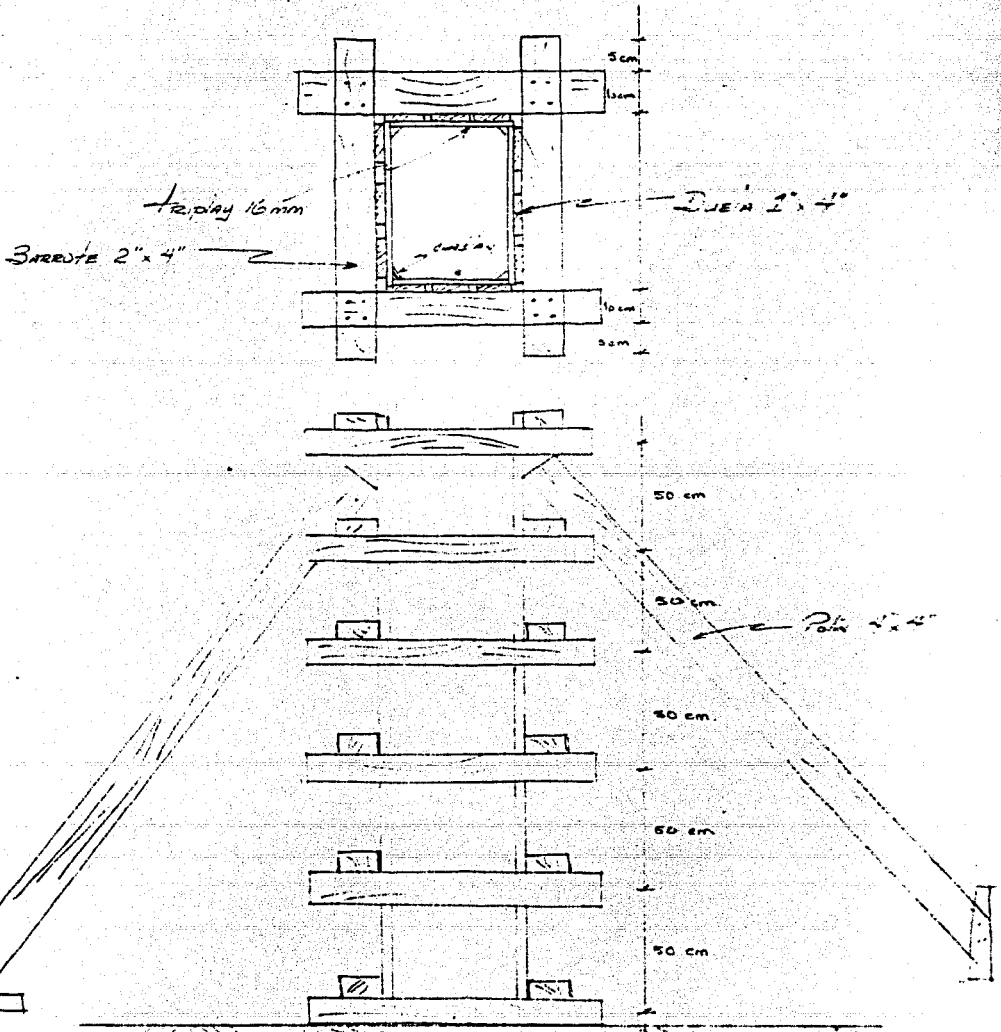
 FECHA Julio/82

 OBRA U-3C

E L E M E N T O	CANT. P. T.	FACTOR CONTACTO	CANT. PT/M2	FACTOR DESP.	CANT. PT/M2	FACTOR USOS.	CANT. PT/M2/USO	C.D. \$/PT	I M P O R T E
COLUMNA									
1. Triplay	4.00m ²	$\frac{1}{4.00}$	1.00	1.20	1.20	6	0.20	460.00	\$ 92.00
2. Yugo (barrote) 2" x 4"):									
$\frac{12 \times 2 \times 4 \times 0.75}{3.657}$	19.68	$\frac{1}{4.00}$	4.92	1.20	5.90	8	0.738	17.40	\$ 12.84
$\frac{12 \times 2 \times 4 \times 0.65}{3.657}$	17.06	$\frac{1}{4.00}$	4.26	1.20	5.11	8	0.638	17.40	\$ 11.10
3. Duela. (Refuerzo)									
$\frac{12 \times 1 \times 4 \times 2.50}{3.657}$	32.81	$\frac{1}{4.00}$	8.20	1.20	9.84	8	1.23	19.50	\$ 23.98
4. Polines; 4x4": $\frac{4 \times 4 \times 4 \times 3.00}{3.657}$	52.50	$\frac{1}{4.00}$	13.12	1.20	15.75	10	1.57	17.00	\$ 26.69
5. Estacas (barrote 2"x4"):									
$\frac{4 \times 2 \times 4 \times 0.40}{3.657}$	3.50	$\frac{1}{4.00}$	0.875	1.20	1.05	4	0.262	17.40	\$ 4.55
6. Chaflan; 4 x 2.50	10.0ml.	$\frac{1}{4.00}$	2.5	1.00	2.5	2	1.25	12.54	\$ 15.67

