

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

"FACULTAD DE INGENIERIA"

201  
12

OPTIMIZACION ESTRUCTURAL PARA EL  
TALLER ELECTRICO — MECANICO  
DE LA TERMoeLECTRICA DE  
LIBERTAD SONORA

**TESIS PROFESIONAL**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**CARLOS ASCENSION CAMPOS**

MEXICO, D.F.

1989





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

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

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

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

# INDICE

## CAPITULO I

Introducción	Pág.
1.1.- Generalidades.	1
1.2.- Descripción.	1
1.3.- Objetivos.	6
1.4.- Alcance.	6
1.5.- Base de diseño.	6
1.6.- Determinación de fuerzas de viento.	8
1.7.- Determinación de coeficientes sísmicos.	14
1.8.- Capacidad de suelo.	14
1.9.- Materiales de construcción.	14
1.10.- Reglamentos utilizados.	18
1.11.- Diseño de trabe carril.	19

## CAPITULO II

### ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA COMPUESTA POR MARCOS RIGIDOS DE ACERO, EMPOTRADOS EN LA BASE.

2.1.- Obtención de datos por carga vertical.	26
2.2.- Obtención de datos por viento.	26
2.3.- Obtención de datos por sismo.	28
2.4.- Análisis de marco por computadora.	29
2.5.- Diseño de marco.	36

### C A P I T U L O   I I I

ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA COMPUESTA POR MARGOS RIGIDOS DE ACERO, ARTICULADOS EN LA BASE.

	Pág.
3.1.- Obtención de datos por carga vertical, viento y sismo.	59
3.2.- Análisis de marco por computadores.	59
3.3.- Diseño de marco.	59

### C A P I T U L O   I V

ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA COMPUESTA POR COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO Y CABEZAL DE ARMADURA.

4.1.- Obtención de datos por carga vertical, viento y sismo.	68
4.2.- Análisis de armadura por computadores.	68
4.3.- Diseño de armadura.	74
4.4.- Análisis y diseño de columnas.	75

### C A P I T U L O   V

5.1.- Análisis y diseño de cimentación para la alternativa del capítulo II.	90
5.2.- Análisis y diseño de cimentación para la alternativa del capítulo III y IV.	95

## C A P I T U L O VI

### CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES.

	Pág.
6.1.- Economía.	100
6.2.- Conclusiones.	111

C A P I T U L O I

1.1.- Generalidades.

1.1.1.- El proyecto se encuentra localizado aproximadamente a 200 km., de distancia de la ciudad de Hermosillo, Sonora. Corresponden al sitio las coordenadas  $29^{\circ} 54'$  latitud Norte y  $112^{\circ} 42'$  longitud Oeste.

La planta se localiza en la costa del Edo. de Sonora, a una altitud promedio de 5 m., sobre el nivel medio del mar. La topografía del lugar es sensiblemente plana.

1.2.- Descripción.

1.2.1.- Taller mecánico y eléctrico, es el edificio objeto de este trabajo, y es una de las estructuras de que consta una planta generadora de energía eléctrica, que en nuestro caso es la "Planta Termoeléctrica de Libertad, Sonora".

Con el fin de ubicar a la estructura se hace una breve descripción de los componentes principales de una planta de combustible fósil:

COMPONENTES

FUNCION

Combustible

Proporciona fuente de energía de hidrocarburos.

Caldera

Genera vapor con calor de la combustión.

Turbina	Convierte la energía térmica en fuerza rotatoria mecánica.
Generador	Convierte las fuerzas rotatorias mecánicas en energía eléctrica.
Condensador	Convierte el vapor expansivo en agua.
Calentadores	Mejoran la eficiencia termodinámica del ciclo.
Bombas	Hacen circular diversos fluidos a través de los diferentes sistemas.
Transformadores	Elevan la fuerza eléctrica al nivel requerido para su transmisión tomando en consideración las pérdidas y necesidades.
Líneas de transmisión	Suministran la energía eléctrica desde el punto de generación hasta los sitios de consumo.

Véase figura 1.

1.2.2.- Desde el punto de vista estructural, se encuentran dos grandes grupos:  
Casa de Máquinas y Areas Exteriores.

Véase figura 2.

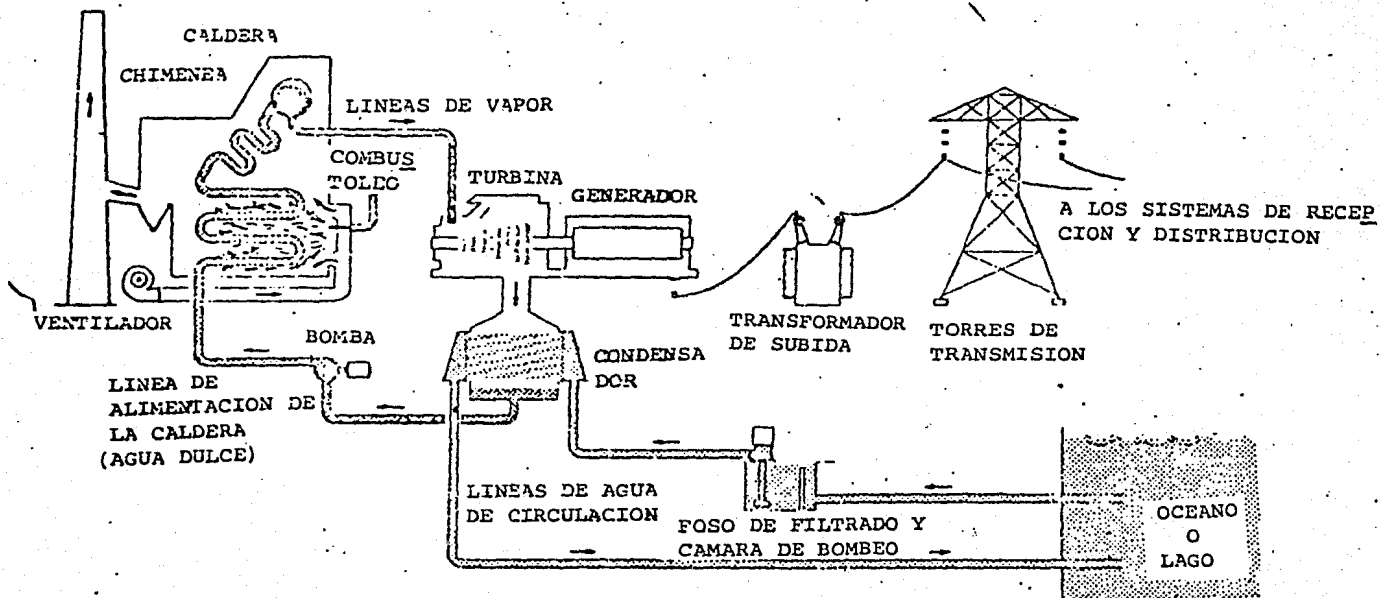


Figura 1 -ELEMENTOS BASICOS DE UNA PLANTA DE VAPOR TIPICA



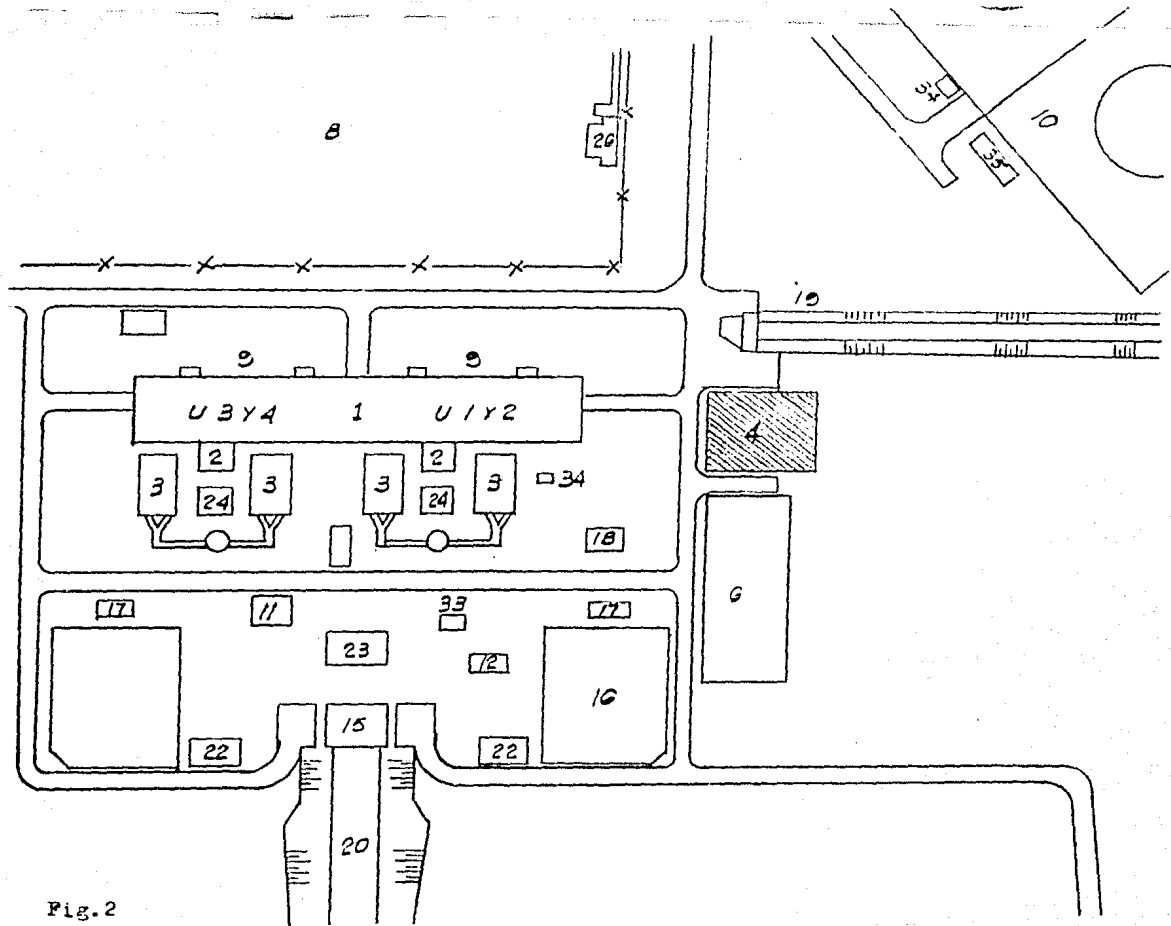


Fig. 2

# NOMENCLATURA

- 1 CASA DE MAQUINAS
- 2 CUARTO DE CONTROL
- 3 CALDERA
- 4 TALLER ELECTRICO MECANICO
- 5 OFICINAS ADMINISTRATIVAS
- 6 ALMACEN DE OPERACION
- 7 CANCELADO
- 8 AREA DE SUBESTACION
- 9 AREA DE TRANSFORMADORES
- 10 RECINTO TANQUES ALMACENAMIENTO DE COMBUSTIBLE
- 11 CASETA DE COMPRESORES
- 12 CASETA DE BOMBAS CONTRA INCENDIO
- 13 COMEDOR
- 14 CUARTO DE CONTROL DE MOTORES
- 15 OBRA DE TOMA
- 16 RECINTO TANQUES DE DIA, COMBUSTIBLE Y DIESEL
- 17 CASETA DE BOMBAS DE DIA, COMBUSTIBLE Y DIESEL
- 18 FOSA DE NEUTRALIZACION
- 19 POZO DE SELLOS
- 20 CANAL DE LLAMADA
- 21 CASETA DE ACCESO
- 22 FOSA SEPARADORA DE ACEITE
- 23 ENFRIADORES Y BOMBAS CIRCUITO CERRADO DE ENFRIAMIENTO
- 24 ZONA DE CALENTADORES DE COMBUSTIBLE
- 25 OFICINA DELEGACION SINDICAL
- 26 CUARTO DE CONTROL PARA SUBESTACION
- 27 PLANTA TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS
- 28 MUELLE PARA DESCARGA DE COMBUSTIBLE
- 29 ALOJAMIENTO MILITAR
- 30 ALMACEN PARA CILINDROS DE GAS
- 31 ALMACEN PARA SUSTANCIAS QUIMICAS SOLVENTES
- 32 LABORATORIO QUIMICO
- 33 CASETA DE SULFATO FERROSO
- 34 CASETA DE PROTECCION CATODICA
- 35 CASETA DE BOMBAS DE TRANSFERENCIA DE COMBUSTIBLE

### 1.3.- Objetivos.

1.3.1.- En el arreglo de la figura 2 se localizó el edificio del Taller Mecánico y Eléctrico, cuyo destino es: alojar los talleres Mecánico y Eléctrico, oficinas, almacén para herramientas, refacciones y baños. Además debe considerarse una grúa con capacidad para 10 toneladas. Véase figura 3.

### 1.4.- Alcance.

1.4.1.- El edificio, tipo nave industrial, se solucionará estructuralmente, bajo las tres alternativas que mencionan los siguientes capítulos. El trabajo solo incluye la solución de la cubierta, los marcos que la forman, así como la cimentación, una tabla comparativa y sus conclusiones.

### 1.5.- Bases de diseño.

- 1.5.1.- Las estructuras de acero se diseñarán usando el criterio de diseño por esfuerzos de trabajo.
- 1.5.2.- Las estructuras de concreto reforzado se diseñarán usando el criterio de diseño por resistencia última.
- 1.5.3.- Las combinaciones de carga para el diseño de estructuras de concreto se harán conforme al reglamento ACI-318-83.
- 1.5.4.- Las combinaciones de carga consideradas para el diseño de estructuras de acero son: CM + CV

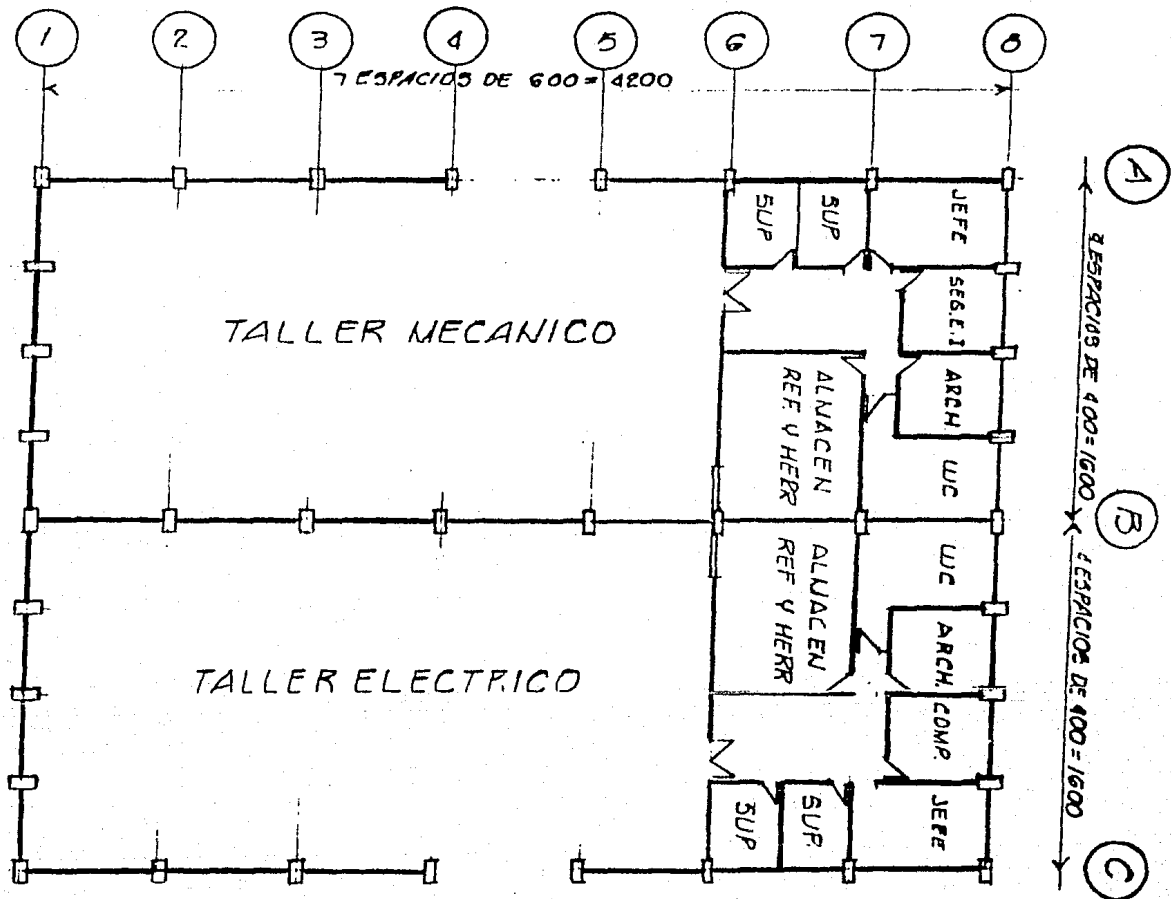


Fig. 3

PLANTA ARQUITECTONICA

CM + CV + GRUA CARGADA

0.75 (CM + CVR + GRUA DESCARGADA + VIENTO)

0.75 (CM + CVR + GRUA DESCARGADA + SISMO)

1.5.5.- Cargas Muertas.

Las cargas muertas incluyen el peso de marcos, techos, muros y equipos permanentes.

1.5.6.- Cargas Vivas.

C U B I E R T A

Pendiente menor del 5%                    100 kg/m<sup>2</sup>

Pendiente mayor del 5%                    60 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva reducida CVR = 0.5 CV

1.6.- Determinación de fuerzas de viento.

De acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E. (C.1.4.) Diseño por viento.

La estructura pertenece a:

Grupo B De acuerdo a su destino.

Tipo 1 De acuerdo a su respuesta ante el viento.

Velocidades de diseño.

VR = Velocidad regional.

VB = Velocidad Básica.

VZ = Velocidad del viento a una altura z sobre el nivel del terreno.

VD = Velocidad de diseño.

VR = 125 km/hr. (ver figura 3 y tablas 1 y 2)

VB = K(VR)

K = 1.0

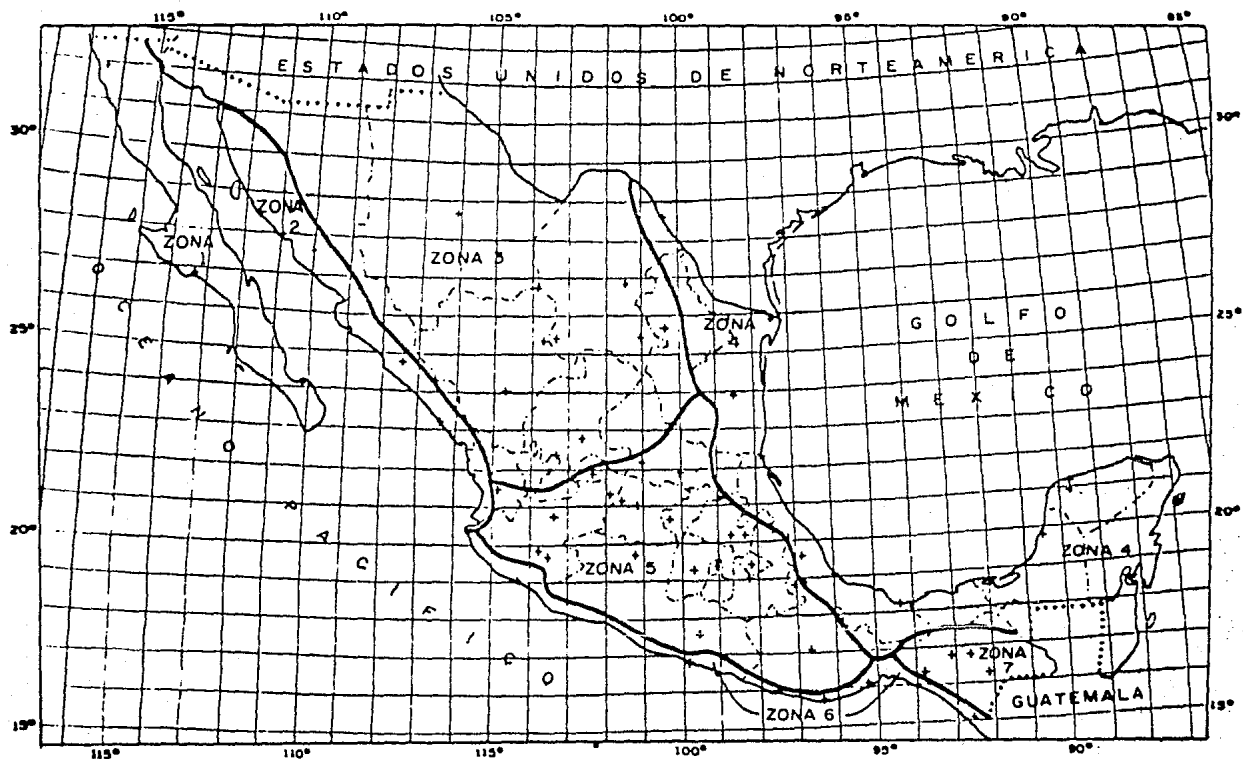


Fig. 4 Regionalización Eólica de la República Mexicana

Tabla 1 VELOCIDADES REGIONALES  $V_R$ 

ZONA EOLICA (FIG. I.1)	VELOCIDAD REGIONAL (km/hora)	
	ESTRUCTURAS GRUPO B ( $T_R = 50$ años)	ESTRUCTURAS GRUPO A ( $T_R = 200$ años)
1	90	105
2	125	150
3	115	125
4	160	185
5	80	90
6	150	170
7	80	95

Tabla 2 CRITERIO PARA ELEGIR LA VELOCIDAD REGIONAL,  $V_R$ 

Estructuras del Grupo:	$V_R$ con período de recurrencia de:
A	200 años
B	50 años
C	No requieren diseño por viento

Tabla 3 FACTOR DE TOPOGRAFIA

TOPOGRAFIA	FACTOR K
a) Muy accidentada, como en el centro de ciudades importantes.	0.70
b) Zonas arboladas, lomeríos, barrios residenciales o industriales.	0.80
c) Campo abierto, terreno plano.	1.00
d) Promontorios	1.20

Tabla 4 VALORES DE  $\alpha$  Y  $\delta$ 

TIPO DE TERRENO	$\alpha$	ALTURA GRADIENTE $\delta$ (metros)
a) Litoral	0.14	200
b) Campo abierto (interior)	0.14	275
c) Terrenos suburbanos	0.22	400
d) Centro de grandes ciudades	0.33	460



$$V_B = 1.0 (125) = 125 \text{ km/hr.}$$

$$V_Z = V_B (Z/10)^\alpha$$

$$\alpha = 0.14 \text{ (ver tabla 4).}$$

$$V_{Z10} = (125) \left( \frac{10}{10} \right)^{0.14} = 125 \text{ km/hr.}$$

$$V_{Z12} = (125) (12/10)^{0.14} = 128 \text{ km/hr.}$$

$$V_{D10} = F_R (V_Z) = 1.0 (125) = 125 \text{ km/hr.}$$

$$V_{D12} = F_R (V_Z) = 1.0 (128) = 128 \text{ km/hr.}$$

$F_R = 1.0$  factor de ráfaga.

Presión del viento.

$$P = 0.0048 G C V_D^2 .$$

C = Coeficiente de empuje.

P = Presión o succión debida al viento en  $\text{kg/m}^2$

$V_D$  = Velocidad de diseño, km/hr.

