

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO ESTRUCTURAL DEL CONJUNTO DE CUATRO  
SALAS DE CINE, PARA LA SOCIEDAD DE AUTORES  
Y COMPOSITORES DE MUSICA.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO  
DE INGENIERO CIVIL, PRESENTA

QUINTIN BECERRA SUSTAITA

México, D. F.

1982.



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
EXAMENES PROFESIONALES  
60-1-238

Al Pasante señor QUINTIN BECERRA SUSTATA,  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a conti-  
nuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. -  
Sergio Betancourt Cuevas, para que lo desarrolle como tesis en su Examen  
Profesional de Ingeniero CIVIL.

"PROYECTO ESTRUCTURAL DEL CONJUNTO DE CUATRO SALAS DE  
CINE, PARA LA SOCIEDAD DE AUTORES Y COMPOSITORES DE  
MUSICA"

1. Descripción general del proyecto, materiales y cargas, normas y códigos.
2. Análisis y diseño de la cimentación, de acuerdo al estudio de mecánica de suelos elaborado para este propósito.
3. Análisis por cargas verticales y efectos sísmicos de la super-estructura.
4. Procedimiento y recomendaciones generales de construcción.

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

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria, a 18 de julio de 1978

EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JTE/OLLI/ser

"PROYECTO ESTRUCTURAL DEL CONJUNTO DE CUATRO SALAS DE CINE,  
PARA LA SOCIEDAD DE AUTORES Y COMPOSITORES DE MUSICA".

I. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO, MATERIALES Y CARGAS, NORMAS  
Y CODIGOS.

- 1.1 El conjunto de cuatro salas de cine, está constituido por unidades (4) homogéneas, circundado por zona comercial y cuyo centro define una plaza.

Cada unidad cinematográfica implica la ocupación de una área terrestre de:

$$A = \frac{16.75 \text{ m.} + 26.45 \text{ m.}}{2} \times 32.01 \text{ m.} = 691.416 \text{ m.}^2, -$$

ubicada en Callejón de San Felipe y Av. Mayorazgo, Xoco, -  
D. F.

La unidad cinematográfica tiene una capacidad de ocupación de 612 butacas. Cuenta con un acceso principal de 3.00 metros de ancho y dos salidas de 2.40 metros cada una.

- 1.2 Salón para exhibición cartelera, antesala, dulcoria, área de teléfonos, escalera de acceso a cuarto de proyección, - dos bebederos, sanitario para damas, sanitario para caballeros, bodega u oficina, escalera a sala de butacas, foro y pantalla de proyección, escalera a camerino y bodega, salida de emergencia y servicio sanitario general.

- 1.3 Materiales. El concreto tendrá capacidad de esfuerzo a la compresión  $f'c = 200 \text{ Kgs./cm.}^2$ , el acero de refuerzo con  $f_y = 4,200 \text{ Kgs./cm.}^2$  y un  $f_B = 2,000 \text{ Kgs./cm.}^2$ ; acero estructural A-36 con  $f_y = 2,530 \text{ Kgs./cm.}^2$ ,  $f_B = 0.6 f_y = 0.6 f_y = 0.6 \times 2,530 \text{ Kgs./cm.}^2 = 1,518 \text{ Kgs./cm.}^2$

Tabique rojo macizo recocido, de 7 cm. x 14 cm. x 28 cm., lámina de asbesto estructural, madera de pino de primera, para tarima de foro. Soldadura de la Serie E-70 de las especificaciones para electrodos, normas A. S. T. M. A-233.

- 1.4 Cargas. El desglosamiento de información de cargas consideradas, no expone detalladamente en la parte inicial del cálculo de la cimentación.

- 1.5 Los códigos fundamentales a los que se apega el Proyecto Estructural motivo de esta Tesis, son; Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y Folletos Complementarios del propio Reglamento, editados por el Instituto de Ingeniería de la U. N. A. M., Normas del Instituto Americano del Concreto, A. C. I. -318-77 y Normas de Soldadura A. W. S.

II. ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION, DE ACUERDO AL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS ELABORADO PARA ESTE PROPOSITO.

- 2.1 Cálculo y diseño de las zapatas Z-1 y Z-2 perimetrales, analizando los efectos flexionantes y cortantes que se generan en virtud de las solicitudes actuantes. Realización de iteraciones en el afán de optimizar el aprovechamiento del acero de refuerzo requerido.
- 2.2 Cálculo y diseño de la zapata Z-3, sustentación del muro M-3 cargado. Cálculo y diseño de losa de cimentación de 33.89 m.2 localizada entre ejes 6 y 7.

III. ANALISIS POR CARGAS VERTICALES Y EFECTOS SISMICOS DE LA SUPER ESTRUCTURA.

- 3.1 Análisis del marco formado por las columnas C-3, C-4 y K-1, - correspondiente a la sección II-II de la planta de localización de marcos, hecha para el efecto.
- 3.2 Análisis del marco formado por las columnas C-3, C-5 y K-1, - correspondiente a la sección IV-IV de la planta de localización de marcos.
- 3.3 Análisis del marco formado por las columnas C-3, C-5 y K-1, - correspondiente a la sección V-V de la planta de localización de marcos.
- 3.4 Análisis del marco formado por las columnas C-2, C-4, C-4, - C-5, C-5 y C-2; correspondiente a la sección 6'-6' de la planta de localización de marcos.
- 3.5 Valuación de áreas tributarias y cargas gravitacionales para el análisis sísmico.
- 3.6 Análisis de armaduras: A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, A-7 y - A-8, para cubierta de unidad cinematográfica.
- 3.7 Diseño de columnas: K-1, C-1, C-2, C-3, C-4 y C-5, en función de los elementos mecánicos extremos, obtenidos de los análisis de los marcos.
- 3.8 Diseño de losas en función de los elementos mecánicos obtenidos de los marcos correspondientes. Se optó por losa tipo reticular aligerada, con block hueco de cemento, de 40 cm. x 40 cm. x 30 cm. y 40 cm. x 20 cm. x 20 cm., formando nervaduras de espesor variable y peralte  $h = 35$  cm, como se expone en plano estructural E-3.

La distribución de acero en losa, se realizó en apego al Folleto Complementario No. 401, del RDF-77, que estipula: el 75% del momento flexionante total negativo para faja central de columnas, 25% del momento flexionante total negativo para la faja central, 58% del momento flexionante total positivo para faja de columnas y el 42% del momento flexionante total positivo para la faja central.

C.

3.9 Diseño de armaduras, congruente con las solicitudes de compresión ó tensión, obtenidas de los análisis previamente realizados. Revisión por flambéo, según:

$$Kl/r = f \text{ (Perm)}. \text{ (Kgs./cm.}^2\text{)}.$$

3.10 Relación de planos correspondientes al diseño:

- A-1: Plano Arquitectónico.
- E-1: Cimentación y Detalles.
- E-2: Columnas y Muros Exteriores.
- E-3: Losas y Detalles.
- E-4: Planta Losa N + 12 y Detalles.
- E-5: Armaduras y Detalles.
- E-6: Detalles Constructivos de Armaduras.

#### IV. PROCEDIMIENTO Y RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION.

CALCULO DE LA CIMENTACION

CARGAS.

Cubierta Cline:

Carga viva. ....	70 KG/m <sup>2</sup>
Lámina estructural. ....	14 "
Peso propio armaduras. ....	18 "
Falso plafón. ....	50 "
	<hr/>
	152 KG/m <sup>2</sup>

Losa N +3 (techo de Sala de Proyección):

Carga viva. ....	100 KG/m <sup>2</sup>
Peso propio de losa, (h = 10 cm.). ....	240 "
Acabado interior. ....	60 "
Otros. ....	100 "
	<hr/>
	500 "

Losa N +2 (piso de Sala de Proyección):

Carga viva. ....	300 KG/m <sup>2</sup>
Peso propio, (h = 20 cm., aligerada). ....	320 "
Piso, Entortado y Fino. ....	200 "
	<hr/>
	820 KG/m <sup>2</sup>

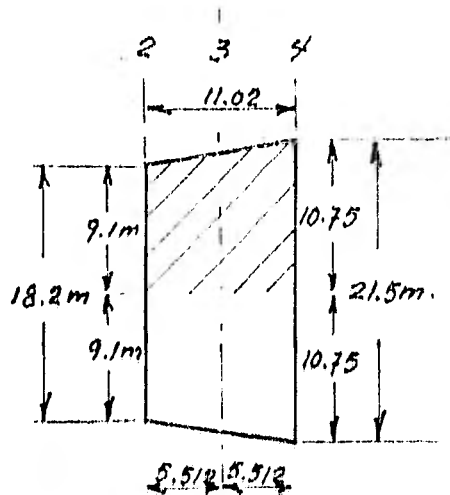
Losa N +1 (Zona de butacas):

Carga viva. ....	500 KG/m <sup>2</sup>
Peso propio de losa, (h = 35 cm., aligerada). ....	492 "
Falso plafón. ....	50 "
Acabado de Piso. ....	20 "
Forjado escalones de tabique, asientos y tribunas. .	250 "
	<hr/>
	1,312 KG/m <sup>2</sup>

Planta Baja:

Carga viva. ....	400 KG/m <sup>2</sup>
Firme, (h = 10 cm.). ....	240 "
Piso, granito, relleno, Etc., ....	611 "
	<hr/>
	1,251 KG/m <sup>2</sup>

CALCULO DE LAS ZAPATAS Z-1 Y Z-2, CORRIDAS, EXTERIORES



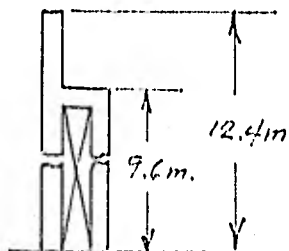
AREA TRIBUTARIA :

$$A = \frac{B + b}{2} \cdot h = \frac{9.10 \text{ m} + 10.75 \text{ m}}{2} \times 11.024 \text{ m} = 109.41 \text{ m}^2$$

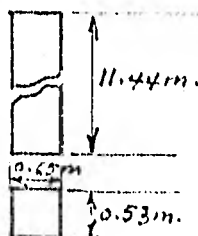
PESO DE LA CUBIERTA:

$$109.41 \text{ m}^2 \times 0.152 \text{ Ton/m}^2 = 16.63 \text{ Tons.}$$

PESO MURO EXTERIOR:  $(12.4 + 9.6)\text{m.} \times 1.0\text{ m.} \times 0.3\text{ Ton/m}^3 \dots 6.6\text{ Ton/m}^3$   
 PESO DE DALAS: .....  $0.4\text{ ''}$   
 PESO DEL MURO EXTERIOR: .....  $7.0\text{ ''}$   
 PESO TOTAL DEL MURO EXTERIOR:  $7.0\text{ Ton/m.} \times 11.15\text{ m.} = 78.05\text{ Tons.}$



PESO 2 COLUMNAS, C - 2:  $2(0.65\text{ m.} \times 0.53\text{ m.} \times 11.44\text{ m.} \times 2.4\text{ Ton/m}^3)$   
 .....  $18.92\text{ Tons.}$



PESO DEL NIVEL N + 10.25 m., (Ancho Tributario  $b = 3.5\text{ m.}$ ):  
 $3.5\text{ m.} \times 11.024\text{ m.} \times 1.0\text{ Ton/m}^2, \dots 38.58\text{ Tons.}$

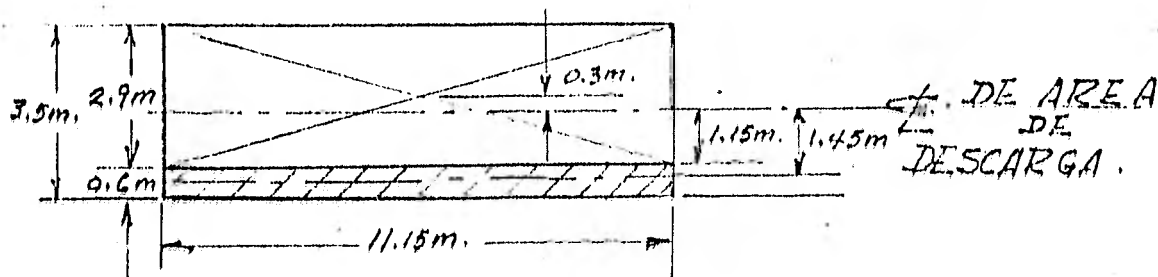
PESO CONTRATRABE DE ZAPATA,  
 $0.3\text{ m.} \times 2.0\text{ m.} \times 11.024\text{ m.} \times 2.4\text{ Ton/m}^3, 15.87\text{ Tons.}$

PESO DE LA ZAPATA Z - 1:  $0.25\text{ m.} \times 3.5\text{ m.} \times 11.15\text{ m.} \times 2.4\text{ Ton/m}^3, \dots 23.42\text{ Tons.}$

RESUMEN DE CARGAS GRAVITANTES EN LA ZAPATA:

Peso de la Cubierta, .....	16.63 Tons.
Peso de Muro Exterior Hueco, .....	78.05 ''
Peso 2 Columnas en zona de análisis, .....	18.92 ''
Peso de nivel N + 10.25 m., .....	38.58 ''
Peso de contratrabe de zapata, .....	15.87 ''
Peso de la zapata, .....	23.42 ''
	<hr/>
	191.47 Tons.

CALCULO DE LOS MOMENTOS DE VOLTEO QUE LAS CARGAS GENERAN EN LA ZAPATA Z - 1:





10. CUBIERTA,  
MURO EXTERIOR HUECO,  
2 COLUMNAS,
- |  |                   |
|--|-------------------|
|  | P = 16.63 Tons.   |
|  | P = 75.05 "       |
|  | P = 18.92 "       |
|  | 113.60 Tons.      |
| $\bar{X} = 1.75 \text{ m.} - 0.3 \text{ m.},$            | 1.45 m.           |
| $\sqrt{M} = 113.6 \text{ Tons.} \times 1.45 \text{ m.},$ | 164.72 Tons. x m. |
20. CONTRATRABE,  
 $\bar{X} =$
- |  |                   |
|--|-------------------|
|  | P = 15.87 Tons.   |
|  | 1.45 m.           |
| $\sqrt{M} = 15.87 \text{ Tons.} \times 1.45 \text{ m.},$ | 23.011 Tons. x m. |
30. ZAPATA,  
 $\bar{X} = 1.45 \text{ m.} - 1.15 \text{ m.},$
- |   |                  |
|---|------------------|
|   | P = 23.42 Tons.  |
|   | 0.3 m.           |
| $\sqrt{M} = 23.42 \text{ Tons.} \times 0.3 \text{ m.},$ | 7.026 Tons. x m. |
40. NIVEL N + 10.25 m.,  
 $\bar{X} =$
- |  |                   |
|--|-------------------|
|  | P = 38.58 Tons.   |
|  | 0.3 m.            |
| $\sqrt{M} = 38.58 \text{ Tons.} \times 0.30 \text{ m.},$ | 11.574 Tons. x m. |
50. RELENO, h = 2.0 m. - 0.3 m. =  
V = 1.7 m. (alto) x 2.9 m. (ancho) x  
11.024 m. (longitud),  
P = 54.34 m<sup>3</sup> x 1.6 Tons./m<sup>3</sup>,  
 $\bar{X} =$
- |   |                      |
|---|----------------------|
|   | 1.7 m.               |
|   | 54.34 m <sup>3</sup> |
|   | 86.94 Tons.          |
|   | 0.3 m.               |
| $\sqrt{M} = 86.94 \text{ Tons.} \times 0.3 \text{ m.},$ | 26.08 Ton. x m.      |
- $$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{11.15 \text{ m.} \times (3.5)^3 \text{ m}^3}{12} = 39.85 \text{ m}^4$$
- $$A = 3.5 \text{ m.} \times 11.15 \text{ m.}, \quad 39.025 \text{ m}^4$$

ESFUERZOS CORTANTES GENERADOS POR LA ZAPATA Z-1, AL SUELO:

10. CUBIERTA, MURO EXTERIOR HUECO, 2 COLUMNAS:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} \therefore y = \frac{113.6 \text{ Tons.}}{39.025 \text{ m}^2} + \frac{164.72 \text{ Tons.} \times \text{m.}}{39.85 \text{ m}^4} \times 1.75 \text{ m.} =$$

$$= 2.95 \text{ Tons./m}^2 + 7.23 \text{ Tons./m}^2.$$

20. CONTRATRABE:

$$f = \frac{15.87 \text{ Tons.}}{39.025 \text{ m}^2} + \frac{23.011 \text{ Tons.} \times \text{m.}}{39.850 \text{ m}^4} \times 1.75 \text{ m.} =$$

$$= 0.4066 \text{ Tons./m}^2 + 1.011 \text{ Tons./m}^2$$

30. ZAPATA:

$$f = \frac{23.42 \text{ Tons.}}{39.025 \text{ m}^2} + \frac{7.026 \text{ Tons.} \times \text{m.}}{39.85 \text{ m}^4} \times 1.75 \text{ m.} =$$

$$= 0.6 \text{ Tons./m}^2 + 0.308 \text{ Tons./m}^2$$

40. NIVEL N + 10.25:

$$f = \frac{38.58 \text{ Tons.}}{39.025 \text{ m}^2} - \frac{11.574 \text{ Tons.} \times \text{m.}}{39.85 \text{ m.}^4} \times 1.75 \text{ m.} =$$

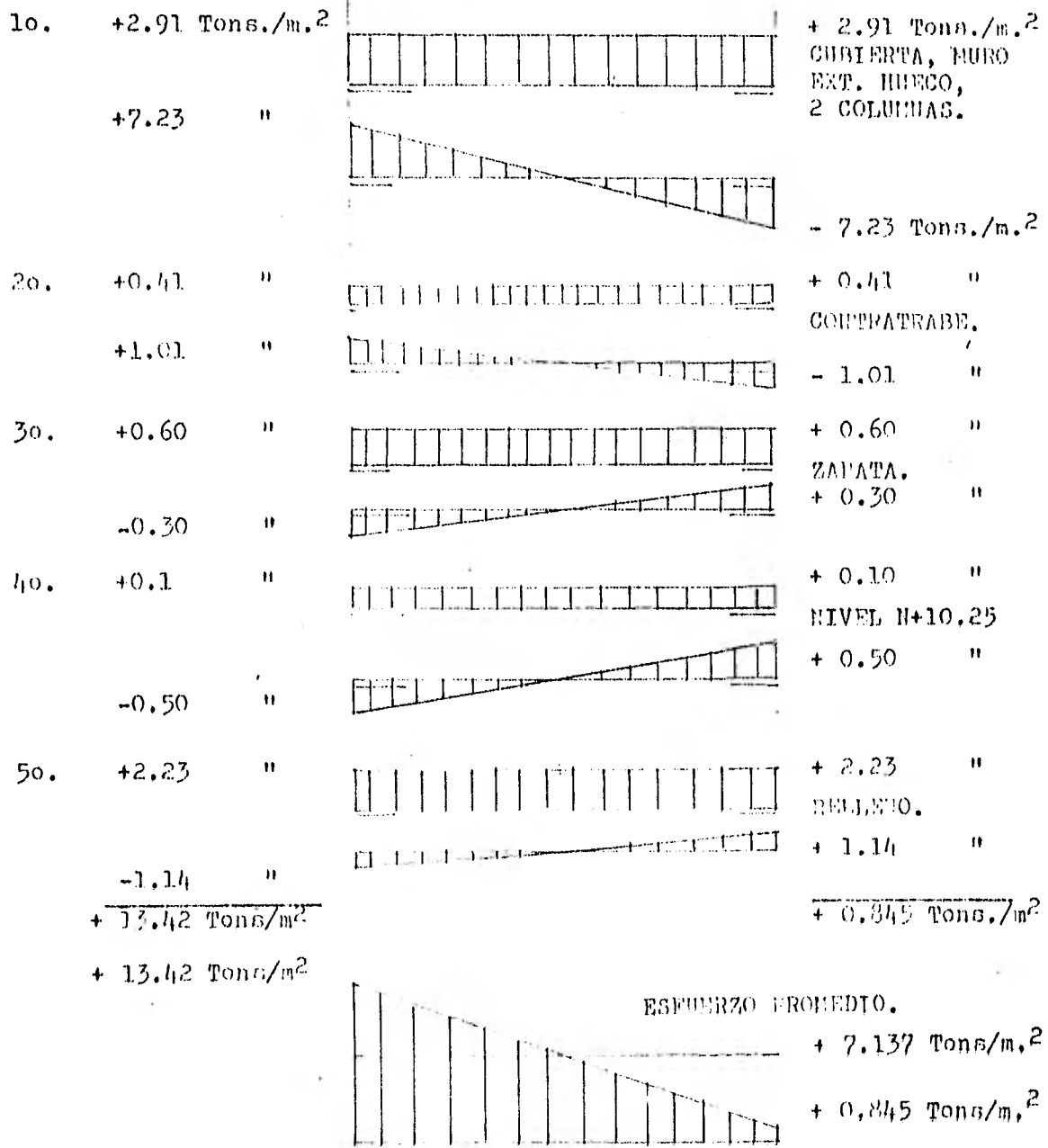
$$= 0.988 \text{ Tons./m}^2 - 0.503 \text{ Tons./m}^2$$

50. RELLENO :

$$f = \frac{86.94 \text{ Tons.}}{39.025 \text{ m}^2} - \frac{26.68 \text{ Tons.} \times \text{m.}}{39.85 \text{ m.}^4} \times 1.75 \text{ m.} =$$

$$= 2.227 \text{ Tons./m}^2 - 1.145 \text{ Tons./m}^2$$

DIAGRAMAS DE LA SUPERPOSICION CAUSAS - EFECTOS:



ESFUERZO PROMEDIO.

DISEÑO DE LA ZAPATA.

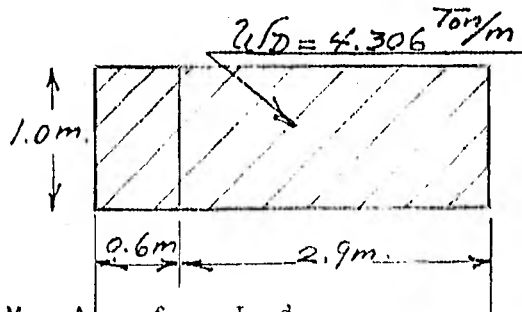
Peso de la Cubierta,	16.63 Tons.
Peso del muro exterior hueco,	78.05 "
Peso de 2 columnas,	18.92 "
Peso del Nivel N + 10.25 m.,	38.58 "
Peso de la contratrabe,	15.87 "
	<hr/>
	168.05 Tons.

NOTA: Para el diseño de la zapata, no se toman en cuenta, ni el peso propio, ni el relleno.

OBTENCION DE LA CARGA POR UNIDAD DE AREA PARA EL DISEÑO DE LA ZAPATA, ( $w_s$ ):

$$w_s = \frac{P}{A} = \frac{168.05 \text{ Tons.}}{3.5 \text{ m.} \times 11.15 \text{ m.}} = 4.306 \text{ Tons./m.}^2$$

SI CONSIDERAMOS FAJA DE 1.00 m. DE ANCHO Y LONGITUD  $L = 2.9 \text{ m.}$ , SE TIENE POR FLEXION:



$$M = \frac{w \cdot L^2}{2} = \frac{4.306 \times (2.9)^2}{2} = 18.10 \text{ Tons.} \times \text{m.}$$

SI CRITERIO ELASTICO:

$$E = 1,810,000 \text{ Kg./cm.}^2$$

$$f_R = 1,800 \text{ Kg./cm.}^2$$

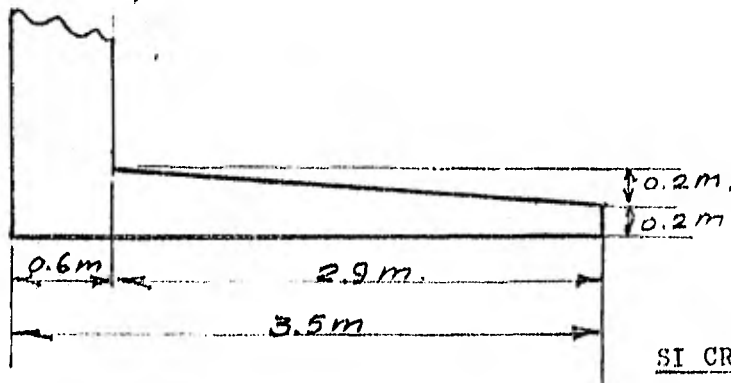
$$J = 0.9$$

$$M = A_s \cdot f_s \cdot J \cdot d,$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot J \cdot d} = \frac{1,810,000 \text{ Kg.} \times \text{cm.}}{1,800 \text{ Kg./cm.}^2 \times 0.9 \times 25 \text{ cm.}} = 44.69 \text{ cm.}^2$$

ADOPTANDO SECCION TRAPEZOIDAL Y CONSIDERANDO LA SECCION CRITICA:

$$A_s = \frac{1,810,000 \text{ Kg.} \times \text{cm.}}{1,800 \text{ Kg./cm.}^2 \times 0.9 \times 35 \text{ cm.}}$$



SI CRITERIO PLASTICO:

$$M_u = C_c \cdot M = 1.4 \times 1,810,000 \text{ Kg.} \times \text{cm.} = 2,534,000 \text{ Kg.} \times \text{cm.}$$

$$f'_c = 200 \text{ Kg./cm.}^2; f_y = 4,200 \text{ Kg./cm.}^2; f_c^* = 0.8 f'_c = 160 \text{ Kg./cm.}^2$$

$$f''_c = 0.85 f_c^* = 0.85 \times 160 = 136 \text{ Kg./cm.}^2; b = 100 \text{ cm.}; F_R = 0.9;$$

$$p = \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{4,800}{f_y + 6,000} = 0.015238; \quad q = \frac{p \cdot f_y}{f'_c} = 0.47058$$

$$M_u = F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q (1 - 0.5 q); \text{ substituyendo, se tiene:}$$

$$2,534,000 \text{ Kg.} \cdot \text{cm.} = 0.9 \times 100 \text{ cm.} \cdot (d)^2 \text{ cm.}^2 \times 136 \text{ Kg./cm.}^2 \times$$

$$0.47058 (0.76471); \quad d = 24 \text{ cm.};$$

$$A_s = p \cdot b \cdot d = 0.015238 \times 100 \text{ cm.} \times 24 \text{ cm.} = 36.57 \text{ cm.}^2$$

$$\text{Sep. Vs } 3/4" \text{ } \phi = \frac{100 \text{ Kg.}}{A_s} = \frac{100 \times 2.35 \text{ cm.}^2}{36.57 \text{ cm.}^2} = 7.79 \text{ cm.}$$

SI REVISAMOS LA RESISTENCIA DE LA ZAPATA ANTE EL ESFUERZO CORTANTE, SE TIENE:

$$v_c = 0.8 \times 0.5 \quad f'_c \quad \dots \dots \dots \text{ A. C. I.}$$

$$= 0.4 \times 14.14 = 5.65 \text{ Kg./cm.}^2$$

$$v_c = 0.5 \quad f'_c \quad \dots \dots \dots \text{ R. D. F.}$$

$$= 0.5 \times 14.14 = 7.07 \text{ Kg./cm.}^2$$

$$\text{En nuestro caso tenemos: } v_c = \frac{P \text{ (Kg.)}}{A \text{ (cm.}^2)}$$

$$P_L = \frac{168.05 \text{ Tons.}}{11.15 \text{ m}} = 15.07 \text{ Tons./m.} = \frac{15070 \text{ Kg.}}{100 \text{ cm.} \times 35 \text{ cm.}} =$$

$$= 4.3 \text{ Kg./cm.}^2; \text{ valor que resulta menor que los estable}$$

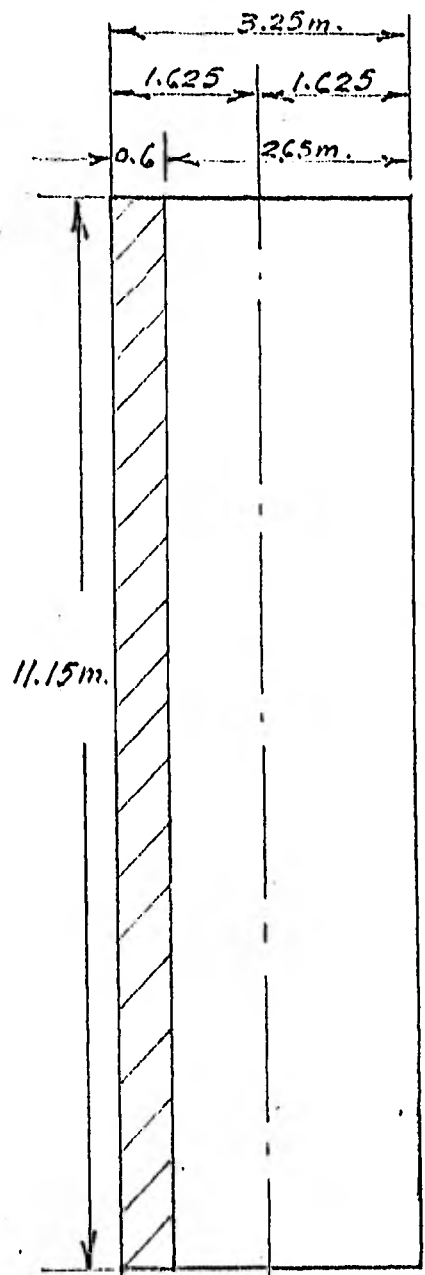
cidos por las dos especificaciones; es decir, la resistencia de la zapata por esfuerzo cortante, está dentro del margen de seguridad.