CROQUIS CIMBRA COLUMNA

h = 2.50 mts.



ANALISIS DE PRECIOS

OBRA: ESTRUCTURA CONVENCIONAL

U-3C

ESPECIFICACION: Concreto de trabes $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ mezclado a máquina. Hecho en obra T.M.A. 3/4" cimbrado y descimbrado.

FECHA

Julio/82

UNIDAD
M³

MATERIALES	CANT.	U.	C.U.	IMPORTE
CONCRETO	1	M ³	2357.02	2357.02
DESPERDICIO	3	%	2357.02	70.71
CIMBRA APARENTE	10.04	m ²	349.99	3513.89
				5941.62

MANO DE OBRA	REND.	U.	SALARIO	IMPORTE
Albañil	0.20	Jor	633.95	126.79
4 Peones	0.20	Jor	1792.00	358.40
Rend. = 5 m ³ /jor.				
				485.19

EQUIPO Y HERRAMIENTA	CANT.	U.	COSTO	IMPORTE
HERRAMIENTA	3	%	485.19	14.55
VIBRADOR	1.2	Hr.	141.20	180.73
MALACATE	0.53	Hr.	195.28	103.49
				298.77

OBSERVACIONES:	COSTO DIRECTO	\$	6725.58
	INDIRECTOS Y		
	UTILIDAD 30%	\$	2017.67
	PRECIO UNITARIO	\$	8743.25

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA:	ESTRUCTURA CONVENCIONAL.
	U-3C.

ESPECIFICACION:

CIMBRA APARENTE EN TRABES DE CONCRETO

FECHA	Julio/82
UNIDAD ²	m ²

MATERIALES	CANT.	U.	C.U.	IMPORTE
Triplay 16 mm.	0.2	m ²	460.00	92.00
Barrote 2 X 4"	1.47	P.T.	17.40	25.57
Duela 1 X 4"	1.116	P.T.	19.50	21.76
Polín 4 X 4"	3.57	P.T.	17.00	60.69
Chaflán	0.81	ml.	12.54	10.20
Clavo	0.30	Kg.	32.76	9.83
Alambre	0.180	Kg.	28.00	5.04
Diesel	1.00	LT.	2.51	2.51
				\$ 227.60

MANO DE OBRA	REND.	U.	SALARIO	IMPORTE
Carpintero	0.11	Jor.	573.80	63.11
Ayudante	0.11	Jor.	506.85	55.75
Rend. = 9 m ² /Jor.				
				118.86

EQUIPO Y HERRAMIENTA	CANT.	U.	COSTO	IMPORTE
Herramienta	3	%	117.78	3.53
				\$ 3.53