$G = 8 + h/8 + 2h$ ; G = Factor de reducción de densidad de la atmosfera a la altura h (en km) sobre el nivel del mar.

$$G = (8 + 0.005) / \sqrt{8 + (2 \times 0.005)} = 0.999$$

$$P_{10} = 0.0048 (0.999) (125^2) C = 75 C$$

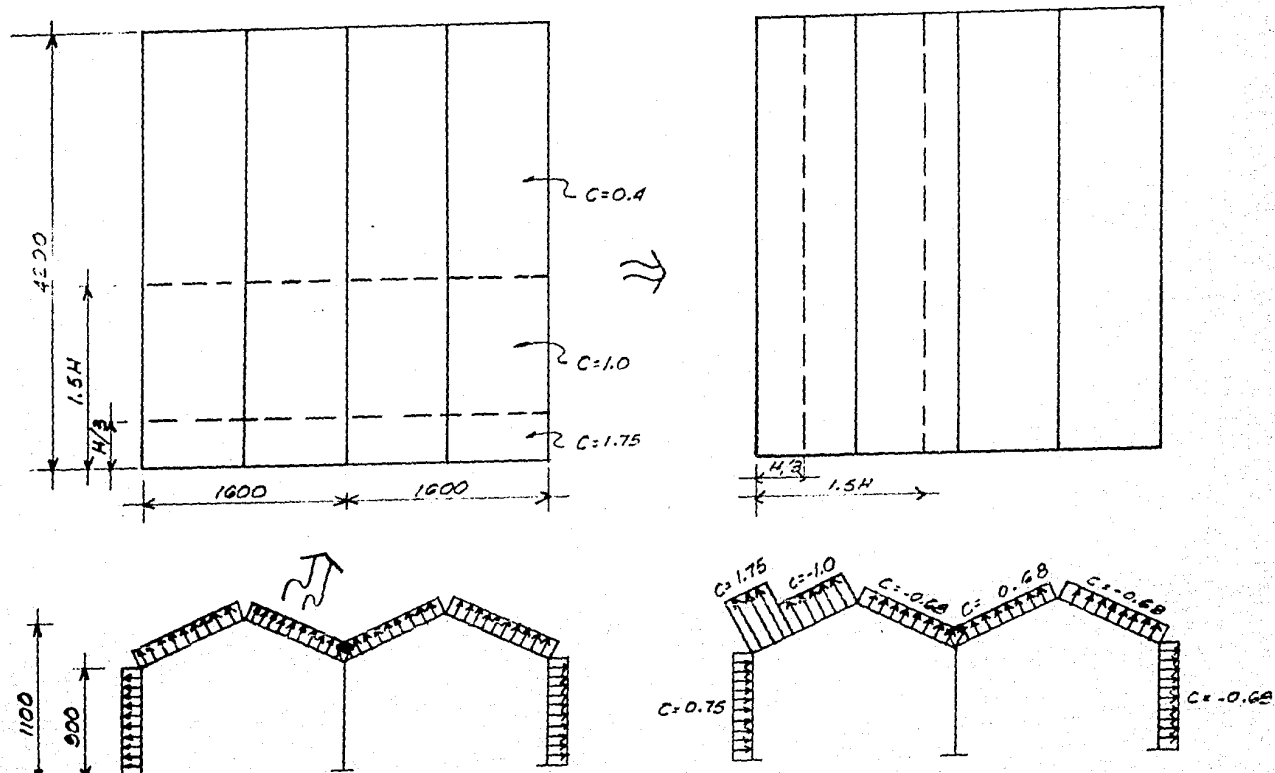
$$P_{12} = 0.0048 (0.999) (128^2) = 78.6 C$$

T A B L A 5

PRESION DE VIENTO ( $\text{kg/m}^2$ )					
COEFICIENTE Z	0.40	0.68	0.75	1.00	1.75
10m	30	51	56	75	131
12m	31.5	53.5	59	78.5	137.5

Fig. 5

DISTRIBUCION DEL COEFICIENTE DE EMPUJE



VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES      VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES

### 1.7.- Determinación de coeficientes sísmicos.

1.7.1.- De acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E. (C.I.3.) Diseño por Sismo. La estructura -- pertenece al grupo B de acuerdo a su destino.

Tipo 1 de acuerdo a su estructuración.

Coefficiente sísmico.

$C = 0.16$  Coeficiente sísmico básico.

( fig 5 y tabla 6 )

Factor de ductilidad

$Q = 4$  marcos rígidos

$Q = 2$  marcos contraventeados (tabla 7).

$CS = 0.16/4 = 0.04$  marcos rígidos.

$CS = 0.16/2 = 0.08$  marcos contraventeados.

### 1.8.- Capacidad del suelo.

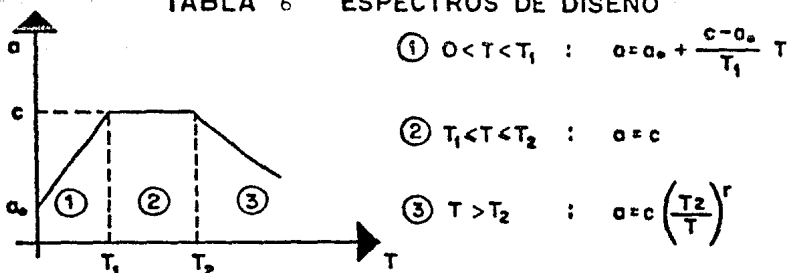
1.8.1.- Los estudios de mecánica de suelos indican que el sub-suelo está formado por un estrato superficial de material granular de aproximadamente cinco metros de espesor, seguido por un estrato de roca de origen ígneo alterada de aproximadamente un metro de espesor, después del cual se puede considerar roca sana con resistencia muy alta.

La recomendación para estructuras secundarias es que, podrán desplantarse sobre la capa de gravas, considerando una carga admisible de  $10 \text{ ton/m}^2$  a una profundidad de 1.0 m.

### 1.9.- Materiales de construcción.



TABLA 6 ESPECTROS DE DISEÑO



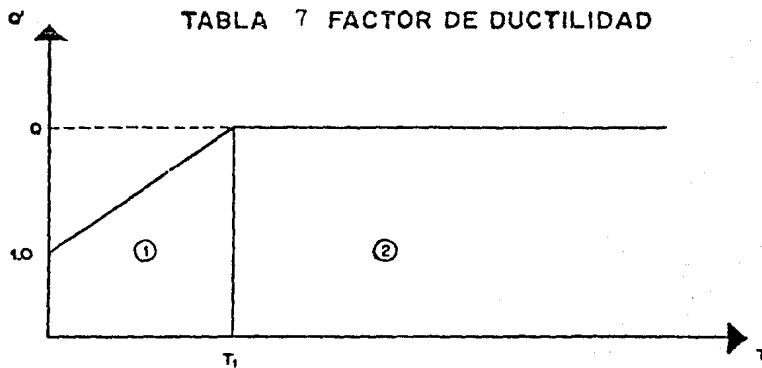
donde:  $a$  : ordenada espectral  
 $a_0$  : ordenada espectral para  $T = 0$   
 $c$  : coeficiente sísmico básico  
 $r$  : exponente adimensional  
 $T$  : período natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos  
 $T_1 T_2$  : períodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	c	$a_0$	$T_1$	$T_2$	r
A	I	0.08	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.12	0.045	0.55	2.0	2/3
	III	0.16	0.06	0.75	3.3	1
B	I	0.16	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.20	0.045	0.50	2.0	2/3
	III	0.24	0.06	0.80	3.3	1
C	I	0.24	0.05	0.25	0.67	1/2
	II	0.30	0.08	0.45	1.6	2/3
	III	0.36	0.10	0.60	2.9	1
D	I	0.48	0.09	0.15	0.55	1/2
	II	0.56	0.14	0.30	1.4	2/3
	III	0.64	0.18	0.45	2.7	1

## NOTA:

Las ordenadas espectrales que se obtienen son para estructuras del grupo B. Estas deberán multiplicarse por 1.3 en el caso de estructuras del grupo A.

TABLA 7 FACTOR DE DUCTILIDAD



$$\textcircled{1} \quad Q = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_1}$$

$$\textcircled{2} \quad Q' = Q$$

donde:

$Q$  y  $Q'$  Factor de ductilidad

$T$  Período de vibración considerado

CASO	FACTOR DE DUCTILIDAD $Q$
1	6.0
2	4.0
3	2.0
4	1.5
5	1.0

1.9.1.- Concreto	$f_c'$	$kg/cm^2$
Cimentación	200	
Estructura	200	
Dalsas y Castillos	150	
Firmes y plantillas	100	
1.9.2.- Acero de Refuerzo	$f_y$	$kg/cm^2$
Varillas $\geq$ No 3	4200	
Varillas $<$ No 3	2530	
1.9.3.- Acero estructural	$f_y$	$kg/cm^2$
Perfiles y placas	2530	

## 1.9.4.- Soldadura

E - 70

## 1.9.5.- Mampostería

Los bloques para mampostería de concreto serán de -  
15x20x240 y la capacidad a compresión de 100  $kg/cm^2$ .

## 1.10.- Reglamentos.

Comisión Federal de Electricidad, "Manual de Diseño de  
Obras Civiles 1981". American Institute of Steel Cons-  
truction. (AISC) octava edición.

American Welding Society (AWS).

American Concrete Institute (ACI) 1983.

## 1.11.- Diseño trabe carril

Datos.

Claro de trabe = 6.0 mts.

Capacidad = 10 tons

Peso del carro = 1.3 tons

Separación de ruedas = 3.2 mts.

Peso del puente = 5.9 tons.

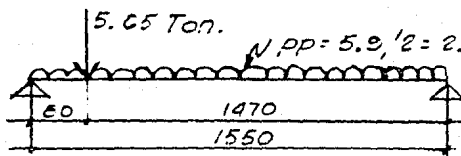
Separación mínima del centro del carro a la trabe carril  
= 0.8 mts.

Claro del puente = 15.5 mts.

Solución.

Cargas sobre cada rueda

$$10/2 = 5.0$$



$$1.3/2 = 0.65$$

$$= 5.65 \text{ tons}$$

$$pp = 5.9/2$$

$$= 2.95 \text{ tons/m.}$$

$$\sum M_B = 0 = -15.0 R_A + 5.65 \times 14.2 + 2.95 \times 15.0/2 = 0$$

$$15.0 R_A = 80.32 + 22.12$$

$$R_A = 102.2/15.0 = 6.82 \text{ tons.}$$

$$\sum P_y = 0 = R_A - 8.6 + R_B = 0$$

$$R_B = 1.78 \text{ tons.}$$

RA máxima descarga por rueda

RB mínima descarga por rueda.



Carga vertical máxima por rueda incluyendo impacto.

$$P_v = 6.82 \times 1.25 = 8.54 \text{ tons. (impacto 25 \% AISC).}$$

Carga horizontal máxima por rueda.

$$P_h = (10 + 1.3) \cdot 0.20 / 2 = 1.13 \text{ tons. (20 \% AISC).}$$

Momentos flexionantes y fuerzas cortantes de diseño.

2 ruedas

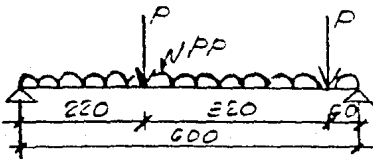
$$a \leq 0.586L$$

$$= 0.586 \times 6.0 \leq 3.52 \text{ mts.}$$

$$a = 3.2 \text{ mts} \leq 3.52 \text{ mts.}$$

$$X = L/2 - (L - a)/2 = L/2 - (6 - 3.2)/2$$

$$X = 2.2 \text{ mts.}$$



Momento vertical

$$M_1 = \frac{P}{2L} (L - a/2)^2 = (8.54 / 2 \times 6) (6 - 3.2/2)^2 = 13.8 \text{ tons-m.}$$

Peso propio de la trabe carril considerado.

$$pp = 67.8 \text{ kg/m.}$$

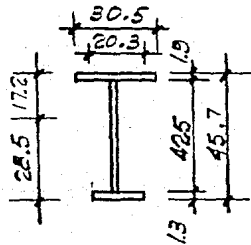
$$M_2 = ppL^2/8 = 0.0678 \times 6^2/8 = 0.305 \text{ tons - m.}$$

$$M_v = 13.8 + 0.305 = 14.1 \text{ tons - m.}$$

Momento horizontal.

$$M_h = (X/L)^2 P_h X = (2.2/6)^2 \cdot 1.13 \times 2.2/6 = 1.82 \text{ tons - m.}$$

Propiedades geométricas de la sección propuesta.



Restricciones por pandeo local.

Patín

$$b/t \leq 95 / \sqrt{F_y}$$

$$152/1.9 = 79.5 < 95, \quad 36 = 15.8$$

Alma

$$d/t_w \leq 14000 / \sqrt{F_y (F_y + 16.5)} \quad t_w$$

$$425/6.4 = 66.4 < 1400 / \sqrt{36 (36 + 16.5)}$$

$$53.1 \leq 322 \times 0.8 = 258$$

$$\bar{y} = \sum A d / \sum A = 3377.8 / 118.35 = 28.5 \text{ cm}$$

$$I_x = \sum \bar{I}_x + \sum A d^2 = 45186 \text{ cm}^4$$

$$A = 118.35 \text{ cm}^2$$

Propiedades de la sección en compresión

$$A_c = A_f + 1/3 d t_w = 30.5 \times 1.9 + 15.3 \times 0.8 / 3 = 62.03 \text{ cm}^2.$$

$$I_f = 1.9 \times 30.5^2 / 12 + 15.3 \times 0.8^3 / 12 = 4492.98 \text{ cm}^4.$$

$$r_t = \sqrt{4492.98 / 62.03} = 8.5 \text{ cm}.$$

$$S_f = 4492.98 / 15.2 = 295.6 \text{ cm}^3.$$

$$S_{sx} = 45186 / 28.5 = 1585 \text{ cm}^3.$$

$$S_{ix} = 45186 / 17.2 = 2627 \text{ cm}^3.$$

Cálculo de esfuerzos.

Flexión

Cuando

$$\sqrt{102 \times 10^3 \text{ Cb} / F_y} \leq L, \quad r_t \leq \sqrt{510 \times 10^3 \text{ Cb} / F_y}.$$

$$\sqrt{102 \times 10^3 \times 1.0 / 36} = 53 \leq L, \quad r_t \leq \sqrt{510 \times 10^3 \times 1.0 / 36} = 119$$

Se utiliza

$$F_b = \left[ 2/3 - F_y (L/r_t)^2 / 1530 \times 10^3 \text{ Cb} \right] F_y$$

Cuando

$$L/rt \geq \sqrt{510 \times 10^3 C_b / P_y} = 119.$$

Se utiliza.

$$P_b = 170 \times 10^3 C_b / (L/rt)^2.$$

O cuando el ala a compresión es sólida y de sección -  
aproximadamente rectangular y su área no es menor que la  
del ala a tracción se tendrá:

$$P_b = (12 \times 10^3 C_b) / (L_d / A_f) \text{ (solo para canales).}$$

$$L/rt = 300 / 8.5 = 35.3$$

$$P_b = \left[ 2/3 - 36(300/8.5)^2 / 1530 \times 10^3 \times 1.0 \right] 36 = 22.9$$

$$= 22.9 \text{ Kips} \geq 21.6$$

$$P_b = 21.6 \text{ Kips} = 1520 \text{ kg/cm}^2.$$

Patín de compresión.

$$f_b = M_v / S_{xx} + M_h / S_f = 14.1 \times 10^5 / 2670 + 1.82 \times 10^5 / 235.6$$

$$= 1143 \text{ kg/cm}^2 \leq 1520.$$

Patín a tensión.

$$f_b = M_v / S_{ix} = 14.1 \times 10^5 / 1585 = 890 \text{ kg/cm}^2 \leq 1520$$

Cortante.

Cortante vertical máximo.

$$V = p_p L / 2 + P_v (2 - a/L) = 0.0678 \times 6 / 2 + 8.54 (2 - 3.2/6)$$

$$= 12.7 \text{ tons.}$$

$$f_v = V / A_w = 12.7 \times 10^3 / 45.7 \times 0.8 = 343 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante horizontal máximo.

$$V_h = P_h (2 - a/L) = 1.37 (2 - 3.2/6) = 2.0 \text{ tons.}$$

$$f_v = V_h / A_f = 2.0 \times 10^3 / 30.5 \times 1.9 = 34.5 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos cortantes totales máximos.

$$343 + 34.5 = 377.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$h/t = 42.5/0.8 = 53.1 \text{ y } a/h = 3$$

$$P_v = 14.5 \text{ Kips} = 1019 \text{ kg/cm}^2 \geq 377.5$$

Flecha.

Con la suma de carga en el centro del claro.

$$\Delta = pL^3/48 EI + 5wL^4/384EI$$

$$= 8540 (2) 600^3/48 \times 2.1 \times 10^6 \times 45186 = 0.81$$

$$+ 5 \times 0.068 \times 600^4/384 \times 2.1 \times 10^6 \times 45186 = 0.012/0.82 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = L/600 = 600/600 = 1 \text{ cm.}$$

$$\Delta = 0.82 \text{ cm} \leq \Delta_{\text{permisible}} = 1.0 \text{ cm.}$$

Peso de trabe, riel y accesorios.

$$P = 678 \text{ kg.}$$

Descargas al marco.

Grúa cargada.

Descarga por marco máxima.

$$P(2-a, 2) = 6.82(2-3.2, 6) = 10.0$$

$$PP = 0.678 \quad \begin{array}{l} = 0.678 \\ = 10.7 \end{array}$$

$$P = 10.7 \text{ tons}$$

Descarga por marco mínima.

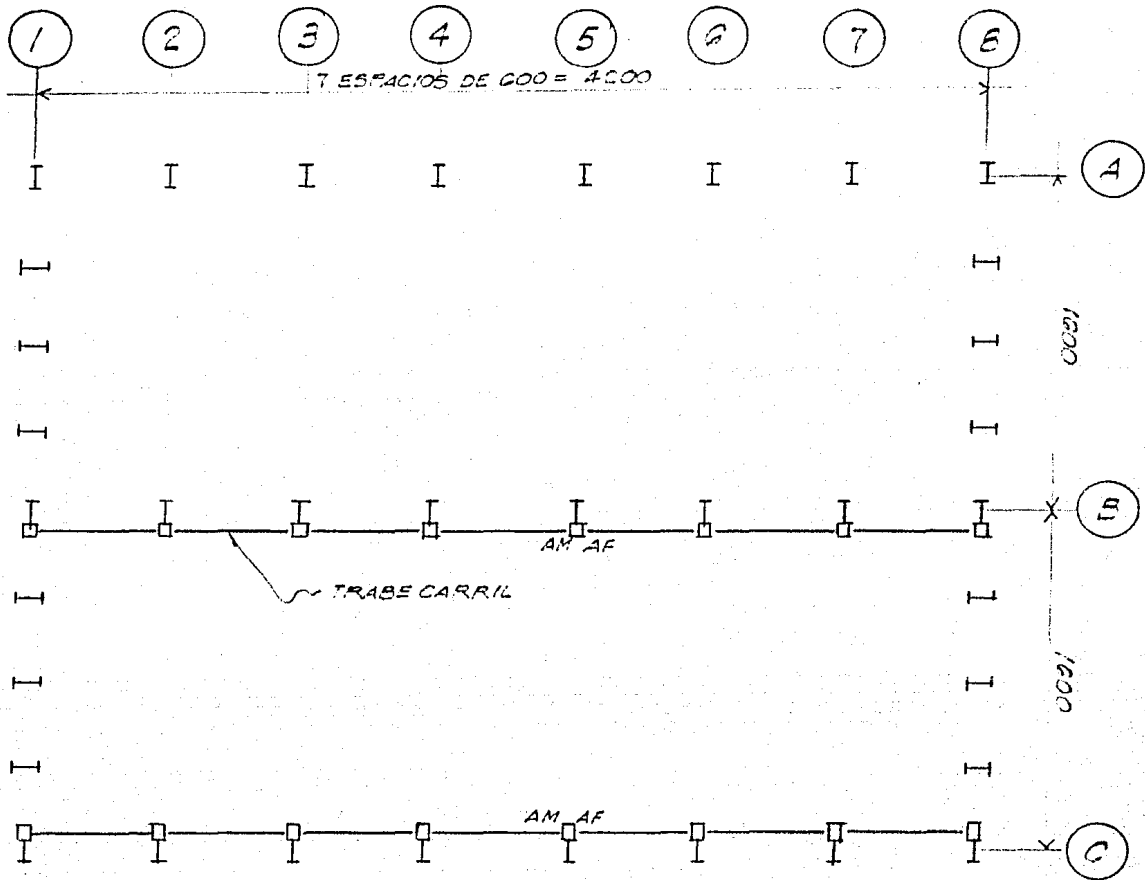
$$P(2-a, 4) = 1.78 (2-3.2, 6) = 2.61$$

$$PP = 0.678 \quad \begin{array}{l} = 0.678 \\ = 3.28 \end{array}$$

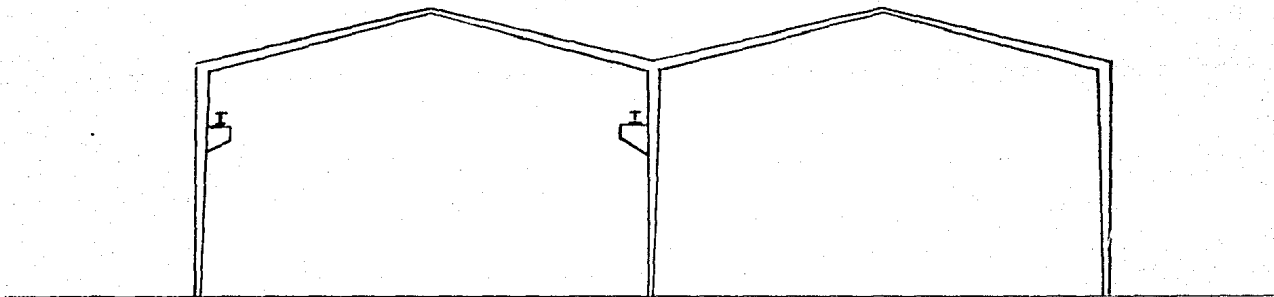
$$P = 3.30 \text{ tons.}$$

Grúa descargada.

$$P = 4.78 \text{ tons.}$$



PLANTA TRASE CARRIL



MARCO TIPO

## C A P I T U L O   I I

Análisis y diseño de estructura compuesta por marcos rígidos de acero, empotrados en la base.

### 2.1.- Obtención de datos por carga vertical.

Carga muerta.

Para nuestro caso.

$$C.M. = 25 \text{ kg/m}^2$$

Para un ancho de 6 mts. = 150 kg/m.l.

Peso propio = 63 kg/m.l.

Carga viva.

Para nuestro caso cuya pendiente es mayor del 5 %, tenemos:

$$C.V. = 60 \text{ kg/m}^2$$

y un ancho de 6 mts. = 360 kg/m.l.

Grúa cargada.

P máx. = 10.70 tons.

M máx. = 4.90 tons - m.

P mín. = 3.30 tons.

M mín. = 1.50 tons - m.

Grúa descargada.

P = 4.78 tons.

M = 2.18 tons - m.

### 2.2.- Obtención de datos por viento.

El viento está considerado dentro de las cargas accidentales y puede alcanzar valores significativos durante lapsos breves.

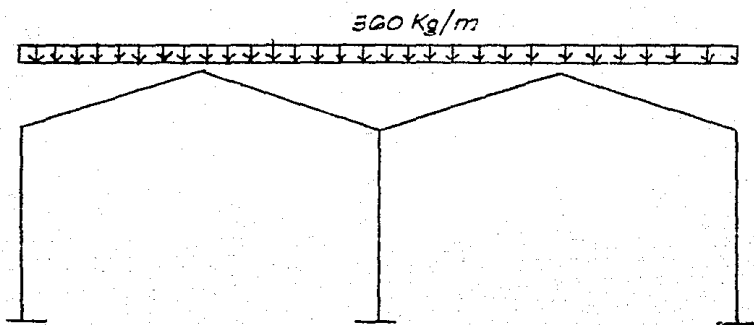
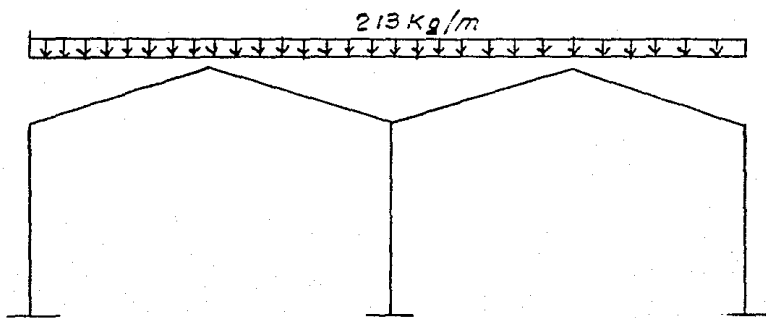


Fig. 9



De acuerdo a la tabla 1 y la figura 4 <sup>5</sup> para el comportamiento del coeficiente de empuje, tenemos:

Para un ancho de 6 mts.

Viento paralelo a ejes letras.

$$P = 78.5 \text{ kg/m}^2 \quad W = - 471 \text{ kg/ml.}$$

$$P = 75 \text{ kg/m}^2 \quad W = \pm 450 \text{ kg/ml.}$$

Viento paralelo a ejes números.

$$P = 137.5 \text{ kg/m}^2 \quad W = - 825 \text{ kg/ml.}$$

$$P = 78.5 \text{ kg/m}^2 \quad W = - 471 \text{ kg/ml.}$$

$$P = 53.5 \text{ kg/m}^2 \quad W = - 321 \text{ kg/ml.}$$

$$P = 51 \text{ kg/m}^2 \quad W = \pm 306 \text{ kg/ml.}$$

$$P = 56 \text{ kg/m}^2 \quad W = \pm 336 \text{ kg/ml}$$

### 2.3.- Obtención de datos por sismo.

El sismo está considerado dentro de las cargas accidentales, y puede al igual que el viento alcanzar valores significativos durante lapsos breves.

En nuestro caso.

$$C.M. = 25$$

$$C.V. = \frac{60}{85} \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Peso propio} = 63 \text{ kg/m}^2.$$

Para un ancho de 6 mts.

$$85 \times 6 \times 32 = 16320$$

$$63 \times 32 = \frac{2016}{18336}$$

$$W = 18336 \text{ kg.}$$

$$P = W C_B.$$

$F = 18.336 \times 0.04 = 0.73$  tons (marcos rígidos).

$F = 18.336 \times 0.08 = 1.46$  tons (marcos contraventados).

Los valores por sismo son menores que los obtenidos para viento por lo que el sismo se descarta del análisis.

#### 2.4.- Análisis de marco por computadora.

A continuación presentamos la codificación del marco transversal con sus condiciones y combinaciones de carga.