ESTA ZAPATA, QUE GENERA AL SUELO UN ESFUERZO DE COMPRESION MEDIO DE 7.137 Ton./m.<sup>2</sup>, MENOR QUE LA CAPACIDAD DE RESPUESTA - QUE PARA EL MISMO SUELO SE NOS HA INFORMADO, 8.8 Ton./m.<sup>2</sup>, RESOLVERIA NUESTRO PROBLEMA. SIN EMBARGO, SE OPTA POR REALIZAR - OTRA ITERACION, QUE INCREMENTE EL ESFUERZO DE COMPRESION EN EL TERRENO, DENTRO DEL VALOR PERMITIDO, FACILITANDONOS REDUCIR EL AREA DE ACERO DE REFUERZO NECESARIO EN LA ZAPATA.

SEGUNDA ITERACION,  $b = 3.25 \text{ m.}$

Peso de cubierta,	16.63 Tons.
Peso del muro exterior hueco,	78.05 "
Peso de 2 columnas,	18.92 "
Peso de Nivel N + 10.25	29.55 "
Peso de contratrupe de zapata,	15.87 "
Peso de la zapata,	26.09 "
	<hr/>
	185.11 Tons.

CALCULO DE LOS ESFUERZOS GENERADOS AL SUELO POR UNA ZAPATA DE UN ANCHO b = 3.25 m.



Peso de Zapata:  
 $\frac{0.2 \text{ m.} + 0.4 \text{ m.}}{2} \times 3.25 \text{ m.} \times 11.15 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Tons./m.}^3 = 26.09 \text{ Tons.}$   
 C. G. de la Zapata:  $x = \frac{2.65 \text{ m.}}{3} \times \frac{2 \times 0.2 \text{ m.} + 0.4 \text{ m.}}{0.2 \text{ m.} + 0.4 \text{ m.}} = \frac{2.65 \text{ m.}}{3} \times \frac{0.8 \text{ m.}}{0.6 \text{ m.}} = 1.177 \text{ m.}; \bar{x} = 1.177 \text{ m.} - 1.025 \text{ m.} = 0.15 \text{ m.}$   
 $M = 3.91 \text{ Ton.} \times \text{m.}$

Peso del Relleno:  
 $h = 2.0 \text{ m.} - 0.3 \text{ m.} = 1.7 \text{ m.};$   
 $V = \frac{1.7 \text{ m.} + 1.85 \text{ m.}}{2} \times 2.65 \text{ m.} \times 11.15 \text{ m.} = 52.44 \text{ m.}^3;$   
 $P = 52.44 \text{ m.}^3 \times 1.6 \text{ Tons./m.}^3 = 83.9 \text{ Tons.}$

C. G. del Relleno:  
 $x = \frac{2.65 \text{ m.}}{3} \times \frac{2 \times 1.7 \text{ m.} + 1.85 \text{ m.}}{1.7 \text{ m.} + 1.85 \text{ m.}} = 0.8833 \times \frac{5.25 \text{ m.}^2}{3.55 \text{ m.}} = 1.3 \text{ m.};$   
 $\bar{x} = 1.625 \text{ m.} - 1.3 \text{ m.} = 0.325 \text{ m.}$   
 $M = 83.9 \text{ Tons.} \times 0.325 \text{ m.} = 27.26 \text{ Tons.} \times \text{m.}$

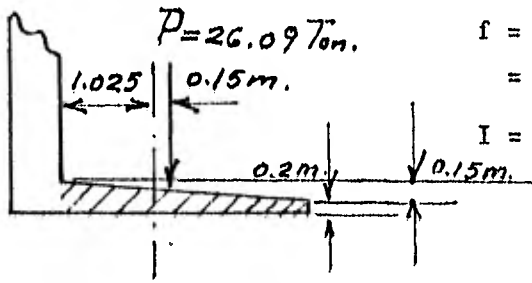
Peso Nivel N + 10.25:  
 $P = 2.65 \text{ m.} \times 11.15 \text{ m.} \times 1.00 \text{ Tons/m.}^2 = 29.55 \text{ Tons.}$

C. G. Nivel N + 10.25:  
 $\bar{x} = 1.625 \text{ m.} - 1.325 \text{ m.} = 0.3 \text{ m.}$   
 $M = 29.55 \text{ Tons.} \times 0.30 \text{ m.} = 8.86 \text{ Tons.} \times \text{m.}$

AREA.

ESFUERZOS.

1o. Cubierta, Muro Ext. Hueco y 2 Columnas:  
 $f = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} \cdot y; A = 3.25 \text{ m.} \times 11.15 \text{ m.} = 36.24 \text{ m.}^2;$



$I = \frac{b \cdot h^3}{12} =$

$$= \frac{11.15 \text{ m.} \times (.325 \text{ m.})^3}{1.2} = 31.89 \text{ m.}^4; \quad \bar{X} = 1.625 \text{ m.} - 0.3 \text{ m.} = 1.325 \text{ m.}$$

$$f = \frac{113.6 \text{ Tons.}}{36.24 \text{ m.}^2} + \frac{150.5 \text{ Tons.} \times \text{m.}}{31.89 \text{ m.}^4} =$$

$$= 3.13 \text{ Tons./m.}^2 + 7.67 \text{ Tons./m.}^2$$

20. Contratrabe:

$$\bar{X} = 1.625 \text{ m.} - 0.3 \text{ m.} = 1.325 \text{ m.}$$

$$M = 15.87 \text{ Tons.} \times 1.325 \text{ m.} = 21.03 \text{ Tons.} \times \text{m.}$$

$$f = \frac{15.87 \text{ Tons.}}{36.24 \text{ m.}^2} + \frac{21.03 \text{ Tons.} \times \text{m.}}{31.89 \text{ m.}^4} \times 1.625 \text{ m.} =$$

$$0.438 \text{ Tons./m.}^2 + 1.07 \text{ Tons./m.}^2$$

30. Zapata:

$$f = \frac{26.09 \text{ Tons.}}{36.24 \text{ m.}^2} - \frac{3.91 \text{ Tons.} \times \text{m.}}{31.89 \text{ m.}^4} \times 1.625 \text{ m.} =$$

$$= 0.719 \text{ Tons./m.}^2 - 0.199 \text{ Tons./m.}^2$$

40. Nivel N + 10.25:

$$f = \frac{29.55 \text{ Tons.}}{36.24 \text{ m.}^2} - \frac{8.86 \text{ Tons.} \times \text{m.}}{31.89 \text{ m.}^4} \times 1.625 \text{ m.} =$$

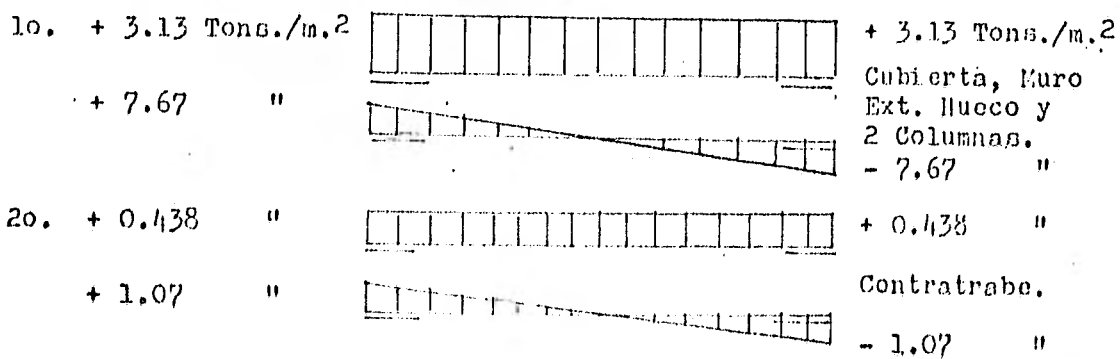
$$= 0.815 \text{ Tons./m.}^2 - 0.451 \text{ Tons./m.}^2$$

50. Relleno:

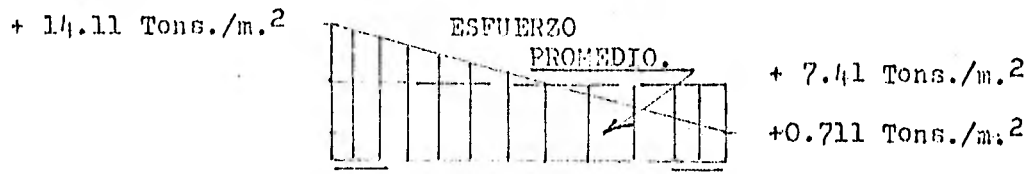
$$f = \frac{83.9 \text{ Tons.}}{36.24 \text{ m.}^2} - \frac{27.26 \text{ Tons.} \times \text{m.}}{31.89 \text{ m.}^4} \times 1.625 \text{ m.} =$$

$$= 2.31 \text{ Tons./m.}^2 - 1.39 \text{ Tons./m.}^2$$

DIAGRAMAS DE LA SUPERPOSICION CAUSAS - EFECTOS:



30.	+ 0.719 Tons./m. <sup>2</sup>		+ 0.719 Tons./m. <sup>2</sup>
	"		"
	- 0.199		
40.	+ 0.815		+ 0.815
	"		"
	- 0.450		
50.	+ 2.31		+ 2.31
	"		"
	- 1.39		
<hr/>			
	+14.11 Tons./m. <sup>2</sup>		+ 0.711 Tons./m. <sup>2</sup>



DISEÑO DE LA ZAPATA, 2a. ITERACION, b = 3.25 m.

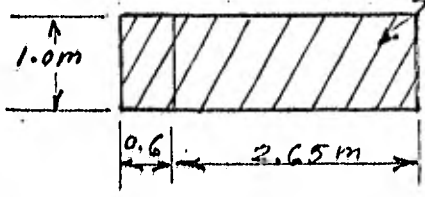
Peso de la cubierta,	16.63 Tons.
Peso muro exterior hueco,	78.05 "
Peso de 2 columnas,	18.92 "
Peso de contratrabes zapata,	15.87 "
	<hr/>
	129.47 Tons.

NOTA: Para el diseño de la zapata, no se toman en cuenta : el peso propio, el peso de Nivel N + 10.25, ni el peso del relleno.

OBTENCION DE LA CARGA POR UNIDAD DE AREA (W<sub>D</sub>), PARA EL DISEÑO DE LA ZAPATA.

$$W_D = \frac{P}{A} = \frac{129.47 \text{ Tons.}}{3.25 \text{ m.} \times 11.15 \text{ m.}} = 3.57 \text{ Tons./m.}^2;$$

Si consideramos faja de 1.00 m. de ancho y longitud L = 2.65 m., se tiene:  $W_D = 3.5 \frac{\text{Tons}}{\text{m}^2}$



$$M = \frac{W_D \cdot L^2}{2} = \frac{3.57 \times (2.65)^2}{2} = 1,229,000 \text{ Kgs.} \times \text{cm.}$$

ARMADO DEL ACERO DE REFUERZO CON CRITERIO ELASTICO;

$$M = 1,229,000 \text{ Kgs.} \times \text{cm.}$$

$$f_B = 1,800 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$J = 0.9; M = A_B \cdot f_B \cdot J \cdot d;$

$$A_B = \frac{M}{f_B \cdot J \cdot d} =$$

$$= \frac{1,229,000 \text{ Kgs.} \times \text{cm.}}{1,800 \text{ Kgs./cm.}^2 \times 0.9 \times 31 \text{ cm.}} = 24.47 \text{ cm.}^2 ;$$

$$\text{Sep. Vs. } 5/8" \phi = \frac{100 \text{ Kg.}}{A_B} = \frac{100 \times 1.98 \text{ cm.}^2}{24.47 \text{ cm.}^2} = 8.09 \text{ cm.}$$

En el sentido perpendicular se armó por temperatura, como se expone en el plano estructural.

REVISION DE CONTRABE POR CORTANTE:

$$= . b = 3.5 \text{ Tons./m.}^2 \times 3.25 \text{ m.} = 11.37 \text{ Tons./v.}$$

$$V = \frac{. L}{2} = \frac{11.37 \text{ Tons./m.} \times 5.51 \text{ m.}}{2} = 31.32 \text{ Tons.};$$

considerando las 2 trabes, de 0.16 m. x 2.10 m. cada una:

$$v = \frac{31,320 \text{ Kgs.}}{2 \times 16 \text{ cm.} \times 210 \text{ cm.}} = 4.66 \text{ Kgs./cm.}^2 ; \text{ valor que está}$$

dentro del margen de seguridad.

El armado por temperatura en la contrabe es:

$$A_B (\text{Temp.}) = 0.0022 \times 16 \text{ cm.} \times 210 \text{ cm.} = 7.392 \text{ cm.}^2$$

Ver detalle del armado en el plano estructural.

CALCULO DEL MURO M-1 Y ZAPATA.

$$\text{Peso del muro: } 0.20 \text{ m.} \times 3.10 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Ton./m.}^3 = 1.49 \text{ Ton./m.}$$

$$\text{Peso de la cimentación: } 0.20 \text{ m.} \times 1.50 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Tons./m.}^3 = 0.72 \text{ "}$$

$$\text{Peso del entablado en el foro: } 3.0 \text{ m. (ancho)} \times 1.0 \text{ Ton./m.}^2 = 3.00 \text{ "}$$

$$\text{Peso del firme: } 0.10 \text{ m.} \times 1.5 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Ton./m.}^3 = 0.36 \text{ "}$$

$$\text{Peso Relleno: } (1.5 - 0.2) \text{ m.} \times 1.95 \text{ m.} \times 1.6 \text{ Ton./m.}^3 = \frac{2.18 \text{ "}}{7.75 \text{ Tons./m.}}$$

Obtención de la carga ( $W_b$ ) por unidad de área para el Diseño de la zapata:

$$\text{Ancho de la zapata: } b = \frac{7.75 \text{ Tons./m.}}{5.5 \text{ Tons./m.}^2} = 1.41 \text{ m.} \approx 1.50 \text{ m.}$$

Carga por unidad de área ( $W_b$ ) para el diseño de la zapata:

$$L = 1.5 \text{ m.} \approx 0.20 \text{ m.} = 1.3 \text{ m.}$$



$$W_L = 7.75 \text{ Tons./m.} - 0.72 \text{ Tons./m. (Peso zapata)} = 7.03 \text{ Tons./m.};$$

$$\text{entonces: } W_D = \frac{7.03 \text{ Tons./m.}}{1.5 \text{ m. (ancho)}} = 4.69 \text{ Tons./m.}^2$$

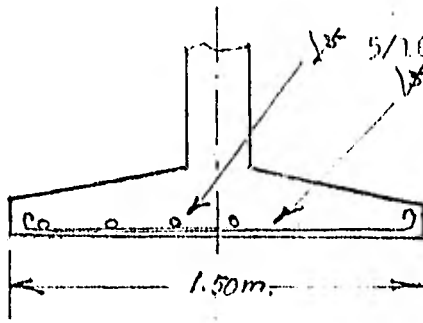
$$M = \frac{W_D \cdot L^2}{2} = \frac{4.69 \text{ Tons./m.}^2 \times (0.65 \text{ m.})^2}{2} = 0.99 \text{ Tons.} \times \text{m.}$$

$$A_B = \frac{M}{r_B \cdot J \cdot d} = \frac{99,000 \text{ Kgs.} \times \text{cm.}}{1,800 \text{ Kgs./cm.}^2 \times 20 \text{ cm.}} = 2.75 \text{ cm.}^2$$

Veamos el refuerzo que se especifica como mínimo:

$$A_B \text{ Min.} = 0.0022 \text{ b. d.} = 0.0022 \times 100 \text{ cm.} \times 20 \text{ cm.} = 4.4 \text{ cm.}^2$$

$$\text{Sep Vs } 1/2'' \quad \beta = \frac{100 \text{ cm.} \times 1.27 \text{ cm.}^2}{4.4 \text{ cm.}^2} = 28.36 \text{ cm.}$$



El Muro M - 1 fue armado por especificaciones, acero por temperatura y acero mínimo por flexión:

$$A_B \text{ Temp.} = 0.0022 \times 20 \text{ cm.} \times 100 \text{ cm.} = 4.40 \text{ cm.}^2$$

$$A_B \text{ Min. Flex.} = 0.0033 \times 20 \text{ cm.} \times 100 \text{ cm.} = 6.60 \text{ cm.}^2$$

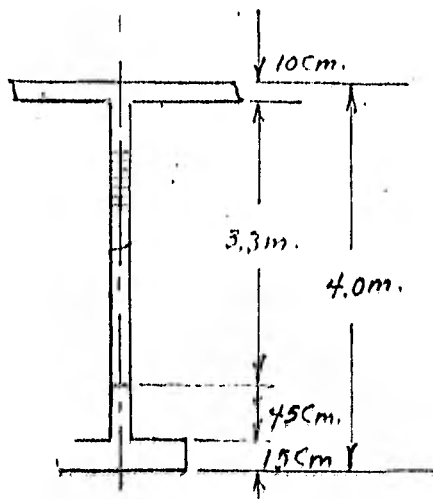
$$\text{Sep. } A_B \text{ Min. Temp.} = \frac{100 \text{ as}}{A_B} = \frac{100 \text{ cm.} \times 0.494 \text{ cm.}^2}{4.4 \text{ cm.}^2} = 11.22 \text{ cm.}$$

$$\text{Sep. } A_B \text{ Min. Flex.} = \frac{100 \text{ as}}{A_B} = \frac{100 \text{ cm.} \times 0.712 \text{ cm.}^2}{6.6 \text{ cm.}^2} = 10.78 \text{ cm.}$$

Ver armado en plano estructural.

El diseño del Muro M - 2 es idéntico al del Muro M - 1, por lo que se conserva la misma sección y armado.

#### CALCULO DE LA ZAPATA 2-3, CARGADA COMO SE INDICA A CONTINUACION:



$$\text{Peso del muro: } 4 \text{ m.} \times 0.36 \text{ Ton./m}^2 = 1.44 \text{ Ton./m.}$$

$$\text{Peso de la zapata: } 0.15 \text{ m.} \times 1.0 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Tons./m.}^3 = 0.36 \text{ Ton./m.}$$

$$\text{Peso de Contrataba, } 0.15 \text{ m.} \times 0.15 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Ton./m.}^3 = 0.16 \text{ Ton./m.}$$

$$\text{Peso del Firme: } 0.10 \text{ m.} \times 1.0 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Ton./m.}^3 = 0.24 \text{ Ton./m.}$$

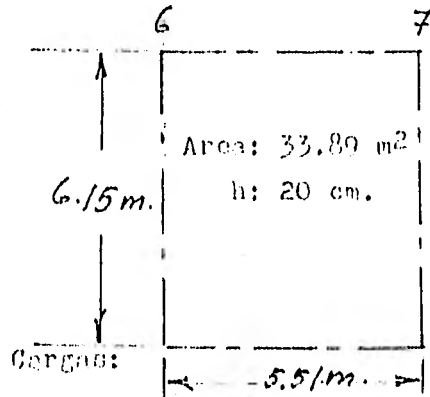
$$\frac{\text{Ton./m.}}{\text{Ton./m.}} = 2.2$$

$$\text{Ancho del patín: } b \text{ (m.)} = \frac{F \text{ (Tons./m.)}}{5.5 \text{ Tons./m.}^2} = \frac{2.2 \text{ Tons./m.}}{5.5 \text{ Tons./m.}^2} = 0.4 \text{ m.}$$

Se acepta:  $b = 1.00 \text{ m.}$ ;

La base fue diseñada por especificación, así como su armado.

CALCULO DE LA LOSA DE CIMENTACION ENTRE LOS PIES Nos. 6 y 7.