OBSERVACIONES:	COSTO DIRECTO	\$	
			349.99
	INDIRECTOS Y		
	UTILIDAD	\$	
	PRECIO UNITARIO	\$	

ANALISIS CIMBRA

FECHA Julio/82

OBRA U-3C

ELEMENTO	CANT. P. T.	FACTOR CONTACTO	CANT. PT/M2	FACTOR DESP.	CANT. PT/M2	FACTOR USOS.	CANT. PT/M2/USO	C.D. \$/PT	IMPORTE
TRABE									
1. Triplay 16mm	9.28mm	1 9.28	1	1.20	1.20	6	0.2	460.00	\$ 92.00
2. Yugo 2 X 4" <u>19X2X4X1.88</u> 3.657	78.14	1 9.28	8.42	1.20	10.10	8	1.263	17.40	\$ 21.97
3. Base 4 X 4" <u>2X4X4X7.55</u> 3.657	66.00	1 9.28	7.12	1.20	8.54	8	1.067	17.00	\$ 18.15
4. Madrina 4 X 4" <u>10X4X4X1.38</u> 3.657	60.37	1 9.28	6.50	1.20	7.80	10	0.78	17.00	\$ 13.27
5. Patas de Gallo 1" X 4" <u>20X1X4X3.1</u> 3.657	67.81	1 9.28	7.30	1.20	8.77	10	0.87	19.50	\$ 17.09
6. Pie derecho 4" X 4" <u>10X4X4X2.05</u> 3.657	89.69	1 9.28	9.66	1.20	11.59	10	1.159	17.00	\$ 19.71
7. Contraviento 1" X 4" <u>18X7.55</u> 3.657	8.25	1 9.28	0.88	1.20	1.06	10	0.106	19.50	\$ 2.08

ANALISIS CIMBRA

FECHA Julio/82

OBRA U-3C

ELEMENTO	CANT. P. T.	FACTOR CONTACTO	CANT. PT/M2	FACTOR DESP.	CANT. PT/M2	FACTOR USOS.	CANT. PT/M2/USO	C.D. \$/PT	IMPORTE
8. Accesorio 4" X 4": <u>10x4x4x1.00</u>	43.75	1	4.71	1.20	5.65	10	0.565	17.00	\$ 9.61
9. Cimbra 2" X 4": <u>20x2x4x0.15</u> 3.657	6.56	1 9.28	0.70	1.20	0.84	4	0.21	17.40	\$ 3.65
10. Cachetes 1" X 4": <u>10x1x4x0.50</u> 1.657	5.46	1 9.28	0.58	1.20	0.70	5	0.14	19.50	\$ 2.73
11. Chaf Lón 2" X 7.55": 15.1M	15.1M	1 9.28	1.62	1.00	1.62	2	0.81M1.	12.54	\$ 10.20

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA:	ESTRUCTURA CONVENCIONAL
	U-3c

ESPECIFICACION: Elaboración de concreto $f'_c = 200 \text{ Kg./cm}^2$. Resistencia rápida. T.M A. 3/4". Hecho en obra por revoladora.

FECHA	Julio/82
UNIDAD	m^2

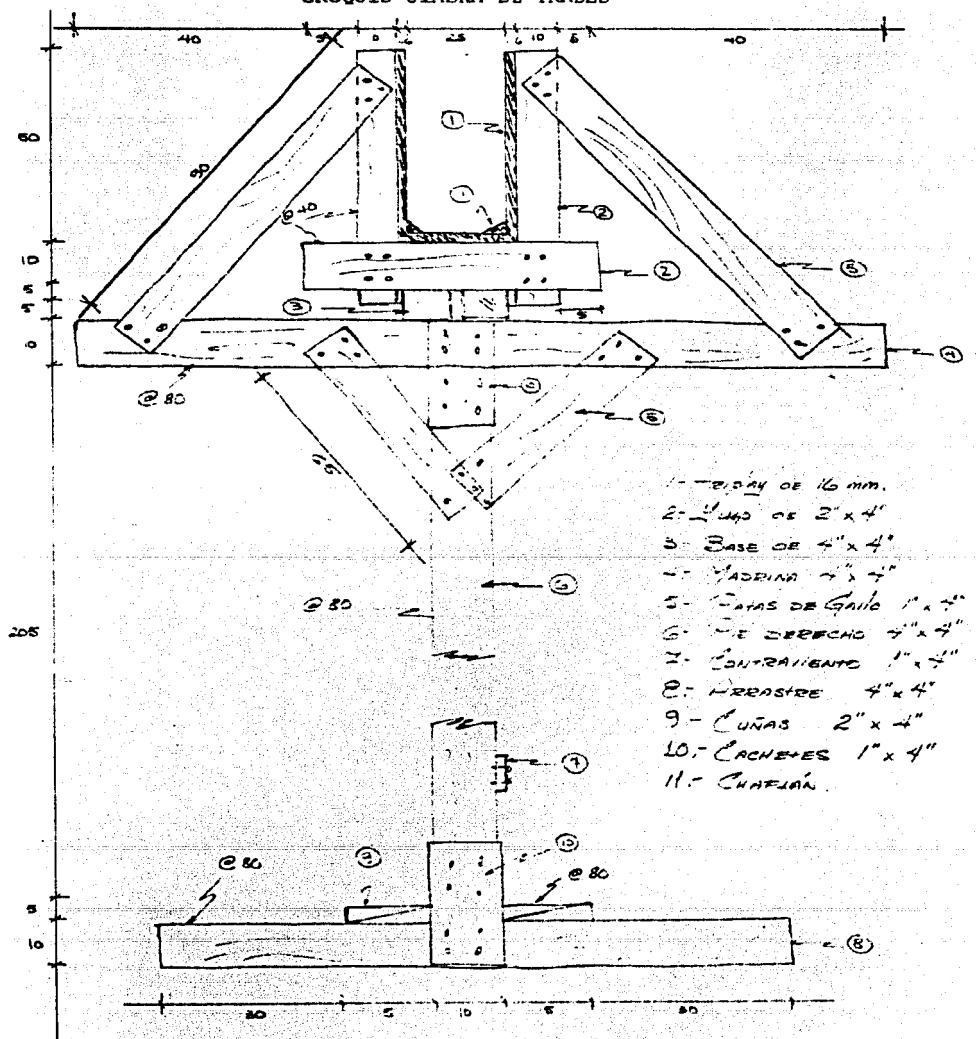
MATERIALES	CANT.	U.	C.U.	IMPORTE
CEMENTO RAPIDO	0.348	ton.	4700.00	1635.60
ARENA	0.555	m^3 .	450.00	249.75
GRAVA	0.630	m^3 .	4505.00	283.50
DESPERDICIO	3	%	2168.85	65.06
AGUA	0.202	m^3 .	30.00	6.06
				2239.97