Strudl 'MARCO TRANSVERSAL'

Type plane frame

units m mton

joint coordinates

1	0.00	0.00	S
2	0.00	6.50	
3	0.00	9.00	
4	16.00	0.00	S
5	16.00	6.50	
6	16.00	9.00	
7	32.00	0.00	S
8	32.00	6.50	
9	32.00	9.00	
10	4.00	10.00	
11	8.00	11.00	
12	12.00	10.00	
13	20.00	10.00	
14	24.00	11.00	
15	28.00	10.00	

## MEMBER INCIDENCES

1	1	2
2	2	3
3	4	5
4	5	6
5	7	8
6	8	9
7	3	10
8	10	11
9	11	12
10	12	6
11	6	13
12	13	14
13	14	15
14	15	9

## MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 5 8 9 12 13 AX 0.0079 IZ 0.00029  
 3 4 AX 0.009 IZ 0.00035  
 2 6 7 10 11 14 AX 0.0079 IZ 0.00029

## CONSTANTS

E 2.10E7 ALL

G 8.40E6 ALL

LOADING 1 'CARGA MUERTA'

MEMBER LOADS FOR Y GLO

1 2 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 UNI W -0.213

3 4 UNI -0.063

LOADING 2 'CARGA VIVA'

MEMBER LOADS FOR Y GLO

7 8 9 10 11 12 13 14 UNI W -0.360  
 LOADING 3 'VIENTO DIRECCION EJES LETRAS'  
 MEMBER LOADS FOR Y GLO

7 8 9 10 11 12 13 14 UNI W 0.471  
 MEMBER LOADS FOR X GLO  
 1 2 UNI -0.450  
 5 6 UNI 0.450

LOADING 4 'VIENTO DIRECCION EJEN NUMEROS'  
 MEMBER LOADS FOR Y GLO

7 UNI W 0.825  
 8 UNI W 0.471  
 9 UNI W 0.321  
 10 UNI W 0.321  
 11 UNI W 0.321  
 12 UNI W 0.321  
 13 UNI W 0.321  
 14 UNI W 0.321

MEMBER LOADS FOR X GLO

1 2 UNI W 0.336  
 5 6 UNI W 0.306

LOADING 5 'SISMO DIRECCION EJEN NUMEROS'  
 JOINT LOADS

3 9 FOR X 0.19  
 6 FOR X 0.360

LOADING 6 'CARGA DE GRUA EN C'  
 JOINT LOADS

2 FOR Y -10.70

5 FOR Y - 3.30

2 5 FOR X - 1.13

2 MOM Z - 4.30

5 MOM Z 1.50

LOADING 7 'CARGA DE GRUA EN B'

JOINT LOADS

2 FOR Y - 3.30

5 FOR Y - 10.70

2 5 FOR X 1.13

2 MOM Z - 1.50

5 MOM Z 4.30

LOADING 8 'GRUA DESCARGADA'

JOINT LOADS

2 5 FOR Y - 4.78

2 MOM Z - 2.180

5 MOM Z 2.18

STIFFNESS ANALYSIS

LOADING COMBINATION 9 'CM+CV'

COMB 9 1 1.0 2 1.0

LOADING COMBINATION 10 'CM CVR GRUA DESC VTO DIREC LETRAS'

COMB 10 1 0.75 2 0.375 4 0.75 8 0.75

LOADING COMBINATION 11 'CM CVR GRUA DESC VTO DIREC NOS'

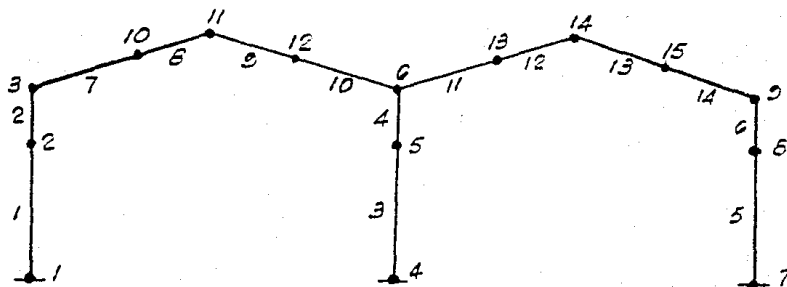
COMB 11 1 0.75 2 0.375 8 0.75

LOADING COMBINATION 12 'CM CVR GRUA DESC SISMO'

COMB 12 1 0.75 2 0.375 5 0.75 8 0.75

LOADING COMBINATION 13 'CM CVR GRUA DESC-SISMO'

COMB 13 1 0.75 2 0.375 5 - 0.75 8 0.75  
LOADING COMBINATION 14 'CM CV GRUA CARGADA EN C'  
COMB 14 1 1.0 2 1.0 6 1.0  
LOADING COMBINATION 15 'CM CV GRUA CARGADA EN B'  
COMB 15 1 1.0 2 1.0 7 1.0  
LOADING COMBINATION 16 'CM VTO DIRECCION LETRAS'  
COMB 16 1 0.75 3 0.75  
LOADING COMBINATION 17 'CM VTO DIRECCION NOS'  
COMB 17 1 0.75 4 0.75  
OUTPUT BY MEMBERS  
LIST FORCES REACTIONS DISPLACEMENT ALL  
FINISH.



MARCO TRANSVERSAL

Fig. 10

# RESUMEN DE ELEMENTOS MECANICOS

		M I E M B R O S													
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
COMB 9	A	4.36	4.36	9.6	9.6	4.3	4.3	2.5	2.5	2.6	2.6	2.6	2.6	2.5	2.5
		-4.36	-4.36	-9.6	-9.6	-4.3	-4.3	-2.5	-2.5	-2.6	-2.6	-2.6	-2.6	-2.5	-2.5
	V	-1.5	-1.5	0.0	0.0	1.5	1.5	3.9	1.5	0.4	-1.9	4.3	1.9	0.9	-1.5
		1.5	1.5	0.0	0.0	-1.5	-1.5	-1.5	0.8	1.9	4.3	-1.9	0.4	1.5	3.9
	M	-5.7	4.1	0.0	0.0	5.7	-4.1	7.9	-3.1	-4.4	-1.3	11.5	-1.3	-4.4	-3.1
		-4.1	-7.1	0.0	0.0	4.1	7.9	3.1	4.4	1.3	-11.5	1.3	4.4	3.1	-7.9
COMB 14	A	15.1	4.4	13.0	9.7	4.2	4.2	2.7	2.6	2.7	2.7	2.2	2.2	2.1	2.1
		-15.1	-4.4	-13.0	-9.7	-4.2	-4.2	-2.7	-2.6	-2.7	-2.7	-2.2	-2.2	-2.1	-2.1
	V	-3.3	-1.6	-1.15	0.5	1.08	1.08	3.9	1.5	0.5	-1.8	4.5	2.2	0.9	-1.4
		3.3	1.6	1.15	-0.5	-1.08	-1.08	-1.5	0.8	1.8	4.1	-2.2	0.2	1.4	3.8
	M	-12.0	4.5	-5.2	3.7	3.10	-3.96	8.5	-2.7	-4.3	-1.7	13.1	-0.9	-5.1	-4.1
		-9.4	-8.6	2.2	-2.4	3.96	6.6	2.7	4.3	1.6	-10.7	0.87	5.0	4.1	-6.6
COMB 15	A	7.57	4.2	20.2	9.5	4.5	4.5	3.2	3.2	3.3	3.4	3.0	3.0	2.98	2.98
		-7.57	-4.2	-20.2	-9.5	-4.5	-4.5	-3.2	-3.2	-3.3	-3.4	-3.0	-3.0	-2.98	-2.98
	V	-0.55	-2.2	2.0	0.3	1.9	1.9	3.6	1.2	0.5	-1.84	4.0	1.65	0.8	-1.57
		0.55	2.2	-2.0	-0.3	-1.9	-1.9	-1.2	1.1	1.8	4.20	-1.7	0.70	1.6	3.90
	M	-1.2	0.8	7.2	-0.8	8.2	-4.3	6.4	-3.5	-3.7	-1.0	9.9	-1.8	-3.7	-2.1
		-2.3	-6.4	5.7	1.5	4.3	9.2	3.5	3.7	1.0	-11.4	1.8	3.7	2.1	-9.1

Tabla: 8



## 2.5.- Diseño de Marco.

Con los datos obtenidos del análisis por computadora, y tomando los valores más desfavorables de las combinaciones mostradas, realizaremos el diseño de los elementos estructurales.

### 2.5.1.- Trabes.

De las combinaciones 9, 14 y 15 que son las representativas de los valores máximos, realizamos el cálculo.

Para la combinación 14.

Rodilla.

$P = 2.2$  tons.

$V = 4.5$  tons.

$M = 13.1$  tons - m.

Centro.

$P = 2.2$  tons.

$V = 2.2$  tons.

$M = 5.0$  tons - m.

Sección propuesta.

Rodilla

IPC 406x203 (61)

$A = 75.8$  cm<sup>2</sup>

$I_x = 22333$  cm<sup>4</sup>

$S_x = 1123$  cm<sup>3</sup>

$r_{\min} = 4.8$  cm

$r_t = 5.5$  cm

$d/A_f = 1.575$

Restricciones por pandeo local.

Patín.

$$b/t \leq 95/\sqrt{F_y}$$

$$10.16/1.3 = 7.8 \leq 95/\sqrt{36} = 15.8$$

Alma.

$$h/t_w \leq 14000/\sqrt{F_y (F_y + 16.5)}$$

$$38.1/0.64 = 59.5 \leq 14000/\sqrt{36 (36 + 16.5)} = 322 \text{ tw.}$$

$$59.5 \leq 206$$

Flexocompresión.

Flexión.

$$\text{Cuando } 53 \leq L/r_t \leq 119$$

$$53 \leq 72.7 \leq 119$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{36 (72.7)^2}{1530 \times 10^3 \times 1.0} \right] 36$$

$$= 19.5 \text{ Kips} = 1373 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 12 \times 10^3 \times 1.0 / 400 \times 1.5 / 5 = 16.9 \leq 19.5$$

Compresión.

$$f_a = P/A = 2200/75.8 = 29 \text{ kg/cm}^2$$

$$KL/r \text{ mín} = 1.0 \times 400 / 4.8 = 83.3$$

$$F_a = 15.03 \text{ Kips} = 1075 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a/F_a = 0.028 \leq 0.15$$

$$f_a/F_a + f_b/F_b \leq 1.0$$

$$f_b = 13.1 \times 10^5 / 1129 = 1160 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.028 + 1160 / 1373 = 0.87 \leq 1.0$$

Cortante.

$$h/t_w = 38.1/0.64 = 60 \text{ y } a/h = 3$$

$$F_v = 14.5 \text{ Kips} = 1019 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = V/htw = 4500/38.1 \times 0.64 = 185 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v \leq F_v$$

Flecha.

La deformación obtenida es:

$$\Delta = 1.6 \text{ cm} \leq \Delta_p = L/360 = 4.4 \text{ cm.}$$

Por lo tanto la sección propuesta es buena.

Centro.

Procediendo de la misma manera, encontramos para la parte central una sección IPC 203x203 (49.2)

#### 2.5.2.- Columnas.

Eje A

Para la combinación 15

Miembro 5

$$P = 4.5 \text{ tons.}$$

$$v = 1.9 \text{ tons}$$

$$M = 8.2 \text{ tons - m}$$

Miembro 6

$$P = 4.5 \text{ tons.}$$

$$V = - 1.9 \text{ tons.}$$

$$M = 3.2 \text{ tons - m}$$

Parte superior de la columna.

Sección propuesta.

IPC 406x203 (51)

Flexocompresión.

Compresión.

$$f_b = P/A = 4500/63.3 = 71 \text{ kg/cm}^2$$

$$KL/r \text{ min} = 1.0 \times 450/4.6 = 98$$

$$F_a = 13.23 \text{ Kips} = 930 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b/F_a = 0.076 \leq 0.15$$

Flexión.

$$F_b = \left[ 2/3 - 36 (450/5.3)^2 / 1530 \times 10^3 \times 1.0 \right] 36$$

$$= 17.9 \text{ Kips} = 1258 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 12 \times 10^3 \times 1.0 / 450 \times 2.10 = 12.7 \leq 18.3$$

$$f_b = 9.2 \times 10^5 / 902 = 1020 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a/F_a + f_b/F_b = 0.83 \leq 1.0$$

Por lo tanto la sección propuesta es buena; siguiendo el procedimiento anterior encontramos para:

Eje C IPC 406x203 (61)

Columnas de cabecera IPR 305x165 (40.3)

### 2.5.3.- Diseño de placas base.

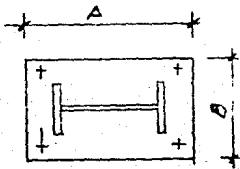
Columna Eje A

P = 4.5 tons.

V = 1.3 tons.

M = 8.2 tons - m

Sección IPC 406x203 (51)



Como  $P+T - C = 0$

Tomando momentos con respecto a C.

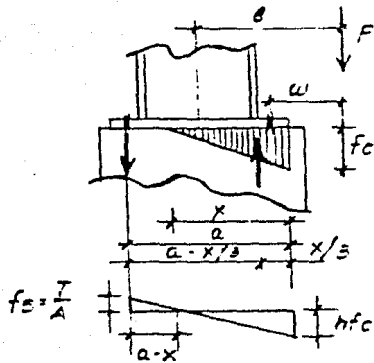
$$P (X/3 \pm w) - T(a-X/3) = 0$$

Y

$$nfc / (T/As) = X / (a-X)$$

Donde

$$P = T (3a-X) / (X \pm 3w)$$



Como.

$$C = BXfc/2$$

Y

$$f_c = X (T/As)/n(a-X)$$

$$C = BTX^2/2nAs(a-X)$$

de donde.

$$\begin{aligned} T(3a - X)/(X \pm 3w) + T &= \\ &= BTX^2/2nAs(a - X) \end{aligned}$$

Dividiendo ambos miembros entre T y simplificando, tenemos:

$$X^3 \pm 3wX^2 + 6nAs(a \pm w)X/B = 6nAs(a \pm w)a/B$$

$$\text{Si } W = 6nAs(a \pm w)/B$$

Entonces.

$$X^3 \pm 3wX^2 + WX = Wa$$

Y

$$T = P(Y \pm 3w)/(3a - X)$$

$$f_c = 2(P + T)/BX$$

Con

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

$$f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 4270 \text{ w } 1.5 \sqrt{f_c'} = 21060 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a = 23,000,000 \text{ lb/in}^2 = 2039000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_a/E_c = 9.7$$

$$e = M/P = 850,000/6,400 = 133 \text{ cm.}$$

$$A = 60 \text{ cm}$$

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

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$w = e - A/2 = 133 - 30 = 103$$

$$2 \phi 13 \quad A_B = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$W = 6 \times 3.7 \times 4.02 (55 + 103) / 30 = 1232$$

$$W_B = 67760$$

$$X^3 + 303X^2 + 1232X - 67760 = 0$$

1	303	1232	-67760	12.7
	12.7	4086	67538	
1	321.7	5318	≈ 0	

$$X^2 + 321.7X + 5318 = 0$$

$$X = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-321.7 \pm \sqrt{321.7^2 - 4 \times 1 \times 5318}}{2 \times 1}$$

$$X_1 = 12.7$$

$$X_2 = -17.4$$

$$X_3 = -304$$

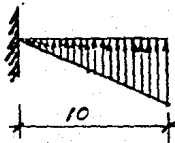
$$T = 4.5 (12.7 + 303) / (3 \times 55 - 12.7) = 9.5 \text{ tons.}$$

$$f_c = 2(9.5 + 4.5) / 30 \times 12.7 = 73 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cp} = 0.35 f_c' \sqrt{A_2/A_1} = 0.35 \times 200 \sqrt{532/381}$$

$$f_{op} = 83 \text{ kg/cm}^2 \geq 73$$

Espesor de Placa Base



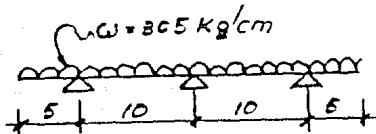
$$M = [ (73 \times 10) / 2 ] \times 10.0 \times 2/3$$

$$= 2433 \text{ kg-cm}$$

$$t = \sqrt{6M / F_b B}$$

$$= \sqrt{6 \times 2433 / 0.75 \times 2530 \times 1.0}$$

$$= 2.77 \text{ cm}$$



Con Atiesadores

$$W = 73 \times 10,2 = 365 \text{ kg/cm}$$

$$M(-) = 365 \times 5^2 / 2 = 4563 \text{ kg - cm}$$

$$M(,) = 365 \times 10^2 / 12 = 3042 \text{ kg - cm}$$

$$M(+) = 365 \times 10^2 / 8 = 4563 \text{ kg - cm}$$

$$t = \sqrt{6 \times 4563 / 0.75 \times 2530 \times 10} = 1.2 \text{ cm}$$

Siguiendo el procedimiento anterior, encontramos para:

Eje B Placa Base  $60 \times 30 \times 1.6$

Anclas  $4 \phi 1.9$

Eje C Placa Base  $60 \times 30 \times 1.6$

Anclas  $4 \phi 1.9$

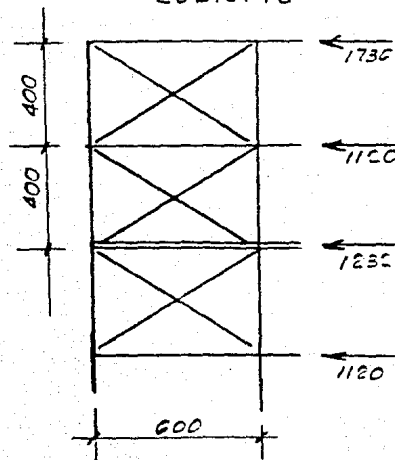
Para columnas secundarias

Placa Base  $40 \times 20 \times 1.0$

Anclas  $2 \phi 1.6$

#### 2.5.4.- Contravientos, Puntales y Largueros

Cubierta



Tensor

$$T = 2073 \text{ kg}$$

$$F = P/A$$

$$A = P/F = 2073 / 1520 \times 1.33$$

$$= 1.03 \text{ cm}^2$$

$$\therefore 13 \text{ mm}$$

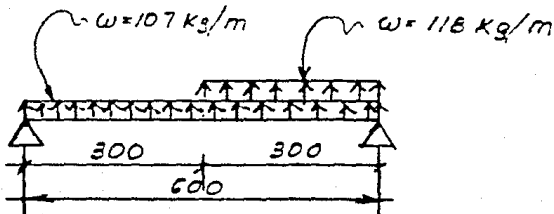
Puntal-Larguero.

$$l = 600/3 = 200 \text{ cm.}$$

Con CPS 152 (12.2)

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.0 \times 200}{1.32} = 151 \Rightarrow Pa = 6.55 \text{ Ksi} = 461 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.0 \times 600}{5.94} = 101$$



$$M = 586.5 \times 3 - 225 \times 3^2/2 = 747 \text{ kg-m}$$

$$Fb = \frac{12 \times 10^3 \times 1.0}{200 \times \frac{15.2}{4.26}} = 16.8 \text{ Ksi} = 1182 \text{ kg/cm}^2$$

$$fa = 1736/15.35 = 113 \text{ kg/cm}^2$$

$$fa/Pa = 0.245 \geq 0.15$$

$$fb = 74700/71 = 1052 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.0 \times 600}{5.94} = 101 \Rightarrow Pa = 14.64 \text{ Ksi} = 1029 \text{ kg/cm}^2$$

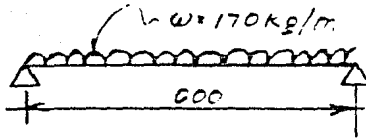
$$0.245 + \frac{0.85 \times 1052}{(1 - \frac{113}{1182}) \times 1029} = 1.03 \leq 1.0 \times 1.33 = 1.33$$

CPS 152 (12.2)

Larguero

CM + CV





$$M = 170 \times 6^2 / 8 = 765 \text{ kg-m}$$

$$S = 76500 / 1182 = 65 \text{ cm}^3 \leq 71 \text{ cm}^3$$

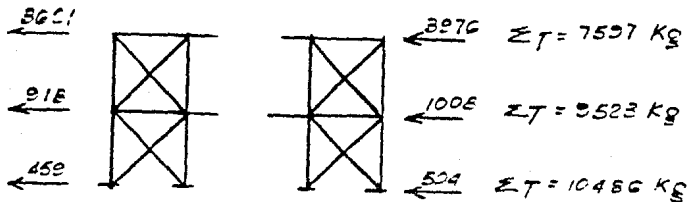
CPS 152 (12.2)

$$= \frac{5 \times 1.7 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 541} = 2.52 \text{ cm}$$

$$\Delta P = 600 / 360 = 1.67 \text{ cm} \leq 2.52$$

$\therefore$  CPS 203 (17.1)

Marcos



Con cuatro crujeas, tenemos:

Tensores

$$9523 / 4 = 2380$$

$$T = \frac{2380}{\cos 36.8} = 2976 \text{ kg.}$$

$$A = 2976 / 1520 \times 1.33 = 1.47 \text{ cm } \phi 16 \text{ mm}$$

Puntales

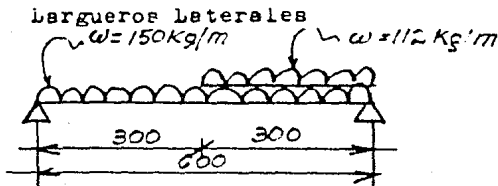
$$l = 600 \text{ cm}$$

$$\text{IPR } 254 \times 146 (37.3)$$

$$K L / r = \frac{1.0 \times 600}{3.32} = 181 \quad F_b = 4.56 \text{ Ksi} = 320 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{2380}{47.42} = 50 \text{ kg/cm}^2 \leq F_b$$

∴ IPR 254x146 (37.3)



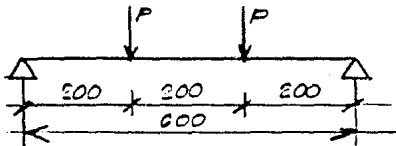
$$M = 702x3 - 262x3^2/2 = 927 \text{ kg-m}$$

CPS 152 (12.2)

$$F_b = 1183 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = M / S = 92700 / 1183 \times 1.33 = 59 \text{ cm}^3 \leq 71$$

Soporte Vertical de Largueros



$$P = 2x3x25 = 450 \text{ kg}$$

$$M = Pa = 450 \times 2 = 900 \text{ kg-m}$$

Con CPS 254 (22.76)

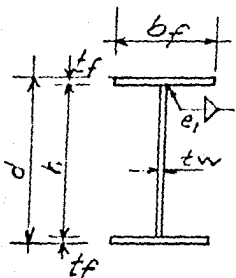
$$F_b = \frac{12 \times 10^3 \times 1.0}{\frac{600 \times 25.4}{3.6}} = 7.53 \text{ Kips} = 553 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 90000 / 553 \times 1.33 = 122 \text{ cm}^3 \leq 221$$

$$\Delta = \frac{P_b}{24.EI} (3l^2 - 4a^2) = 0.58 \text{ cm} \leq \Delta_p = 1.67 \text{ cm}$$

∴ CPS 254 (22.76)

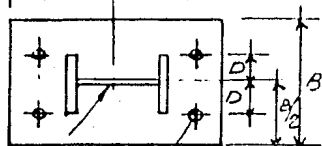
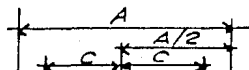
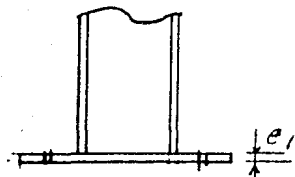
## TABLA DE SECCIONES



TIPO	PERALTE	PATINES		ALMA		SOL	PESEO	OBSERVACIONES
	$d$	$b_f$	$t_f$	$h$	$t_w$	$e$	$kg/m$	
T-1	406	203	13	380	C	C	61	RODILLA
T-1	203	203	13	177	C	C	49.2	CENTRO
C-1	406	203	10	380	C	C	51	
C-2	406	203	13	380	C	C	61	
C-3	406	203	13	380	C	C	61	
C-4	IPR	305	$\times 105$				40.3	
L-1	CPS	203					17.1	
L-2	CPS	152					12.2	
L-3	CPS	203	(17.4)	Y	CPS	52(20)	29.3	
T-2	IPR	254	$\times 146$				37.3	

Tabla. 9

# TABLA DE PLACAS BASE



$\sqrt{e_2}$  4 ANCLAS

TIPO	A	B	C	D	$e_1$	$e_2$	$\phi$	OBSERVACIONES
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
PB-1	600	300	250	100	13	5	19	COLUMNA C-1
PB-2	600	300	250	100	16	5	19	COLUMNA C-2
PB-3	600	300	250	100	19	6	19	COLUMNA C-3
PB-4	400	200	75	75	13	5	16	COLUMNA C-4