Losa techo de proyección H + 18.35,	400 Kgs./m. <sup>2</sup>
Losa piso de sala de proyección, H + 15.50,	820 "
Losa de zona de butacas,	1,312 "
Losa de planta baja,	1,251 "

Areas:

Area losa techo de proyección:

$$A = \frac{4.3 \text{ m.} + 3.0 \text{ m.}}{2} \times 1.8 \text{ m.}, \quad 6.57 \text{ m.}^2$$

Area losa piso de proyección:

$$A = \frac{4.3 \text{ m.} + 3.0 \text{ m.}}{2} \times 1.8 \text{ m.}, \quad 6.57 "$$

Area de losa inclinada:

$$A = 6.15 \text{ m.} \times 5.51 \text{ m.}, \quad 33.89 "$$

Area de planta baja:

$$A = 6.15 \text{ m.} \times 5.51 \text{ m.}, \quad 33.89 "$$

Pesos:

Losa techo de proyección: 6.57 m. <sup>2</sup> x 0.4 Tons./m. <sup>2</sup> ,	2.63 Tons.
Losa piso de proyección: 6.57 m. <sup>2</sup> x 0.82 Tons./m. <sup>2</sup> ,	5.39 "
Losa inclinada: 33.89 m. <sup>2</sup> x 1.312 Tons./m. <sup>2</sup> ,	44.46 "
Losa planta baja: 33.89 m. <sup>2</sup> x 1.251 Tons./m. <sup>2</sup> ,	42.40 "
	<hr/>
	94.88 Tons.
Losa cimentación: 0.20 m. x 33.89 m. <sup>2</sup> x 2.4 Tons./m. <sup>3</sup> ,	16.27 Tons.
Contratraba: 0.20 m. x 2.10 m. x 2.4 Ton./m. <sup>3</sup> =	
1,008 Tons./m.; 23.32 m. x 1,008 Ton./m.,	23.50 "
4 columnas: 0.6 m. x 0.6 m. x 7.0 m. x 2.4 Tons./m. <sup>3</sup> ,	24.19 "
	<hr/>
	153.84 Tons.

$$W = \frac{153.34 \text{ Tonn.}}{33.89 \text{ m.}^2} = 4.69 \text{ Tonn./m.}^2$$

$$W_D = 4.69 \text{ Tonn./m.}^2 - 0.20 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Tonn./m.}^3 = 4.21 \text{ Tonn./m.}^2$$

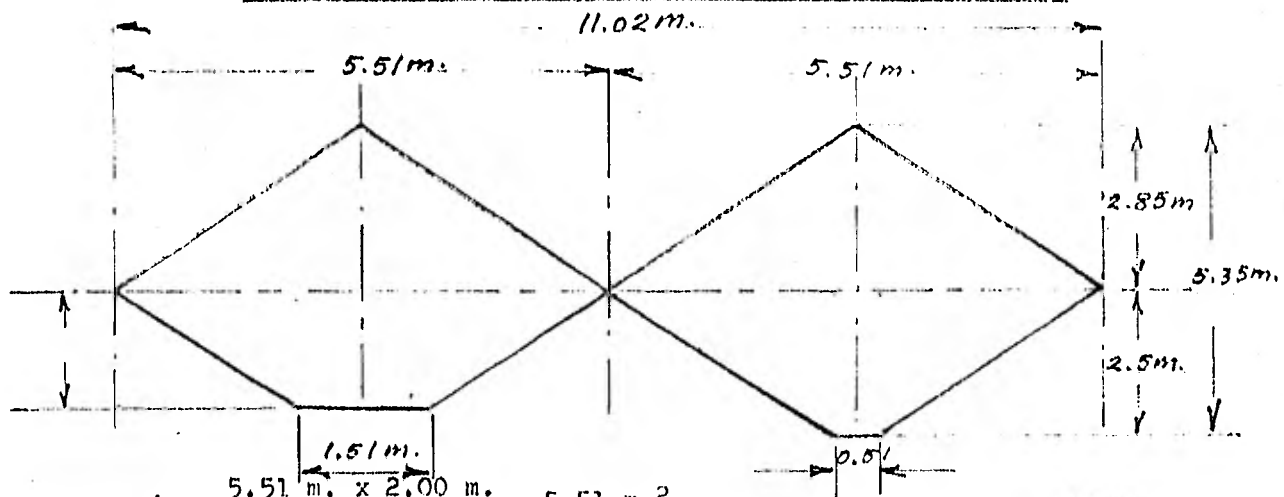
ANÁLISIS DE LA LOSA, 3 LADOS CONTINUOS Y 1 DISCONTINUO.

$$m = \frac{n_1}{n_2} = \frac{5.51 \text{ m.}}{6.15 \text{ m.}} = 0.9;$$

$$M = C \cdot l^2 = C \times 4.21 \text{ Tonn./m.} \times (5.51 \text{ m.})^2 = C \times 128.42 \text{ Tonn.} \times \text{m.}$$

Caso.	Condición.	Coefficiente.	Momentos. Tonn. x m./m.	Area de acero. (cm. <sup>2</sup> /m. <sup>2</sup> )
Claro corto.	(-) Cont.	0.0371	4.76	16.50
	(-) Disc.	0.0219	2.81	9.76
	(+) Cent.	0.0176	2.26	7.85
Claro largo.	(-) Cont.	0.0360	4.62	16.04
	(-) Disc.	0.0206	2.65	9.20
	(+) Cent.	0.0138	1.77	6.15

CONTRATRABE LOSA DE CIMENTACION ENTRE LOS EJES 6 Y 7.



$$A_1 = \frac{5.51 \text{ m.} \times 2.00 \text{ m.}}{2} = 5.51 \text{ m.}^2$$

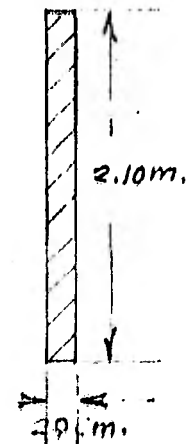
$$A_2 = \frac{1.51 \text{ m.} + 5.51 \text{ m.}}{2} \times 2.00 \text{ m.} = 7.01 \text{ m.}^2$$

$$A_1 + A_2 = 12.52 \text{ m.}^2$$

$$A_3 = \frac{2.85 \text{ m.} \times 5.51 \text{ m.}}{2} = 7.85 \text{ m.}^2$$

$$A_4 = \frac{0.51 \text{ m.} + 5.51 \text{ m.}}{2} \times 2.5 \text{ m.} = 7.52 \text{ m.}^2$$

$$A_3 + A_4 = 15.375 \text{ m.}^2$$

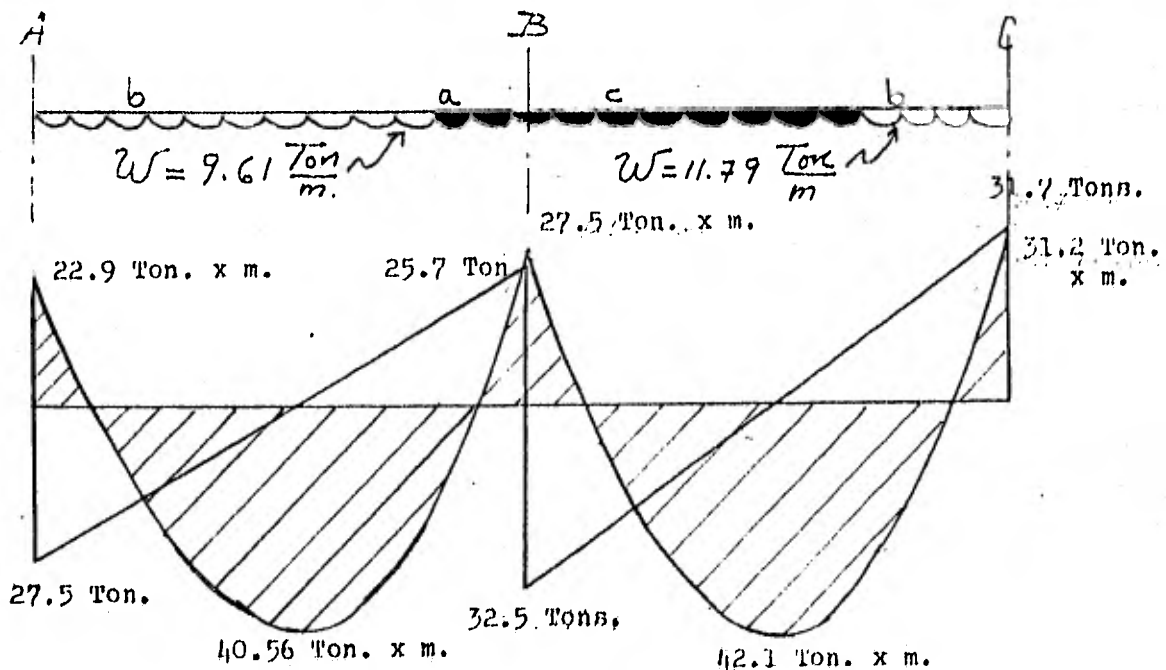


$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20 \text{ cm.} \times (210 \text{ m.})^3}{12} = 15,435,000 \text{ cm.}^4$$

$$= \frac{12.52 \text{ m.}^2 \times 4.23 \text{ Tons./m.}^2}{5.51 \text{ m.}} = 9.61 \text{ Tons./m.}$$

$$= \frac{15.37 \text{ m.}^2 \times 4.23 \text{ Tons./m.}^2}{5.51 \text{ m.}} = 11.79 \text{ Tons./m.}$$

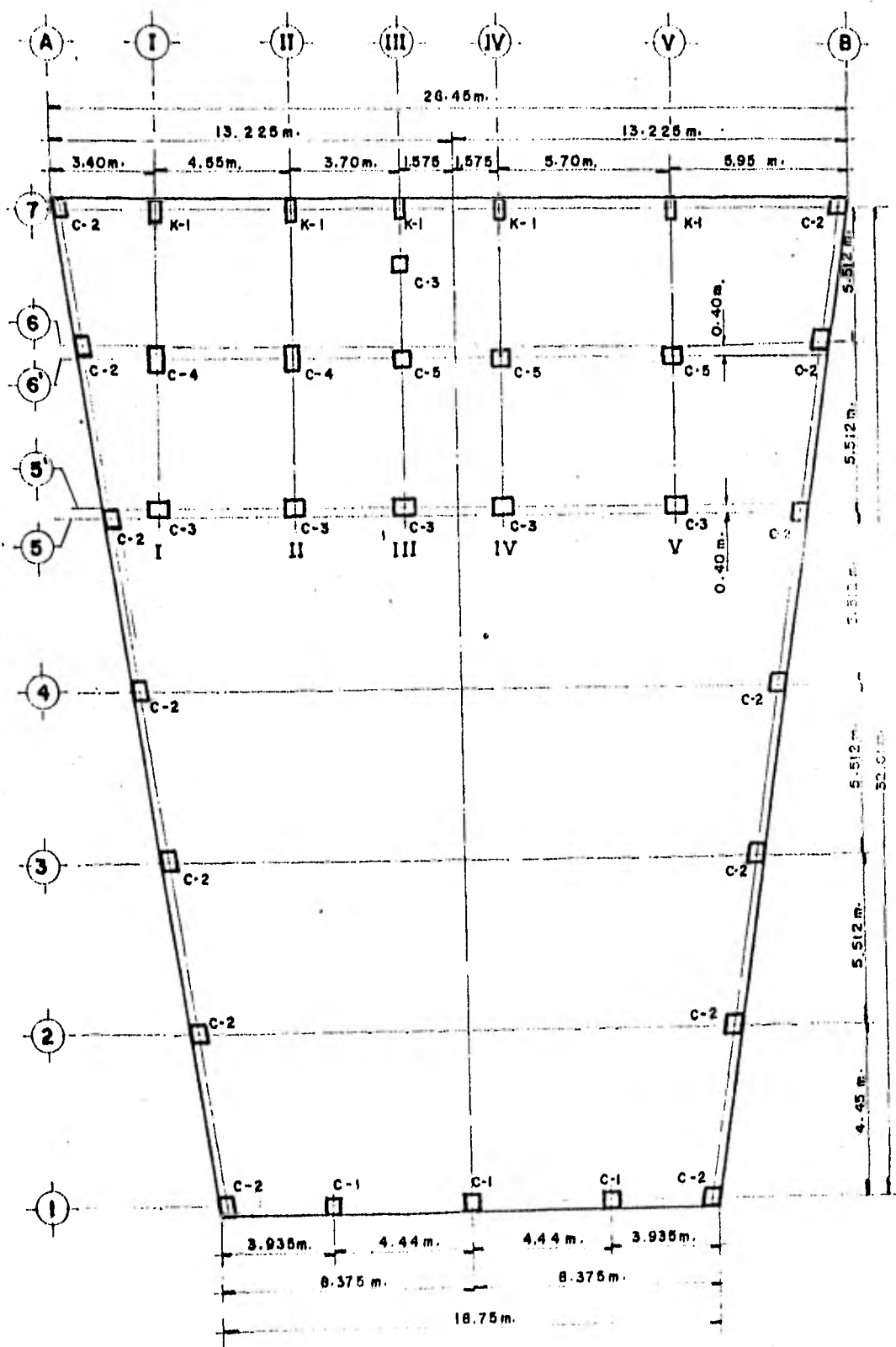
	A		B		C	
$F_d$	$b$	$a$	$c$	$b$	$c$	$b$
$M_e$	+ 21.30	- 24.30	+ 24.30	- 29.80	+ 29.80	- 29.80
$M_d$			- 5.5			
$l_n. D.$			+ 2.75	+ 2.75		
$T$	- 1.38	+ 1.38			+ 1.38	- 1.38
$M_f$	+ 22.90	- 22.90	+ 27.05	- 27.05	+ 31.20	- 31.20
$V_l$	- 26.40	- 26.40	- 26.40	- 32.50	- 32.50	- 32.50
$\Delta V$		- 0.75	+ 0.75	- 0.75	+ 0.75	
$V_F$		- 27.50	- 25.70	- 33.25	- 31.75	
$R$		- 28.25	- 58.95		- 31.00	



CONTRATRABE DE LOSA DE CIMENTACION.

$M = 40.56 \text{ Tons.} \times \text{m.}$ ;  $f'_c = 200 \text{ Kg./cm.}^2$ ;  $f_B = 2,000 \text{ Kg./cm.}^2$ ;  
 $f_y = 4,200 \text{ Kg./cm.}^2$ ;  $J = 0.9$ ;  $A_B = 4,056,000 \text{ Kg.} \times \text{cm.}/2,000 \text{ Kg./cm.}^2$   
 $0.9 \times 205 \text{ cm.} = 10.99 \text{ cm.}^2 = 15.47 \text{ Va } 3/8" \phi.$

ESQUEMA UBICATIVO DE LOS MARCOS: 6'-6', II-II, IV-IV, V-V, CUYA RESOLUCION GENERO LAS SOLICITUDES HACIA LAS COLUMNAS

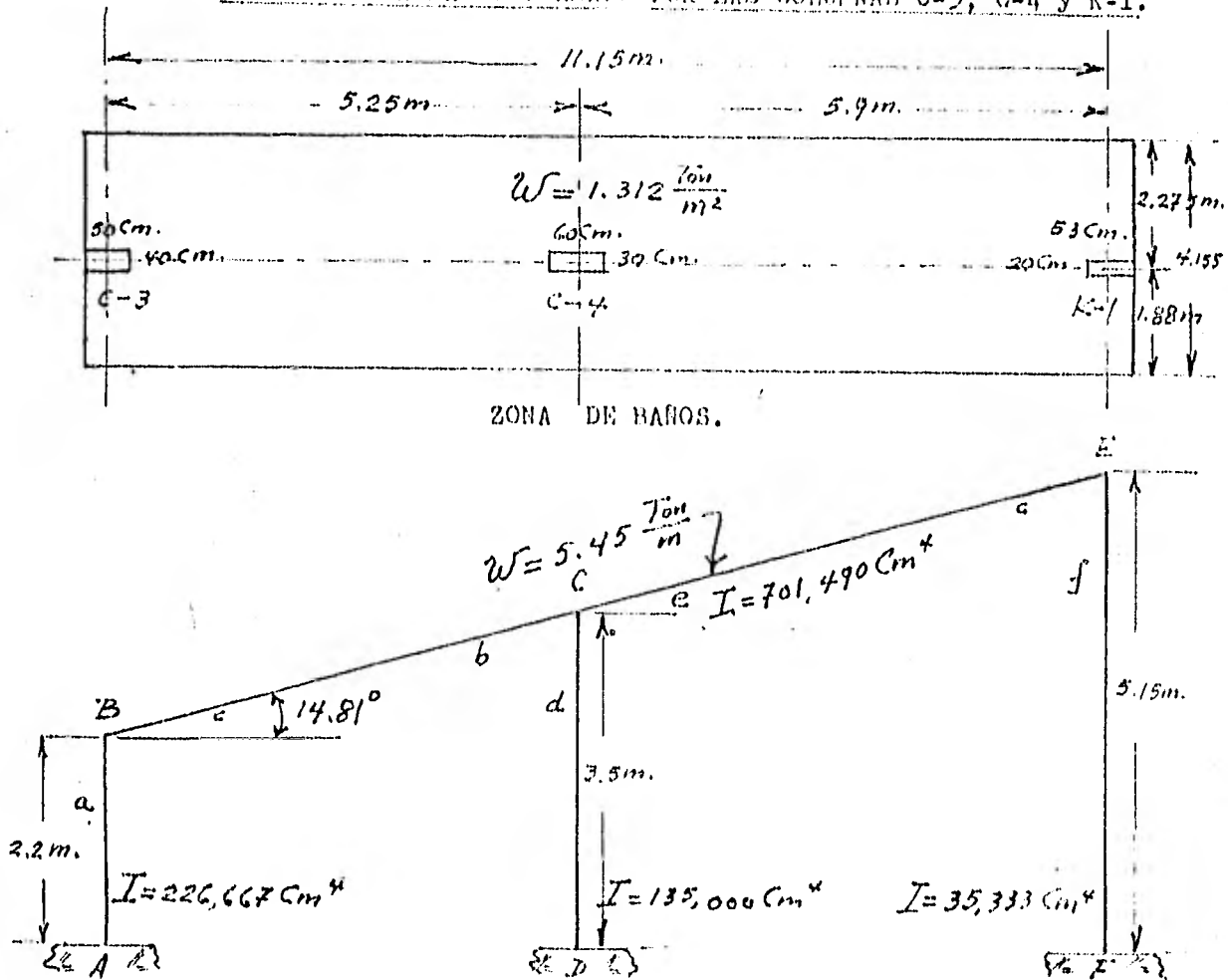


PLANTA DE LOCALIZACION

Tomando en cuenta el total confinamiento de la traba, se opta por 6 varillas No. 3 y armado según se expone en el plano estructural.

ARCO II - II.

ANÁLISIS DEL MARCO FORMADO POR LAS COLUMNAS C-3, C-4 y K-1.



CÁLCULO DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES Y RIGIDECES.

$$M_{Bc} = \frac{5.4 \text{ Tons./m.} \times (5.45 \text{ m.})^2}{12} = 13.4 \text{ Tons.} \times \text{m.}$$

$$M_{Cb} = - 13.4 \text{ Tons.} \times \text{m.}$$

$$M_{Co} = \frac{5.45 \text{ Tons./m.} \times (6.1 \text{ m.})^2}{12} = 16.9 \text{ Tons.} \times \text{m.}$$

$$M_{Ec} = - 16.9 \text{ Tons.} \times \text{m.}$$

$$R_{Ba} = \frac{4 \times 266,667 \text{ cm.}^4}{220 \text{ cm.}} = 4,848 \text{ cm.}^3 ; \quad F_d = 0.48$$

$$R_{Bo} = \frac{4 \times 701,490 \text{ cm.}^4}{515 \text{ cm.}} = 5,440 \text{ cm.}^3 ; \quad F_d = 0.52$$

$$R_{Cb} = \frac{4 \times 701,490 \text{ cm.}^4}{545 \text{ cm.}} = 5,149 \text{ cm.}^3; \quad Fd = 0.46$$

$$R_{Ce} = \frac{4 \times 701,490 \text{ cm.}^4}{610 \text{ cm.}} = 4,600 \text{ cm.}^3; \quad Fd = 0.40$$

$$R_{Cd} = \frac{4 \times 135,000 \text{ cm.}^4}{350 \text{ cm.}} = \frac{1,543 \text{ cm.}^3}{11,292 \text{ cm.}^3} \quad Fd = 0.14$$

$$R_{Ec} = \frac{4 \times 701,490 \text{ cm.}^4}{610 \text{ cm.}} = 4,600 \text{ cm.}^3; \quad Fd = 0.94$$

$$R_{Ef} = \frac{4 \times 35,333 \text{ cm.}^4}{515 \text{ cm.}} = \frac{274 \text{ cm.}^3}{4,874 \text{ cm.}^3} \quad Fd = 0.06$$

	A	B		C			D	E		F
		a	c	b	d	e		c	f	
Fd		0.48	0.52	0.46	0.14	0.40		0.94	0.06	
Me			13.40	-13.40		+16.90				
Md			+13.4		+3.5			-16.9		
1a. D		-6.43	-6.97	-1.61	-0.49	-1.4		+15.9	+1.01	
T.	-3.22		-0.80	-3.49		+7.95	-0.25	- 0.7		+0.51
2a. D		+0.38	+0.42	-2.05	-0.62	-1.78		+ 0.66		+0.04
T.	+0.19		- 1.02	+ 0.21		+ 0.33	-0.36	-0.90		+0.02
3a. D		+0.49	+ 0.53	- 0.24	-0.07	- 0.22		-0.84	-0.05	
Mf.	-3.03	-5.56	+ 5.56	-20.58	-1.18	+21.77	-0.61	- 0.98	+1.00	+0.53
V1			+14.85	+14.85		+16.62		+16.62		
V			- 2.32	+ 2.32		+ 2.38		- 2.38		
VF			+12.53	+17.17		+19.00		+14.24		
R			+12.53		+36.17			+14.24		





CALCULO DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y RIGIDECEMS.

$$M_{Bc} = \frac{5.9 \text{ Tons.} \times m. \times (5.5 m.)^2}{12} = 14.9 \text{ Tons.} \times m.$$

$$M_{Cb} = - 14.9 \text{ Tons.} \times m.$$

$$M_{Co} = \frac{5.9 \text{ Tons.} \times m. \times (6.1 m.)^2}{12} = 18.3 \text{ Tons.} \times m.$$

$$M_{Ec} = - 18.3 \text{ Tons.} \times m.$$

$$R_{Ba} = \frac{4 \times 266,667 \text{ cm.}^4}{220 \text{ cm.}} = 4,849 \text{ cm.}^3; \quad Fd = 0.49$$

$$R_{Bc} = \frac{4 \times 698,731 \text{ cm.}^4}{550 \text{ cm.}} = \frac{5,082 \text{ cm.}^3}{9,930 \text{ cm.}^3}; \quad Fd = 0.51$$

$$R_{Cb} = \frac{4 \times 698,731 \text{ cm.}^4}{550 \text{ cm.}} = 5,082 \text{ cm.}^3; \quad Fd = 0.32$$

$$R_{Cc} = \frac{4 \times 698,731 \text{ cm.}^4}{600 \text{ cm.}} = 4,658 \text{ cm.}^3; \quad Fd = 0.30$$

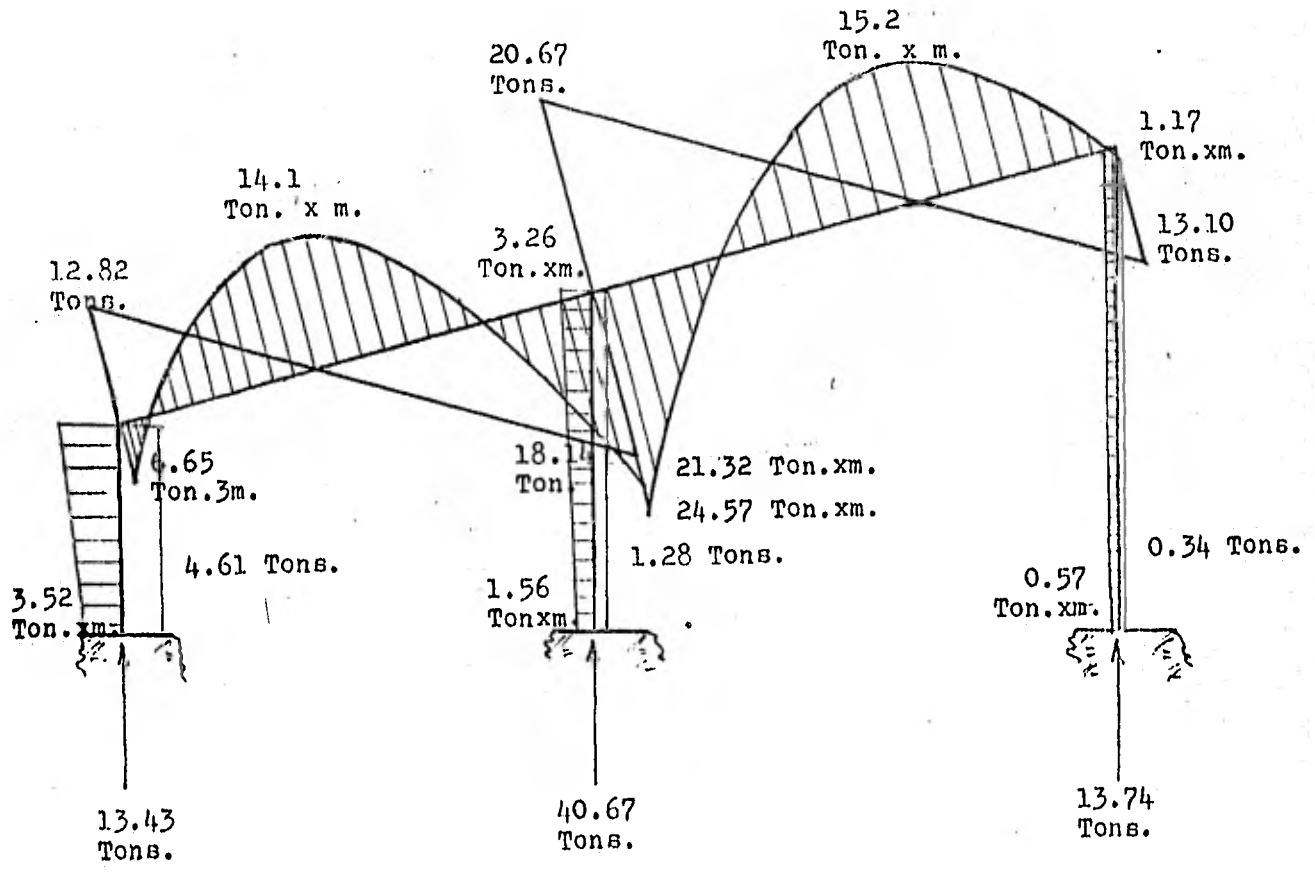
$$R_{Cd} = \frac{4 \times 520,833 \text{ cm.}^4}{350 \text{ cm.}} = \frac{5,952 \text{ cm.}^3}{15,692 \text{ cm.}^3}; \quad Fd = 0.38$$

$$R_{Ec} = \frac{4 \times 698,731 \text{ cm.}^4}{600 \text{ cm.}} = 4,658 \text{ cm.}^3; \quad Fd = 0.94$$

$$R_{Ef} = \frac{4 \times 35,333 \text{ cm.}^4}{515 \text{ cm.}} = \frac{274 \text{ cm.}^3}{4,932 \text{ cm.}^3}; \quad Fd = 0.06$$