MANO DE OBRA	REND.	U.	SALARIO	IMPORTE
5 Peones	0.083	Jor.	2240.00	185.92
Rend. = $12 \text{ m}^3/\text{jor.}$				185.92

EQUIPO Y HERRAMIENTA	CANT.	U.	COSTO	IMPORTE
HERRAMIENTA	3	%	185.92	5.57
REVOLVEDORA	0.66	HR	158.76	104.78
				110.35

OBSERVACIONES:	COSTO DIRECTO	\$	2536.24
	INDIRECTOS Y		
	UTILIDAD	\$	
	PRECIO UNITARIO	\$	

CROQUIS CIMBRA DE TRABES



ADICIONES EN CM

ANALISIS DE P R E C I O S

OBRA:

ESTRUCTURA CONVENCIONAL

U-3C

ESPECIFICACION:

Concreto en losas $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, mezclado a máquina. Hecho en obra. T.M.A. $\frac{3}{4}$ ", cimbrado y decimbrado.

FECHA

Julio/82
UNIDAD
 m^3

MATERIALES	CANT.	U.	C.U.	IMPORTE
CONCRETO R. RAPIDA	1	m^3	2536.24	2526.24
DESPERDICIO	3	%	2536.24	76.08
CIMBRA APARENTE	9.09	m^2	262.63	2387.30
				4999.62

MANO DE OBRA	REND.	U.	SALARIO	IMPORTE
2 Albañiles	0.08	Jor.	1267.90	101.43
8 Peones	0.08	Jor.	3584.00	286.72
				388.15

EQUIPO Y HERRAMIENTA	CANT.	U.	COSTO	IMPORTE
HERRAMIENTA	3	%	388.15	11.64
VIBRADOR	0.64		141.20	90.36
MALACATE	0.53	Hr.	195.28	103.49
				205.49

OBSERVACIONES.	COSTO DIRECTO	\$	5593.27
	INDIRECTOS Y		
	UTILIDAD 30%	\$	1677.98
	P R E C I O U N I T A R I O	\$	

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA: ESTRUCTURA CONVENCIONAL

U-3C

ESPECIFICACION:

CIMBRA APARENTE EN LOSAS

FECHA

Julio/82

UNIDAD

 m²

MATERIALES	CANT.	U.	C.U.	IMPORTE
Triplay 16 mm.	0.2	m ²	460.00	92.00
Polín 4" X 3" X 300 mts.	1.21	P.T	17.00	20.57
Polín 4" X 4" X 2.50 mts.	1.18	P.T	17.00	20.09
Duela 1" X 4"	0.122	P.T	19.50	2.38
Barrote 2" X 4"	0.30	Kg.	32.76	9.88
Alambre	0.05	Kg.	28.00	1.40
Diesel	1.00	LT.	2.51	2.51
				151.33