Tabla.10

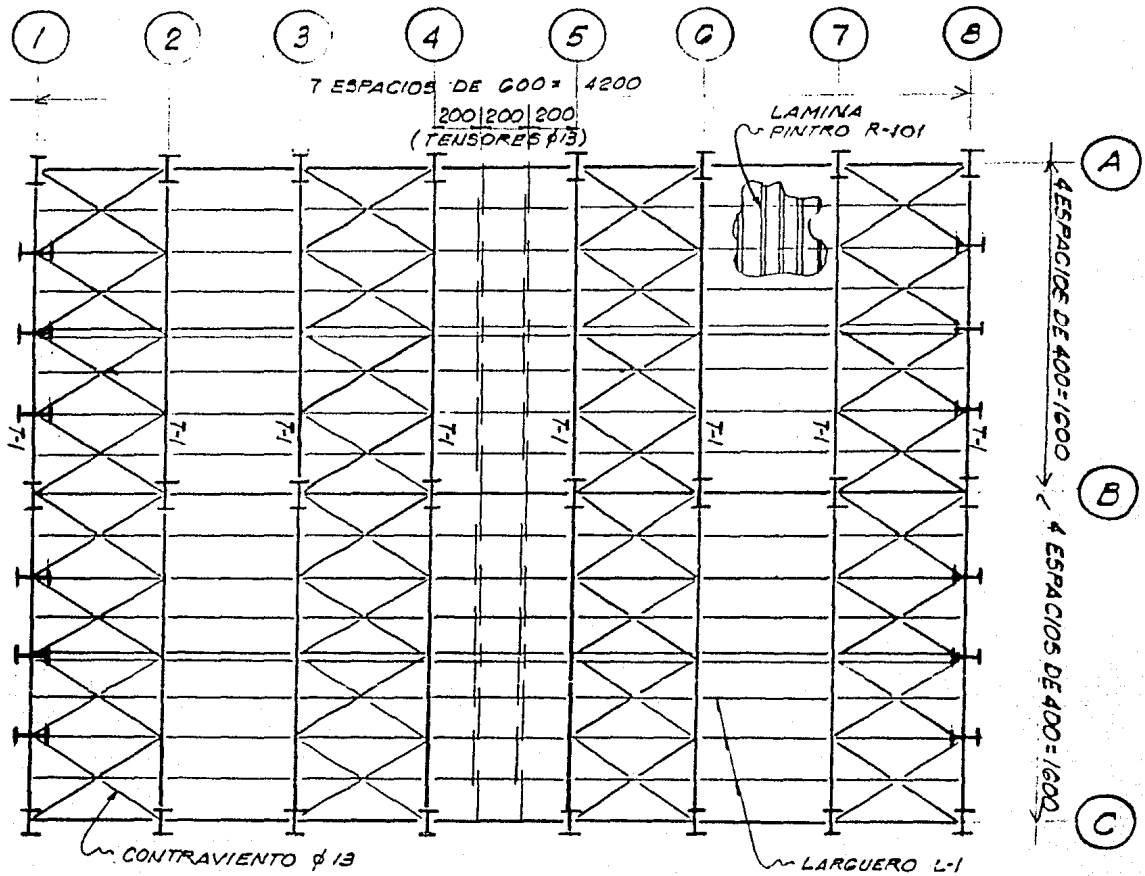
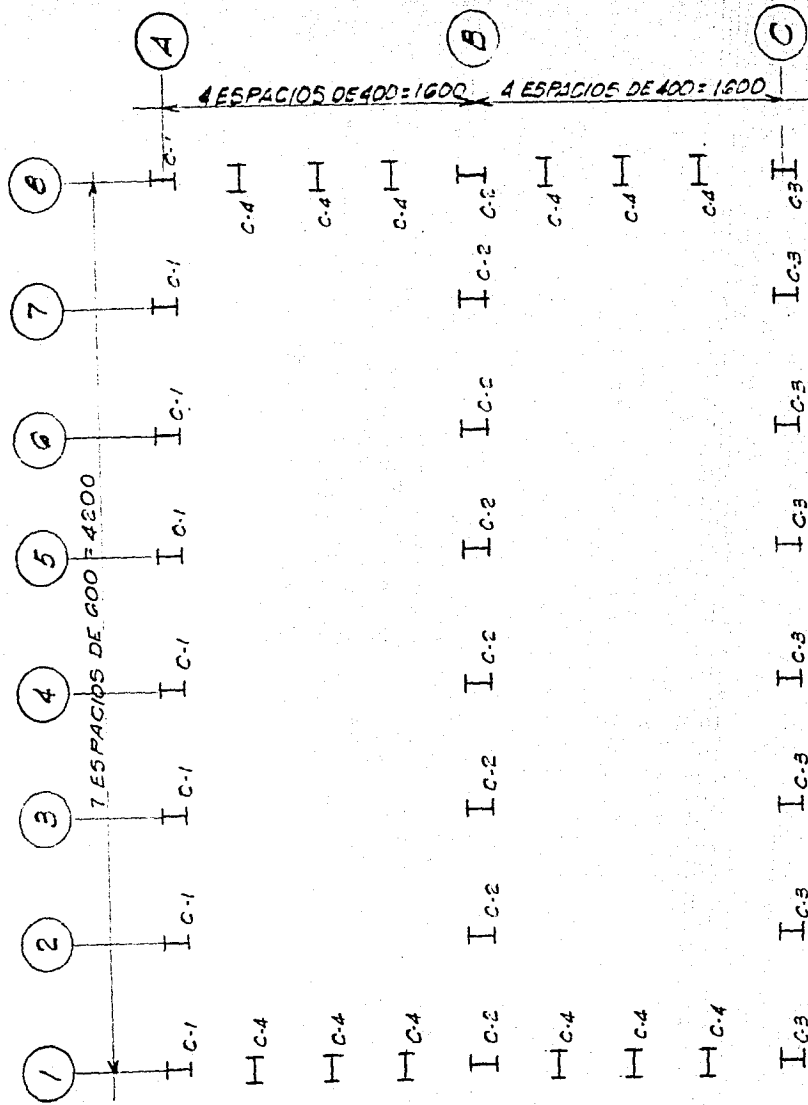


Fig. 11

PLANTA DE CUBIERTA



PLANTA DE COLUMNAS

FIG. 12

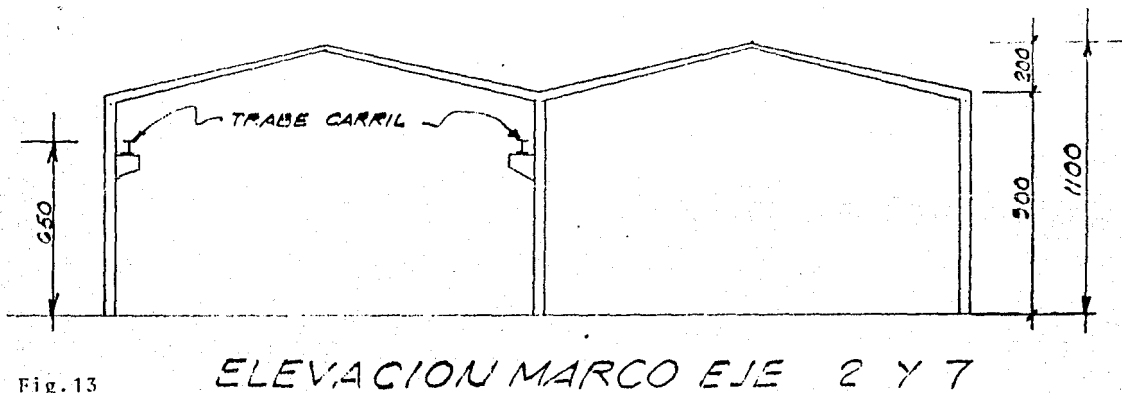
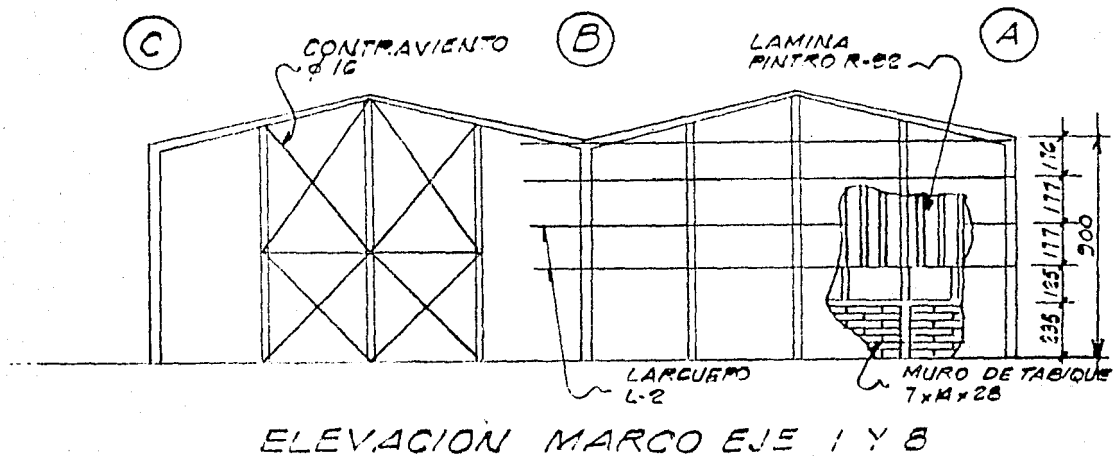
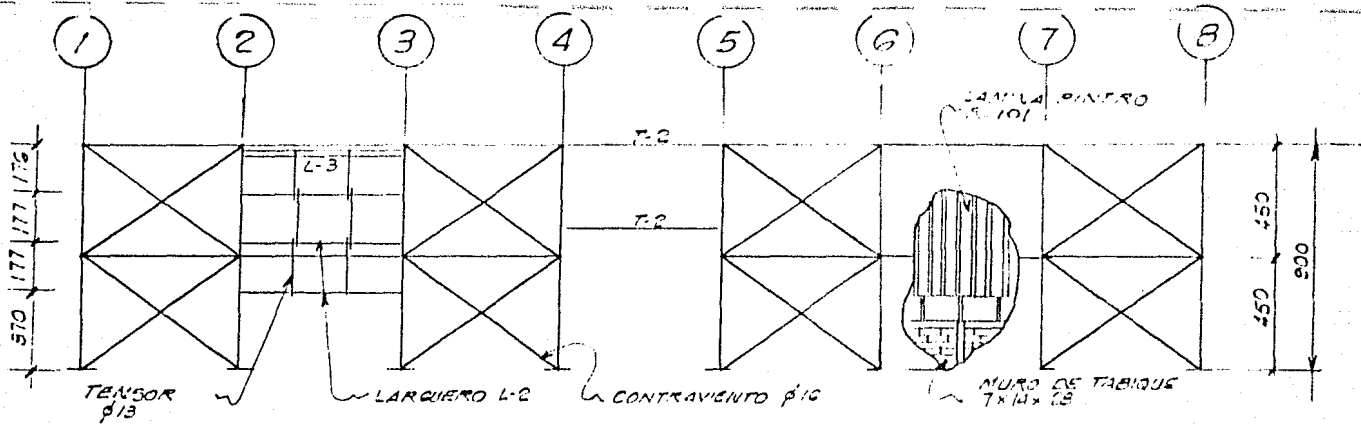
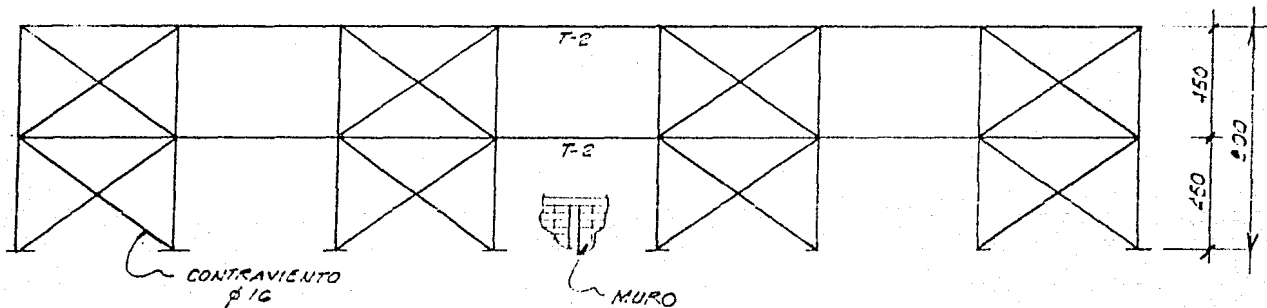


Fig. 13



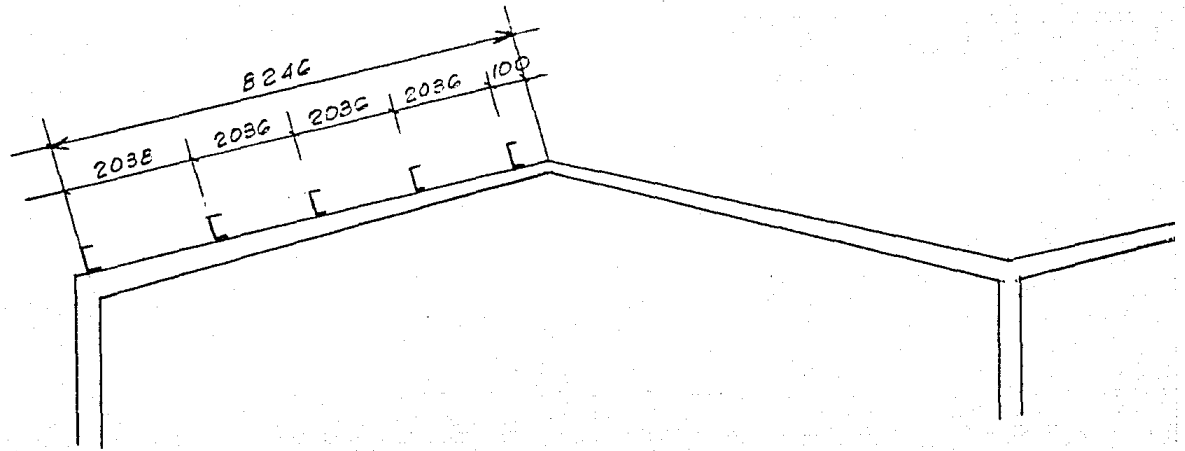
ELEVACION MARCO EJE A Y C



ELEVACION MARCO EJE B

Fig. 14





CORTE

Fig. 15

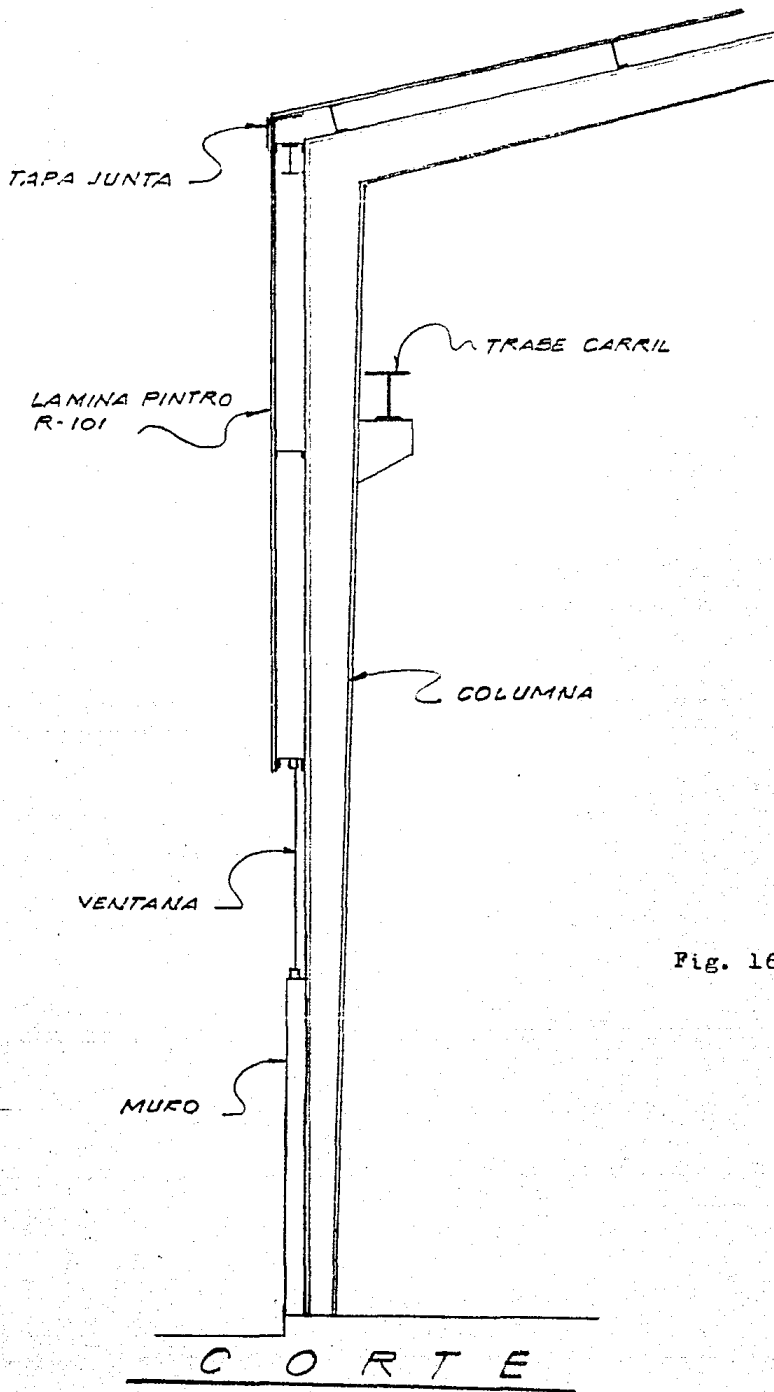


Fig. 16

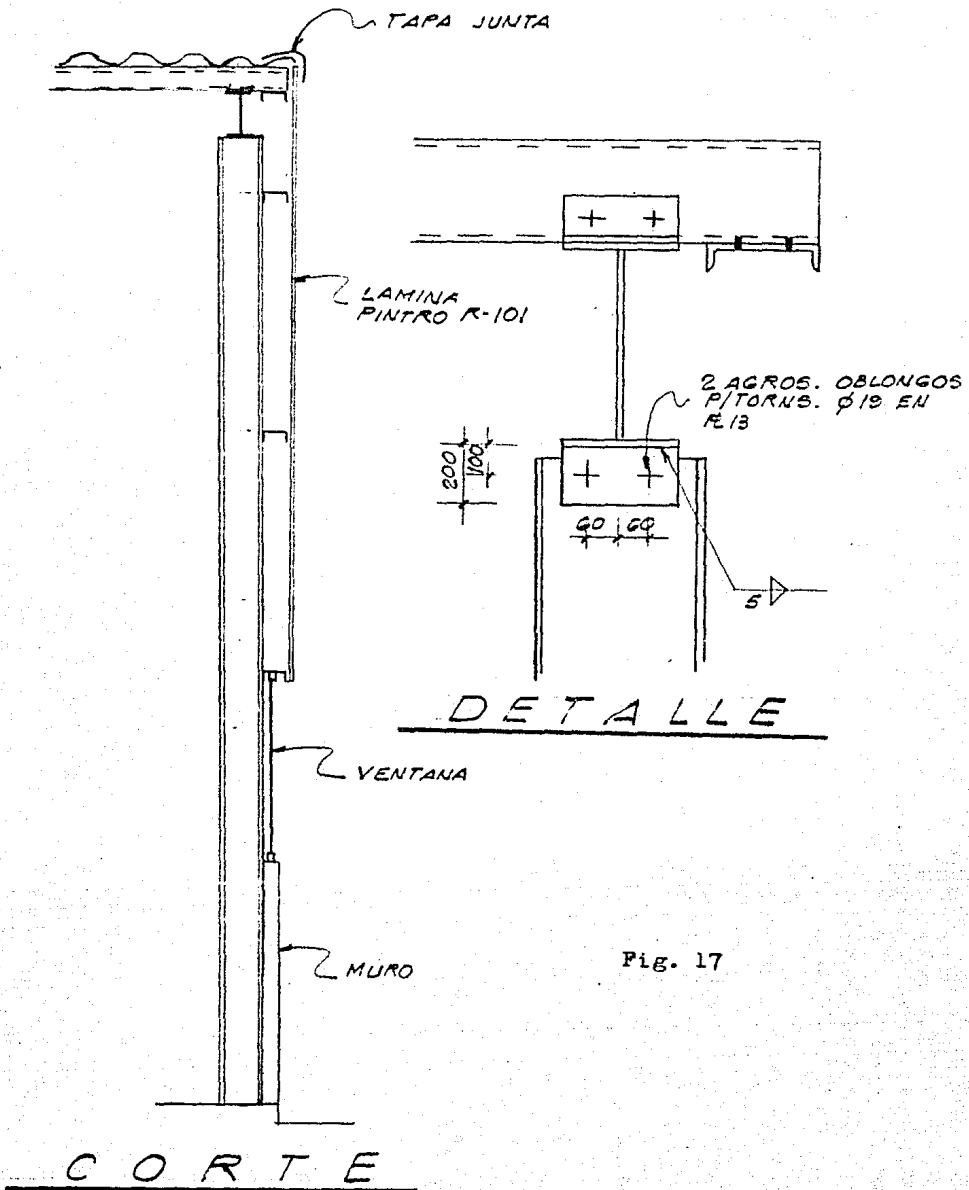


Fig. 17

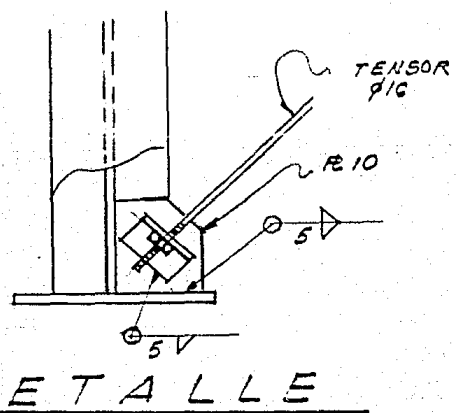
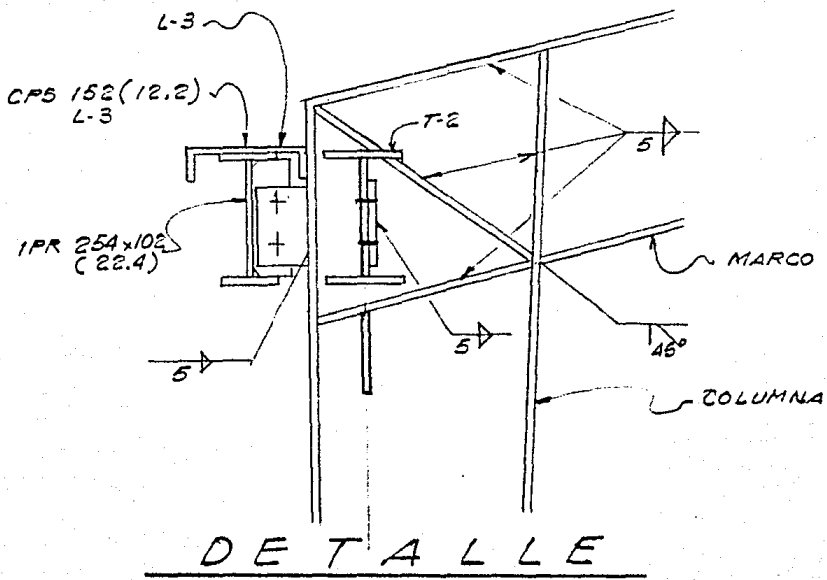


Fig. 18

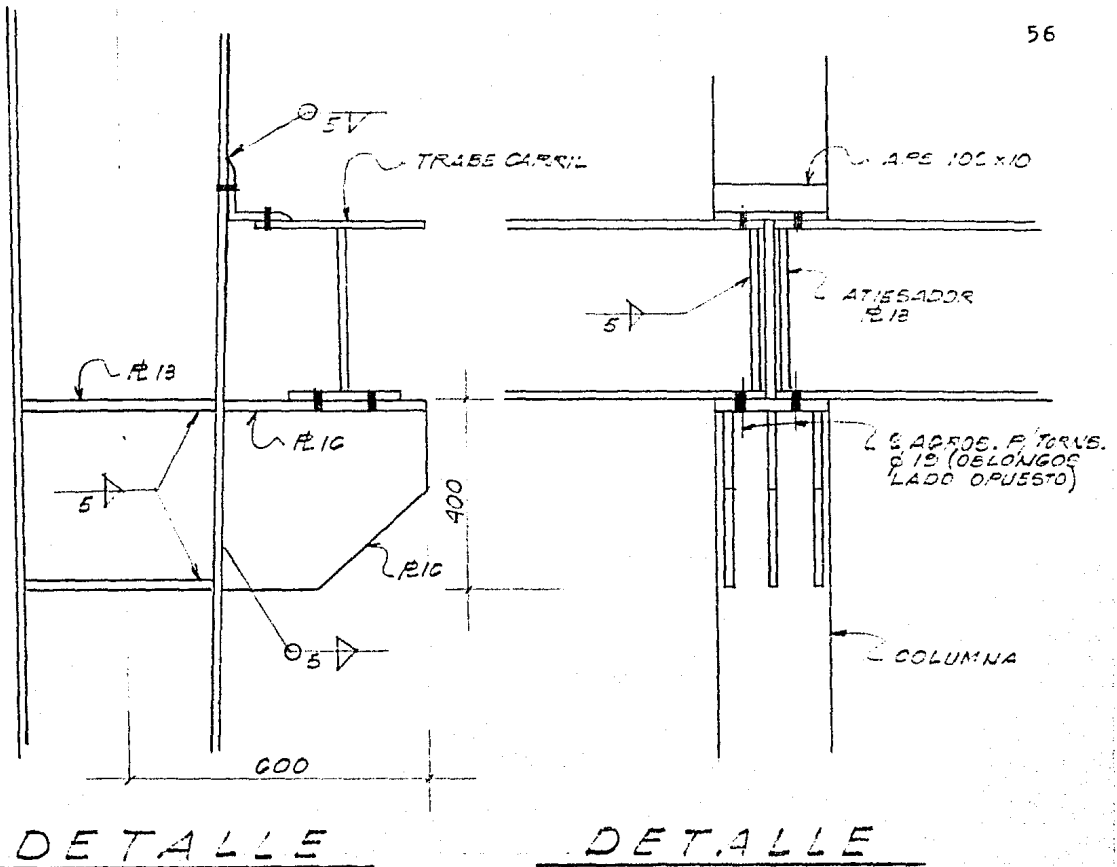


Fig. 19

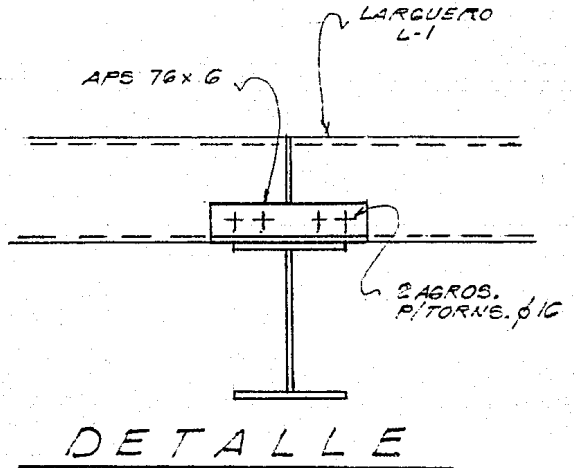
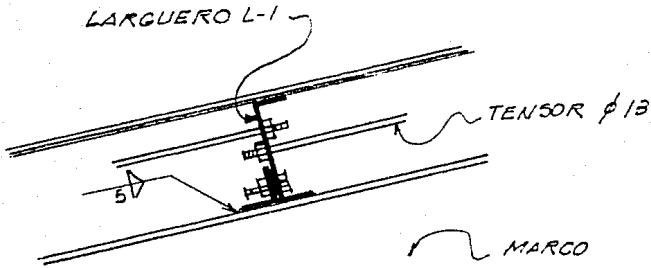
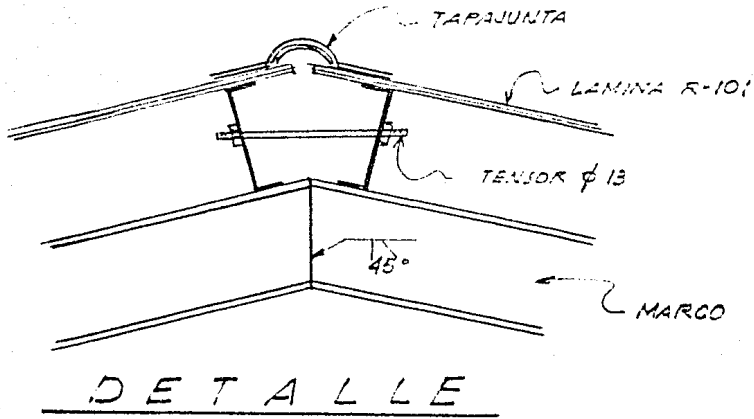