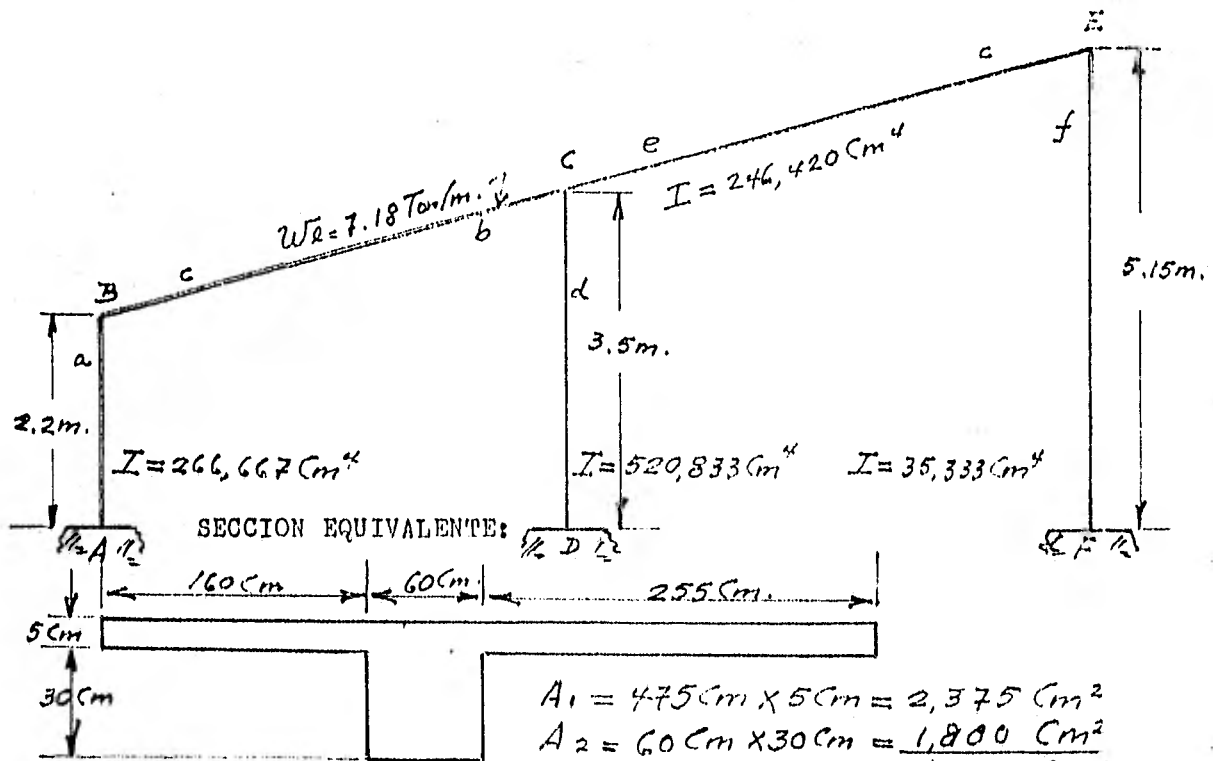
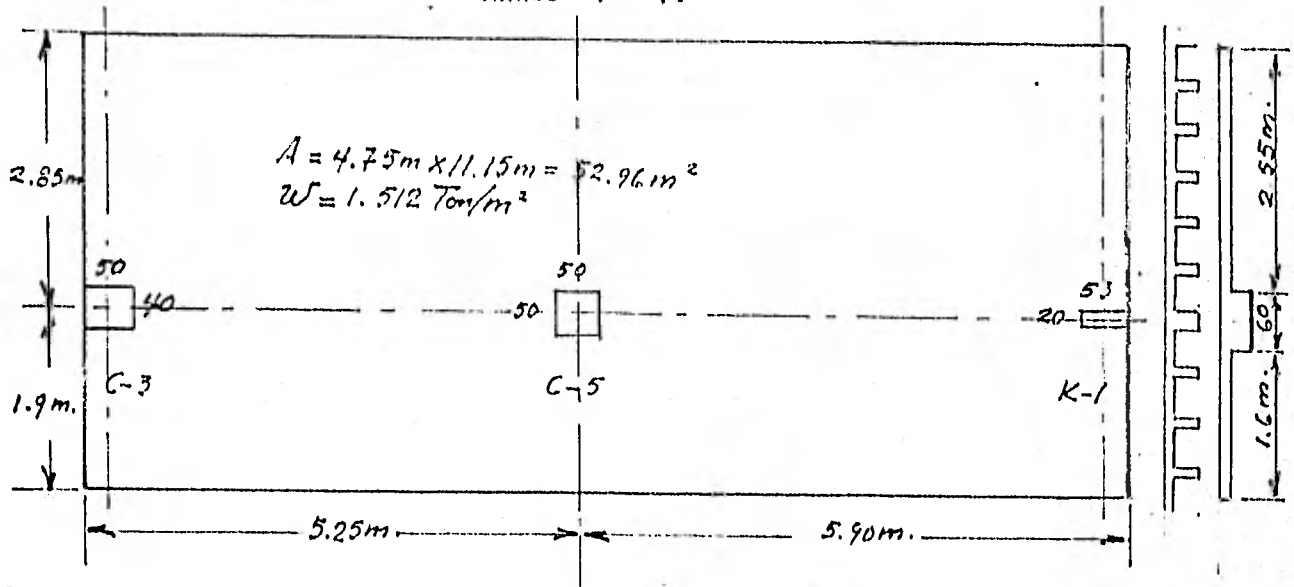
	A	B	C	D	E	F				
		a	c	b	d	e	c	f		
Fd		0.49	0.51	0.32	0.38	0.3	0.94	0.06		
Me			+14.9	-14.9		+18.3	-18.3			
Md			+14.9		3.4		-18.3			
1a. D		-7.3	-7.6	-1.1	-1.3	-1.02	+17.2	+1.1		
T.	-3.65		-0.55	-3.8		+8.6	-0.65	-0.5	+0.55	
2a. D		+0.27	+0.28	-1.54	-1.82	-1.44	+0.47	+0.03		
T.	+0.14		-0.77	+0.14		+0.24	-0.91	-0.72	+0.02	
3a. D		+0.38	+0.39	-0.12	-0.14	-0.11	+0.68	+0.04		
Mf.	-3.51	-6.65	+6.65	-21.32	+3.26	+24.57	-1.56	-11.17	+1.17	+0.57
y1			+16.22	+16.22		+17.70	+17.70			
ΔV			-2.79	+2.79		+3.96	-3.96			
VF			+13.43	+19.01		+21.66	+13.74			
R			+13.43		+40.67		+13.74			

DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES, FUERZAS CORTANTE Y NORMAL  
DEL MARCO FORMADO POR COLUMNAS: C-3, C-5 y K-1.



MARCO V - V.

21



EL EJE CENTROIDAL:  $2,375 \text{ cm}^2 \times 32.5 \text{ cm} + 1,800 \text{ cm}^2 \times 15 \text{ cm} =$

$4,175 \text{ cm}^2 \times \bar{Y} \text{ cm}.$ , es decir,  $\bar{Y} = 24.95 \text{ cm}.$ ;

MOMENTO DE INERCIA:

$I = \frac{475 \text{ cm} \times 125 \text{ cm}^3}{12} + 2,375 \text{ cm}^2 \times (5.05 \text{ cm})^2 + \frac{60 \text{ cm} \times (30 \text{ cm})^3}{12}$

$+ 1800 \text{ cm}^2 \times (5.05 \text{ cm})^2 = 4,947.9 \text{ cm}^4 + 69,568 \text{ cm}^4 + 135,000 \text{ cm}^4$

$+ 45,904.5 \text{ cm}^4 = 246,420.4 \text{ cm}^4$

MOMENTO DE INERCIA DE C-3:

$$I = \frac{50 \text{ cm.} \times (40 \text{ cm.})^3}{12} = 266,667 \text{ cm.}^4$$

MOMENTO DE INERCIA DE C-5:

$$I = \frac{50 \text{ cm.} \times (50 \text{ cm.})^3}{12} = 520,833 \text{ cm.}^4$$

MOMENTO DE INERCIA DE K-1:

$$I = \frac{53 \text{ cm.} \times (20 \text{ cm.})^3}{12} = 35,333 \text{ cm.}^4$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES Y RIGIDECE:

$$M_{Bc} = \frac{7.18 \text{ Tons./m.} \times (5.35 \text{ m.})^2}{12} = 17.12 \text{ Tons.} \times \text{m.}$$

$$M_{Cb} = -17.12 \text{ Tons.} \times \text{m.}$$

$$M_{Co} = \frac{7.18 \text{ Tons./m.} \times (6.10 \text{ m.})^2}{12} = 22.26 \text{ Tons.} \times \text{m.}$$

$$M_{Ec} = -22.26 \text{ Tons.} \times \text{m.}$$

$$R_{Ba} = \frac{4 \times 266,667 \text{ cm.}^4}{220 \text{ cm.}} = 4,848 \text{ cm.}^4 \quad Fd = 0.72$$

$$R_{Bc} = \frac{4 \times 246,420 \text{ cm.}^4}{535 \text{ cm.}} = \frac{1,842 \text{ cm.}^4}{6,690 \text{ cm.}^4} \quad Fd = 0.28$$

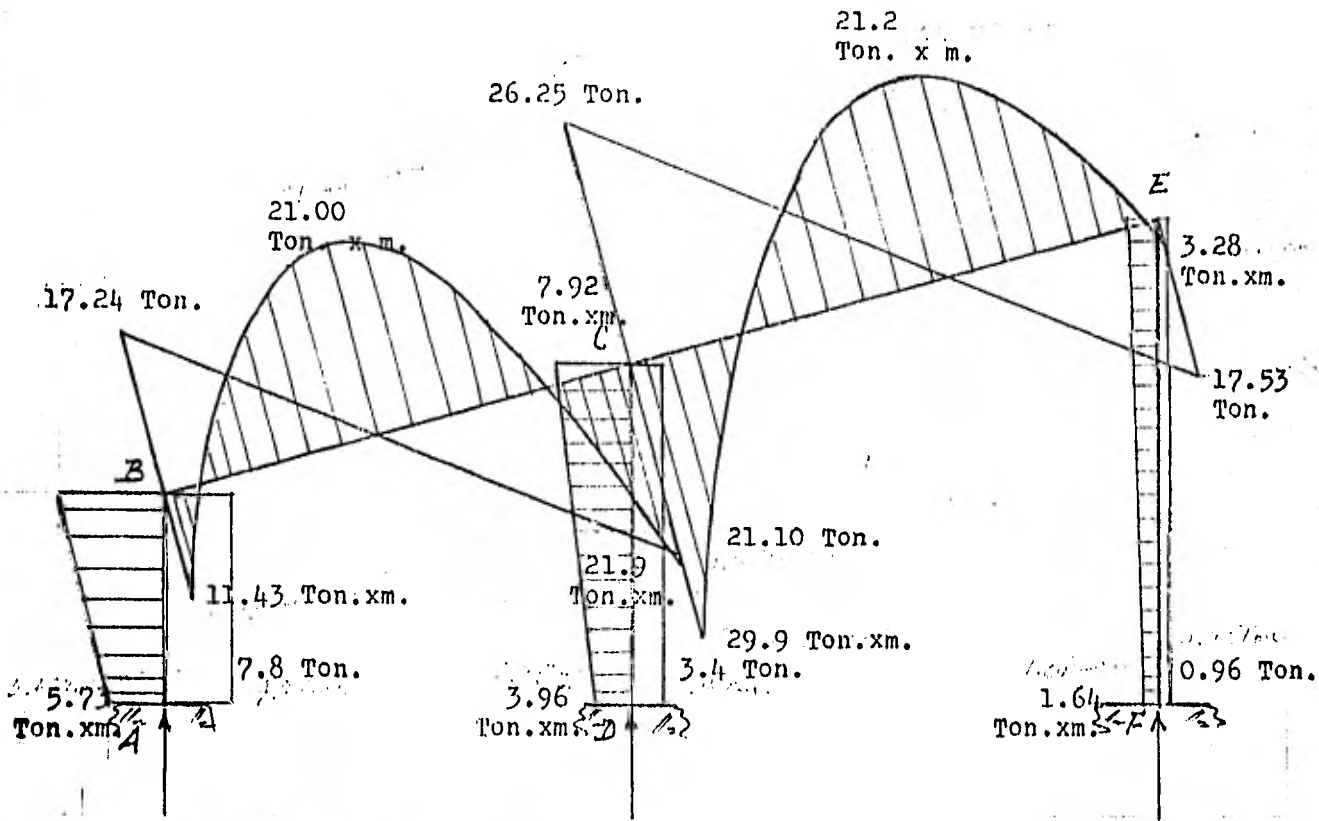
$$R_{Cd} = \frac{4 \times 520,833 \text{ cm.}^4}{350 \text{ cm.}} = 5,953 \text{ cm.}^4 \quad Fd = 0.63$$

$$R_{Cb} = 1,842 \text{ cm.}^4 \quad Fd = 0.20$$

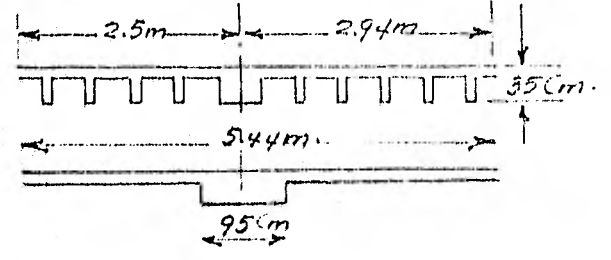
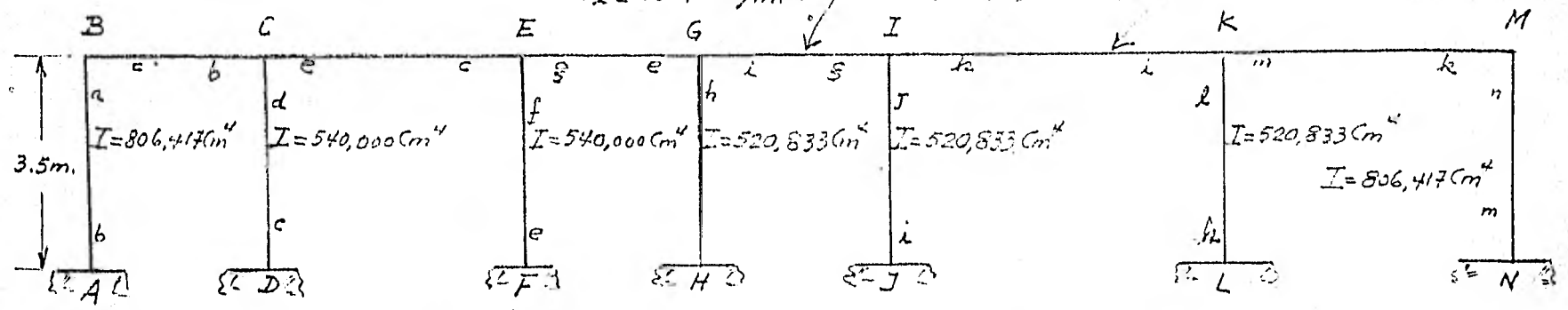
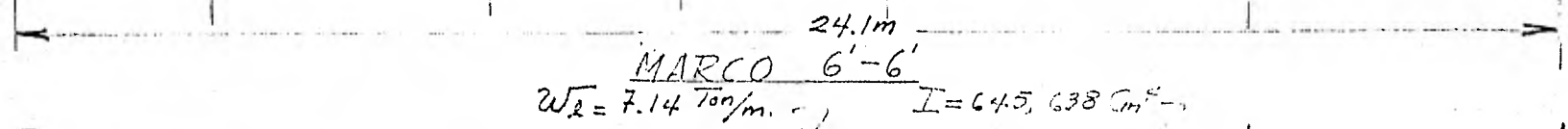
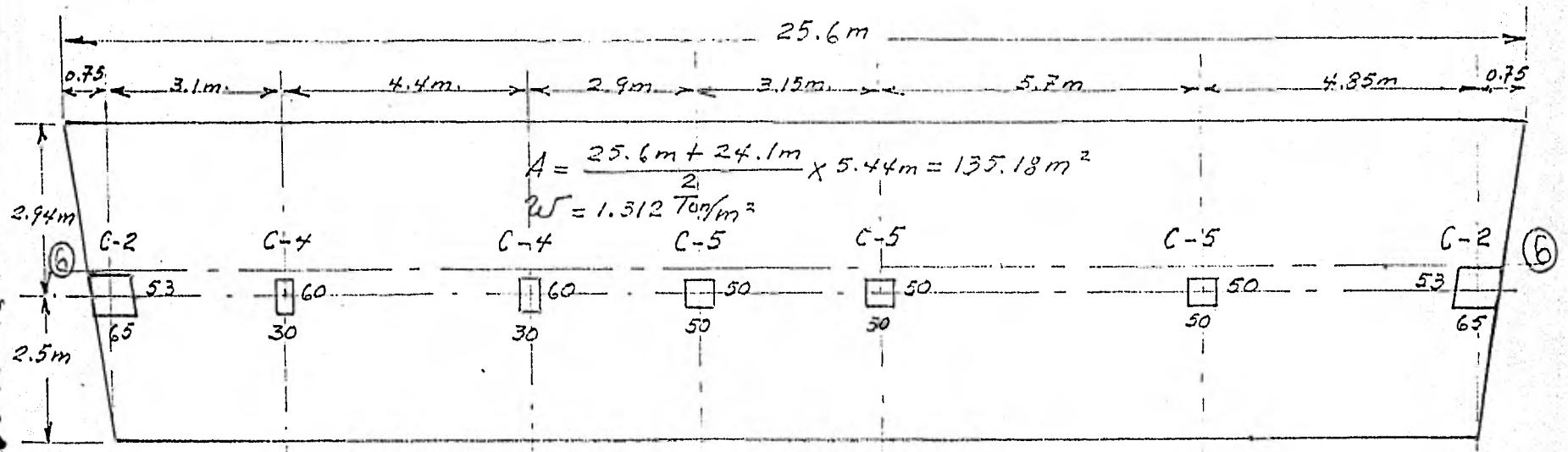
$$R_{Ce} = \frac{4 \times 246,420 \text{ cm.}^4}{610 \text{ cm.}} = \frac{1,616 \text{ cm.}^4}{9,411 \text{ cm.}^4} \quad Fd = 0.17$$

$$R_{Ec} = 1,616 \text{ cm.}^4; \quad 1,616 \text{ cm.}^4 \quad Fd = 0.86$$

$$R_{Ef} = \frac{4 \times 35,333 \text{ cm.}^4}{515 \text{ cm.}} = \frac{274 \text{ cm.}^4}{1,890 \text{ cm.}^4} \quad Fd = 0.14$$

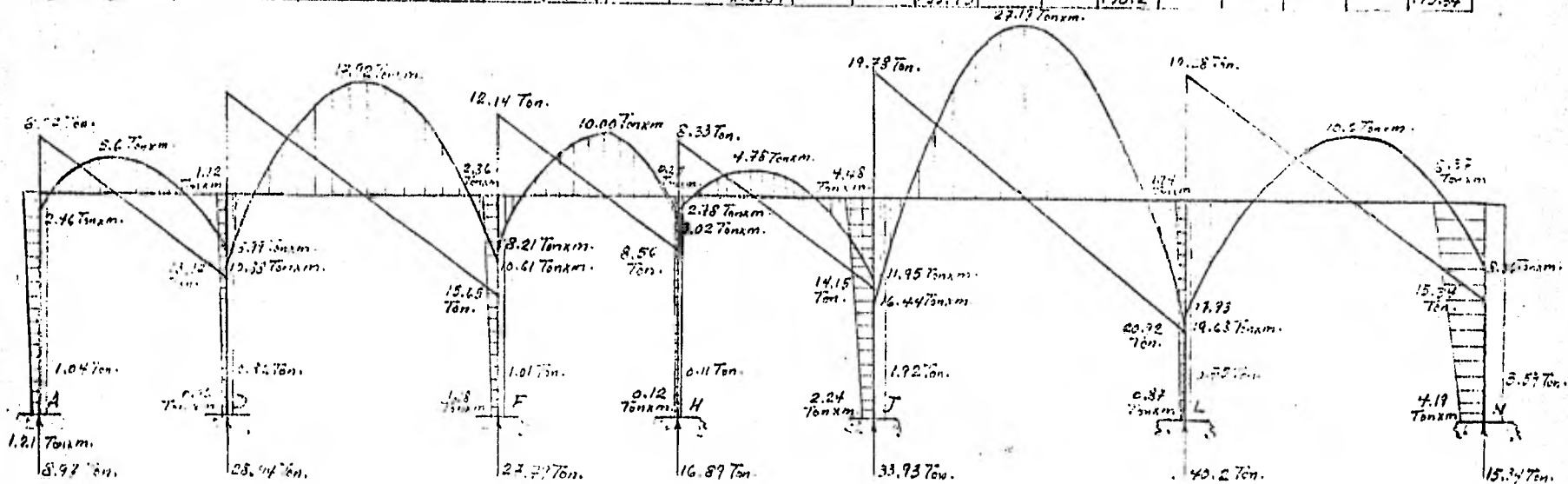


	17.24 Ton.			47.41 Ton.			17.53 Ton.			
	A	B		C			D	E		F
		a	c	b	d	e		e	f	
Fd		0.72	0.28	0.20	0.63	0.17		0.86	0.14	
Me			+17.12	-17.12		+22.26		-22.26		
Md			+17.12		+5.14			-22.26		
1a.D.		-12.32	-4.79	-1.02	-3.24	-0.87		+19.14	+3.12	
T	-6.16		-0.51	-2.39		+9.57	-1.62	-0.43		+1.56
2a.D.		+0.37	+0.14	-1.44	-4.52	-1.22		+0.36	+0.06	
T	+0.19		-0.72	+0.07		+0.18	-2.26	-0.61		+0.03
3a.D.		+0.52	+0.20	-0.05	-0.16	-0.04		+0.52	+0.08	
Mf	-5.97	-11.43	+11.44	-21.95	-7.92	+29.88		-3.28	+3.26	
V1			+19.20	+19.20		+21.89		+21.89		
V			-1.96	+1.96		+4.36		-4.36		
VF			+17.24	+21.16		+26.25		+17.53		
R			+17.24		+47.41			+17.53		



$M_{Bc} = 5.71 \text{ Tonxm}$	$M_{Gg} = 5.00 \text{ Tonxm}$	$M_{Ii} = 19.33 \text{ Tonxm}$
$M_{Cb} = -5.71 \text{ ''}$	$M_{Gf} = -5.00 \text{ ''}$	$M_{Kj} = -19.33 \text{ ''}$
$M_{Cc} = 11.51 \text{ ''}$	$M_{Gi} = 5.9 \text{ ''}$	$M_{Kl} = 14.00 \text{ ''}$
$M_{Ec} = -11.51 \text{ ''}$	$M_{Ij} = -5.9 \text{ ''}$	$M_{Mk} = -14.00 \text{ ''}$

	A		B			C			E			G		I		K			M		N
	a	c	b	d	e	c	f	g	e	h	l	s	t	k	i	l	m	k	n		
F <sub>D</sub>	0.53	0.47	0.37	0.34	0.27	0.28	0.29	0.43	0.39	0.26	0.35	0.44	0.32	0.24	0.29	0.38	0.33	0.37	0.63		
M <sub>s</sub>		+5.71	-5.71		+11.51	-11.51		+5.0	-5.0		+5.9	-5.9		+19.33	-19.33		+14.09	-14.09			
M <sub>D</sub>		+5.71		+5.8				-6.51		+0.9			+13.43			-5.33			-14.09		
L <sub>D</sub>	-3.02	-2.68	-2.26	-1.97	-1.6	+1.8	+1.9	+2.8	-0.35	-0.23	-0.31	-5.9	-4.3	-3.22	+1.54	+2.02	+1.76	+5.18	+8.82		
T	-1.51	-1.51	-1.13	-1.34	+0.9	-0.8		-0.17	+1.4		-2.9	-0.16		+0.77	-1.6		+2.57	+0.88		14.41	
2AD	+0.60	+0.53	+0.17	+0.15	+0.12	+0.27	+0.28	+0.42	+0.58	+0.39	+0.53	-0.27	-0.19	-0.15	-0.27	-0.38	-0.33	-0.32	-0.55		
T	+0.30		+0.08	+0.26		+0.13	-0.27	+0.28	+0.29	+0.21		-0.13	+0.27		-0.03	-0.87		-0.16	-0.16	-0.27	
3AD	-0.04	-0.04	-0.15	-0.13	-0.10	-0.1	-0.1	-0.13	+0.14	+0.09	+0.12	+0.01	+0.01	+0.01	+0.07	+0.10	+0.08	+0.06	+0.10		
ME	-1.21	-2.46	+2.47	-8.99	-1.92	+10.89	-10.61	+2.36	+8.21	-3.02	+0.25	+2.78	-11.95	-4.48	+16.44	-19.68	+1.74	+17.95	-8.36	+8.27	+4.14
V <sub>A</sub>			+11.07	+11.07		+15.71	+15.71		+10.35	+10.35		+11.24	+11.24		+20.35	+20.35		+17.31	+17.31		
ΔV			-2.10	+2.10		+0.06	-0.06		+1.79	-1.79		-2.91	+2.91		-0.57	+0.57		+1.97	-1.97		
VF			+8.97	+13.17		+15.77	+15.65		+12.14	+8.56		+8.33	+14.15		+17.78	+20.92		+19.28	+15.34		
R	+8.97				+28.94			+27.77			+16.69			+33.93			+20.2				+15.34



DETERMINACION DE CARGAS PARA EL CALCULO SISMICO.

## AREAS:

$$\text{Losa N+1, } A = \frac{26.45 \text{ m.} + 23.00 \text{ m.}}{2} \times 11.50 \text{ m.} = 284.34 \text{ m.}^2$$

$$\text{Losa N+2, } A_1 = 7.20 \text{ m.} \times 3.40 \text{ m.} = 24.48 \text{ m.}^2$$

$$A_2 = \frac{3.10 \text{ m.} + 7.20 \text{ m.}}{2} \times 1.25 \text{ m.} = 6.44 \text{ m.}^2$$

$$\text{Total Losa N+2: } 30.92 \text{ m.}^2$$

$$\text{Losa N+3, } A_1 = 7.20 \text{ m.} \times 3.40 \text{ m.} = 24.48 \text{ m.}^2$$

$$A_2 = \frac{3.10 \text{ m.} + 7.20 \text{ m.}}{2} \times 1.25 \text{ m.} = 6.44 \text{ m.}^2$$

$$\text{Total Losa N+3: } 30.92 \text{ m.}^2$$

$$\text{Cubierta, (Azotea), } A = \frac{26.45 \text{ m.} + 16.75 \text{ m.}}{2} \times 32.71 \text{ m.} = 706.54 \text{ m.}^2$$

PESO DEL MURO PERIMETRAL DEL CINE:

$$\text{C-1: } 0.53 \text{ m.} \times 0.50 \text{ m.} \times 9.44 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Ton./m.}^3 = 6.00 \text{ Tons.}$$

$$\text{C-2: } 0.53 \text{ m.} \times 0.65 \text{ m.} \times 9.44 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Ton./m.}^3 = 7.88 \text{ Tons.}$$

$$\text{K-1: } 0.53 \text{ m.} \times 0.20 \text{ m.} \times 9.44 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Ton./m.}^3 = 2.40 \text{ Tons.}$$

$$\text{C-2: } 14 \text{ Piezas} \times 7.88 \text{ Ton./Pieza} = 109.27 \text{ Tons.}$$

No. de piezas : 14.

$$\text{C-1: } 8 \text{ Piezas} \times 6.00 \text{ Ton./Pieza} = 48.00 \text{ Tons.}$$

No. de piezas : 8.

$$\text{K-1: } 21 \text{ Piezas} \times 2.40 \text{ Ton./Pieza} = 50.4 \text{ Tons.}$$

No. de piezas : 21. (Castillos)

Muro; Longitud de Muro = 108.60 m. longitud total - 17.30 m.  
espacio ocupado por columnas =  
91.30 m.

Peso Parte Inferior del Muro: 91.30 m. Longitud x 9.44 m. de  
Altura x 0.720 Ton./m.<sup>2</sup> = 620.55 Tons.

Peso Parte Superior (Borde) del Muro = 91.30 m. Longitud x



3.50 m. Altura x 0.360 Ton./m.<sup>2</sup> = 115.04 Tons.