MANO DE OBRA	REND.	U.	SALARIO	IMPORTE
Carpintero	0.10	Jor.	573.80	57.38
Ayudante	0.10	Jor.	506.85	50.68
Rend. = 10 M ² /jor.				
				108.06

EQUIPO Y HERRAMIENTA	CANT.	U.	COSTO	IMPORTE
Herramienta	3.0	%	108.06	3.25
				3.24

OBSERVACIONES:	COSTO DIRECTO	§	262.63
	INDIRECTOS Y		
	UTILIDAD	§	
	PRECIO UNITARIO	§	

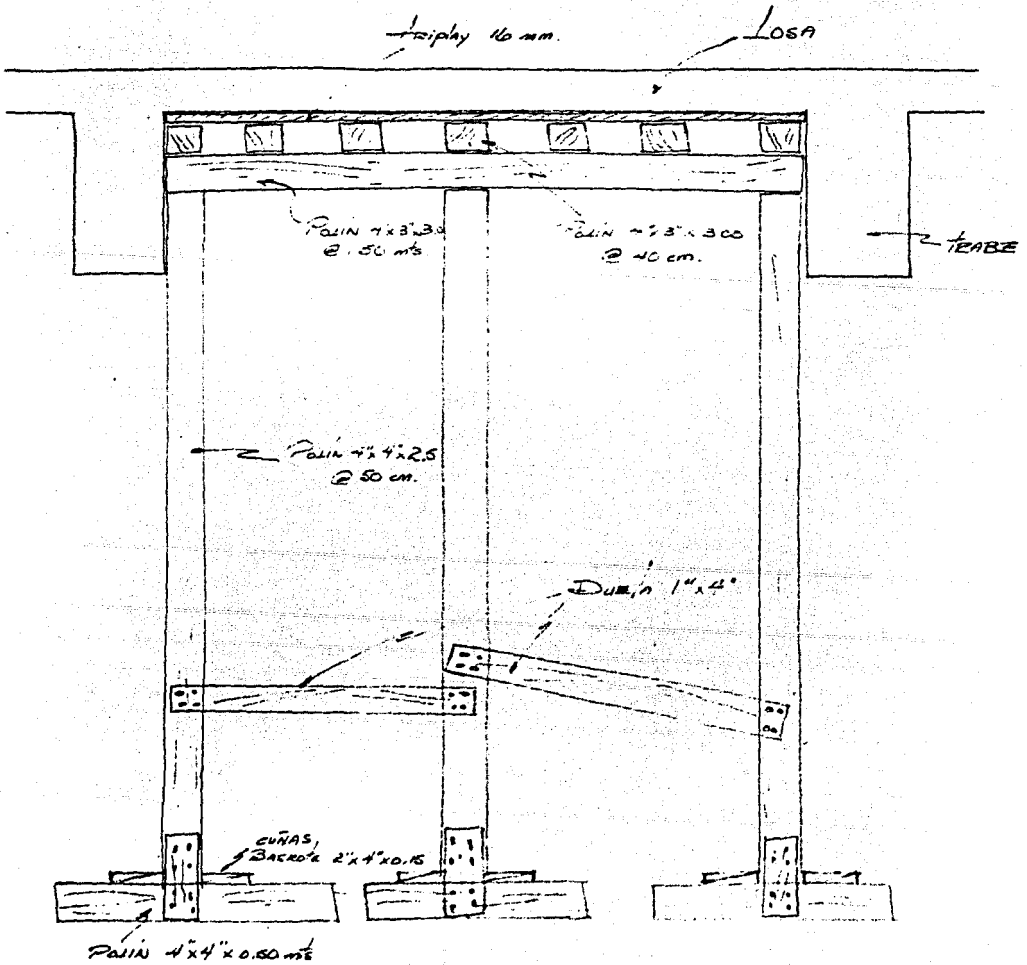
ANALISIS CIMBRA

FECHA Julio/82

OBRA U-3C

E L E M E N T O	CANT. P. T.	FACTOR CONTACTO	CANT. PT/M2	FACTOR DESP.	CANT. PT/M2	FACTOR USOS.	CANT. PT/M2/USO	C.D. \$/PT	I M P O R T E
L O S A									
1. Triplay 16 mm.	24M ²	$\frac{1}{24}$	1.00	1.20	1.20	6	0.20	460.00	\$ 92.00
2. MADRINAS Polin 4"X3"X3.0m. <u>16.52X4X3X3.0</u> 3.657	183.29	$\frac{1}{24}$	7.63	1.20	9.15	10	0.915	17.00	\$ 15.55
3. LAPGUEROS Polin 4X3X3.0m. <u>6X4X3X3.0</u> 3.657	59.06	$\frac{1}{24}$	2.46	1.20	2.95	10	0.295	17.00	\$ 5.01
4. PORTALES Polin 4"X4"X2.50 <u>18X4X4X2.50</u> 3.657	196.88	$\frac{1}{24}$	8.20	1.20	9.84	10	0.984	17.00	\$ 16.73
5. CONTRAVIENTOS Duc 1" X4" X3.0 <u>6X1X4X3.0</u> 3.657	19.68	$\frac{1}{24}$	0.82	1.20	0.98	8	0.122	19.50	\$ 2.38
5. ARRASTRES Polin 4"X4"X0.50 <u>18X4X4X0.50</u> 3.657	39.37	$\frac{1}{24}$	1.64	1.20	1.97	10	10.197	17.00	\$ 3.35
7. CUÑAS Barrote 2"X4"X0.15 <u>36X2X4X0.15</u> 3.657	11.81	$\frac{1}{24}$	0.49	1.20	0.59	4	0.147	17.40	\$ 2.55

CROQUIS CIMBRA EN LOSA



NUMEROS GENERADORES

OBRA ESTRUCTURA U-3C

HOJA _____

FECHA _____

NO.	DESCRIPCION	LOCALIZACION				LARGO	ANCHO	ALTO	PZAS	RESULTADO	OBSERVACIONES
		EJE	DE	A							
	C O L U M N A S										
	Columnas P.B. 1o. y 2o. nivel				9.37	0.35	0.45	24	35.41M ³		
	Total concreto en columnas =								35.41M ³		