Fig. 20

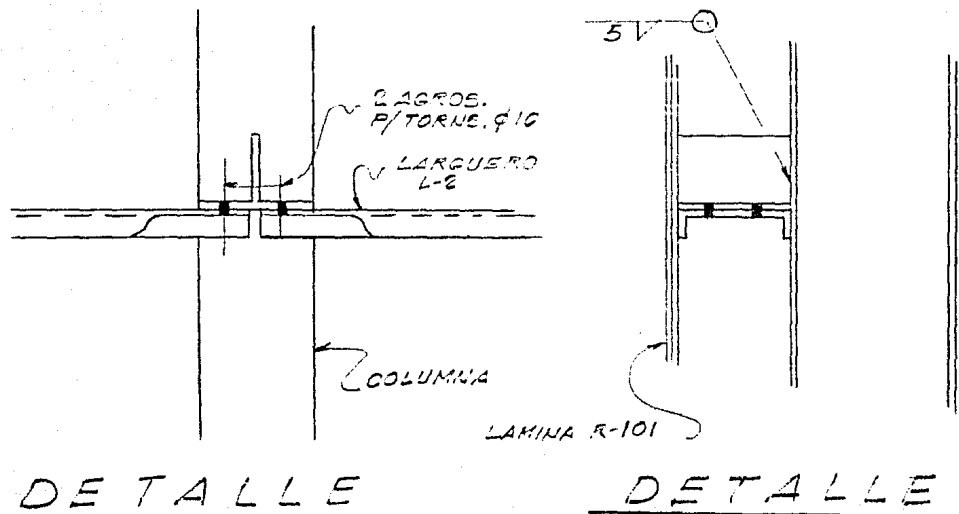


Fig. 21

## C A P I T U L O   I I I

Análisis y diseño de estructuras compuestas por marcos rígidos de acero articulados en la base.

3.1.- Obtención de datos por carga vertical, viento y sismo.

Tomar los datos del capítulo II

3.2.- Análisis de marco por computadora.

La codificación del marco será igual al capítulo II, - excepto que se colocará un comando de relajamiento en los puntos 1, 4 y 7 para tomar en cuenta la articulación en la base.

Se presenta la tabla de las combinaciones dominantes de carga del análisis.

3.3.- Diseño de marco

3.3.1.- Se presentan las tablas de resultados obtenidos del diseño para trabes, columnas y placas base.

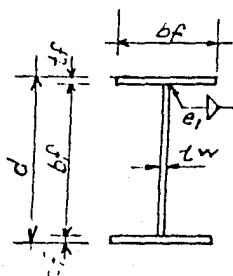


# RESUMEN DE ELEMENTOS MECANICOS

		M E M B R O S													
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
COMB 9	A	4.23 -4.23	4.23 -4.23	9.86 -9.86	9.86 -9.86	4.23 -4.23	4.23 -4.23	1.81 -1.81	1.81 -1.81	1.98 -1.98	1.98 -1.98	1.98 -1.98	1.98 -1.98	1.81 -1.81	1.81 -1.81
	V	-0.81 0.81	-0.81 0.81	0.00 0.00	0.00 0.00	0.81 0.81	0.81 -0.81	3.91 -1.54	1.54 0.81	0.19 2.20	-2.22 4.59	4.00 -2.22	2.22 0.19	0.81 1.54	-1.54 3.91
	M	0.00 -6.27	5.27 -7.29	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 5.27	-5.26 7.29	7.29 3.96	-3.96 5.48	-5.48 1.16	-1.17 -12.88	12.88 1.16	-1.16 5.47	-5.47 3.96	-3.96 -7.29
	A	15.4 -15.4	4.73 -4.73	13.3 -13.3	10.0 -10.0	3.6 -3.6	3.6 -3.6	1.74 -1.74	1.74 -1.74	1.67 -1.67	1.67 -1.67	1.57 -1.57	1.57 -1.57	1.07 -1.07	1.07 -1.07
	V	-2.3 2.3	-0.61 0.61	-1.29 1.29	0.4 -0.4	0.21 -0.21	0.21 -0.21	4.48 -2.07	2.07 0.28	0.56 1.79	-1.79 4.15	5.38 -3.00	3.00 -0.65	1.31 1.04	-1.04 3.40
	M	0.00 -14.96	10.0 -11.60	0.00 -8.40	9.9 -8.9	0.00 1.4	-1.4 1.9	11.60 1.83	-1.83 5.52	5.52 2.98	-2.98 -2.68	18.2 -0.89	0.89 6.68	-6.68 7.64	-7.64 -1.84
COMB 14	A	7.0 -7.0	3.71 -3.71	20.4 -20.4	9.73 -9.73	4.88 -4.88	4.88 -4.88	2.45 -2.45	2.45 -2.45	2.87 -2.87	2.87 -2.87	2.40 -2.40	2.40 -2.40	2.54 -2.54	2.54 -2.54
	V	0.08 -0.08	-1.6 1.6	1.8 -1.8	0.2 -0.2	1.39 -1.39	1.4 -1.4	3.21 -0.85	0.85 1.50	0.17 2.53	-2.53 4.89	3.82 -1.45	1.45 0.90	0.33 2.03	-2.03 4.40
	M	0.00 0.55	-2.05 -1.96	0.00 12.82	-7.42 7.93	0.00 9.10	-9.10 12.60	1.96 6.44	-6.44 5.10	-5.10 -0.48	0.48 -15.80	7.80 3.00	-3.00 4.15	-4.15 0.65	-0.65 -12.60
	A	7.0 -7.0	3.71 -3.71	20.4 -20.4	9.73 -9.73	4.88 -4.88	4.88 -4.88	2.45 -2.45	2.45 -2.45	2.87 -2.87	2.87 -2.87	2.40 -2.40	2.40 -2.40	2.54 -2.54	2.54 -2.54
	V	0.08 -0.08	-1.6 1.6	1.8 -1.8	0.2 -0.2	1.39 -1.39	1.4 -1.4	3.21 -0.85	0.85 1.50	0.17 2.53	-2.53 4.89	3.82 -1.45	1.45 0.90	0.33 2.03	-2.03 4.40
	M	0.00 0.55	-2.05 -1.96	0.00 12.82	-7.42 7.93	0.00 9.10	-9.10 12.60	1.96 6.44	-6.44 5.10	-5.10 -0.48	0.48 -15.80	7.80 3.00	-3.00 4.15	-4.15 0.65	-0.65 -12.60

Tabla. 11

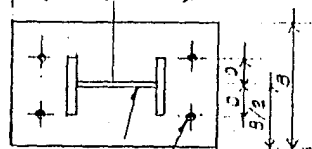
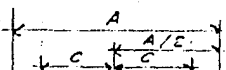
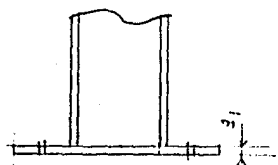
## TABLA DE SECCIONES



TIPO	PERALTE	PATINES		ALMA		SOL	PESO	OBSERVACIONES
	$d$	$b_f$	$t_f$	$h$	$t_w$	$e$	$Kg/m$	
T-1	457	203	10	425	C	C	73	RODILLA
T-1	203	203	10	171	G	G	73	CENTRO
C-1	457	203	10	437	C	C	53	RODILLA
C-1	203	203	10	183	C	C		DESPLANTE
C-2	457	203	10	425	C	C	53	RODILLA
C-2	203	203	10	171	C	C		DESPLANTE
C-3	457	203	10	425	C	C	73	RODILLA
C-3	203	203	10	171	C			DESPLANTE
C-4	IPR	305	$\times 165$				40.3	
T-2	IPR	254	$\times 140$				37.3	
L-1	CPS	203					17.1	
L-2	CPS	152					12.2	
L-3	CPS	203	(17.11)	Y CPS	152	(12.2)	37.3	

Tabla. 12

## TABLA DE PLACAS BASE



$e_2$  4 ANCLAS

TIPO	A	B	C	D	$e_1$	$e_2$	$\phi$	OBSERVACIONES
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
PB-1	300	300	75	75	13	5	10	COLUMNA C-1
PB-2	300	300	75	75	15	6	10	COLUMNA C-2
PB-3	300	300	75	75	15	6	10	COLUMNA C-3
PB-4	400	200	75	75	13	5	10	COLUMNA C-4

Tabla. 13

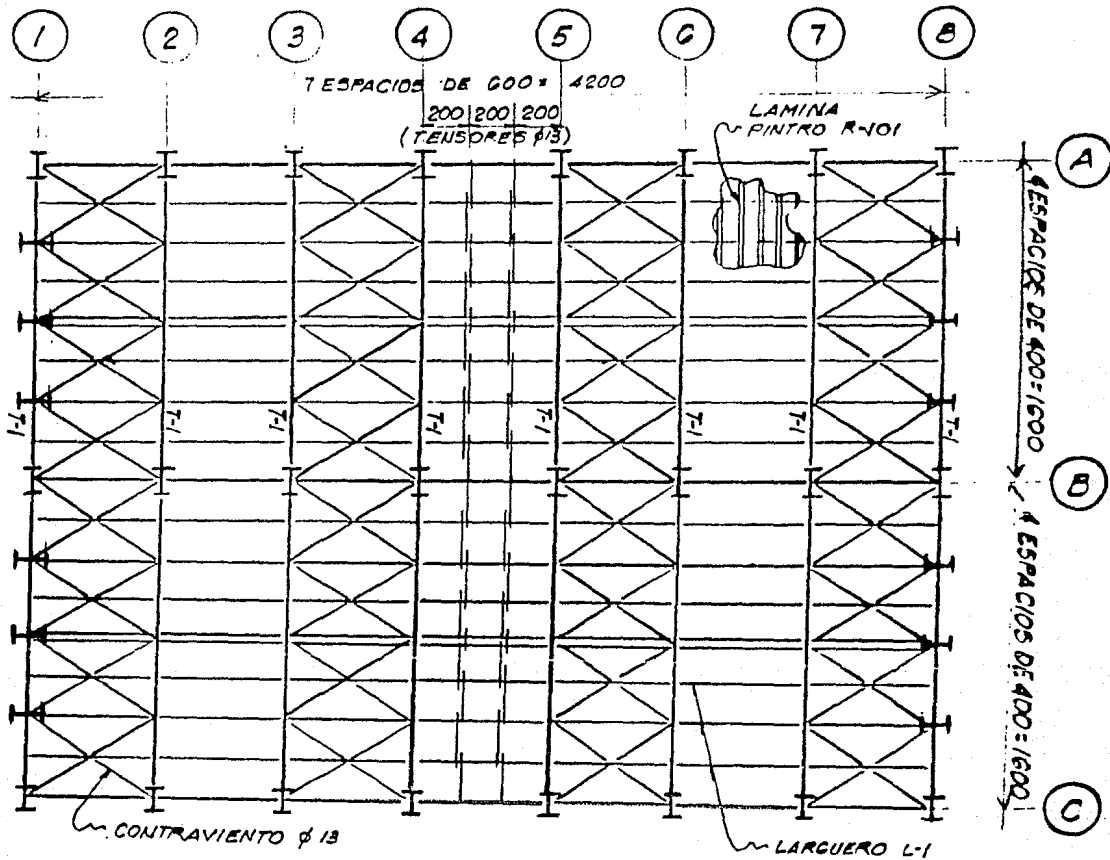


Fig. 22

PLANTA DE CUBIERTA

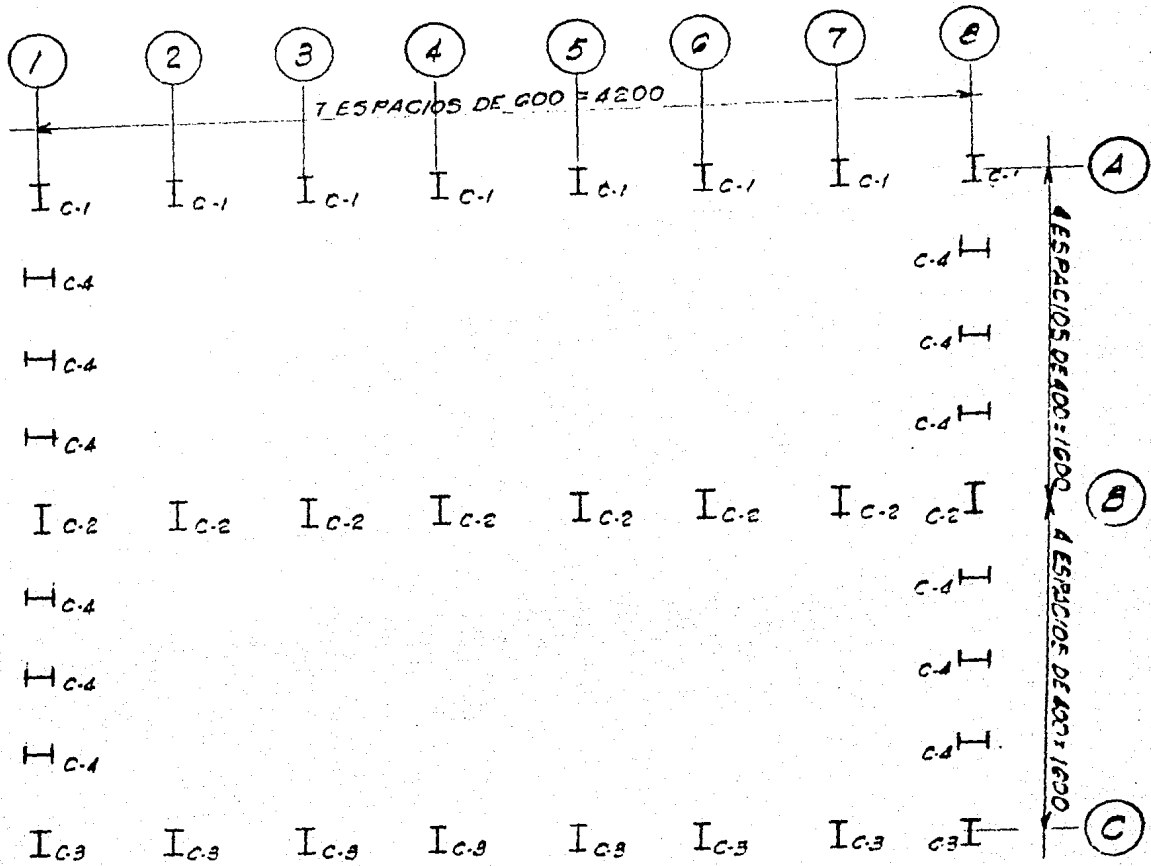


Fig. 23

PLANTA DE COLUMNAS

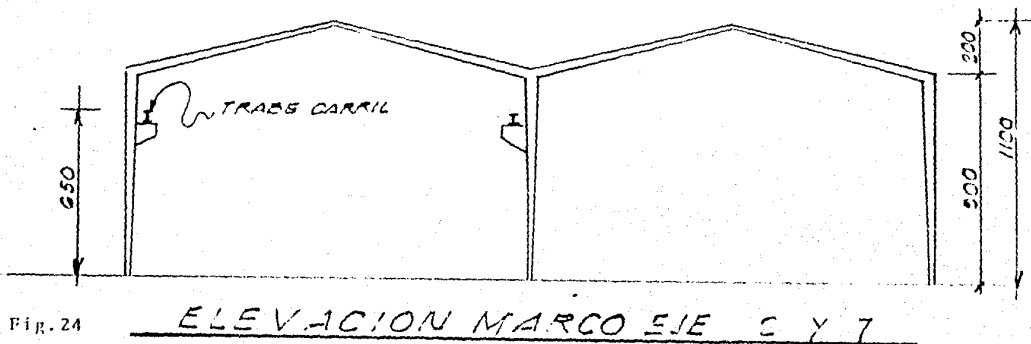
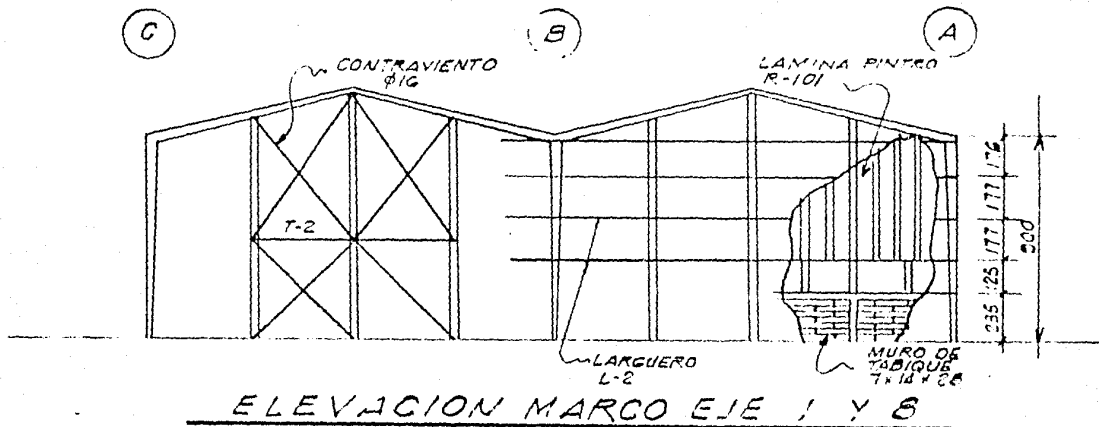
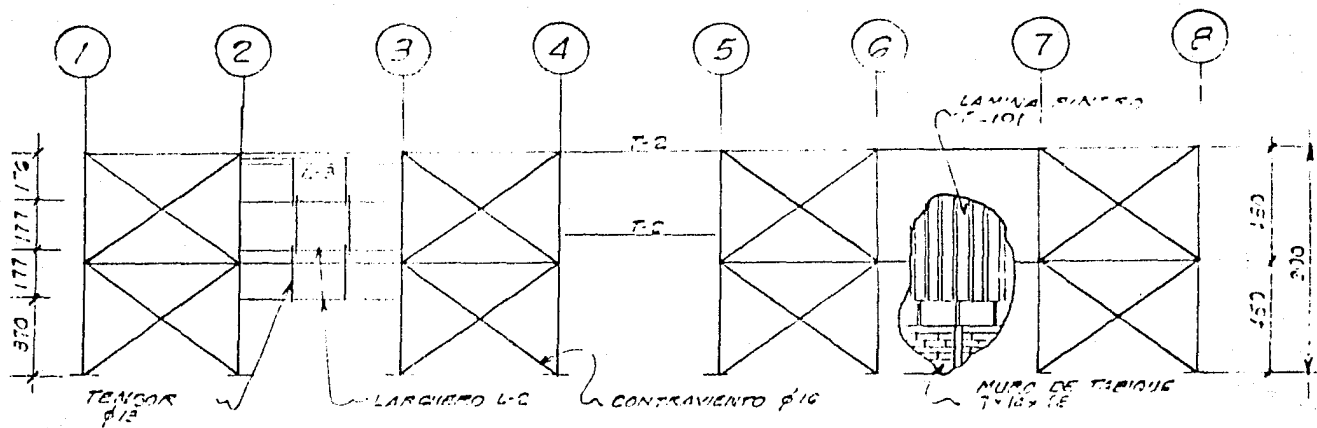
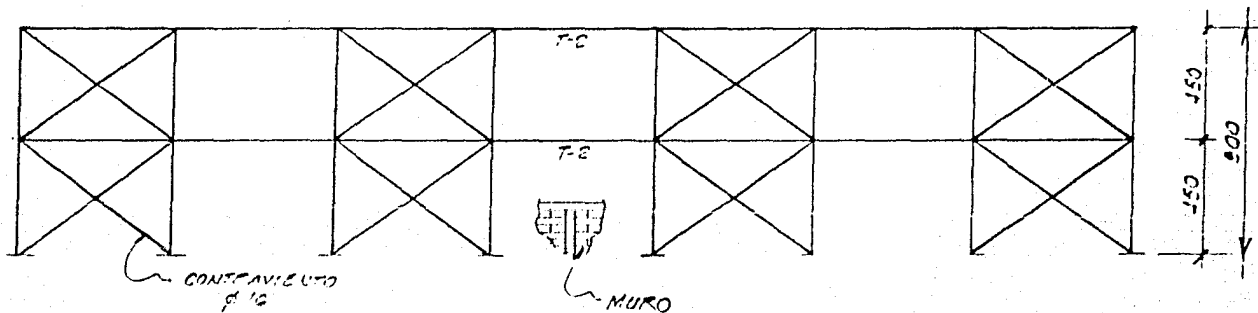


Fig. 24

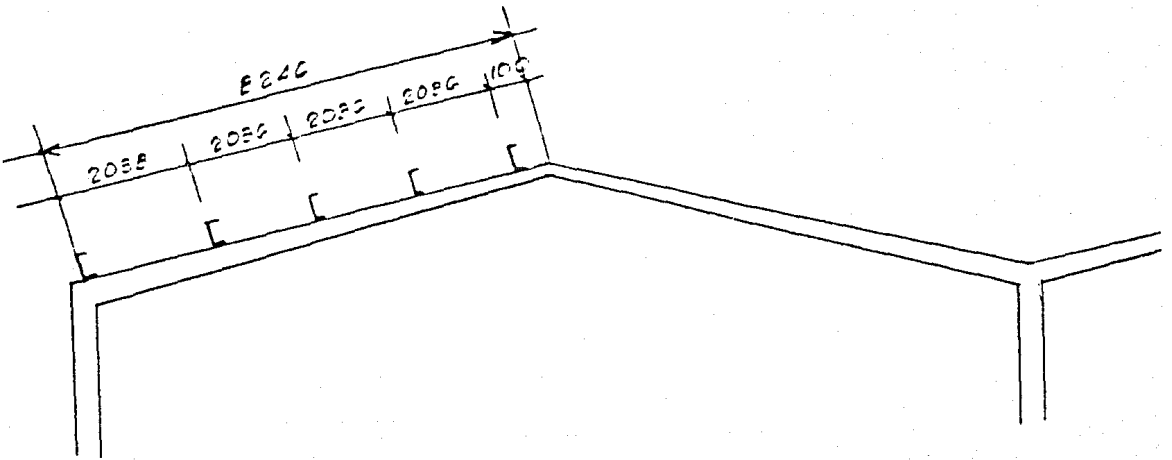


ELEVACION MARCO EJE A Y C



ELEVACION MARCO EJE B

Fig. 25



C O R T E

- Fig. 26



C A P I T U L O   I V

Análisis y diseño de estructura compuesta por columnas de concreto reforzado y cabezal de armadura.

4.1.- Obtención de datos por carga vertical, viento y sismo.

Tomar los datos del capítulo II.

4.2.- Análisis de armadura por computadora.

A continuación presentamos la codificación de la armadura con sus condiciones y combinaciones de carga.