Peso Total del Muro = 620.55 Tons. + 115.04 Tons. = 735.59 Tons.

Peso de C-3 = 6 Piezas x 2.26 Tons./Pieza = 13.56 Tons.

No. de Piezas: 6.

Peso de C-4 = 2 Piezas x 2.03 Tons./Pieza = 4.06 Tons.

No. de Piezas: 2.

Peso de C-5 = 2 Piezas x 2.82 Tons./Pieza. = 5.64 Tons.

No. de Piezas: 2.

Peso del Muro M-1 = 1.10 m. altura x 0.20 m. espesor x 18.00 m. longitud  
x 2.4 Tons./m.<sup>3</sup> = 9.50 Tons.

Peso de Muros M-2 y M-3 = 1.75 m. altura x 0.20 m. espesor x 22.00 m.  
longitud x 2.4 Tons./m.<sup>3</sup> = 18.48 Tons.

PESO DE LOSAS:

N + 4 = 706.54 m.<sup>2</sup> x 0.152 Tons./m.<sup>2</sup> = 107.39 Tons.

N + 3 = 30.92 m.<sup>2</sup> x 0.400 Tons./m.<sup>2</sup> = 12.37 Tons.

N + 2 = 30.92 m.<sup>2</sup> x 0.820 Tons./m.<sup>2</sup> = 25.35 Tons.

N + 1 = 284.34 m.<sup>2</sup> x 1.312 Tons./m.<sup>2</sup> = 373.05 Tons.

RESUMEN:

Muros:	161.50 Tons.
Columnas:	233.94 Tons.
Losas:	<u>518.16 Tons.</u>
	913.60 Tons.

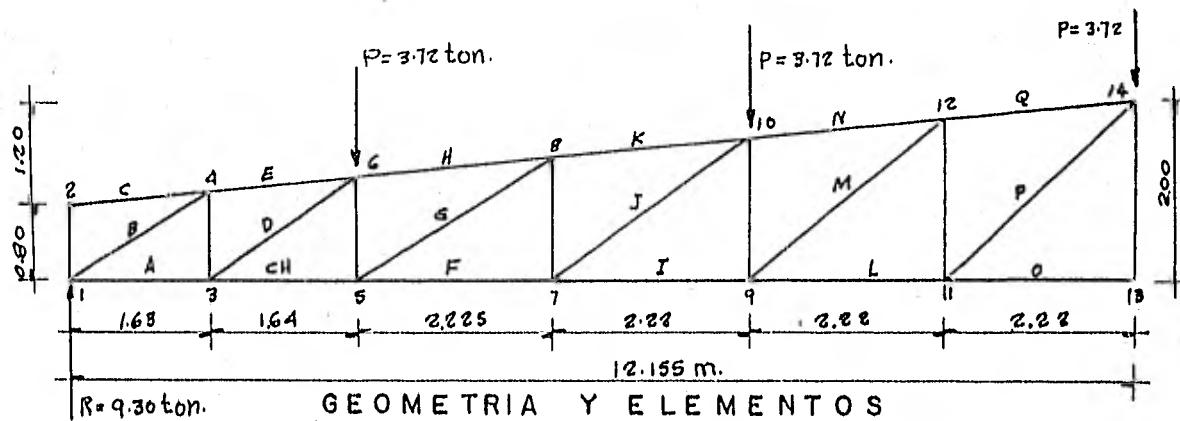
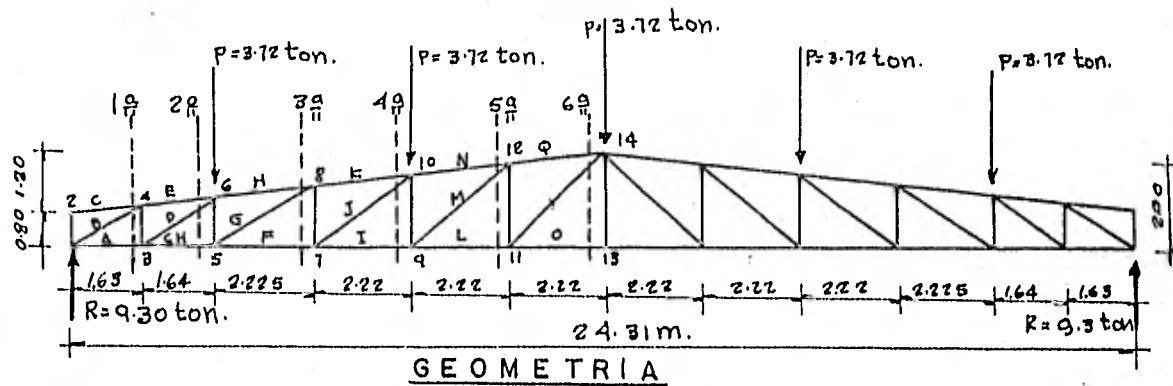
ANALISIS SISMICO

OBRA: C I N E  
LOCALIZACION: EN MEXICO, D.F.  
CALCULO: QUINTIN BECERRA S.

Esquema en corte (h=alturas entre pisos)	Nivel	P tons	E P tons	Hn m	$\frac{Hn}{Kn} = \frac{Hn}{H_{max}}$	$P_n \cdot Kn$ tons	$\omega \cdot Kn, \omega_{max}$	$E_n = P_n \cdot \omega_n$ tons	$V_n = \sum_{i=n}^N E_i$ tons	Diagrama M Escala: 1:40	Diagrama E Escala: 1:125	Diagrama V Escala: 1:200	Notas	
	N+4	107.33	107.33	3.48	1.00	107.39	0.13	13.96	13.96					
	N+3	17.37	124.70	4.21	0.87	104.19	0.11	11.46	25.42					
	N+2	25.35	145.05	5.51	0.98	84.18	0.08	6.73	32.15					
	N+1	373.65	118.11	4.50	0.86	248.72	0.06	14.92	47.07					
	N+0	335.44	93.60	0.00	0.00	93.60	0.00	0.00	73.09					
<b>ELEVACION ESQUEMATICA</b>														

DATOS GENERALES	INSTRUCTIVO Y NOTACION GENERAL	OPERACIONES
Tipo 1 Clase o GRUPO B $C_s = 0.08$ Estructura MIXTA Columna Muro rígido	Llenar de la tabla de cargas las columnas P, IP, y Hn. Calcular las relaciones $Kn = \frac{Hn}{H_{max}}$ ..... A Calcular $V_{base} = \sum_{i=1}^{max} P_i \cdot C_s$ ..... B Calcular $\omega_{max} = \frac{V_{base}}{\sum_{i=1}^{max} P_n \cdot Kn}$ Hn = altura desde el nivel cero a cada piso En el esquema poner nombres a los niveles $V_{base} = \sum_{i=1}^{max} P_i \cdot C_s$ ..... 2 $E_n = P_n \cdot \omega_n$ ..... 3 $\omega_{max} = \frac{\omega_{max}}{H_{max}} \cdot \frac{H_n}{H_{max}} = \omega_{max} \cdot Kn$ ..... 4 El "V" de cada piso se obtiene sumando de arriba hacia abajo $V_n = \sum_{i=n}^N E_i = V_{(n+1)} + E_n$ ..... 5 Distancias en metros, fuerzas en toneladas	$V_{base} = 93.60 \times 0.08 = 73.09 \text{ ton}$  $\omega_{max} = \frac{V_{base}}{P_n \cdot Kn} = \frac{73.09}{544.46} = 0.13$

# ARMADURA A-1



## ANALISIS ESTADICO

### REACCIONES:

$$\sum M, F = 0 = 3.72 \times 3.27 + 3.72 \times 7.715 + 3.72 \times 12.155 + 3.72 \times 16.595$$

$$+ 3.72 \times 21.065 - R_{25} \times 24.31$$

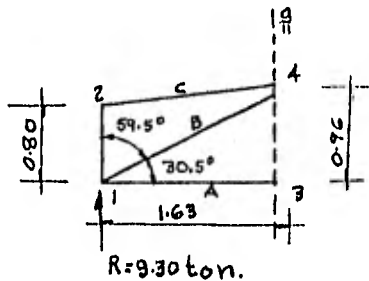
$$0 = 12.164 + 28.699 + 45.216 + 61.733 + 78.361 - 24.31 R_{25}$$

$$0 = 226.176 - 24.31 R_{25} \therefore R_{25} = \frac{226.176}{24.310} = 9.30 \text{ ton.}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{25} F = 0 &= -3.72 \times 3.27 - 3.72 \times 7.14 - 3.72 \times 12.155 - 3.72 \times 16.62 \\ &\quad - 3.72 \times 21.04 + R_1 \times 24.31 \\ 0 &= -12.164 - 28.792 - 45.216 - 61.826 - 78.268 + 24.31 R_1 \\ 0 &= -226.267 + 24.31 R_1 \quad \therefore R_1 = \frac{226.267}{24.31} = 9.30 \text{ ton.} \\ R_2 &= 9.30 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Por lo demás, dadas las condiciones simétricas tanto de geometría estructural, como de carga, la magnitud de las reacciones es idéntica.

### SECCION No 1



$$\overline{4-3} : \frac{24.31}{2} - 1.2 \cdot \frac{1.2 \times 1.63}{12.1550} = X = 0.160 \Rightarrow X + 0.80 = 0.96 \text{ m.} = \overline{4-3}$$

$$\sum M_A F = 0 = 9.30 \times 1.63 - A \times 0.96 \Rightarrow A = \frac{9.30 \times 1.63}{0.96} = 15.79 \text{ ton}$$

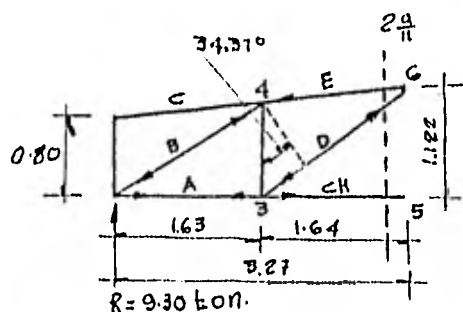
$A = 15.79 \text{ ton.}$  tensión.

$$\sum M_2 F = 0 = 15.79 \times 0.80 + B \times 0.80 \operatorname{sen} 59.5^\circ \Rightarrow$$

$$B = \frac{15.79 \times 0.80}{0.80 \operatorname{sen} 59.5^\circ} = \frac{12.63}{0.69} = 18.30 \text{ ton.}$$

$B = 18.30 \text{ ton.}$  compresión.

## SECCION No 2



$$\sum M_G F = 0 = 9.3 \times 3.27 - CH \times \overline{5-6}$$

$$0 = 30.411 - CH \times \overline{5-6} \Rightarrow CH = \frac{30.411}{\overline{5-6}}$$

$$\overline{5-6}: \frac{12.155}{1.20} = \frac{3.27}{y}; y = \frac{3.27 \times 1.2}{12.155} = 0.322$$

$$\overline{5-6} = 0.80 + 0.322 = 1.122 \text{ m.}$$

$$CH = \frac{30.411}{1.122} = 27.10 \text{ ton tensión.}$$

$$\sum M_4 F = 0 = 9.30 \times 1.63 - 27.10 \times \overline{3-4} + D \times 0.80$$

$$0 = 15.16 - 27.10 \times \overline{3-4} + 0.80 \times D$$

$$0.80 D = 27.10 \times \overline{3-4} - 15.16$$

$$\overline{3-4}: \frac{12.155}{1.20} = \frac{1.63}{y}; 12.155 y = 1.956 \Rightarrow y = \frac{1.95}{12.155} = 0.161 \text{ m.}$$

$$\overline{3-4} = 0.80 + 0.161 = 0.96 \text{ m.}$$

$$0.80 D = 27.10 \times 0.961 - 15.16 = 26.04 - 15.16 = 10.90$$

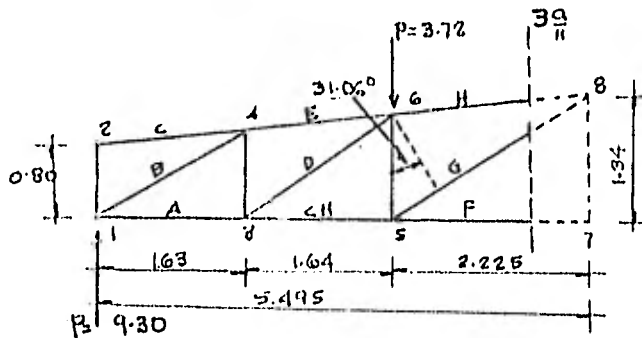
$$D = \frac{10.90}{0.80} = 13.70 \text{ ton compresión.}$$

$$\sum M_3 F = 0 = 9.30 \times 1.63 - E \times 0.961 \times \cos 4.426^\circ$$

$$0 = 15.16 - E \times 0.958$$

$$E = \frac{15.16}{0.958} = 15.82 \text{ ton compresión.}$$

### SECCION No 3



$$\sum M_B F = 0 = 9.30 \times 5.495 - 3.72 \times 2.225 - F \times \overline{7-8}$$

$$0 = 51.10 - 8.28 - \overline{7-8} F$$

$$0 = 42.82 - \overline{7-8} F \quad \therefore F = \frac{42.82}{\overline{7-8}} = \frac{42.82}{1.34} = 31.95 \text{ ton.}$$

$$\overline{7-8} = 0.80 + y; \frac{12.155}{1.20} = \frac{5.495}{y} \quad \therefore 12.155 y = 6.6; y = \frac{6.6}{12.155} = 0.54$$

$$\overline{7-8} = 0.54 + y; \quad \overline{7-8} = 0.54 + 0.80 = 1.34 \text{ m.}$$

$$F = 31.95 \text{ ton. tensión.}$$

$$\sum M_5 F = 0 = 9.30 \times 3.27 - H \times 5.6 \cos 4.44^\circ$$

$$0 = 30.41 - H \times 1.122 \times 0.996$$

$$1.117 H = 30.41$$

$$H = \frac{30.41}{1.117} = 27.21 \text{ ton. compresión.}$$

$$\sum M_6 F = 0 = 9.30 \times 3.27 - 31.95 \times 1.12 - G \times 1$$

$$0 = 30.41 - 35.84 - G$$

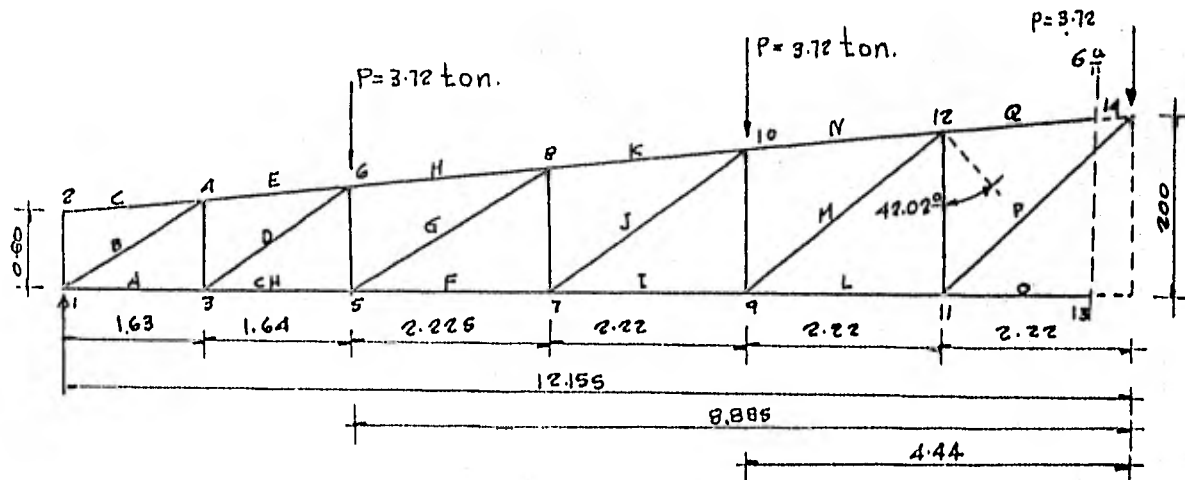
$$G = +5.43 \text{ ton compresión.}$$







SECCION No 6



$$\sum M_{14} F = 0 = 9.30 \times 12.155 - 3.72 \times 8.885 - 3.72 \times 4.44 - \bar{\sigma} \times 2$$

$$2\bar{\sigma} = 113.0 - 33.05 - 16.52 = 113.0 - 49.57 = 63.43$$

$$\bar{\sigma} = \frac{63.43}{2.0} = 31.715 \text{ ton.}$$

$$\bar{\sigma} = 31.715 \text{ ton tensión}$$

$$\sum M_{12} F = 0 = 9.30 \times 9.935 - 3.72 \times 6.665 - 3.72 \times 2.22 - P \times 1.32$$

$$- 31.72 \times 1.78, 0 = 92.39 - 24.8 - 8.26 - 31.72 \times 1.78 - 1.32 P$$

$$0 = 59.33 - 56.46 - 1.32 P \Rightarrow P = \frac{2.87}{1.32} = 2.17 \text{ ton.}$$

$$P = 2.17 \text{ ton. tensión.}$$

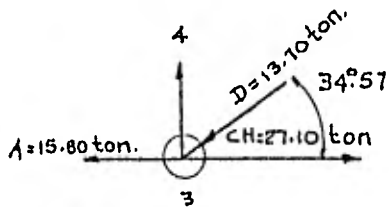
$$\sum M_{11} F = 0 = 9.30 \times 9.935 - 3.72 \times 6.665 - 3.72 \times 2.22 - Q \times 1.78 \cos 4.442$$

$$0 = 92.40 - 24.80 - 8.26 - 1.77 Q$$

$$0 = 59.34 - 1.77 Q$$

$$Q = \frac{59.34}{1.77} = 33.52 \text{ ton compresión.}$$

$$Q = 33.52 \text{ ton. compresión.}$$

NUDO: 3

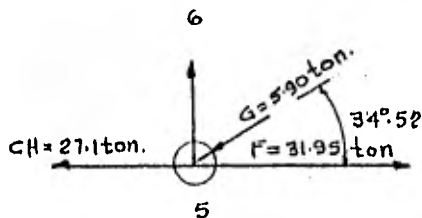
$$\sum F_x = 0 = -15.81 + 27.10 - 13.70 \times 0.823$$

$$0 = 15.80 - 11.2 + 27.10$$

$$0 = -27.03 + 27.10$$

$$\sum F_y = 0 = -13.70 \times 0.567 + \overline{3-4} \therefore$$

$$\overline{3-4} = 7.80 \text{ ton tensión.}$$

NUDO: 5

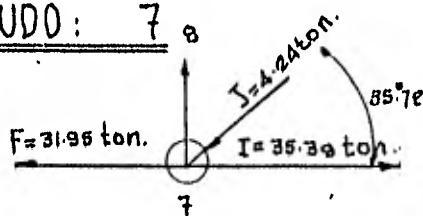
$$\sum F_x = 0 = -27.10 + 31.95 - G \times 0.824$$

$$0 = 1.85 - 0.824G \therefore$$

$$G = \frac{1.85}{0.824} = 2.24 \text{ ton. Compresión.}$$

$$\sum F_y = 0 = -5.90 \times 0.566 + \overline{5-6} \therefore$$

$$\overline{5-6} = 3.33 \text{ ton tensión.}$$

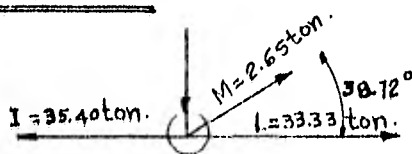
NUDO: 7

$$\sum F_x = 0 = -31.95 + 35.39 - J \times 0.811 \therefore$$

$$J = 4.24 \text{ ton compresión.}$$

$$\sum F_y = 0 = 4.24 - 4.24 \times 0.583 \therefore$$

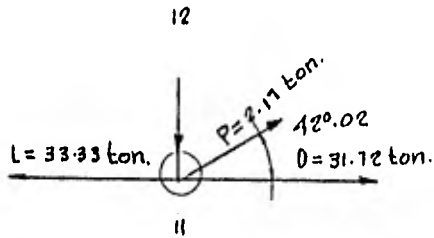
$$\overline{7-8} = 2.47 \text{ ton tensión.}$$

NUDO 9

$$\sum F_x = 0 = -2.65 \times 0.63 + \overline{9-10} \therefore$$

$$\overline{9-10} = 2.65 \text{ ton tensión.}$$

NUDO II

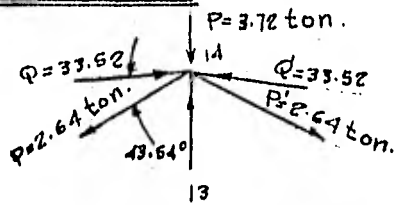


$$\sum F_x = 0 = 33.33 + 31.72 + 2.6 \times 0.742$$

$$\overline{11-12} = 2.6 \times 0.669 = 1.74 \text{ ton.}$$

$$\overline{11-12} = 1.74 \text{ ton compresión.}$$

NUDO. 13



$$\sum F_y = 0 = -3.72 + 2(33.52 \times 0.0774) - 2(2.64 \times 0.669)$$

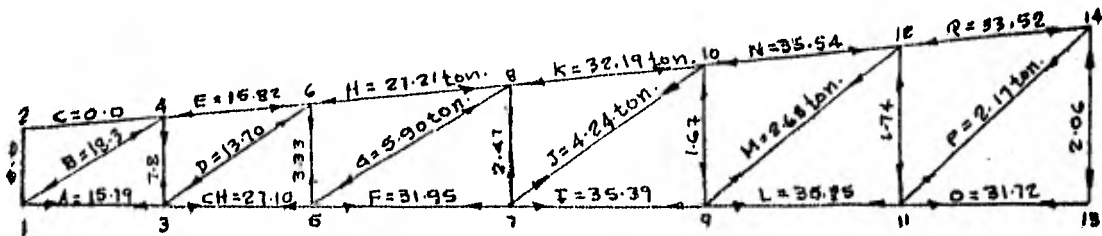
$$+ \overline{14-13}$$

$$0 = -3.72 + 5.19 - 3.53 + \overline{14-13}$$

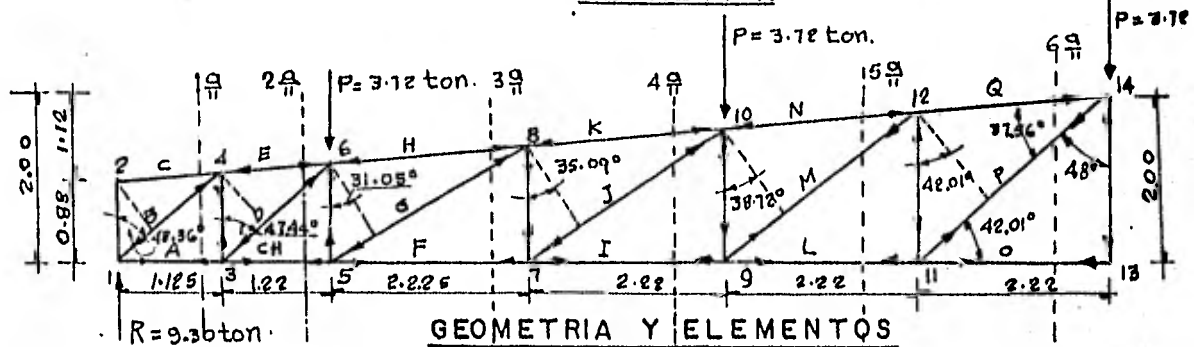
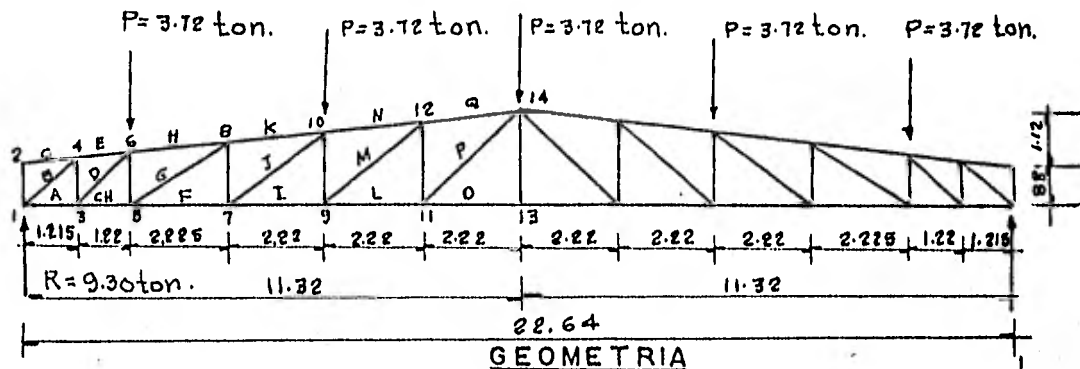
$$0 = 2.16 - \overline{14-13} \therefore$$

$$\overline{14-13} = 2.16 \text{ ton compresión.}$$

RESUMEN DEL ANALISIS



# ARMADURA A-2



$$\overline{1-2} = 0.88 \text{ m.}$$

$$\overline{3-4} = 1.00 \text{ ''}$$

$$\overline{5-6} = 1.12 \text{ ''}$$

$$\overline{7-8} = 1.34 \text{ ''}$$

$$\overline{9-10} = 1.56 \text{ ''}$$

$$\overline{11-12} = 1.78 \text{ ''}$$

$$\overline{13-14} = 2.00 \text{ ''}$$

$$\frac{11.32}{1.12} = \frac{1.215}{y} \therefore y = \frac{1.215 \times 2.43}{11.32} = 0.12 \therefore \overline{3-4} = 1.0$$

$$y = \frac{1.12 \times 2.43}{11.32} = 0.24 \therefore \overline{5-6} = 1.12$$

$$y = \frac{1.12 \times 4.66}{11.32} = 0.46 \therefore \overline{7-8} = 1.34$$

$$y = \frac{1.12 \times 6.88}{11.32} = 0.68 \therefore \overline{9-10} = 1.56$$

$$y = \frac{1.12 \times 9.10}{11.32} = 0.90 \therefore \overline{11-12} = 1.78$$

SECCION No 1

$$\sum M_A F = 0 = 9.30 \times 1.215 - A \times 1.00 \therefore A = 11.29 \text{ ton. tensión}$$

$$\sum M_2 F = 0 = B \times 0.66 - 11.29 \times 0.88 \therefore B = 15.00 \text{ ton compresión.}$$