	T R A B E S										
	Entrepiso:										
	Trabes T-1				2.89	0.20	0.49	40	11.32M ³		
					3.65	0.20	0.49	2	0.71M ³		
	Trabes T-2				9.53	0.25	0.49	24	28.01M ³		
	Trabes T-3				3.65	0.25	0.44	2	10.80M ³		
	A Z O T E A										
	Trabes T-A				2.89	0.20	0.37	20	4.27M ³		
	Trabes T-B				11.70	0.25	0.50	12	17.55M ³		
	TOTAL CONCRETO EN TRABES =								72.66M ³		
SUMA ESTA HOJA											
ACUMULADO ANTERIOR											
TOTAL											

NUMEROS GENERADORES

OBRA ESTRUCTURA U-3C

HOJA _____

FECHA _____

NO.	DESCRIPCION	LOCALIZACION				LARGO	ANCHO	ALTO	PZAS	RESULTADO	OBSERVACIONES
		EJE	DE	A							
	LOSAS										
	Entrepiso				4.60	3.24	0.11	2	3.28M ³		
					10.20	3.24	0.11	20	72.70M ³		
					19.75	0.225	0.11	4	0.195M ³		
	AZOTEAS:				13.23	36.4	0.10	1	48.15		
	TOTAL M ³ DE CONCRETO EN LOSAS =								124.32M ³		
SUMA ESTA HOJA											
ACUMULADO ANTERIOR											
TOTAL											

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

- "Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras". Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. 1977.
 - "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. 1977.
 - "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado". (ACI - 318-77). American Concrete Institute. 1977.
 - R. Park y T. Paulay. "Estructuras de Concreto Reforzado". Ed. Iimusa. México. 1979.
 - O. González Cuevas y F. Robles F. "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado". Ed. Iimusa. México. 1979.
 - N. Khachaturian y G. Gurfinkel. "Concreto Presforzado". Ed. Diana. México. 1981.
 - Apuntes de "Ruta Crítica". UNAM . Facultad de Ingeniería. Sección de Construcción.
- - -