Strudl 'ARMADURA'

Type plane truss

Units m mton

Joint coordinstes

1	0.00	0.00	S
2	2.00	0.50	
3	2.00	0.00	
4	4.00	1.00	
5	4.00	0.00	
6	6.00	1.50	
7	6.00	0.00	
8	8.00	2.00	
9	10.00	1.50	
10	10.00	0.00	
11	12.00	1.00	
12	12.00	1.00	
13	14.00	0.50	
14	14.00	0.00	

15	16.00	0.00	S
MEMBER INCIDENCES			
1	1	2	
2	1	3	
3	3	2	
4	2	4	
5	3	4	
6	3	5	
7	5	4	
8	4	6	
9	5	6	
10	5	7	
11	7	6	
12	6	8	
13	7	8	
14	7	10	
15	8	9	
16	8	10	
17	10	9	
18	9	11	
19	9	12	
20	10	12	
21	12	11	
22	11	13	
23	11	14	
24	12	14	
25	14	13	

26 13 15

27 14 15

JOINT PROPERTIES PRISMATIC

1 2 4 6 8 10 12 14 15 18 20 22 24 26 27 AX 0.00185

3 5 7 9 11 13 16 17 19 21 23 25 AX 0.00121

CONSTANTS

E 2.1E6 ALL

G 8.4E5 ALL

LOADING 1 'CARGA MUERTA'

JOINT LOADS

1 15 FOR Y -0.213

2 4 6 8 9 11 13 FOR Y -0.426

LOADING 2 'CARGA VIVA'

JOINT LOADS

1 15 FOR Y -0.36

2 4 6 8 9 11 13 FOR Y -0.720

LOADING 3 'VIENTO DIRECC LETRAS'

JOINT LOADS

1 15 FOR Y 0.471

2 4 6 8 9 11 13 FOR Y 0.942

LOADING 4 'VIENTO DIRECC NOS'

JOINT LOADS

1 FOR Y 0.825

2 FOR Y 1.650

4 FOR Y 0.942

6 FOR Y 0.942

8 FOR Y 0.972

9 11 13 FOR Y 0.642

15 FOR Y 0.321

LOADING 5 'VIENTO DIRECC NOS A'

JOINT LOADS

1 15 FOR Y 0.321

2 4 6 8 9 11 13 FOR Y 0.642

STIFFNES ANALYSIS

LOADING COMBINATION 6 'CM CV'

COMB 6 1 1.0 2 1.0

LOADING COMBINATION 7 'CM CVR VTO DIRECC LETRAS'

COMB 7 1 0.75 2 0.375 3 0.75

LOADING COMBINATION 8 'CM CVR VTO DIRECC NOS'

COMB 8 1 0.75 2 0.375 4 0.75

LOADING COMBINATION 9 'CM CVR VTO DIRECC NOS A'

COMB 9 1 0.75 2 0.375 5 0.75

LOADING COMBINATION 10 'CM VTO DIRECC LETRAS'

COMB 10 1 0.75 3 0.75

LOADING COMBINATION 11 'CM VTO DIRECC NOS'

COMB 11 1 0.75 4 0.75

LOADING COMBINATION 12 'CM VTO DIRECC NOS A'

COMB 12 1 0.75 5 0.75

OUTPUT BY MEMBERS

LIST FORCES RECTIONS DISPLACEMENT ALL

FINISH.

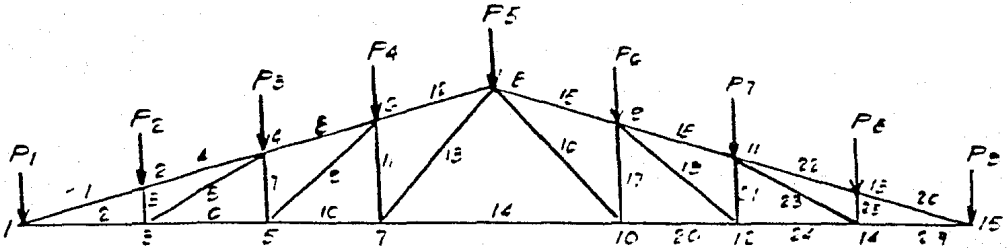


Fig. 27

## ARMADURA

### ARMADURA

CARGA MUERTA Y PESO PROPIO

$$P_1 = P_q = 0.213 \text{ ton}$$

$$P_{2aP8} = 0.426 \text{ ton.}$$

CARGA VIVA

$$P_1 = P_q = 0.360 \text{ ton.}$$

$$P_{2aP8} = 0.720 \text{ ton.}$$

VIENTO DIRECCION LETRAS

$$P_1 = P_q = 0.471 \text{ ton.}$$

$$P_2 = P_8 = 0.942 \text{ ton.}$$

VIENTO DIRECCION NUMEROS

$$P_1 = 0.825 \text{ ton.}$$

$$P_2 = 1.65 \text{ ton.}$$

$$P_3 = P_4 = 0.942 \text{ ton.}$$

$$P_5 = 0.792 \text{ ton.}$$

$$P_{6aP8} = 0.642 \text{ ton.}$$

$$P_9 = 0.321 \text{ ton.}$$

## RESUMEN DE FUERZAS EN LA ARMADURA

MIEMBRO	COMBINACIONES					
	6	7	8	9	10	11
1	16.54	1.69	2.67	-1.55	5.58	6.57
2	16.00	-1.63	2.6	1.5	-5.4	-6.4
3	-1.14	0.11	0.65	-0.10	0.39	0.91
4	-16.54	1.69	2.67	-1.55	5.58	6.57
5	2.56	-0.26	-1.44	0.24	-0.85	-2.05
6	13.75	-1.40	-1.30	1.30	-4.64	-4.54
7	-1.71	0.17	0.44	0.162	0.58	0.84
8	-14.1	1.44	1.34	-1.33	4.79	4.68
9	2.86	-0.29	-0.74	0.27	-0.97	-1.41
10	11.45	-1.17	-0.71	1.08	-3.87	-3.41
11	-2.29	0.23	0.411	-0.22	0.77	0.95
12	-11.81	1.20	0.73	-1.11	3.99	3.51
13	3.24	-0.33	-0.58	0.30	-1.09	-1.34
14	9.16	-0.93	-0.30	0.86	-3.09	-2.46

MIEMBRO	COMBINACIONES					
	6	7	8	9	10	11
15	-11.81	1.2	0.09	-1.11	3.99	2.87
16	3.24	-0.33	0.30	0.30	-1.09	-0.45
17	-2.29	0.23	-0.21	-0.21	0.77	0.32
18	-14.17	1.44	-0.13	-1.33	4.78	3.20
19	2.86	-0.29	0.27	0.27	-0.97	-0.40
20	11.46	-1.17	-0.08	1.08	-3.87	-2.78
21	-1.71	0.17	-0.16	-0.16	0.58	0.24
22	-16.5	1.68	-0.35	-1.55	5.58	3.54
23	2.56	-0.26	0.24	0.24	-0.86	-0.36
24	13.75	-1.40	0.13	1.29	-4.64	-8.10
25	-1.14	0.11	-0.10	-0.10	0.38	0.16
26	16.5	-1.68	-0.35	-1.55	5.58	3.53
27	16.04	-1.63	0.34	1.51	-5.41	-3.4

Fig:14

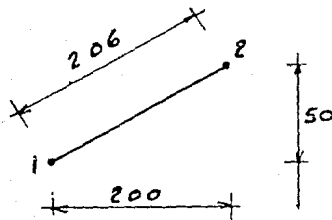
## 4.3.- Diseño de armadura.

Con los datos obtenidos del análisis de la computadora y tomando los valores más desfavorables de las combinaciones mostradas, realizaremos el diseño de los elementos estructurales.

Miembro 1 (cuerda superior)

Combinación 6 C.A + C.V.

Axial = - 16.54 tons. (compresión)



$$l = 206 \text{ cm.}$$

con 2 A.P.S. 76x6

$$KL/r = 1.0 \times 206 / 2.36 = 87$$

$$F_a = 14.5 \text{ Kips} = 1019 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = F_a$$

Por lo tanto los miembros a compresión

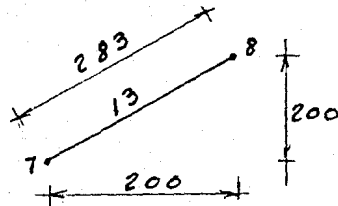
1, 4, 8, 12, 15, 18, 22 y 26

tendrán 2 A.P.S. 76x6

Miembro 13 (diagonales)

Combinación 6 C.M + C.V.

Axial = 3.24 tons. (tensión)



con 2 A.P.S. 44x6

$$KL/r = 1.0 \times 283 / 1.35 = 210 = 240$$

$$f_a = 3240 / 10.4 = 312 \text{ kg/cm}^2 = 1520$$

$$f_a = F_a$$

Por lo tanto los miembros a tensión.

5, 9, 13, 16, 19 y 23

Tendrán 2 A.P.S. 44x6

Siguiendo el procedimiento anterior, encontramos para:

Miembros 2, 6, 10, 20, 24 y 27 2 A.P.S. 51x6

ARMADURA A-1

RESUMEN DE PERFILES		
CUERDA SUPERIOR	C.S	2 APA 76x6
CUERDA INFERIOR	C.I	2 APS 51x6
MONTANTE	M	2 APS 44x6
DIAGONAL	D	2 APS 44x6

Tabla 15

4.4.- Análisis y diseño de columnas.

Columnas principales.

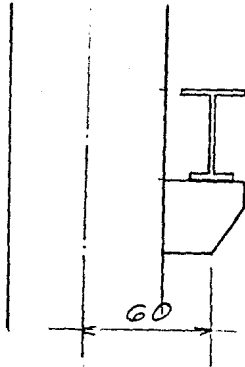
Descargas de la armadura a las columnas.

EJES				
1	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70
2	-2.88	-2.88	-2.88	-2.88
3	3.76	3.76	3.76	3.76
4	4.44	2.96	2.58	2.58

Tabla 16

- 1 Carga muerta (C.M.)
  - 2 Carga viva (C.V.)
  - 3 Viento dirección letras (VTO DIRECC LETRAS)
  - 4 Viento dirección números (VTO DIRECC NOS)
- Descargas de la grúa a las columnas.





EJES B C

Descarga máxima = 10.7 tons.

M máx. = 10.7x0.6 = 6.42 tons-m

Descarga mínima = 3.3 tons-m

M mín = 3.3x0.6 = 1.98 tons-m

Descarga = 4.78 ton.

M = 4.78x0.6 = 2.87 ton-m

Columna eje C

Combinaciones dominantes.

CM+CVR+GRUA DESC+VTO DIRECC NOS

CM+CVR = - 1.7x1.4 - 2.88x1.7 (0.5) = -4.83 ton.

VTO DIRECC NOS = 4.44x1.7 = 7.55 ton.

PESO PROPIO = - 6.87x1.4 = - 3.6 ton.

PESO MURO = - 12.1x1.4 = -16.9 ton.

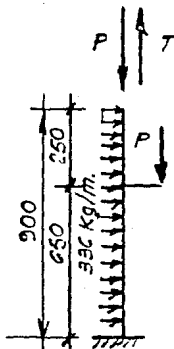
GRUA DESCARGADA = - 4.78x1.7 = - 8.12 ton.

Mu1 = 0.336x1.7x9<sup>2</sup>/2 = - 23.13

Mu2 = - 8.12x0.6 = - 4.87

MuT = -28.00 ton-m

Pu = - 31.9 tons.



COLUMNA EJE B

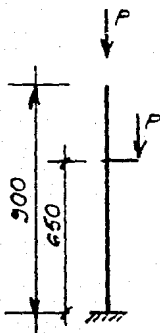
CM+CV+GRUA CARGADA

CM+CV = (-1.7x1.4 - 2.88x1.7) 2 = -14.55 ton.

GRUA CARGADA = - 10.7x1.7 = - 18.2 ton.

Mu = - 18.2x0.6 = - 10.9 ton-m.

Pu = - 42.35 ton.



## COLUMNA EJE A

CM+VTO DIRECC LETRAS

$$CM = -1.7 \times 1.4 = -2.38 \text{ ton.}$$

$$VTO \text{ DIRECC LETRAS} = 3.76 \times 1.7 = 6.40 \text{ ton.}$$

$$Mu = 0.45 \times 1.7 \times 3^2 / 2 = 30.38 \text{ ton-m}$$

$$Pu = -22.5 \text{ ton.}$$

De la combinación CM+CV+GRUA CARGADA

$$Pu = -42.35 \text{ ton.}$$

$$Mu = -10.9 \text{ ton-m}$$

Sección propuesta 40x80 cm.

$$\gamma = (h - 5/h) = (80 - 5)/80 = 0.94$$

$$fc = 3 \text{ Ksi} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 60 \text{ Ksi} = 4218 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{Pu}{bh} = \frac{42.35 \times 10^3}{40 \times 80} = 13.23 \text{ kg/cm}^2 \times 14.22/1000 = 0.19 \text{ Ksi.}$$

$$\frac{Mu}{bh^2} = \frac{10.9 \times 10^5}{40 \times 80^2} = 4.26 \text{ kg/cm}^2 \times 14.22/1000 = 0.06 \text{ Ksi.}$$

De la gráfica 7.3.4 refuerzo uniforme de la publicación SP-17A (85) ACI.

$$Pg \leq p \text{ min} = 0.01$$

$$As = Pg Ag = 0.01 \times 40 \times 80 = 32.0 \text{ cm}^2$$

De la combinación CM+VTO DIRECC LETRAS

$$Pu = -5.60 \text{ ton.}$$

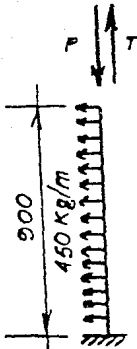
$$Mu = 30.38 \text{ ton-m}$$

$$\frac{Pu}{bh} = \frac{22.5 \times 10^3}{40 \times 80} = 7.03 \times 14.22/1000 = 0.10 \text{ Ksi}$$

$$\frac{Mu}{bh^2} = \frac{30.38 \times 10^5}{40 \times 80^2} = 12.1 \times 14.22/1000 = 0.172 \text{ Ksi}$$

De la gráfica 7.3.4 refuerzo uniforme

$$Pg = P \text{ min} = 0.01$$



Rige la deflexión.

Para la sección de 6.50 mts. tenemos

$$M_u = 0.45 \times 1.7 \times 2.5^2 / 2 = 2.4 \text{ ton-m.}$$

$$P_u = 8.45 \text{ tons.}$$

$$\frac{P_u}{b_b} = \frac{8.45 \times 10^3}{40 \times 40} = 5.28 \times 14.22 / 1000 = 0.075 \text{ Ksi.}$$

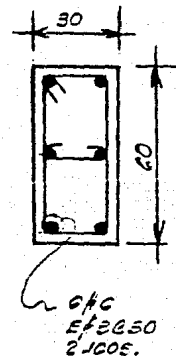
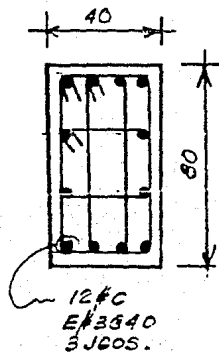
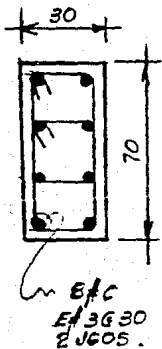
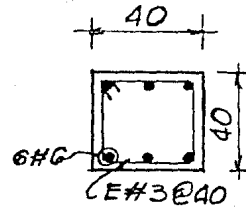
$$\frac{M_u}{bh^2} = \frac{2.4 \times 10^5}{40 \times 40^2} = 3.75 \times 14.22 / 1000 = 0.05 \text{ Ksi.}$$

De la gráfica 7.3.4 refuerzo uniforme

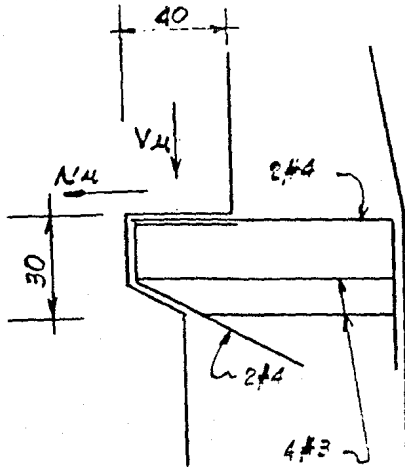
$$P_g = P_{\text{min}} = 0.01$$

$$A_s = P_{\text{min}} A_g = 0.01 \times 40 \times 40 = 16 \text{ cm}^2$$

Siguiendo el procedimiento anterior encontramos las columnas cabeceras.



COLUMNA C-2    COLUMNAS C-1 Y C-3    COLUMNA C-4



Diseño de ménsula

$$V_u = \phi A_v f_y u$$

$$A_v f = V_u / \phi f_y u$$

$$\text{Con } d = 20 \text{ cm}$$

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

$$V_u = 10.7 \times 1.7 = 18.2 \text{ ton}$$

$$A_v f = \frac{18200}{0.85 \times 4200 \times 1.4} = 3.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{e \text{ min}} = 0.005 \times 25 \times 20 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{3.64 \times 4200}{20 \times 25} \leq 0.2 f_c' = 656 \text{ kg/cm}^2$$

$$30.6 \leq 40 \text{ kg/cm}^2$$

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

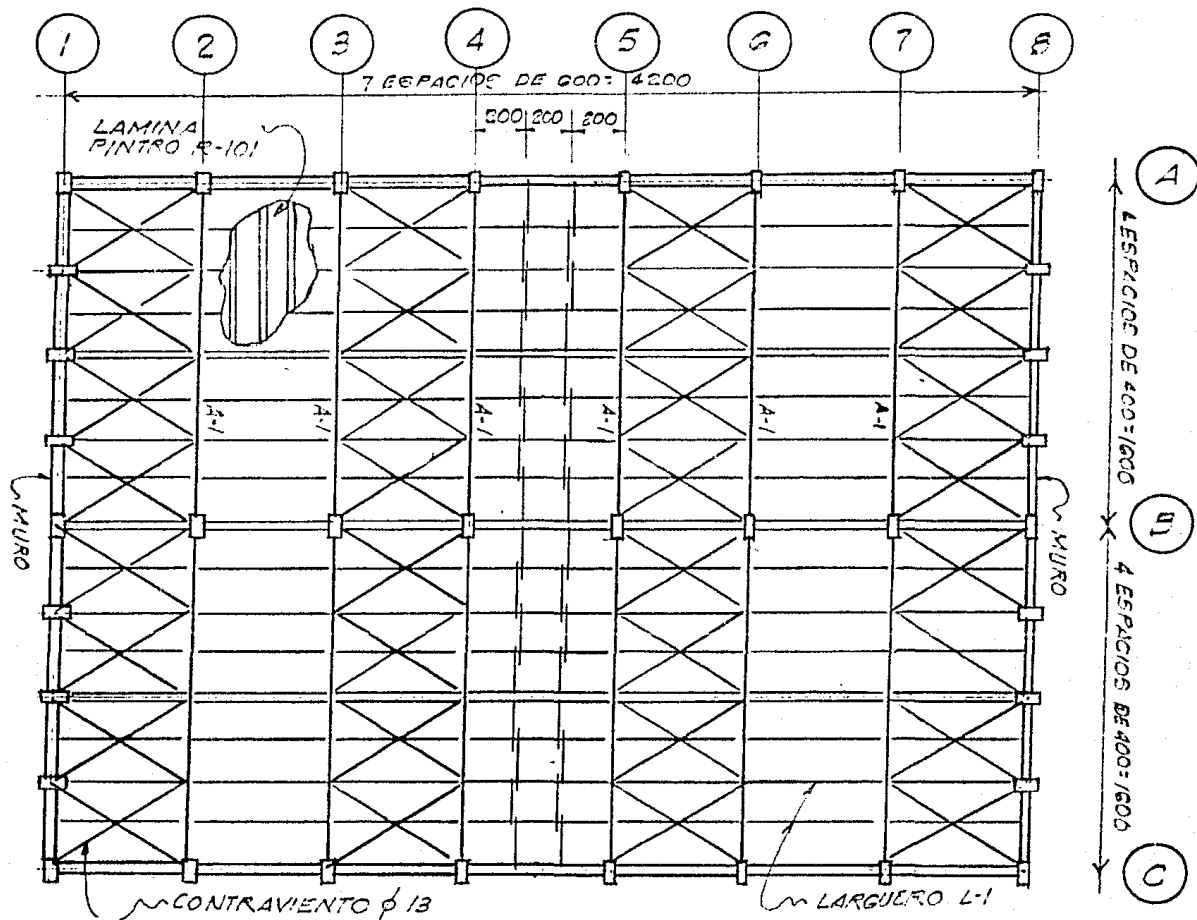


Fig. 28 PLANTA DE CUBIERTA

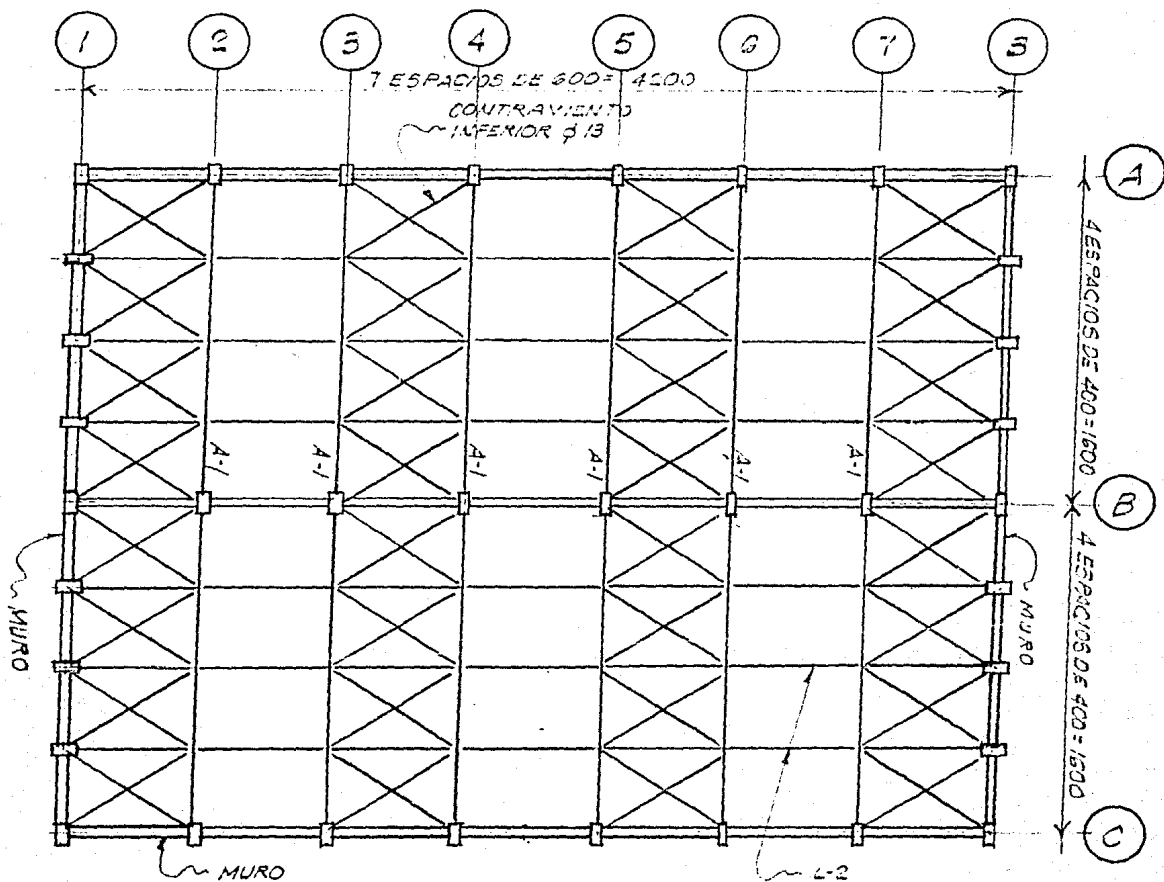


Fig. 29 CONTRAVIENTO CUERDA INFERIOR

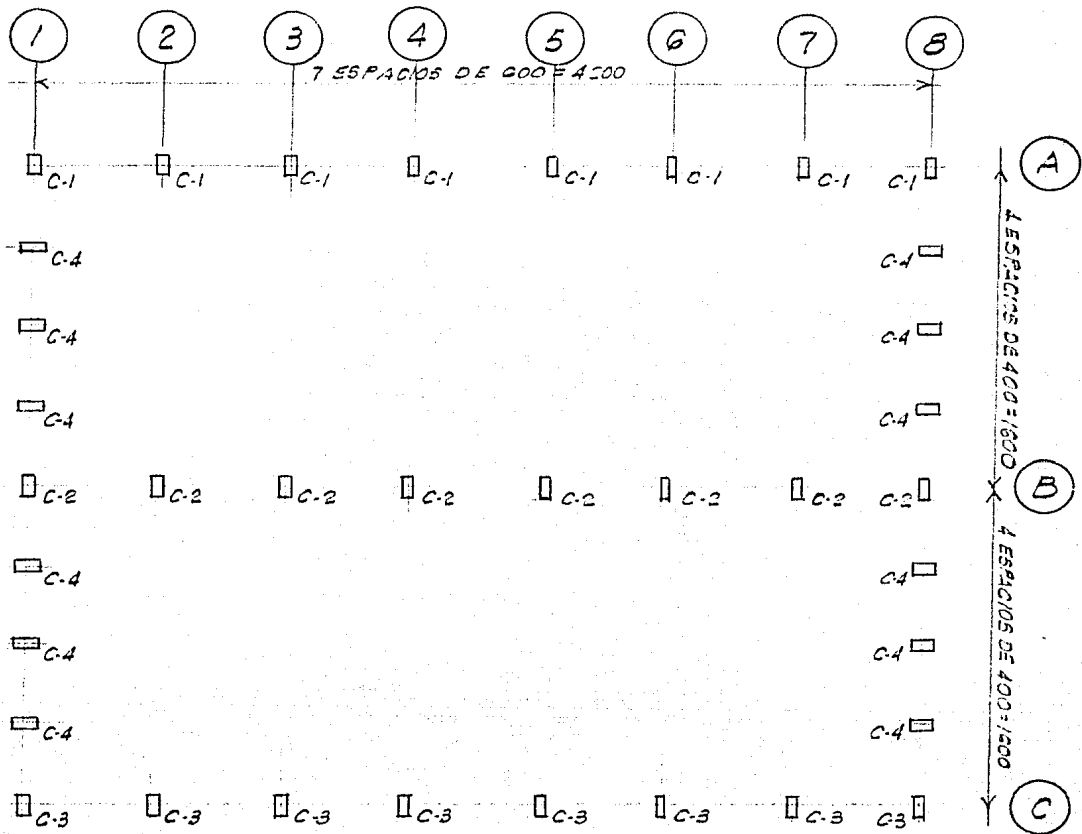
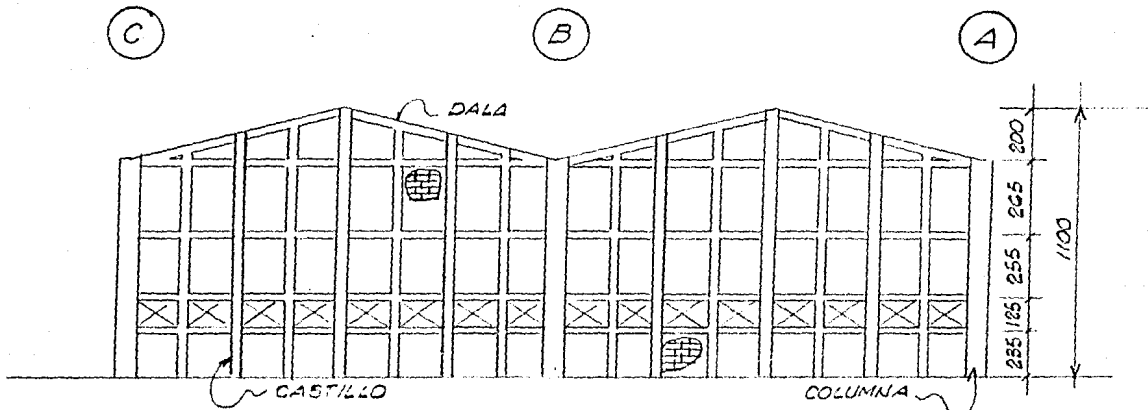