SECCION No 2

$$\sum M_6 F = 0 = 9.30 \times 2.345 - 1.12 \times C H \therefore C H = 19.47 \text{ ton tensión.}$$

$$\sum M_4 F = 0 = 9.30 \times 1.215 - 19.47 \times 1.00 + D \times 0.75$$

$$0 = 11.29 - 19.47 + 0.75 D \therefore D = 10.91 \text{ ton compresión.}$$

$$\sum M_3 F = 0 = 9.30 \times 1.215 - E \times 1.00 \times 0.995 \Rightarrow E = 11.30 \text{ ton compresión.}$$

SECCION No 3

$$\sum M_8 F = 0 = 9.30 \times 4.66 - 3.72 \times 2.225 - F \times 1.34 \therefore F = 26.16 \text{ ton. tensión.}$$

$$\sum M_6 F = 0 = 9.30 \times 2.435 - 26.16 \times 1.12 + 0.93 G$$

$$0 = 22.64 - 29.30 + 0.93 G$$

$$0 = -6.66 + 0.93 G \therefore G = 7.16 \text{ ton. compresión.}$$

$$\sum M_5 F = 0 = 9.30 \times 2.435 - 1.12 H \times 0.995 \Rightarrow$$

$$H = \frac{9.30 \times 2.435}{1.12 \times 0.995} = 20.30 \text{ ton. compresión.}$$

SECCION No 4

$$\sum M_{10} F = 0 = 9.30 \times 6.88 - 3.72 \times 4.445 - 1.56 I$$

$$0 = 63.98 - 16.53 - 1.56 I \therefore I = 30.41 \text{ ton tensión.}$$

$$\sum M_8 F = 0 = 9.30 \times 4.66 - 3.72 \times 2.225 - 30.41 \times 1.34 + 1.05 J$$

$$0 = 43.33 - 8.28 - 40.74 + 1.05 J$$

$$0 = -5.70 + 1.05 J \therefore J = 5.43 \text{ ton. compresión.}$$

$$\sum M_7 F = 0 = 9.30 \times 4.66 - 3.72 \times 2.225 - k \times 1.34 \times 0.996$$

$$0 = 43.33 - 8.28 - 1.33k \therefore$$

$$k = 26.35 \text{ ton compresión.}$$

### SECCION No 5

$$\sum M_{12} F = 0 = 9.30 \times 9.10 - 3.72 \times 6.665 - 3.72 \times 2.22 - L \times 1.78$$

$$0 = 84.63 - 24.79 - 8.26 - 1.78L$$

$$0 = 51.58 - 1.78L \therefore L = 29.0 \text{ ton. tensión.}$$

$$\sum M_{10} F = 0 = 63.984 - 16.535 - 29.0 \times 1.56 - 1.27M$$

$$0 = 47.445 - 45.24 - 1.27M$$

$$0 = 2.205 - 1.27M \therefore M = 1.73 \text{ ton tensión.}$$

$$\sum M_9 F = 0 = 63.984 - 16.535 - N \times 1.56 \times 0.995$$

$$0 = 47.450 - 1.55N \therefore N = 30.61 \text{ ton compresión.}$$

### SECCION No 6

$$\sum M_{14} F = 0 = 9.30 \times 11.32 - 3.72 \times 8.90 - 3.72 \times 4.44 - O \times 2$$

$$0 = 105.30 - 33.11 - 16.52 - O \times 2$$

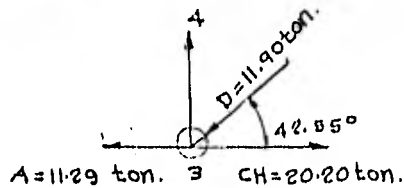
$$0 = 55.67 - O \times 2 \therefore O = 27.80 \text{ ton. tensión.}$$

$$\sum M_{12} F = 0 = 84.63 - 24.79 - 8.26 - 27.80 \times 1.78 - 1.32P$$

$$0 = 2.1 - 1.32P \therefore P = 1.60 \text{ ton. tensión.}$$

$$\sum M_{11} F = 0 = 51.58 - 1.78 \times 0.995 \times Q$$

$$Q = \frac{51.58}{1.77} = 29.14 \text{ ton compresión.}$$

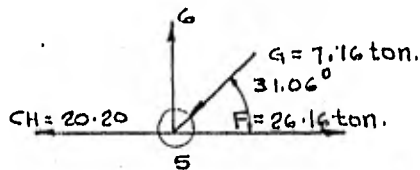
NUDO: 3

$$\sum F_x = 0 = -11.29 - 11.29 \times \frac{1.20}{1.65} + 20.20$$

$$0 = -11.29 - 8.21 + 20.20 \Rightarrow$$

$$\overline{3-4} = 11.90 \times \frac{1.12}{1.65} = 8.10 \text{ ton.}$$

$$\overline{3-4} = 8.10 \text{ ton. tensión.}$$

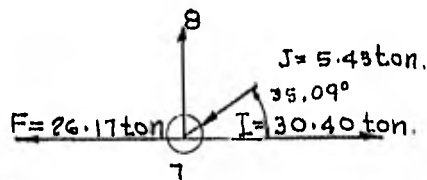
NUDO: 5

$$\sum F_x = 0 = -20.20 - 7.16 \times \frac{2.25}{2.58} + 26.16$$

$$0 = -20.20 - 6.24 + 26.16 \Rightarrow$$

$$\overline{5-6} = 7.16 \times \frac{1.34}{2.55} = 3.76 \text{ ton.}$$

$$\overline{5-6} = 3.76 \text{ ton.}$$

NUDO: 7

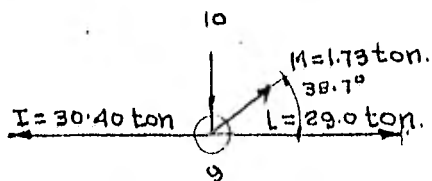
$$\sum F_x = 0 = -26.17 - 5.43 \times \frac{2.22}{2.65} + 30.40$$

$$0 = -26.17 - 4.54 + 30.40$$

$$0 = -30.70 + 30.40 \Rightarrow$$

$$\overline{7-8} = 5.43 \times \frac{1.56}{2.65} = 3.19 \text{ ton.}$$

$$\overline{7-8} = 3.19 \text{ ton tensión.}$$

NUDO: 9

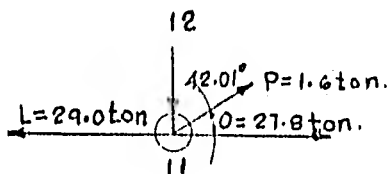
$$\sum F_x = 0 = -30.41 + 29.0 + 1.91 \times \frac{2.22}{2.75}$$

$$0 = -30.41 + 29.0 + 1.54 \Rightarrow$$

$$\overline{9-10} = 1.91 \times \frac{1.56}{2.75} = 1.10 \text{ ton.}$$

$$\overline{9-10} = 1.10 \text{ ton compresión}$$

NUDO: 11

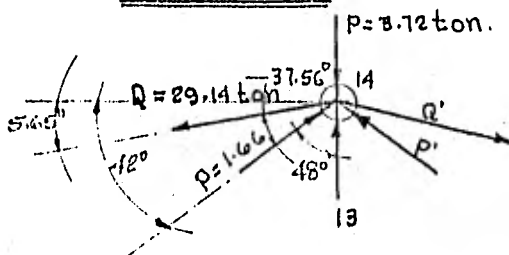


$$\sum F_x = 0 = 1.66 \times \frac{2.22}{2.85} = 1.29 \Rightarrow$$

$$\overline{11-12} = 1.66 \times \frac{2.0}{2.80} = 1.20 \text{ ton.}$$

$$\overline{11-12} = 1.20 \text{ ton. compresión.}$$

NUDO: 14



$$\sum F_y = 0 = -3.72 - 2(29.14 \times 0.098)$$

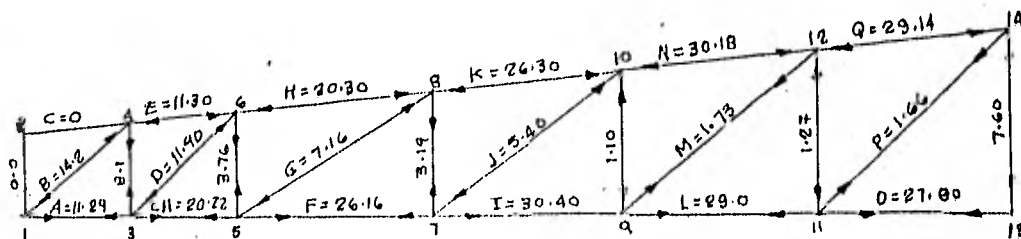
$$+ 2(1.66 \times \frac{2.0}{2.98}) + \overline{13-14}$$

$$0 = -3.72 - 5.71 + 2.22 + \overline{13-14}$$

$$0 = -7.21 + \overline{13-14} \therefore \overline{13-14} = 7.21 \text{ ton}$$

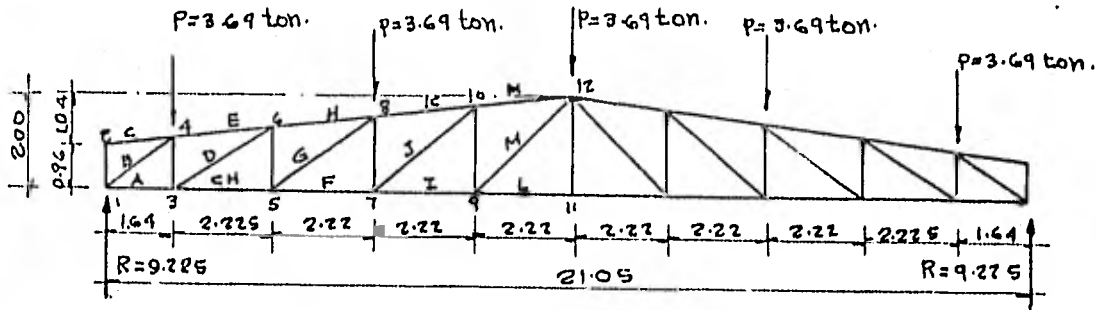
$$\overline{13-14} = 7.21 \text{ ton compresión.}$$

RESUMEN DEL ANALISIS

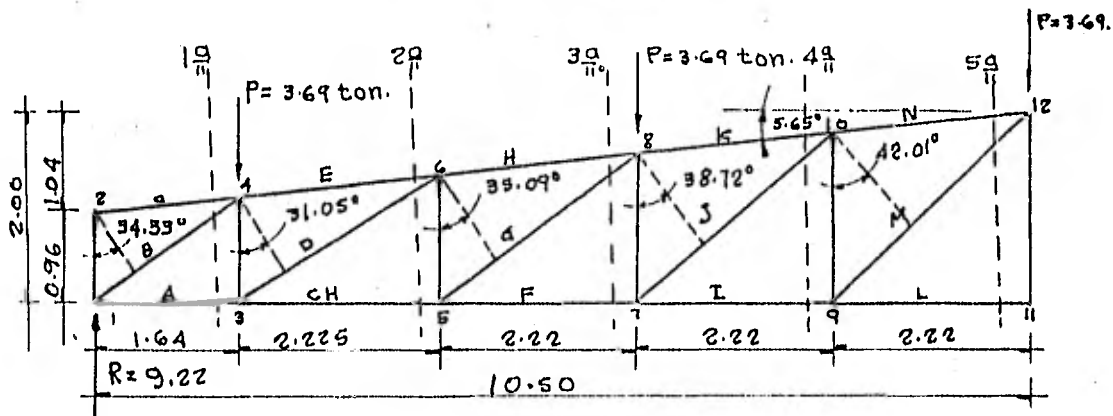




# ARMADURA A-3

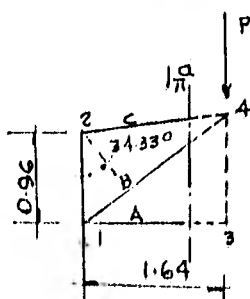


## GEOMETRIA



## GEOMETRIA Y ELEMENTOS

### SECCION No 1



$$\frac{10.50}{1.04} = \frac{1.64}{y} \therefore y = 0.162; \overline{3-4} = 1.12$$

$$\frac{10.50}{1.04} = \frac{3.865}{y} \therefore y = 0.382; \overline{5-6} = 1.34$$

$$P = 3.69 \text{ ton. } \frac{10.50}{1.04} = \frac{6.087}{y} \therefore y = 0.602; \overline{7-8} = 1.56$$

$$\frac{10.50}{1.04} = \frac{8.305}{y} \therefore y = 0.822; \overline{9-10} = 1.78$$

$$\frac{10.50}{1.04} = \frac{10.50}{y} \therefore y = 1.04; \overline{11-12} = 2.00$$

$$\sum M_A F = 0 = 9.22 \times 1.64 - A \times \overline{3-4}$$

$$A = \frac{15.129}{\overline{3-4}} ; A = \frac{15.12}{1.11} = 13.60 \text{ ton.}$$

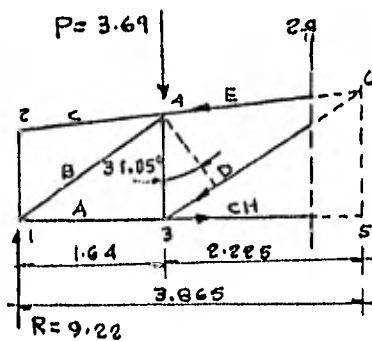
$$\overline{3-4} : \frac{10.50}{1.01} = \frac{1.64}{y} \Rightarrow \overline{3-4} = 0.157 + 0.96 = 1.11 \text{ m.}$$

$$A = 13.60 \text{ ton. tensión.}$$

$$\sum M_2 F = 0 = -13.60 \times 0.96 + B \times 0.79 \therefore$$

$$B = 16.30 \text{ ton. compresión.}$$

## SECCION No 2



$$\sum M_6 F = 0 = 9.22 \times 3.865 - 3.69 \times 2.225 - CH \times \overline{5-6}$$

$$0 = 35.65 - 8.21 - \overline{5-6} CH$$

$$0 = 27.44 - \overline{5-6} CH$$

$$CH = \frac{27.44}{1.33} = 20.63 \text{ ton.}$$

$$\overline{5-6} : \frac{10.52}{1.01} = \frac{3.86}{y}$$

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

$$\overline{5-6} = 0.37 + 0.96 = 1.33 \text{ m.}$$

$$CH = 20.63 \text{ ton compresión.}$$

$$\sum M_A F = 0 = 15.10 - 20.63 \times 1.11 + D \times 0.85 \Rightarrow$$

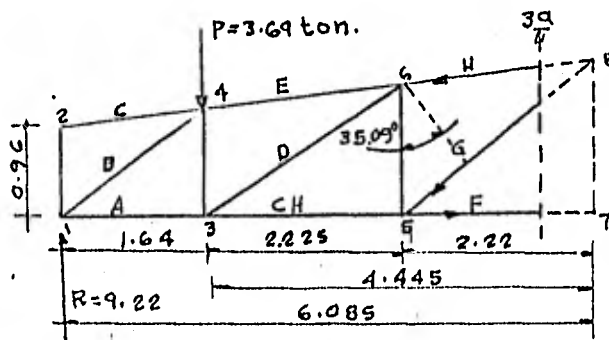
$$D = 8.21 \text{ ton. compresión.}$$

$$\sum M_B F = 0 = 15 \cdot 12 - E \times 1.122 \times \cos 5.65^\circ \Rightarrow$$

$$E = \frac{15 \cdot 12}{1.118} = 13.50 \text{ ton.}$$

$E = 13.50 \text{ ton. compresión.}$

### SECCION N.º 3



$$\sum M_B F = 0 = 9.22 \times 6.085 - 3.69 \times 4.445 - F \times \overline{7-8}$$

$$0 = 56.13 - 16.40 - \overline{7-8} F$$

$$0 = 39.73 - \overline{7-8} F \therefore$$

$$F = \frac{39.73}{\overline{7-8}} = \frac{39.73}{1.54} = 25.46 \text{ ton}$$

$$\frac{10.52}{1.01} = \frac{6.085}{y} \therefore$$

$$y = 0.58 \text{ m. ; } \overline{7-8} = 0.96 + 0.58 = 1.54 \text{ m.}$$

$F = 25.46 \text{ ton tensión.}$

$$\sum M_G F = 0 = 9.22 \times 3.865 - 3.69 \times 2.225$$

$$- 25.80 \times 1.33 + G \times 1.12$$

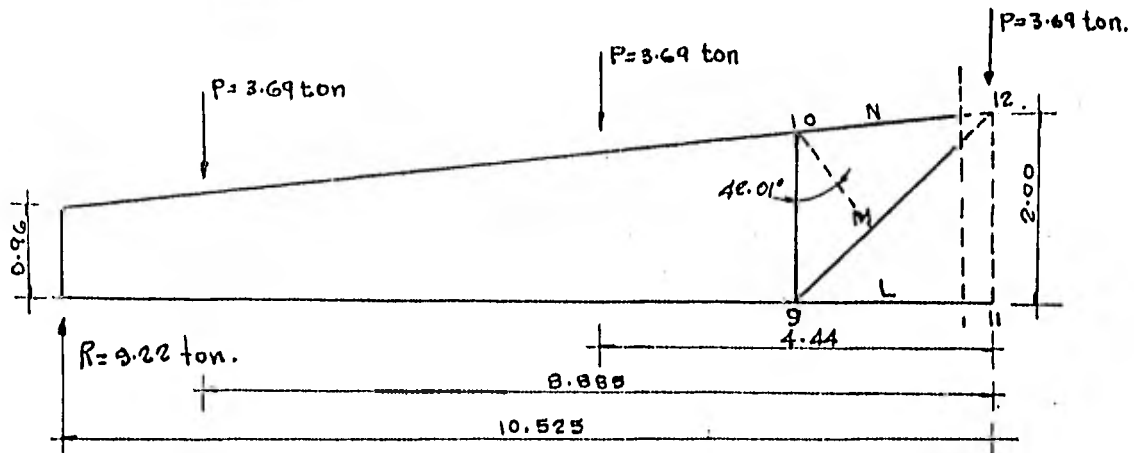
$$0 = 35.65 - 8.21 - 34.31 + G \times 1.12$$

$$0 = -6.90 + G \times 1.12 \Rightarrow G = 6.16 \text{ ton compresión.}$$

$$\sum M_5 F = 0 = 9.22 \times 3.865 - 3.69 \times 2.225 - H \times 1.33 \times 0.996$$

$$0 = 35.65 - 8.21 - H \times 1.32 \Rightarrow H = 20.80 \text{ ton, compresión.}$$

## SECCION No 5



$$\sum M_{12} F=0 = 97.10 - 32.8 - 16.4 - 2.00L$$

$$0 = 47.90 - 2.00L$$

$$L = 23.96 \text{ ton tensión.}$$

$$\sum M_9 F=0 = 9.22 \times 8.308 - 3.69 \times 6.665 - 3.69 \times 2.22 - N \times 1.76 \times 0.988$$

$$0 = 76.61 - 24.60 - 8.19 - 1.73N$$

$$0 = 43.82 - 1.73N \therefore N = 25.33 \text{ Ton compresión.}$$

$$\sum M_{10} F=0 = 76.61 - 24.60 - 8.19 - M \times 1.35 - 23.96 \times 1.76$$

$$0 = 43.82 - 1.35M - 42.20 = 1.62 - 1.35M \therefore$$

$$M = 1.20 \text{ ton. tensión.}$$

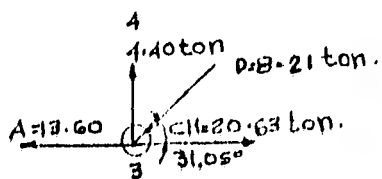
### NUDO 3

$$\sum F_x=0 = 13.60 - D \times 0.828 + 20.63$$

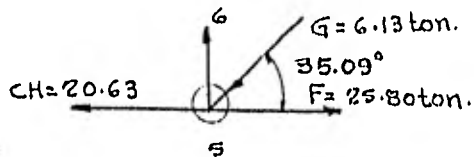
$$D = \frac{20.63 - 13.60}{0.828} = 8.49 \text{ ton.}$$

$$3-4 = 4.75 \text{ ton tensión}$$

$$D = 8.21 \text{ ton compresión.}$$





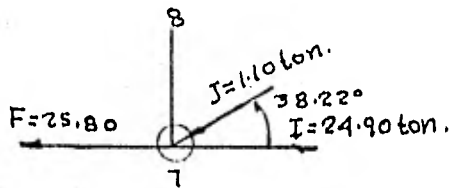
NUDO: 5

$$\sum F_x = 0 = -20.63 + 25.80 - 6.13 \times 0.813$$

$$0 = -20.63 + 25.80 - 6.13 \times 0.813$$

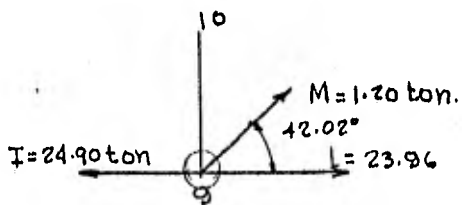
$$0 = -20.63 - 5.04 + 25.80$$

$$\overline{5-6} = 0.13 \text{ ton tensión.}$$

NUDO: 7

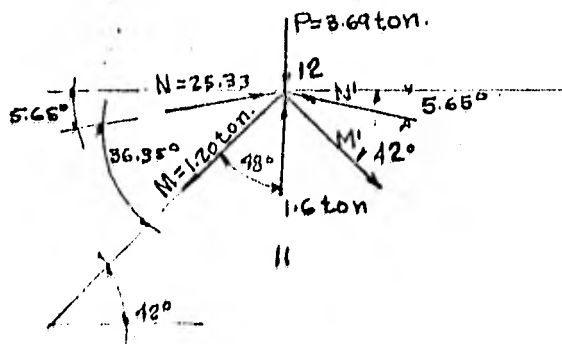
$$\sum F_x = 0$$

$$\overline{7-8} = 0.68 \text{ ton.}$$

NUDO: 9

$$\sum F_x = 0$$

$$\overline{9-10} = 0.80 \text{ ton.}$$

NUDO: 12

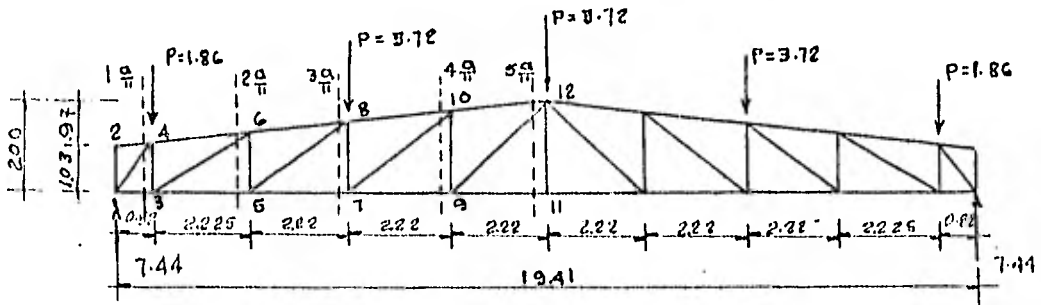
$$\sum F_y = 0 = -3.69 + 2 \times 25.33 \times 0.098 - 2 \times 1.2 \times 0.70 + 11-12$$

$$0 = -3.69 + 4.98 - 1.68 + 11-12$$

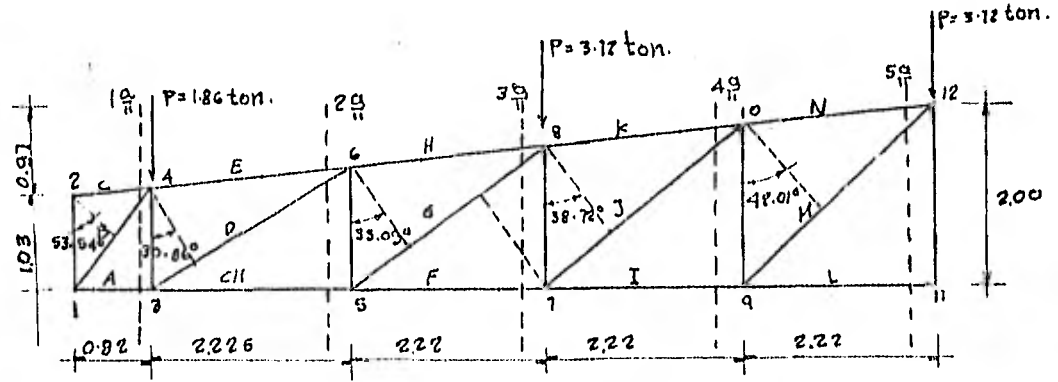
$$0 = -0.39 + 11-12 \Rightarrow 11-12 = 0.39$$

$$11-12 = 0.39 \text{ ton compresión.}$$

# ARMADURA A-4



## GEOMETRIA



## GEOMETRIA Y ELEMENTOS

### SECCION No 1

$$\sum M_A F = 0 = 0.82 \times 7.44 - 3.4 \times A \Rightarrow A = \frac{6.10}{3.4} = 5.49 \text{ ton.}$$

$$\frac{3.705}{0.97} = \frac{0.82}{y} \therefore y = 0.08 \Rightarrow 3.4 = 0.08 + 1.03 = 1.11 \text{ m.}$$

A = 5.49 ton. tensión.

$$\sum M_2 F = 0 = -5.49 \times 1.03 + 0.58 B; = -5.65 + 0.58 B \therefore B = 9.70 \text{ ton.}$$

B = 9.70 ton. compresión.

## SECCION No 2

$$\sum M_G F=0 = 7.44 \times 3.04 - 1.86 \times 2.225 + \overline{5-6} \times CH = 22.65 - 4.10 + \overline{5-6} CH$$

$$CH = \frac{18.55}{1.33} = 13.90 \text{ ton.}$$

$$\frac{9.705}{0.95} = \frac{3.045}{y} \therefore y = 0.30 \Rightarrow \overline{6-5} = 1.33 \text{ m.}$$

CH = 13.90 ton. tensión.

$$\sum M_A F=0 = 7.44 \times 0.82 - 13.90 \times 1.11 + D \times 0.96$$

$$0 = 6.10 - 15.40 + 0.96 D = -9.30 + 0.96 D \therefore D = 9.70 \text{ ton.}$$

D = 9.70 ton. compresión.

$$\sum M_E F=0 = 7.44 \times 3.045 - 1.86 \times 2.225 - 9.70 \times 1.15 - E \times 1.33 \times 0.996$$

$$0 = 22.6 - 4.13 - 11.20 - 1.31 E = 7.37 - 1.31 E \therefore$$

E = 5.50 ton. compresión.