Fig. 30

PLANTA DE COLUMNAS



ELEVACION MARCO EJE 1 Y 3

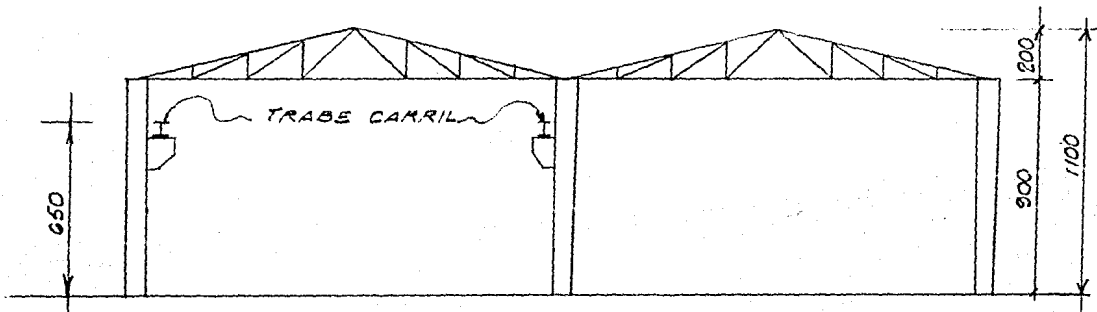
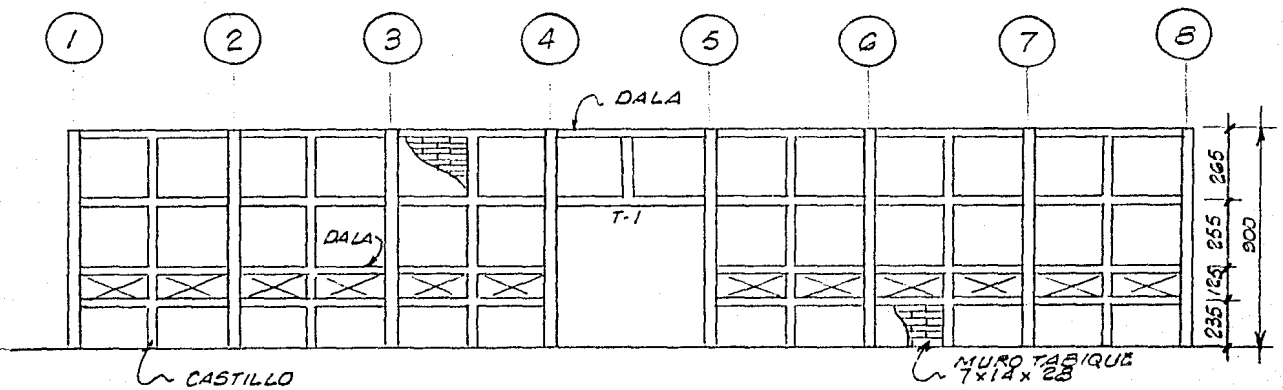


Fig. 31 ELEVACION MARCO EJE 2 Y 7





ELEVACION MARCO EJE A Y C

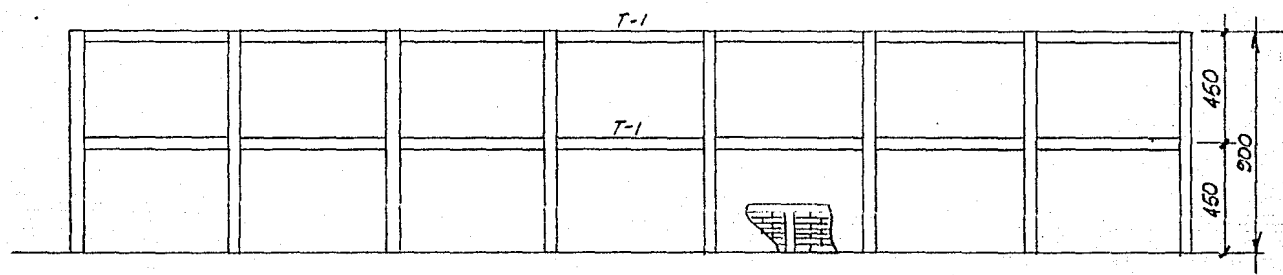


Fig. 32 ELEVACION MARCO EJE B

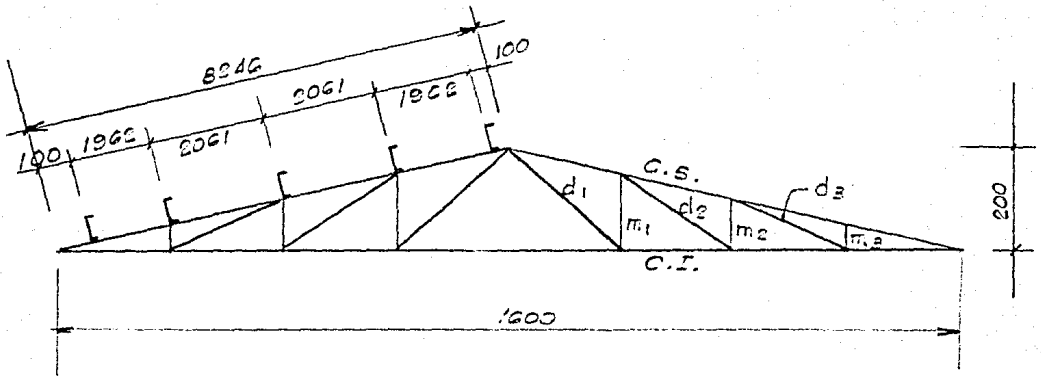
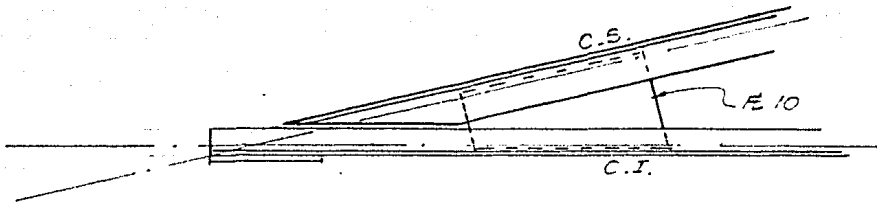


Fig. 33

ARMADURA A-1



DETALLE

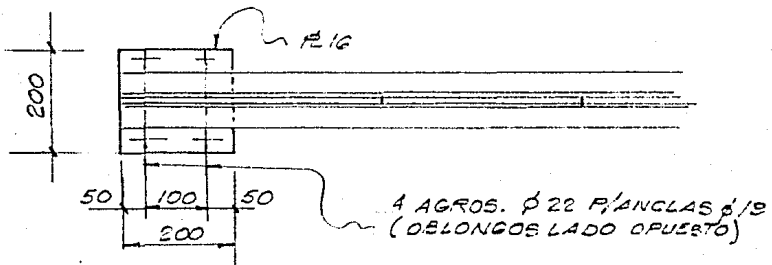


Fig. 34

DETALLE

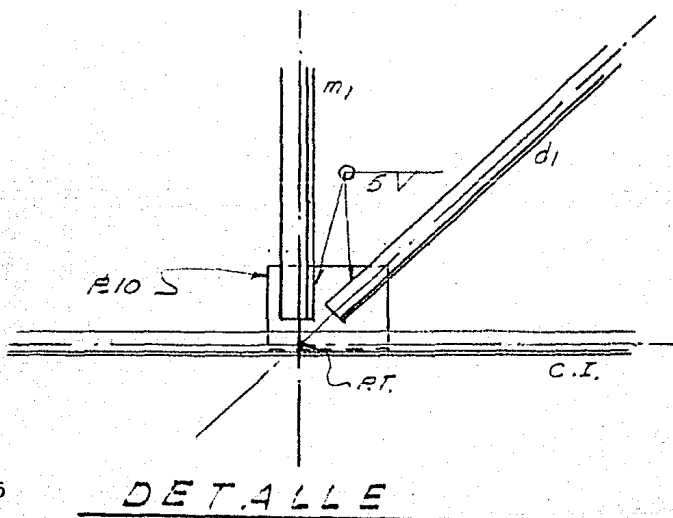
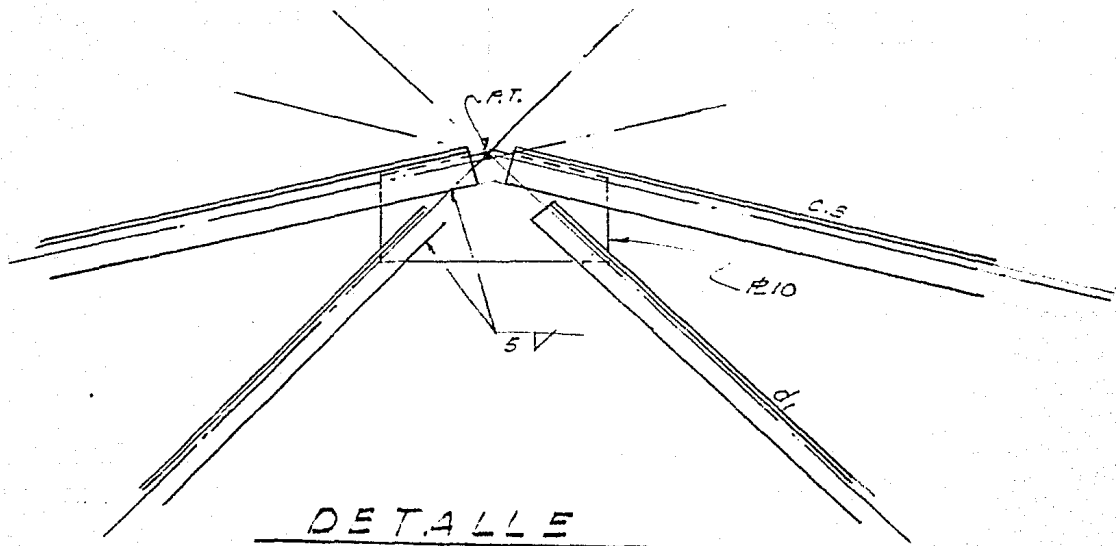


Fig. 35

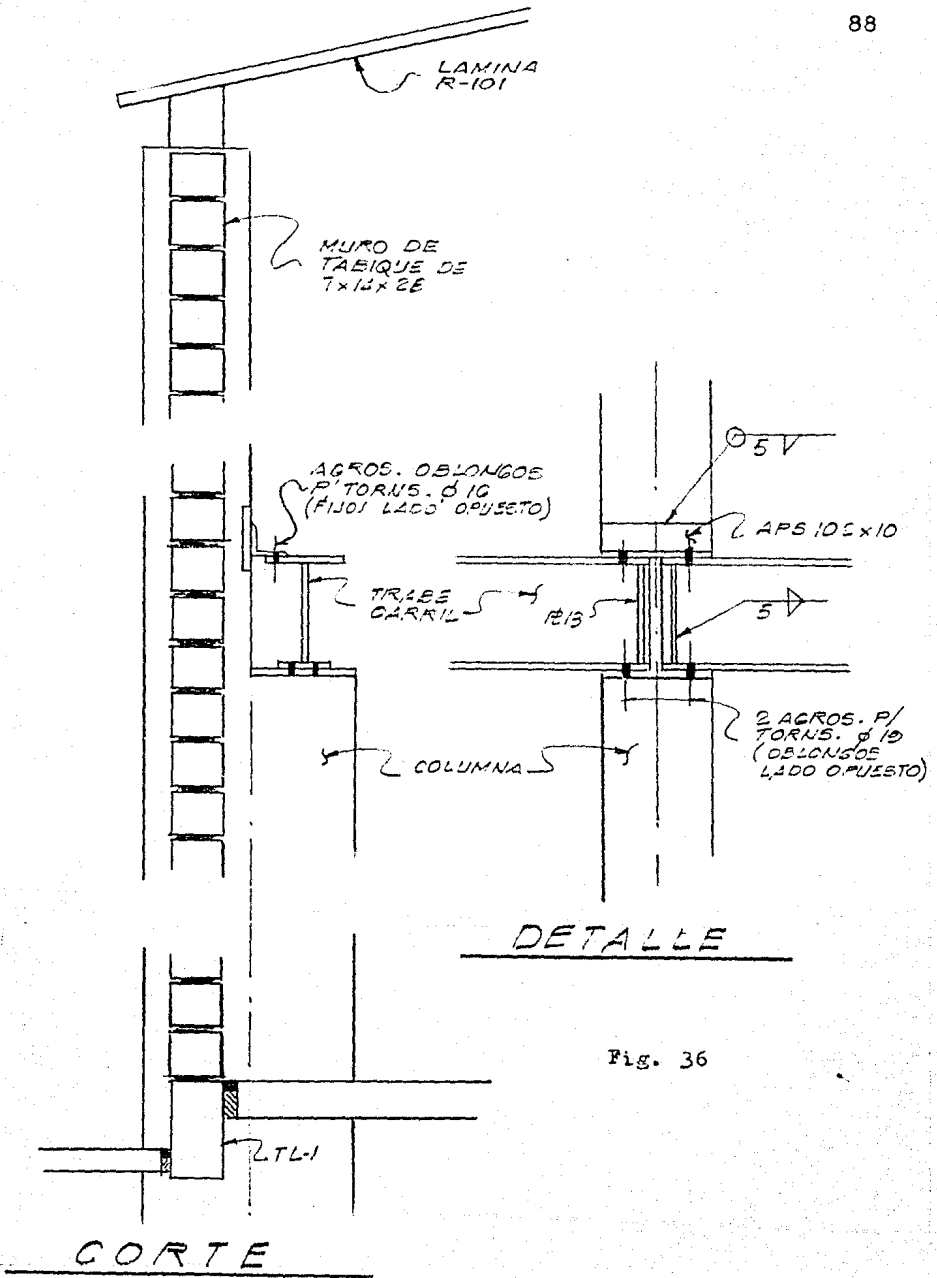


Fig. 36

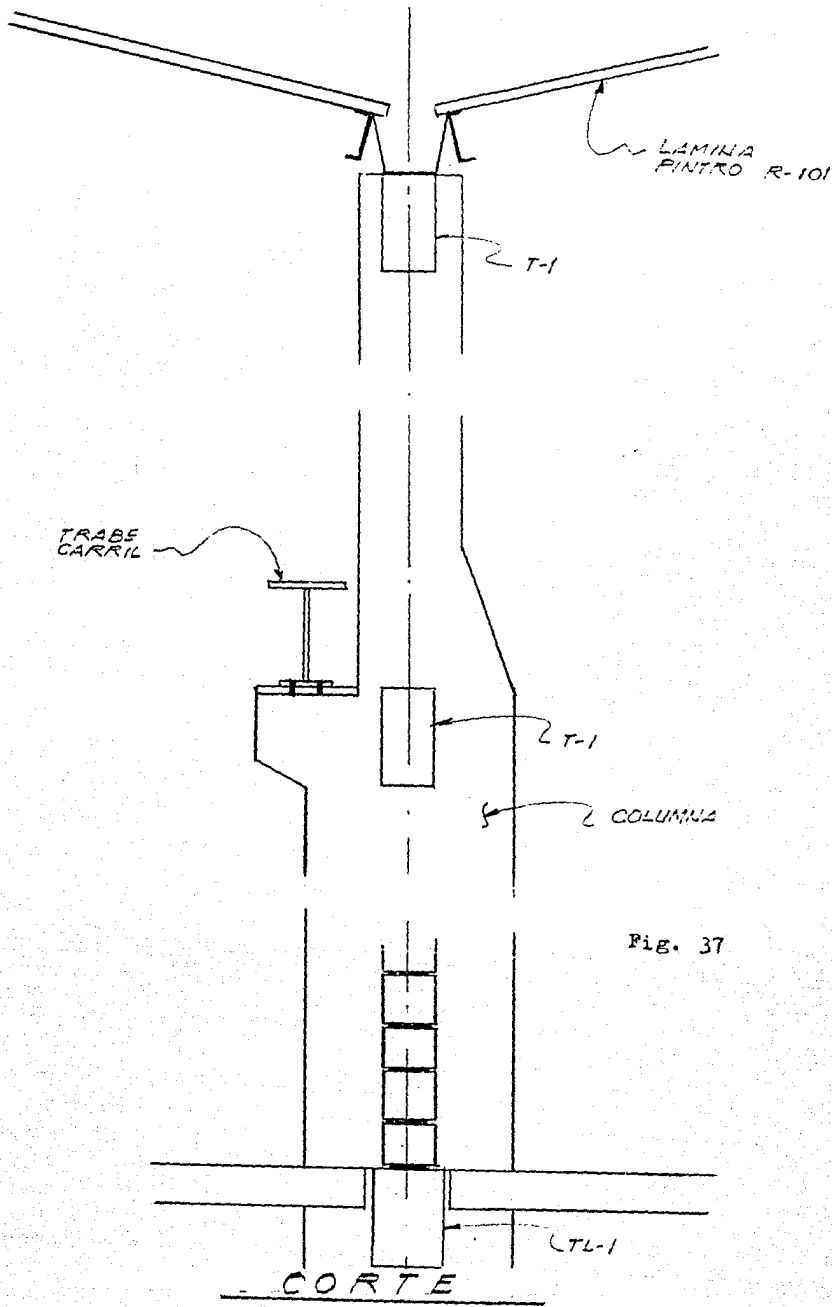


Fig. 37

C A P I T U L O V

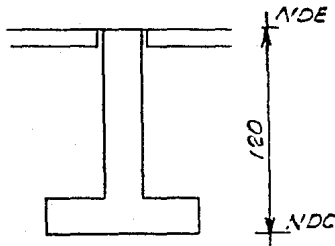
Análisis y diseño de cimentación de las alternativas propuestas.

5.1.- Análisis y diseño de cimentación para la alternativa del capítulo II.

5.1.1.- Diseño del Dado y Zapata

El cálculo se realiza tomando en consideración las combinaciones 9, 14 y 15 que son las representativas de los valores máximos.

Para una profundidad de desplante de 1.2 mts, se tiene:



Tomando para el apoyo del eje C la combinación 14 y una sección del dado de 65x35 cm.

$$V = 0.605 \text{ tons.}$$

$$P = 3.586 \text{ tons.}$$

$$M = -2.23 - 0.605 \times 1.2 = -3.06 \text{ tons-m}$$

$$V = 2.82 \text{ tons.}$$

$$P = 13.61 \text{ tons.}$$

$$M = -10.24 + (-2.82 \times 1.2) = -13.62 \text{ tons-m}$$

$$Vu = 0.605 \times 1.4 + 2.82 \times 1.7 = 5.64 \text{ tons.}$$

$$Pu = 3.59 \times 1.4 + 13.61 \times 1.7 = 28.16 \text{ tons.}$$

$$Mu = -3.06 \times 1.4 + (-13.62 \times 1.7) = -27.42 \text{ tons-m.}$$

} C.M

} CV+ GRUA CAR  
GADA EN C.

Sección propuesta 35x65

$$P_u/bh = 28.16 \times 10^3 / 35 \times 65 = (12.4 \times 14.22) / 1000 = 0.17 \text{ Ksi}$$

$$M_u/bh^2 = 27.42 \times 10^5 / 35 \times 65^2 = (18.53 \times 14.22) / 1000 = 0.26 \text{ Ksi}$$

$$\gamma = h - s/h = 65 - 5/65 = 0.92$$

De la gráfica 7.3.4 del SP17A (85) ACI

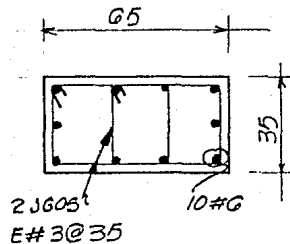
Se obtiene:

$$P = 0.013$$

$$A_s = 0.013 \times 35 \times 65 = 29.6 \text{ cm}^2$$

10 # 6

ESTRIBOS #3 @ 35



Diseño de la Zapata.