## SECCION No 3

$$\sum M_B F=0 = 5.268 \times 7.44 - 1.86 \times 4.445 - F \times \overline{7-8}$$

$$0 = 39.20 - 8.30 - \overline{7-8} F \Rightarrow F = \frac{30.90}{\overline{7-8}}$$

$$\frac{9.705}{0.97} = \frac{5.265}{y} \therefore y = 0.526 \Rightarrow \overline{7-8} = 1.56 \text{ m}$$

F =  $\frac{30.90}{1.56} = 19.80 \text{ ton tensión.}$

$$\sum M_G F=0 = 7.44 \times 3.045 - 1.86 \times 2.225 - 19.80 \times 1.33 + G \times 1.10 = 22.5 - 4.13 - 26.30 + 1.10G$$

$$0 = -7.80 + 1.10G \therefore G = 7.10 \text{ ton. compresión.}$$

$$\sum M_H F=0 = 7.44 \times 3.045 - 1.86 \times 2.225 - H \times 1.33 \times 0.996 = 22.60 - 4.10 - 1.32 H \therefore$$

H = 14.01 ton. compresión.



## SECCION No 4

$$\sum M_{10} F = 0 = 7.44 \times (9.705 - 2.22) - 1.86 \times 6.666 - 3.72 \times 2.22 - I \times 9.10$$

$$0 = 55.70 - 12.40 - 8.26 - 9.10 I$$

$$0 = 35.04 - 9.10 I \therefore I = \frac{35.04}{9.10} = \frac{35.04}{1.78} = 19.70 \text{ ton.}$$

$$\frac{9.705}{0.970} = \frac{7.485}{y} \Rightarrow y = 0.75 \Rightarrow 9.10 = 1.78 \text{ m.}$$

$I = 19.70$  ton compresión.

$$\sum M_8 F = 0 = 7.44 \times 5.265 - 1.86 \times 4.445 - 19.70 \times 1.56 - J \times 1.20$$

$$0 = 39.17 - 8.27 - 30.70 - 1.2 J$$

$$0 = 0.20 - 1.2 J \therefore J = 0.16$$

$J = 0.20$  ton. tensión.

$$\sum M_7 F = 0 = 7.44 \times 5.265 - 1.86 \times 4.445 - k \times 1.56 \times 0.99 - 7.10 \times 1.56 \times 0.82$$

$$0 = 39.17 - 8.26 - 1.54 k - 9.08 = 21.83 - 1.54 k \therefore k = \frac{21.83}{1.54} = 14.17$$

$k = 14.17$  ton. compresión.

## SECCION No 5

$$\sum M_{12} F = 0 = 7.44 \times 9.705 - 1.86 \times 8.885 - 3.72 \times 4.44 - L \times 2$$

$$0 = 72.20 - 16.60 - 16.50 - 2L$$

$$0 = 39.10 - 2L \therefore L = 19.50 \text{ ton. tensión.}$$

$$\sum M_{10} F = 0 = 7.44 \times 7.485 - 1.86 \times 6.665 - 3.70 \times 2.22 - 19.50 \times 1.78 + 1.35 M$$

$$0 = 55.70 - 12.40 - 8.3 - 34.70 + 1.35 M$$

$$0 = 0.30 + 1.35 M \Rightarrow M = -0.22$$

$M = 0.22$  ton. tensión.

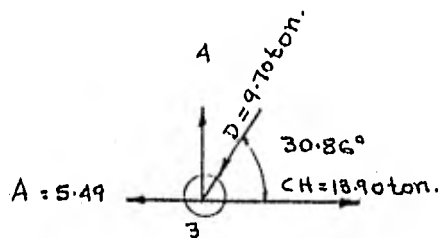
$$\sum N_q F = 0 = 7.44 \times 7.485 - 1.86 \times 6.665 - 3.72 \times 2.22 - N \times 1.78 \times 0.99$$

$$0 = 55.50 - 12.40 - 8.3 - 1.76N$$

$$0 = 34.80 - 1.76N \quad \therefore N = 19.80 \text{ ton.}$$

$N = 19.80 \text{ ton. compresión.}$

### NUDO 3

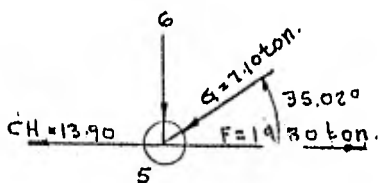


$$\sum F_x = 0 = -5.49 - 9.70 \times \cos 30.86^\circ + 13.90$$

$$0 = -5.49 - 8.32 + 13.90$$

$$\overline{3-4} = 4.97 \text{ ton tensión.}$$

### NUDO 5

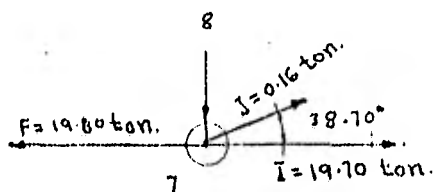


$$\sum F_x = 0 = -13.90 - 7.10 \cos 35.02^\circ + 19.80$$

$$0 = -13.90 - 5.80 + 19.80 \Rightarrow$$

$$\overline{5-6} = 4.10 \text{ ton. tensión.}$$

### NUDO 7



$$\sum F_x = 0 = -19.80 + 19.80 + 0.16 \times 0.78$$

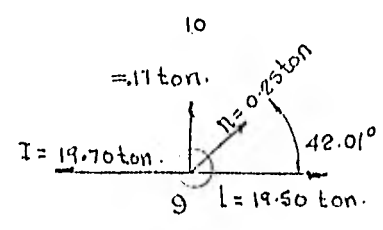
$$0 = -19.80 + 19.80 + 0.12$$

$$0 = -19.80 + 19.90$$

$$\overline{7-8} = 0.16 \times 0.62 = 0.10$$

$$\overline{7-8} = 0.10 \text{ ton compresión.}$$

NUDO: 9



$$\sum F_x = 0 = -19.70 + 19.50 + 0.25 \times 0.148$$

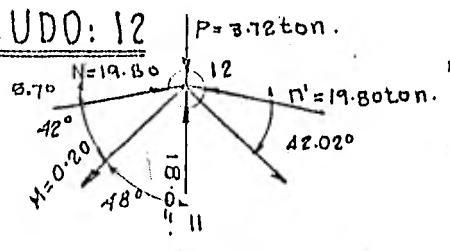
$$0 = -19.70 + 19.50 + 0.037$$

$$0 = -19.70 + 19.50 + 0.18$$

$$\overline{9-10} = 0.25 \times 0.669 = 0.167$$

$$\overline{9-10} = 0.17 \text{ ton tensión.}$$

NUDO: 12



$$\sum F_y = 0 = -3.72 + 2(19.80 \times 0.10) - 2(0.20 \times 0.669) - \overline{11-12}$$

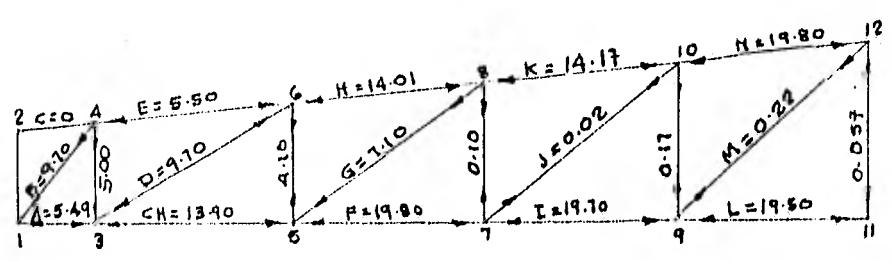
$$0 = -3.72 + 3.93 - 0.267 - \overline{11-12}$$

$$0 = -3.98 + 3.17 - \overline{11-12} \therefore \overline{11-12} = 0.81$$

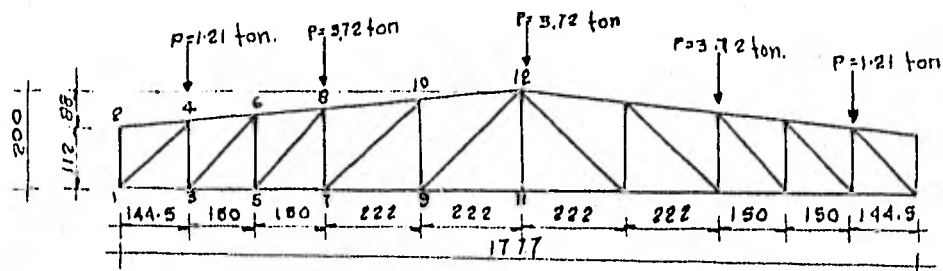
$$0 = -0.057 - \overline{11-12} \therefore \overline{11-12} = 0.057$$

$$\overline{11-12} = 0.057 \text{ ton. Compresión}$$

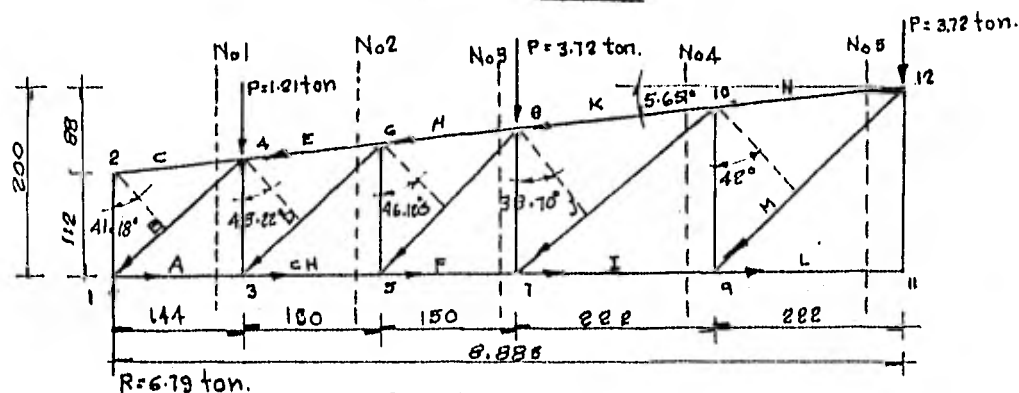
RESUMEN DEL ANALISIS



# ARMADURA A-5



GEOMETRIA



GEOMETRIA Y ELEMENTOS

$$\overline{1-2} = 1.445 \text{ m.}; \frac{8.88}{0.88} = \frac{1.445}{y} \Rightarrow y = 0.143 \Rightarrow \overline{3-4} = 1.26 \text{ m.}$$

$$\overline{3-4} = 1.26 \text{ m.};$$

$$\frac{8.88}{0.88} = \frac{2.945}{y} \Rightarrow y = 0.291 \Rightarrow \overline{5-6} = 1.41 \text{ m.}$$

$$\overline{7-8} = 1.56 \text{ m.}; \frac{8.85}{0.88} = \frac{1.445}{y} \Rightarrow y = 0.441 \Rightarrow \overline{7-8} = 1.56 \text{ m.}$$

$$\overline{9-10} = 1.78 \text{ m.}; \frac{8.85}{0.88} = \frac{6.665}{y} \Rightarrow y = 0.662 \Rightarrow \overline{9-10} = 1.78 \text{ m.}$$

$$\overline{11-12} = 2.00 \text{ m.}$$

## SECCION No.1

$$\sum M_A F = 0 = 6.79 \times 1.445 - A \times 1.26 \Rightarrow A = 7.8 \text{ ton } \underline{\text{Tension}}$$

$$\sum M_B F = 0 = 7.8 \times 1.12 + B \times 0.88 \Rightarrow B = 10.5 \text{ ton } \underline{\text{Compresion}}$$

SECCION No. 2

$$\sum M_6 F = 0 = 6.79 \times 2.945 - 1.21 \times 1.5 - CH \times 1.41 = 7$$

$$= 0 = 20.0 - 1.81 - 1.41 CH = 18.20 - 1.41 CH = 7 CH = 12.9$$

CH = 12.90 ton tensión.

$$\sum M_4 F = 0 = 6.79 \times 1.445 - 12.90 \times 1.26 + 0.90 D$$

$$0 = 9.81 - 16.25 + 0.90 D = 7$$

$$0 = -6.44 + 0.9 D = 7$$

D = 7.16 ton compresión.

$$\sum M_3 F = 0 = 6.79 \times 1.445 - E \times 1.266 \times 0.995$$

E = 7.75 ton compresión

SECCION No 3

$$\sum M_8 F = 0 = 6.79 \times 1.445 - 1.21 \times 3 - F \times 1.56$$

$$0 = 30.20 - 3.63 - 1.56 F = 26.57 - 1.56 F$$

F = 17.03 ton tensión.

$$\sum M_6 F = 0 = 6.79 \times 2.945 - 1.21 \times 1.5 - 17.03 \times 1.41 + G \times 0.95$$

$$0 = 20.0 - 1.81 - 24.01 + 0.95 G$$

$$0 = -5.82 + 0.95 G = 7 \quad G = 6.12 \text{ ton}$$

G = 6.12 ton compresión.

$$\sum M_5 F = 0 = 20.0 - 1.81 - H \times 1.41 \Rightarrow 12.99 \text{ ton.}$$

H = 12.99 ton compresión.

SECCION No 4.

$$\sum M_{10} F = 0 = 6.79 \times 6.665 - 1.21 \times 5.22 - 3.72 \times 2.22 - I \times 1.78 = 0$$

$$0 = 45.25 - 6.35 - 8.26 - 1.78 I$$

$$0 = 30.68 - 1.78 I \Rightarrow I = 17.23 \text{ ton.}$$

$I = 17.23 \text{ ton tensión.}$

$$\sum M_8 F = 0 = 6.79 \times 4.445 - 1.21 \times 3.0 - 17.23 \times 1.56 + J \times 1.25 = 0$$

$$0 = 30.20 - 3.63 - 26.90 + 1.25 J$$

$$0 = -0.33 + 1.25 J \Rightarrow J = 0.264 \text{ ton}$$

$J = 0.264 \text{ ton compresión.}$

$$\sum M_7 F = 0 = 6.79 \times 4.445 - 1.21 \times 3.0 - K \times 1.56 \times 0.995$$

$$0 = 30.02 - 3.63 - 1.55 K$$

$K = 17.14 \text{ ton compresión.}$

SECCION No 5

$$\sum M_{12} F = 0 = 6.79 \times 8.885 - 1.21 \times 7.44 - 3.72 \times 4.44 - L \times 2$$

$$0 = 60.32 - 9.0 - 16.51 - 2L \Rightarrow L = 17.40 \text{ ton}$$

$L = 17.40 \text{ ton tensión.}$

$$\sum M_{10} F = 0 = 45.25 - 6.31 - 8.26 - 17.40 \times 1.78 + 1.34 M$$

$$0 = 0.32 + 1.34 M \Rightarrow M = 0.246 \text{ ton}$$

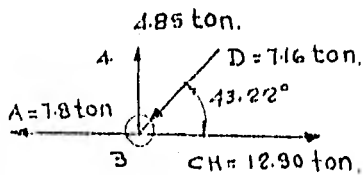
$M = 0.246 \text{ ton compresión.}$

$$\sum M_9 F = 0 = 45.25 - 6.31 - 8.26 - N \times 1.78 \times 0.995 = 0$$

$$0 = 38.94 - 1.77 N \Rightarrow N = 22.00 \text{ ton.}$$

$N = 22.00 \text{ ton. compresión.}$

### NUDO No. 3



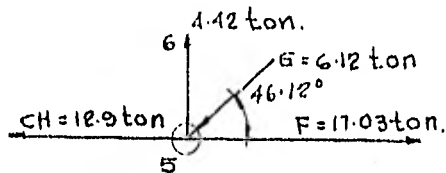
$$\sum F_x = 0 = -7.8 - 7.16 \times \frac{1.50}{2.08} + 12.9$$

$$0 = -7.8 - 5.16 + 12.9 = 0$$

$$\Rightarrow \overline{3-4} = 7.16 \times \frac{1.41}{2.08} = 4.85$$

$$\overline{3-4} = 4.85 \text{ ton. tensión.}$$

### NUDO No. 5



$$\sum F_x = 0 = -12.9 - 6.12 \times \frac{1.50}{5.8} + 17.03$$

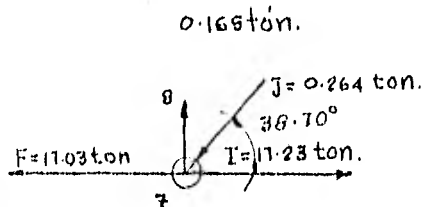
$$0 = +4.13 - 6.12 \times \frac{1.5}{2.16}$$

$$0 = +4.13 - 4.25$$

$$\therefore \overline{5-6} = 6.12 \times \frac{1.56}{2.16} = 4.42 \text{ ton.}$$

$$\overline{5-6} = 4.42 \text{ ton. tensión.}$$

### NUDO No. 7



$$\sum F_x = 0 = -17.03 + 17.23 - 0.264 \times \frac{2.22}{\sqrt{2.23^2 + 1.58^2}}$$

$$0 = 0.20 - 0.264 \times \frac{2.22}{\sqrt{4.42 + 3.17}}$$

$$0 = 0.20 - \frac{0.586}{\sqrt{8.09}}$$

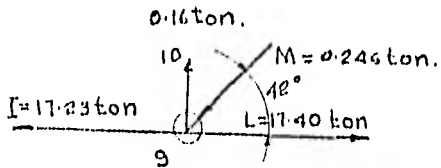
$$0 = 0.20 - \frac{0.586}{2.84}$$

$$0 = 0.20 - 0.206 \Rightarrow \therefore$$

$$\overline{7-8} = 0.264 \times \frac{1.78}{2.84} = 0.165$$

$$\overline{7-8} = 0.165 \text{ ton tensión.}$$

NUDO No. 9



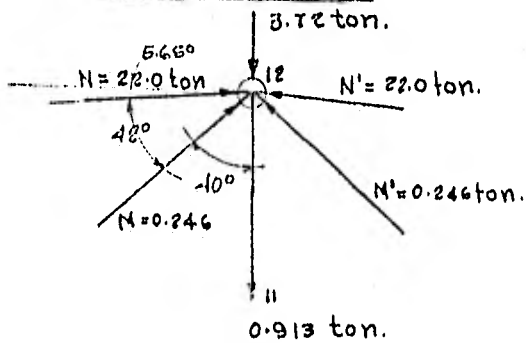
$$\sum F_x = 0 = -17.23 + 17.40 - 0.246 \times \frac{2.22}{\sqrt{8.928}}$$

$$0 = 0.17 - 0.246 \times \frac{2.220}{2.987}$$

$$0 = 0.17 - 0.180 \therefore \overline{9-10} = 0.246 \times \frac{2.00}{2.987}$$

$$\overline{9-10} = 0.16 \text{ ton tensión}$$

NUDO No. 12



$$\sum F_x = 0$$

$$\overline{12-10} = \sqrt{4.928 + 0.048} = \sqrt{4.976} = 2.23 \text{ m.}$$

$$\overline{9-12} = \sqrt{4.0 + 4.92} = 0.998 \text{ m.}$$

$$\sum F_y = 0 = -3.72 + 2(22.0) \times \frac{0.22}{2.23} + 2(0.246) \times$$

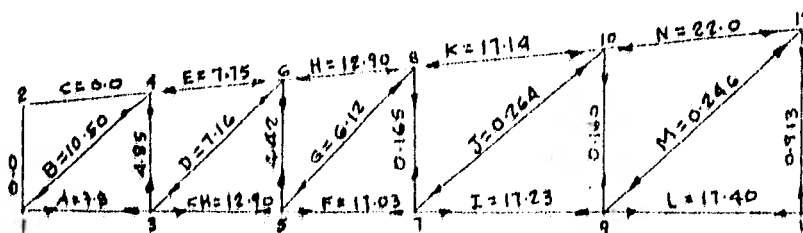
$$\times \frac{1.78}{2.98} - \overline{12-11}$$

$$0 = -3.72 + 4.34 + 0.2938 - \overline{12-11}$$

$$0 = 0.9138 - \overline{12-11} \therefore \overline{12-11} = 0.913$$

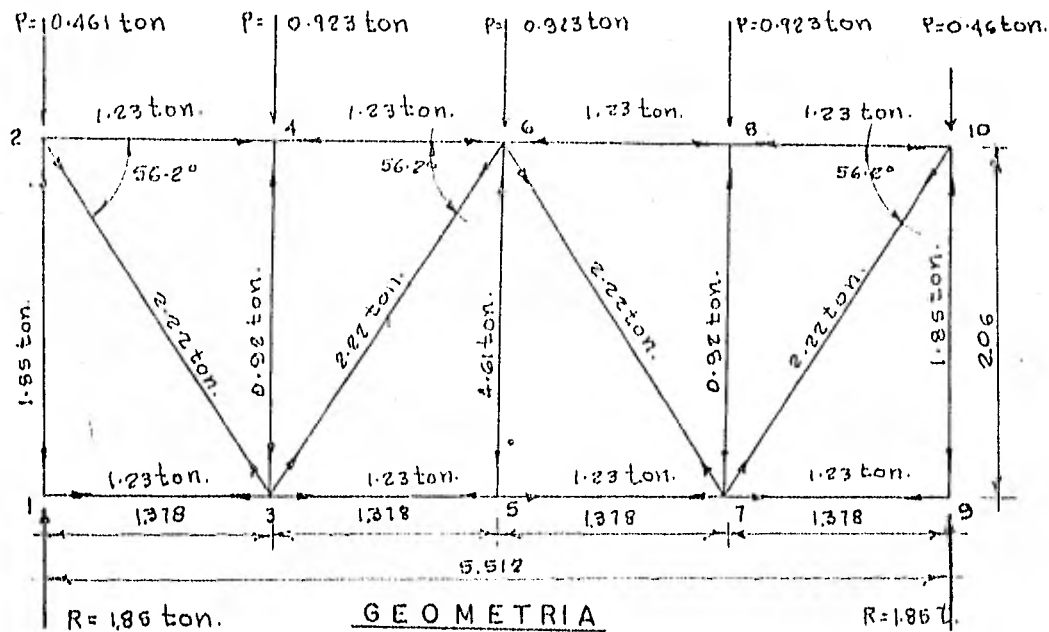
$$\overline{12-11} = 0.913 \text{ ton tensión.}$$

RESUMEN DEL ANALISIS





# ARMADURA A-6



## DATOS :

$L = 5.512 \text{ m.}$

$w = 0.152 \text{ ton/m}^2$

$h = 2.06 \text{ m.}$

$b = 40$

$w_A = 0.67 \text{ ton/m}^2$

$C = T = 1.34 \text{ ton.}$

$V_{\text{max}} = 1.85 \text{ ton.}$

$1-2 = 1.85 \text{ ton. compresión.}$

## NUDO N.º 2

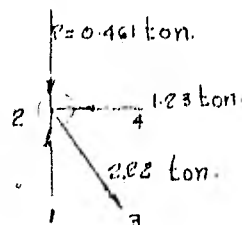
$\sum F_y = 0 = 1.85 - \overline{2-3} \times 0.83$

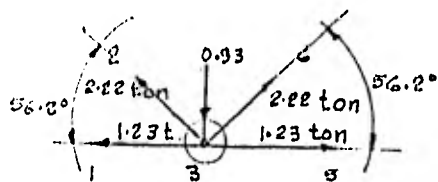
$0 = 1.85 - \overline{2-3} \times 0.831 = 2.22 \text{ ton}$

$\overline{2-3} = 2.22 \text{ ton tensión.}$

$\sum F_x = 0 = -\overline{2-4} + 2.22 \times 0.556$

$\overline{2-4} = 1.23 \text{ ton compresión.}$

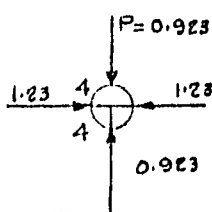


NUDO No 3

$$\sum F_x = 0 = -2.22 \times 0.556 + \overline{3-6} \times 0.556$$

$$= 0 = -1.233 + \overline{3-6} \times 0.556$$

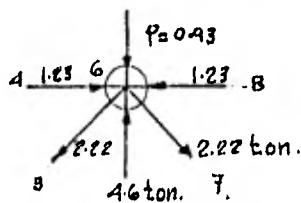
$$\overline{3-6} = 2.22 \text{ ton tensión} = \overline{7-6}$$

NUDO No 4

$$C - T = 1.23 \text{ ton.}$$

$$P = 0.923 \text{ ton.}$$

$$\overline{3-4} = 0.923 \text{ ton.}$$

NUDO No 6

$$\sum F_y = 0 = -0.923 - 2 \times 2.22 \times \frac{2.06}{2.48} + \overline{5-6}$$

$$0 = -0.923 - 3.69 + \overline{5-6}$$

$$0 = -4.61 + \overline{5-6} \therefore \overline{5-6} = 4.61 \text{ ton.}$$

$$\overline{5-6} = 4.61 \text{ ton.}$$

RESUMEN DEL ANALISIS

$$\overline{1-2} = \overline{9-10} = 1.85 \text{ ton compresión}$$

$$\overline{1-3} = \overline{3-5} = \overline{6-7} = \overline{3-8} = 1.23 \text{ ton tensión.}$$

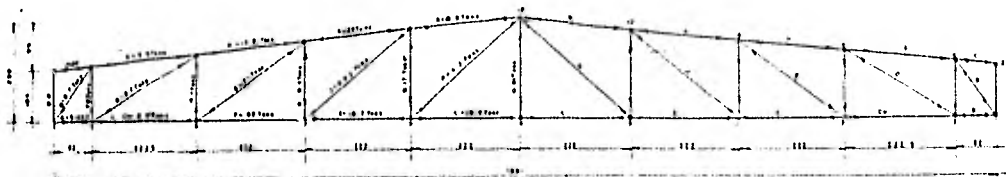
$$\overline{2-3} = \overline{7-10} = 2.22 \text{ ton tensión.}$$

$$\overline{2-4} = \overline{4-6} = \overline{6-8} = \overline{8-10} = 1.23 \text{ ton compresión.}$$