Revisión de la estabilidad

$$V = 3.42 \text{ tons.}$$

$$P = 17.13 \text{ tons.}$$

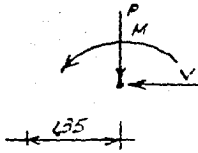
$$M = 16.68 \text{ tons-m.}$$

Sección propuesta: 150x270

Revisión por volteo y deslizamiento

$$\text{Relleno} = 1.2 \times 1.5 \times 2.7 \times 1.6 = 7.8 \text{ tons.}$$





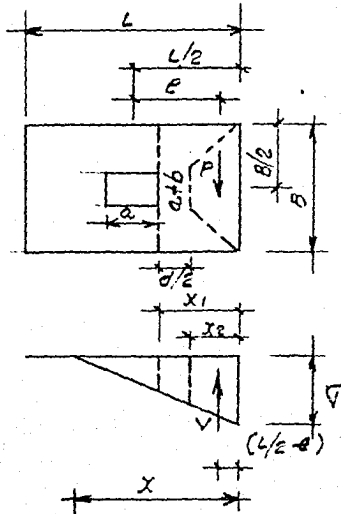
$$MR = 1.35 (17.13 + 7.8) = 33.7 \text{ tons-m}$$

$$MV = 16.68 \text{ tons-m}$$

$$F.S.V = MR/MV = 2.02 \geq 1.5$$

$$F.S.D = P.C.D./V = 24.33 \times 0.6 / 3.42 = 4.3 \geq 1.5$$

Verificada la estabilidad se realiza el cálculo de la Zapa.



$$\text{Con } L = 2.7 \text{ m}$$

$$B = 1.5 \text{ m}$$

$$e = M/P$$

$$V = P/A + M/S$$

$$x = 3 (L/2 - e)$$

$$P = V x B / 2$$

$$= 2 P / 3 (L/2$$

$$- e) B$$

Posición de la resultante.

$$e_1 = 3.06 / (3.586 + 7.8) = 0.27 \text{ m CM}$$

$$e_2 = 13.62 / (13.61 + 7.8) = 0.64 \text{ m CV+GRUA}$$

$$V_1 = P / A + P e \bar{y} / I$$

$$V_1 = 3.586 / 1.5 \times 2.7 + (3.586 \times 0.27 \times 1.35) / (1.5 \times 2.7^3) = 0.88 + 0.53$$

12

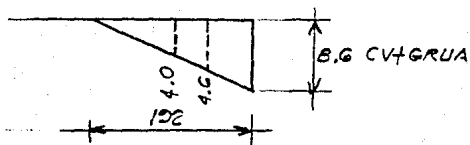
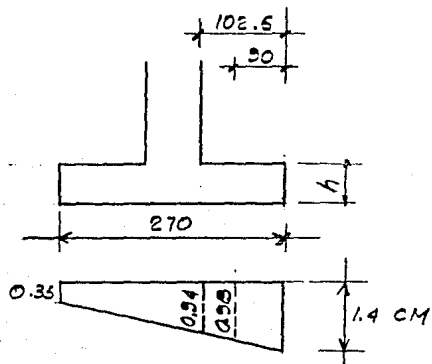
Esfuerzos sobre el terreno.

$$\nabla 1 \text{ máx} = 1.4 \text{ tons/m}^2$$

$$\nabla 1 \text{ min} = 0.35 \text{ tons/m}^2$$

$$\nabla 2 = 2 \times 1.3 \times 61/3(1.35 - 0.64)1.5 = 8.6 \text{ tons/m}^2$$

$$\nabla T \text{ máx} = 8.6 + 1.4 = 10.0 \text{ tons/m}^2 \leq \nabla p$$



$$M_{uT} = 11.26 \text{ tons-m}$$

$$\text{Con } h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

$$p = 0.006$$

$$q = 0.126$$

Diseño por flexión

$$M_u = 0.34 \times 1.025^2 \times 1.5/2 = 1.11$$

$$0.46 \times 1.025^2 \times 1.5 \times 2/2 \times 3 =$$

$$= 0.13$$

$$= 1.3$$

$$\times 1.4/ = 1.82$$

$$M_u = 4 \times 1.025^2 \times 1.5/2 = 3.15$$

$$4.6 \times 1.025^2 \times 1.5 \times 2/2 \times 3 =$$

$$= 2.4$$

$$= 5.55$$

$$\times 1.7$$

$$= 9.44$$

$$\phi M_n = \phi b d^2 f_c' a (1 - 0.59a)$$

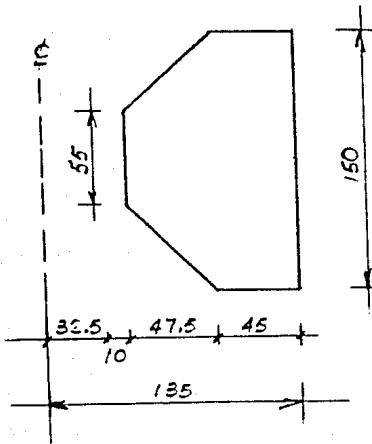
$$= 0.9 \times 150 \times 20^2 \times 200 \times 0.126 (1 - 0.59 \times 0.126) = 12.6 \text{ tone-m.}$$

$$\phi M_u \leq M_n$$

Diseño por cortante como viga.

$$V_c = \phi v_c b d = 0.7 \times 0.53 \sqrt{200} \quad 150 \times 20$$

$$= 15.74 \text{ tons.}$$



$$V_{u1} = \left[ \frac{(0.98 + 1.4)}{2} \right] \left[ \frac{(0.55 + 1.5)}{2} \right]$$

$$= 0.475 (2 + 1.5 \times 0.45)$$

$$= 1.19 (0.486 + 0.675) = 1.38$$

$$\quad \times 1.4$$

$$= 1.93 \text{ ton}$$

$$V_{u2} = \left[ \frac{(4.6 + 8.6)}{2} \right] \left[ \frac{(0.486 + 0.675)}{2} \right] = 7.66$$

$$\quad \times 1.7$$

$$= 13.0$$

$$V_{uE} = 14.93 \text{ tons} \leq V_c$$

Revisión por penetración (Cortante como losa)

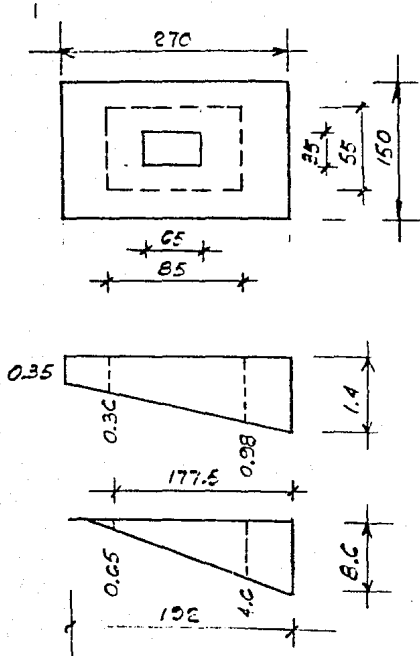
$$\text{Perimetro} = 85 \times 2 + 55 \times 2$$

$$= 280 \text{ cm.}$$

$$V_c = \phi v_c p_d$$

$$= 0.85 \times 0.53 \sqrt{200} \quad 280 \times 2$$

$$= 23381 = 23.4 \text{ tons.}$$



$$Pu1 = [(1.4 + 0.35)/2] \cdot 1.5 \times 2.7 = 3.54$$

$$Pu2 = [(0.36 + 0.98)/2] \cdot (0.85 \times 0.55) \\ = -0.31 \\ = 3.23 \\ \times 1.4 \\ = 4.52$$

$$Pu3 = (8.6/2) \cdot 1.32 \times 1.5 = 12.35$$

$$Pu4 = [(0.65 + 4.6)/2] \cdot (0.85 \times 0.55) \\ = -1.23 \\ = 11.15 \\ \times 1.7 \\ = 18.95$$

$$PuT = 23.47 \text{ tons} \leq Vc$$

Propuesta de refuerzo

$$As = 0.006 \times 20 \times 150 = 18 \text{ cm}^2$$

$$\#5 \quad S = 1.98 \times 150 / 18 = 16.25 \approx \#5 @ 15$$

$$As \text{ min} = 0.0033 \times 150 = 9.9 \text{ cm}^2$$

$$\#4 \quad S = 1.27 \times 150 / 9.9 = 19.2 \approx \#4 @ 20$$

Siguiendo el procedimiento anterior, se encuentran los resultados que se presentan en la tabla para los apoyos A y B

5.2.- A continuación se presentan los diseños de las cimentaciones para las alternativas de los capítulos II, III y IV, en forma condensada, mediante las tablas correspondientes.

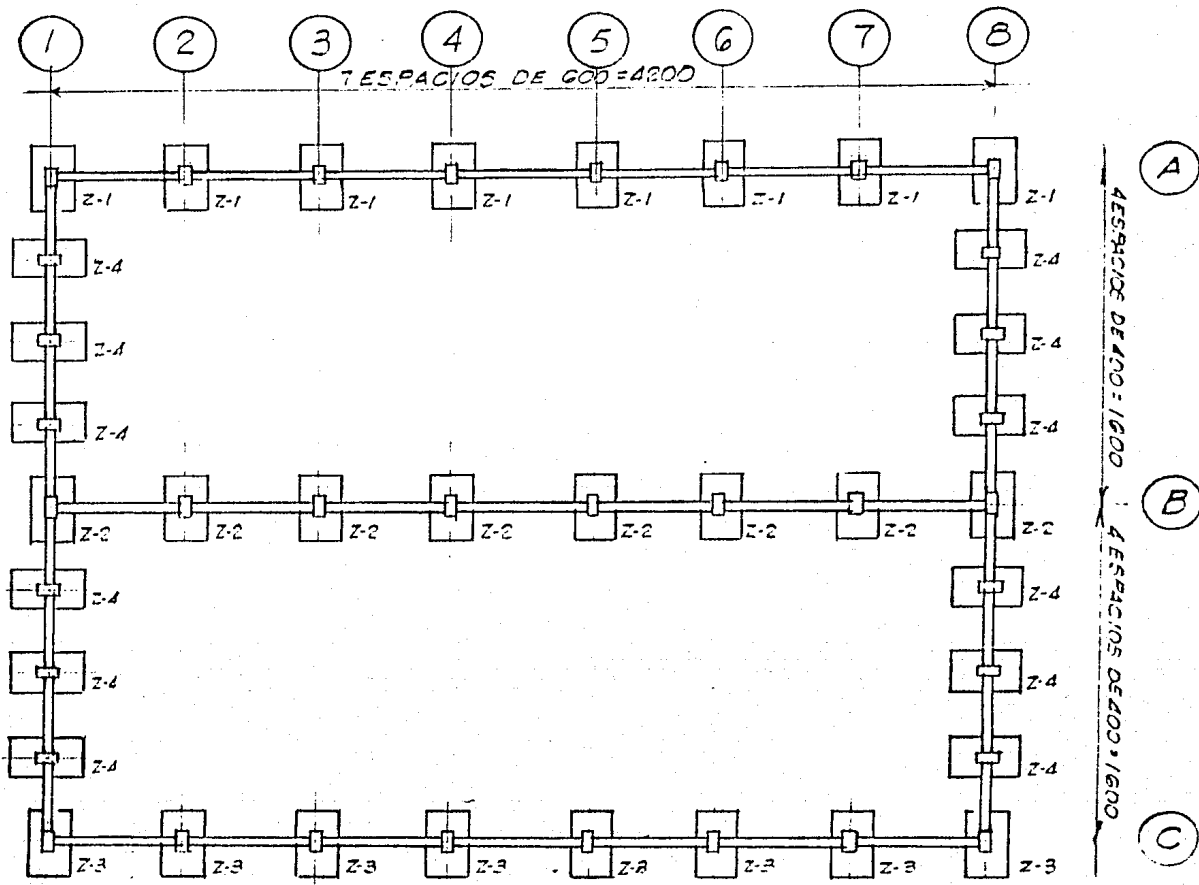


Fig. 38

PLANTA DE CIMENTACION

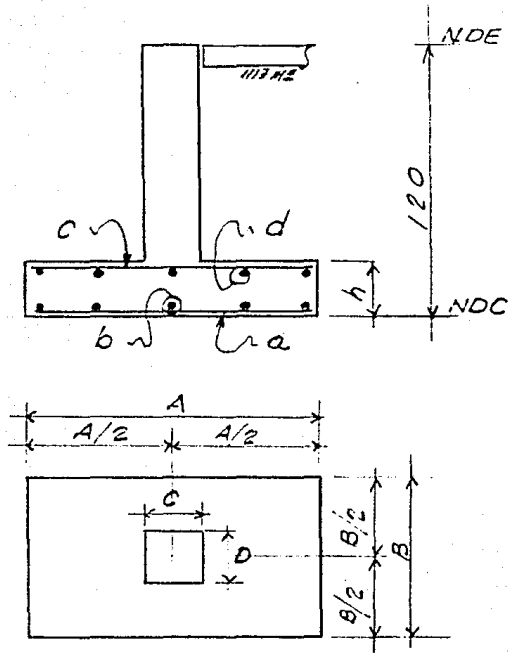


TABLA DE ZAPATAS CAP. II

TIPO	DIMENSIONES					REFUERZO			
	A	B	c	D	h	a	b	c	d
Z-1	260	150	65	35	20	#4@20	#4@25		
Z-2	250	150	65	35	30	#5@30	#4@25	#4@35	#4@35
Z-3	270	150	65	35	30	#4@20	#4@25	#4@35	#4@35
Z-4	150	100	45	25	20	#4@25	#4@25		

Tabla 17

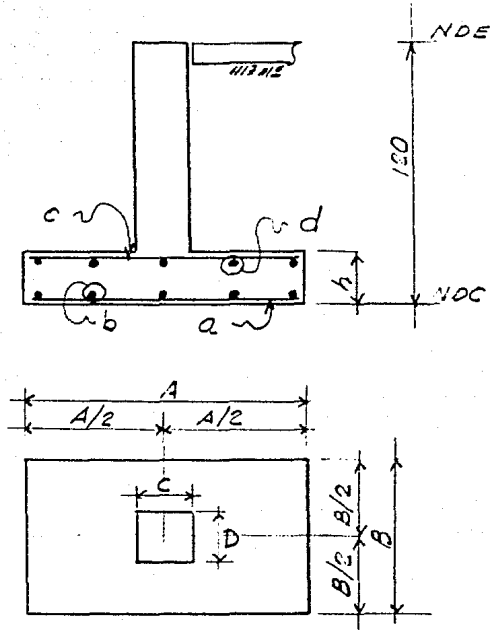


TABLA DE ZAPATAS CAPITULO III

TIPO	DIMENSIONES					REFUERZO			
	A	B	C	D	h	a	b	c	d
Z-1	160	100	35	35	15	#4@20	#4@25		
Z-2	190	150	35	35	30	#5@25	#4@25	#4@25	#4@25
Z-3	180	150	35	35	25	#4@20	#4@25		
Z-4	150	100	45	25	20	#4@25	#4@25		

Table 18

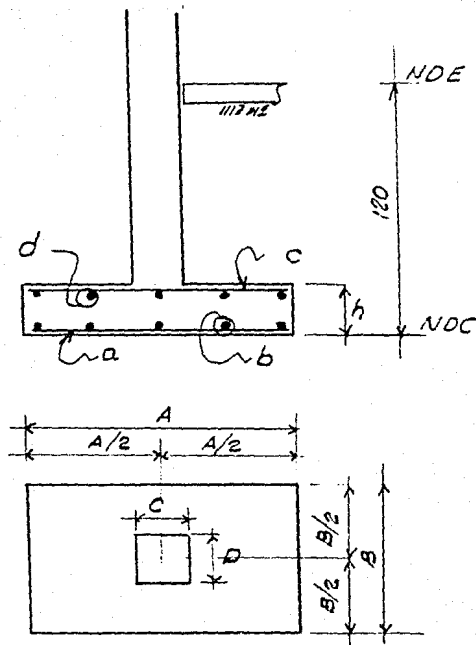


TABLA DE ZAPATAS CAPITULO II

TIPO	DIMENSIONES					REFUERZO			
	A	B	C	D	h	a	b	c	d
Z-1	350	250	80	40	40	#6@25	#4@20	#4@20	#4@20
Z-2	240	150	70	30	25	#5@20	#4@25		
Z-3	350	250	80	40	40	#6@25	#4@20	#4@20	#4@20
Z-4	200	100	60	30	25	#4@20	#4@25		

Tabla 19



C A P I T U L O VI

Conclusiones y Comentarios Finales.

6.1.- Economía.

En este capítulo se efectúa un análisis de las tres alternativas desarrolladas, con el objeto de estimar sus costos aproximados (ya que el mercado cambia continuamente) y encontrar la más económica para su elección y construcción.

Los aspectos generales relativos al concepto de costos se pueden clasificar de la siguiente forma:

Costos	}	A precio alzado.-	Es el valor total de la edificación.
		Precio unitario.-	Es el importe total que debe cubrirse al contratista por unidad de obra por cada uno de los conceptos que realiza.

Además dentro del concepto de costos estos se dividen en:

- Directos:** Son los costos de obra que intervienen en forma directa en la fabricación y edificación de la estructura (equipo, material y mano de obra).
- Indirectos:** Es un concepto que interviene en forma de porcentaje sobre el anterior, pues dentro de estos costos se presentan los imprevistos, fianzas, gastos de administración, - utilidad, etc.

Hoy en día los costos de materiales y mano de obra están sujetos a continuos cambios, debido a la forma en que el mercado lo determina.

Considerando esto, la buena organización en la edificación, así como la facilidad de montaje y los métodos constructivos que sean empleados, serán factores determinantes en la economía de la construcción.

A continuación se presentan los análisis de costos de cada una de las alternativas desarrolladas.

## GOSTO DE OBRA DEL C A P I T U L O II

CONCEPTO	U	CANT.	P. U.	IMPORTE
Excavación en ceps en cualquier tipo de material hasta una profundidad de 2.0 mts., incluye: Afine de taludes y piso para plantilla.	m <sup>3</sup>	144.1	13,306.10	1,917,409.0
Relleno con producto de excavación en cimentación compactado al 95% p. proctor en capas de 20 cms. hasta el nivel del terreno; incluye: Mano de obra de homogeneización, relleno al 95% p. proctor, retiro del material sobre el lugar que indique C.F.E. en el interior de la planta y elaboración de dibujos.	m <sup>3</sup>	144.1	21,761.51	3,135,833.6
Cimbra aparente y desimbra en elementos estructurales y faldones de fachadas, incluye: Obra falsa, yugos, pies derechos, estacas, planos, clavos, alambre, maderas, separadores, duelas, contravientos, cachetes.	m <sup>2</sup>	101	61,362.75	6,197,637.8

## COSTO DE OBRA DEL CAPITULO II

CONCEPTO	U	CANT.	P.U.	IMPORTE
Cimbra para acabado común y descimbra en cimentaciones y elementos estructurales incluye: Obra falsa, troquelado, contravientos y descimbra, elaboración de dibujos y cuantificación de volúmenes.	m <sup>2</sup>	295	38,556.70	11,374,227.0
Muros y pretilas de ladrillo de 7x14x28 cm. incluye: Suministro de todos los materiales que intervengan en el concepto, mano de obra, elaboración de mezcla para juntas y hechura de muro, andamios y elaboración de dibujos.	m <sup>2</sup>	297	37,721.67	11,203,336.0
Concreto fc'=100 kg/cm <sup>2</sup> en plantilla de 5 cm. de espesor, incluye: Limpieza inicial y final. Trazo y colocación de muestras. El suministro, fabricación, colocación y el curado de concreto.	m <sup>2</sup>	143.2	55,131.69	7,834,825.3

## COSTO DE OBRA DEL C A P I T U L O II

CONCEPTO	U	CANT.	P.U.	IMPORTE
<p>Concreto <math>f_c=200 \text{ kg/cm}^2</math> en cimentación y elementos estructurales, incluye:  Suministro de todos los materiales que intervengan en el concepto, mano de obra de fabricación, acarreo, elevación hasta 10 mts, colocación, curado y elaboración de dibujos.</p>	m <sup>3</sup>	53.0	55,131.6	2,921,977.5
<p>Acero de refuerzo #2.5 a #8 <math>f_y=4200 \text{ kg/cm}^2</math> incluye:  Suministro, habilitado, colocación, desperdicios y elaboración de dibujos de despiece.</p>	kg	5404	2,639.72	14,265,047.0
<p>Acero estructural A-36 <math>f_y=2530 \text{ kg/cm}^2</math>, incluye:  Suministro de acero, fabricación, soldadura, montaje y planos de taller.</p>	ton	76.8	933,062.7	
<p>Lámina de Acero para cubiertas y muros, marca ROMSA R-101; incluye:  Suministro de todos los materiales, planos de taller y montaje.</p>	m <sup>2</sup>	2267	27,311.0	61,914,037.0

## COSTO DE OBRA DEL CAPITULO III

CONCEPTO	U	CANT.	P. U.	IMPORTE
Excavación en capa en cualquier tipo de material hasta una profundidad de 2.0 mts., incluye: Afine de taludes y piso para plantilla.	m <sup>3</sup>	100.4	13,306.10	1,335,932.4
Relleno con producto de excavación en cimentación compactado al 95% p. proctor en capas de 20 cms. hasta el nivel del terreno; incluye: Mano de obra de homogeneización, relleno al 95% p. proctor, retiro del material sobre el lugar que indique C.P.E. en el interior de la planta y elaboración de dibujos.	m <sup>3</sup>	100.4	21,761.51	2,184,855.4
Cimbra aparente y desimbra en elementos estructurales y faldones de fachadas, incluye: Obra falsa, yugos, pies derechos, estacas, plenos, clavos, alambre, maderas, separadores, duelas, contravientos, cachetes.	m <sup>2</sup>	101	61,362.75	6,197,637.8

## COSTO DE OBRA DEL C A P I T U L O III

CONCEPTO	U	CANT.	P.U.	IMPORTE
Cimbra para acabeado común y descimbra en cimentaciones y elementos estructurales incluye: Obra falsa, troquelado, contravientos y descimbra, elaboración de dibujos y cuantificación de volúmenes.	m <sup>2</sup>	184.9	38,556.70	7,129.1538
Muros y pretilas de ladrillo de 7x14x28 cm. incluye: Suministro de todos los materiales que intervengan en el concepto, mano de obra, elaboración de mezcla para juntas y hechura de muro, andamios y elaboración de dibujos.	m <sup>2</sup>	297	37,721.67	11,203.336.
Concreto fc'=100 kg/cm <sup>2</sup> en plantillas de 5 cm. de espesor, incluye: Limpieza inicial y final. Trazo y colocación de muestras. El suministro, fabricación, colocación y el curado de concreto.	m <sup>2</sup>	106.4	55,131.6	5,866.007.

## COSTO DE OBRA DEL CAPITULO III

CONCEPTO	U	CANT.	P.U.	IMPORTE
<p>Concreto <math>f_c=200 \text{ kg/cm}^2</math> en cimentación y elementos estructurales, incluye:  Suministro de todos los materiales que intervengan en el concepto, mano de obra de fabricación, acarreo, elevación hasta 10 mts, colocación, curado y elaboración de dibujos.</p>	m <sup>3</sup>	40.6	55,131.65	2,238,345.0
<p>Acero de refuerzo #2.5 e #8 <math>f_y=4200 \text{ kg/cm}^2</math> incluye:  Suministro, habilitado, colocación, desperdicios y -- elaboración de dibujos de despiece.</p>	kg	4475	2,639.72	11,812,747.0
<p>Acero estructural A-36 <math>f_y=2530 \text{ kg/cm}^2</math>, incluye:  Suministro de acero, fabricación, soldadura, montaje y planos de taller.</p>	ton	79.36	933,062.71	74,607,694.0
<p>Lámina de Acero para cubierta y muros, marca ROMSA R-101; incluye:  Suministro de todos los materiales, planos de taller y montaje.</p>	m <sup>2</sup>	2267	27,311.00	61,914,037.0
			Total=	184,499,720.0



## COSTO DE OBRA DEL C A P I T U L O IV

CONCEPTO	U	CANT.	P. U.	IMPORTE
Excavación en ocapa en cualquier tipo de material hasta una profundidad de 2.0 mts., incluye: Afine de tsaludes y piso para plantillas.	m <sup>3</sup>	235.2	13,306.10	3,129,594.7
Relleno con producto de excavación en cimentación compactado al 95% p. proctor en capas de 20 cms. hasta el nivel del terreno; incluye: Mano de obra de homogeneización, relleno al 95% p. proctor, retiro del material sobre el lugar que indique C.F.E. en el interior de la planta y elaboración de dibujos.	m <sup>3</sup>	235.2	21,761.51	5,118,307.2
Cimbra aparente y desimbra en elementos estructurales y faldones de fachadas, incluye: Obra falsa, yugos, pies derechos, estacas, planos, clavos, alambre, madriñas, separadores, duelas, contravientos, cachetes.	m <sup>2</sup>	945	61,362.75	57,987,739.0

## COSTO DE OBRA DEL C A P I T U L O I V

CONCEPTO	U	CANT.	P.U.	IMPORTE
Cimbra para acabado común y descimbra en cimentaciones y elementos estructurales in- cluye: Obra falsa, troquelado, con- travientos y descimbra, els- boración de dibujos y cuanti- ficación de volúmenes.	m <sup>2</sup>	138	33,556.70	7,634,226.6
Muros y pretilas de ladrillo de 7x14x28 cm. incluye: Suministro de todos los mate- riales que intervengan en el concepto, mano de obra, ele- boración de mezcla para jun- teo y hechura de muro, anda- mios y elaboración de dibu- jos.	m <sup>2</sup>	384	37,721.67	37,118,123.
Concreto fc'=100 kg/cm <sup>2</sup> en plantilla de 5 cm. de espe- sor, incluye: Limpieza inicial y final. Trazo y colocación de mues- tras. El suministro, fabrica- ción, colocación y el cura- do de concreto.	m <sup>2</sup>	218.2	55,131.65	12,023,726.

## COSTO DE OBRA DEL CAPITULO IV

CONCEPTO	U	CANT.	P.U.	IMPORTE
<p>Concreto fc'=200 kg/cm<sup>2</sup> en oimentación y elementos es- tructurales, incluye: Suministro de todos los ma- teriales que intervengan en el concepto, mano de obra de fabricación, acarreo, ele- vación hasta 10 mts, coloca- ción, curado y elaboración de dibujos.</p>	m <sup>3</sup>	177.3	55,131.65	9,774,841.5
<p>Acero de refuerzo #2.5 a #8 fy=4200 kg/cm<sup>2</sup> incluye: Suministro, habilitado, co- locación, desperdicios y -- elaboración de dibujos de despiece.</p>	kg	18510	2,633.72	48,861,217.0
<p>Acero estructural A-36 fy= 2530 kg/cm<sup>2</sup>, incluye: Suministro de acero, fabri- cación, soldadura, montaje y planos de taller.</p>	ton	30.26	933,062.71	28,234,478.0
<p>Láminas de Acero para cubier- ta y muros, marca ROMSA R- 101; incluye: Suministro de todos los ma- teriales, planos de taller y montaje.</p>	m <sup>2</sup>	1395	27,311.00	38,098,845.0
			Total=	247,987,160.2

## 6.2.- Conclusiones.

En base a los costos obtenidos, se afirma que la segunda alternativa la del capítulo III, es la solución más económica y sería la indicada para su construcción.

De esta forma se concluye un trabajo en el cual intervino desde la selección de estructura, pasando por determinación de cargas de servicio, determinación del análisis estructural, selección de material y dimensionamiento de los miembros y conexiones, funcionamiento bajo cargas de servicio hasta llegar a un final de los costos de obra.

Sin embargo y como punto final, se comenta que el costo inicial, no es la única variable en considerar para la elección de una solución. Existen otras como: Costos a largo plazo (mantenimiento) estéticos, funcionalidad o rapidez de ejecución, etc.