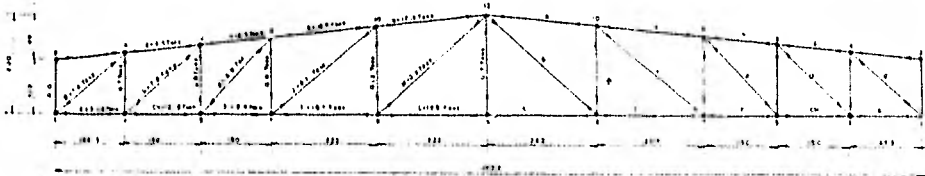
$$\overline{3-4} = \overline{7-8} = 0.93 \text{ ton. compresión.}$$

$$\overline{3-6} = \overline{6-7} = 2.22 \text{ ton tensión.}$$

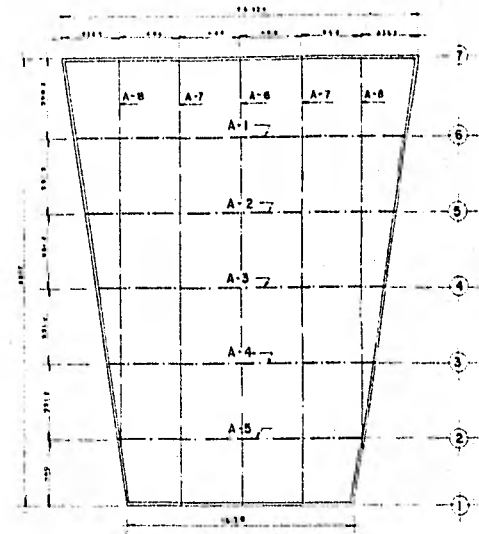
$$\overline{5-6} = 4.61 \text{ ton compresión.}$$



ARMADURA A-4 (ELEMENTOS MECANICOS)

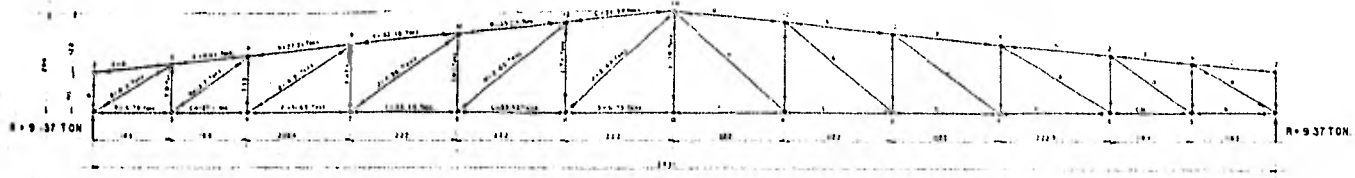


ARMADURA A-5 (ELEMENTOS MECANICOS)

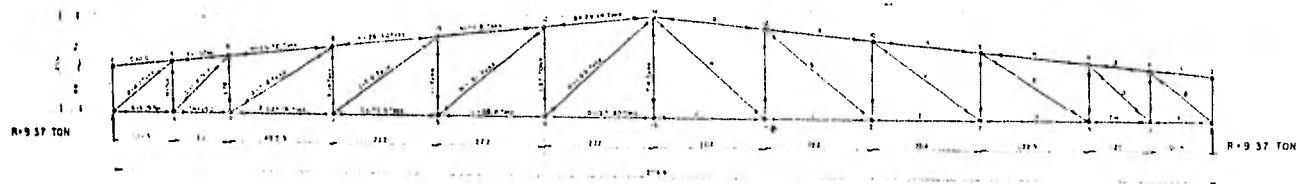


PLANTA DE LOCALIZACION DE ARMADURAS

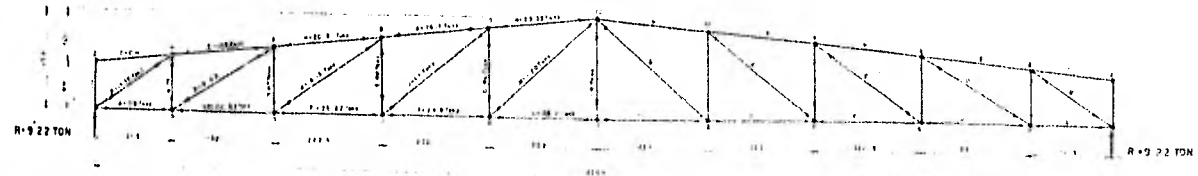
FACULTAD DE INGENIERIA	TESIS PROFESIONAL
UNAM	PLANO No.
	ELEMENTOS MECANICOS
JUAN CARLOS SUZARTE	



ARMADURA A-1 (ELEMENTOS MECANICOS)



ARMADURA A-2 (ELEMENTOS MECANICOS)

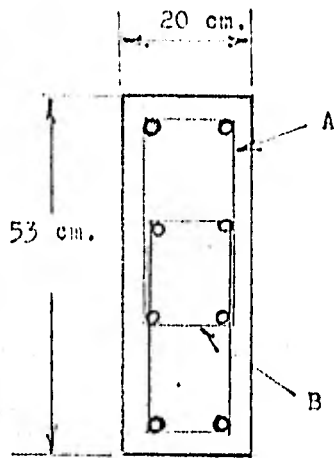


ARMADURA A-3 (ELEMENTOS MECANICOS)

FACULTAD DE INGENIERIA	TESIS PROFESIONAL
<b>UNAM</b>	PLANO N. ELEMENTOS MECANICOS
QUINTO BARRERA SUSTANIA	

CALCULO DE CASTILLO Y COLUMNA.

CASTILLO K-1: Forma parte del Muro Perimetral, se optó por armarlo con Acero Mínimo Especificado,  $p = 0.01 (b).(h)$ .



$$A_s = 0.01 \times 20 \text{ cm.} \times 53 \text{ cm.} = 10.6 \text{ cm.}^2$$

4 Vars. 5/8" $\phi$	.....	7.95	cm. <sup>2</sup>
4 Vars. 1/2" $\phi$	.....	5.08	cm. <sup>2</sup>
		<u>13.03</u>	cm. <sup>2</sup>

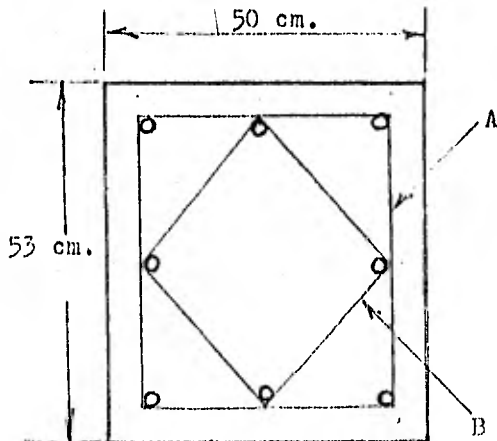
Estribos:

Estribo A, Vars. 3/8" a cada 20 cm.

Estribo B, Vars. 3/8" a cada 20 cm.

Tanto los Estribos A como B, están alojados en el mismo plano.

COLUMNA C-1: Es elemento constitutivo del Muro Perimetral, dada la gran aportación que recibe de parte de éste, se armó con Acero Mínimo Especificado,  $p = 0.01 (b).(h)$ .



$$A_s = 0.01 \times 50 \text{ cm.} \times 53 \text{ cm.} = 26.5 \text{ cm.}^2$$

Estribos:

Estribo A, Vars. 1/2" a cada 40 cm.

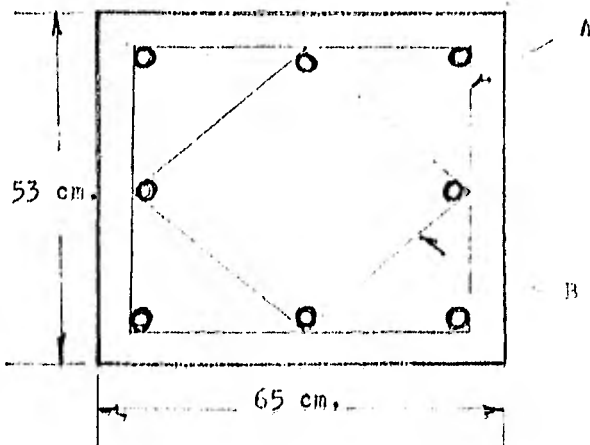
Estribo B, Vars. 1/2" a cada 40 cm.

Alternar A y B, quedando el estribado a cada 20 cm.

Acero Principal:

$$8 \text{ Vars. } 3/4", \dots\dots\dots 22.80 \text{ cm.}^2$$

COLUMNA C-2: Es elemento integrante del Muro Perimetral, dada la gran aportación que recibe de parte de éste, se armó con Acero Mínimo Especificado,  $p = 0.01 (b).(h)$



$$A_s = 0.01 \times 65 \text{ cm.} \times 53 \text{ cm.} = 34.45 \text{ cm.}^2$$

Acero Principal:

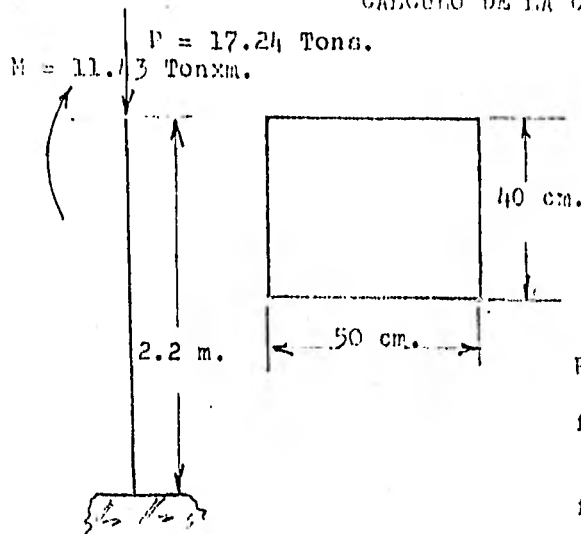
4 Vars. 1" $\phi$ ,	.....	20.28	cm. <sup>2</sup>
4 Vars. 3/4" $\phi$ ,	.....	11.48	cm. <sup>2</sup>
		<u>31.76</u>	cm. <sup>2</sup>

Estribos A, Vars. 1/2"  $\phi$  a/c. 30 cm.

Estribos B, Vars. 1/2"  $\phi$  a/c. 30 cm.

Alternar A y B, quedando a cada 15 cm.

## CALCULO DE LA COLUMNA C-3:



DATOS:

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

$$f_u = 2000 \text{ "}$$

$$f_y = 4200 \text{ "}$$

$$r = 5 \text{ cm.}$$

PARAMETROS PARA EL CALCULO DE LA RESISTENCIA:

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

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 160 \text{ Kgs./cm.}^2 = 136 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$P_u = C_c \cdot P = 1.4 \times 17.24 \text{ Tons.} = 24.136 \text{ Tons.}$$

$$M_u = C_c \cdot M_x = 1.4 \times 11.43 \text{ Tons.} \times \text{m.} = 16.00 \text{ Tons.} \times \text{m.}$$

PARAMETROS ADIMENSIONALES PARA LEER LA GRAFICA DE INTERACCION:

$$d/h = \frac{45 \text{ cm.}}{50 \text{ cm.}} = 0.9$$

$$R = \frac{M_u}{F_R \cdot b \cdot h^2 \cdot f''c} = \frac{1600,000 \text{ Kgs.} \times \text{cm.}}{0.85 \times 40 \text{ cm.} \times 2500 \text{ cm.}^2 \times 136 \text{ Kgs./cm.}^2} = 0.1384$$

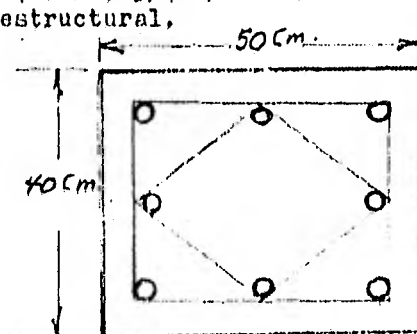
$$K = \frac{P_u}{F_R \cdot b \cdot h \cdot f''c} = \frac{24,136 \text{ Kgs.}}{0.85 \times 40 \text{ cm.} \times 50 \text{ cm.} \times 136 \text{ Kgs./cm.}^2} = 0.10439$$

..... Coordenadas que nos conducen, en la FIG. 10, Folleto 428, RDF-76, a la aplicación del  $q_{lim}$ , con valor de 0.22, es decir:

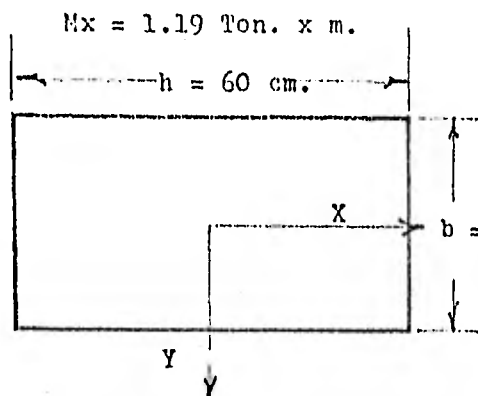
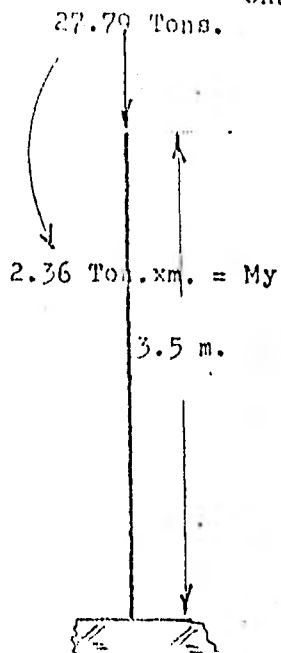
$$q = 0.22 = \frac{p \cdot f_y}{f''c} ; p = \frac{0.22 \times 136 \text{ Kgs./cm.}^2}{4,200 \text{ Kgs./cm.}^2} = 0.0071;$$

$$A_B = p \cdot b \cdot h = 0.0071 \times 40 \text{ cm.} \times 50 \text{ cm.} = 14.2 \text{ cm.}^2$$

Con 4 Vars. 1"  $\phi$  se respondería a las solicitudes; pero se complementa con 4 Vars. 3/4"  $\phi$  alternadas con las anteriores para fines de uniformidad estructural.



## CALCULO DE LA COLUMNA C-1:



## DATOS:

$$f'c = 200 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$f_s = 2,000 \text{ "}$$

$$f_y = 4,200 \text{ "}$$

$$P = 27.79 \text{ Tons.}$$

$$F_R = 0.85$$

$$C_c = 1.4$$

## PARAMETROS PARA EL CALCULO DE LA RESISTENCIA:

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 \times 200 \text{ Kgs./cm.}^2 = 160 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 160 \text{ Kgs./cm.}^2 = 136 \text{ "}$$

$$r = 5 \text{ cm.}$$

$$P_u = C_c \cdot P = 1.4 \times 27.79 \text{ Tons.} = 38.905 \text{ Tons.}$$

$$M_u = C_c \cdot M_y = 1.4 \times 2.36 \text{ Tons. x m.} = 3.3 \text{ Tons. x m.}$$

## PARAMETROS ADIMENSIONALES PARA LEER LA GRAFICA CORRESPONDIENTE DE INTERACCION:

$$d/h = \frac{55 \text{ cm.}}{60 \text{ cm.}} = 0.916 \quad 0.90$$

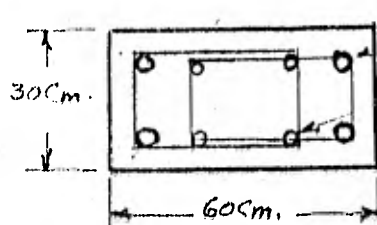
$$K = \frac{P_u}{F_R \cdot b \cdot h \cdot f''c} = \frac{27,790 \text{ Kgs.}}{1.85 \times 30 \text{ cm.} \times 60 \text{ cm.} \times 136 \text{ Kgs./cm.}^2} = 0.134$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F_R \cdot b^2 \cdot h \cdot f''c} = \frac{330,000 \text{ Kgs. x cm.}}{1.4 \times 900 \text{ cm.}^2 \times 60 \text{ cm.} \times 136 \text{ Kgs./cm.}^2} =$$

= 0.032, Coordenadas que nos conducen, en la FIG. 10, Folleto 428, REF-76, a la aplicación del  $q_{\text{Min}} = 0.22$ , es decir:

$$q = 0.2 = p \cdot f_y / f''c; \quad p = 0.2 f''c / f_y = 0.2 \times 136 \text{ Kgs./cm.}^2 / 4,200 \text{ Kgs./cm.}^2 = 0.006476; \text{ es decir; } A_s = p \cdot b \cdot h =$$

0.006476 x 30 cm. x 60 cm. = 11.657 cm.<sup>2</sup>, y se sugiere el siguiente armado:



4 Vars. 5/8"  $\phi$

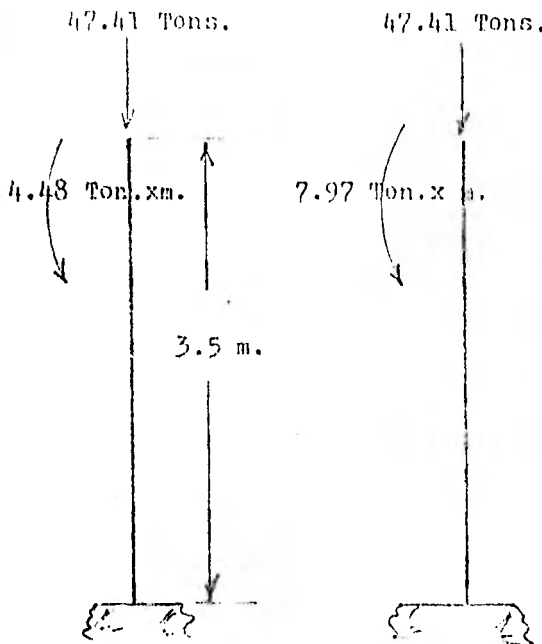
4 Vars. 1/2"  $\phi$

$$A_s = \frac{M_u}{50 \text{ cm.} \cdot f_y} = \frac{119,000 \text{ Kgs. x cm.}}{50 \text{ cm.} \times 4,200 \text{ Kgs./cm.}^2} = 0.566 \text{ cm.}^2$$

REVISION DEL ARMADO EN EL SENTIDO DEL EJE DE LAS Xs.

$$A_s = A_s \cdot f_y \cdot (50 \text{ cm.});$$

## CALCULO DE LA COLUMNA C-5:



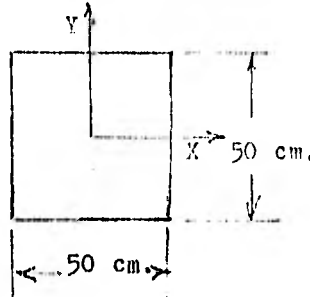
## DATOS:

$$f'c = 200 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$f_s = 2,000 \text{ "}$$

$$f_y = 4,200 \text{ "}$$

$$r = 5 \text{ cm.}$$



## PARAMETROS PARA EL CALCULO DE LA RESISTENCIA:

$$f_c = 0.8 f'c = 0.8 \times 200 \text{ Kgs./cm.}^2 = 160 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$f''c = 0.85 f_c = 0.85 \times 160 \text{ Kgs./cm.}^2 = 136 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$P_u = C_c \cdot P = 1.4 \times 47.41 \text{ Tons.} = 66.374 \text{ Tons.}$$

$$M_{u_x} = C_c \cdot M_x = 1.4 \times 4.48 \text{ Tons.} \times \text{m.} = 6.27 \text{ Tons.} \times \text{m.}$$

$$M_{u_y} = 1.4 \times 7.97 \text{ Tons.} \times \text{m.} = 11.158 \text{ Ton.} \times \text{m.}$$

## PARAMETROS ADIMENSIONALES PARA LEER LA GRAFICA DE INTERACCION:

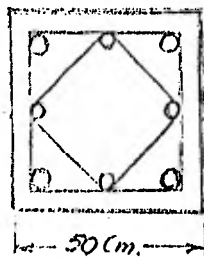
Partiendo del concepto de superposición causas-efectos, se resuelve con:

$$P_u = 66.374 \text{ Tons., y}$$

$M_{u_y} = 11.158 \text{ Tons.} \times \text{m.}$ , para posteriormente absorber el  $M_{u_x}$  con barras en la cara contraria, respetando la geometría establecida en la primera etapa. Usamos la FIG. 2 del Folleto 423, Gráficas Para Diseñar Columnas de Concreto Reforzado, complementario al RDF-76.

$$\text{Entonces: } f_y = 4,200 \text{ Kgs./cm.}^2$$

$$d/h = 45 \text{ cm./} 50 \text{ cm.} = 0.9$$



$$K = \frac{P_u}{F_R \cdot b \cdot h \cdot f''c} = \frac{66,374 \text{ Kgs.}}{0.85 \times 50 \text{ cm.} \times 50 \text{ cm.} \times 136 \text{ Kgs./cm.}^2} = 0.229$$

$$R = \frac{M_{u_y}}{F_R \cdot b \cdot h^2 \cdot f''c} = \frac{1,115,800 \text{ Kgs.} \times \text{cm.}}{0.85 \times 50 \text{ cm.} \times 2500 \text{ cm.}^2 \times 136 \text{ Kgs./cm.}^2} = 0.0772, \text{ de donde se colige que, } q, \text{ que resulta ser la m\u00ednima, es: } q = 0.2, \text{ entonces:}$$

$$q = 0.2 = \frac{p \cdot f_y}{f''c}, \text{ de donde: } p = \frac{0.2 \times f''c}{f_y} = 0.00647, \text{ lo que da}$$

origen a:  $A_{s_y} = p \cdot b \cdot h = 0.00647 \times 50 \text{ cm.} \times 50 \text{ cm.} = 16.18 \text{ cm.}^2$ , el que resolvemos con cuatro varillas de 1" de di\u00e1metro en las esquinas. Con relaci\u00f3n a  $M_{u_x} = 6.27 \text{ Tons.} \times \text{m.}$ , tenemos:  $M_{u_x} = A_{s_x} \cdot f_y \cdot (50 \text{ cm.})$ , de donde deducimos que:

$$A_{s_x} = M_{u_x} / 50 \text{ cm.} (f_y) = 627,000 \text{ Kgs.} \cdot \text{cm.} / 50 \text{ cm.} \times 4,200 \text{ Kgs./cm.}^2 = 2,98 \text{ cm.}^2, \text{ lo que resolvemos con 4 Varas, } 3/4" \text{ \u00b1, alternadas.}$$



# DISEÑO DE ARMADURA

67

## ARMADURA A-I

### CORDON SUPERIOR

BARRA	FUERZA	LONGITUD	ITERACIONES	AREA	r	KL/r	f PERMISIBLE	f ACT. = $\frac{P}{A}$	CONCLUSION
N	C= 35.54 ton.	2.23 m.	2 $\Gamma^S$ 4"x4"x3/8"	36.9 cm <sup>2</sup>	3.12 cm	71.5	1148 kg/cm <sup>2</sup>	963 kg/cm <sup>2</sup>	
N	C= 35.54 ton	2.23 m	2 $\Gamma^S$ 4"x4"x5/16"	30.9 cm <sup>2</sup>	3.15 cm	70.8	1148 kg/cm <sup>2</sup>	1148 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta

### CORDON INFERIOR

I	T= 35.40 ton	2.22 m	2 $JL^S$ 4"x4"x1/4"	25.04 cm <sup>2</sup>	3.18 cm	69.81	1155 kg/cm <sup>2</sup>	1413 kg/cm <sup>2</sup>	
I	T= 35.40 ton	2.22 m	2 $JL^S$ 4"x4"x5/16"	30.96 cm <sup>2</sup>	3.15 cm	70.47	1155 kg/cm <sup>2</sup>	1143 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta

### DIAGONALES

B y D	C=18.30 ton	2.00 m	2 $\Gamma^S$ 2'1/2"x2'1/2"x1/4"	15.36 cm <sup>2</sup>	2.46cm	81.30	1072 kg/cm <sup>2</sup>	1191 kg/cm <sup>2</sup>	
B y D	C=18.30 ton	2.00 m	2 $\Gamma^L$ 2'1/2"x2'1/2"x5/16"	18.96 cm <sup>2</sup>	2.43 cm	82.30	1064 kg/cm <sup>2</sup>	965 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta

### MONTANTES

3 - 4	T=7.80 ton	0.95 m	2 $L^S$ 2"x2"x1/8"	6.20 cm <sup>2</sup>	1.96 cm	48.46	1297 kg/cm <sup>2</sup>	1258 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta
-------	------------	--------	--------------------	----------------------	---------	-------	-------------------------	-------------------------	-----------

# DISEÑO DE ARMADURA

68

## ARMADURA A-2

### CORDON SUPERIOR

BARRA	FUERZA	LONGITUD	ITERACIONES	AREA	r	KL/r	f PERMISIBLE	f ACT · P/A	CONCLUSION
N	C 30.81 ton	2.30 m	27Γ <sup>s</sup> 4'x4'x3/8"	36.9 cm <sup>2</sup>	3.12 cm	73.7	1126 kg/cm <sup>2</sup>	835 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta
N	C 30.81 ton	2.30 m	27Γ <sup>s</sup> 4'x4'x5/16"	25.04 cm <sup>2</sup>	3.18 cm	72.3	1140 kg/cm <sup>2</sup>	1230 kg/cm <sup>2</sup>	

### CORDON INFERIOR

I	T 30.40 ton	2.22 m	2JL <sup>s</sup> 4'x4'x1/4"	25.04 cm <sup>2</sup>	3.18 cm	69.81	1155 kg/cm <sup>2</sup>	1520 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta
I	T 30.40 ton	2.22 m	2JL <sup>s</sup> 4 4 5/16	30.96 cm <sup>2</sup>	3.15 cm	70.47	1150 kg/cm <sup>2</sup>	981 kg/cm <sup>2</sup>	

### DIAGONALES

B	C 14.20 ton	1.60 m	2-Γ <sup>s</sup> 2 1/2' x 2 1/2' x 5/16"	18.96 cm <sup>2</sup>	2.43 cm	66.00	1184 kg/cm <sup>2</sup>	749 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta
---	-------------	--------	--	-----------------------	---------	-------	-------------------------	------------------------	-----------

### MONTANTES

3-4	T 8.10 ton	1.10 m	2 □ <sup>s</sup> 2' x 2' x 1/8"	6.20 cm <sup>2</sup>	1.96 cm	48.46	1297 kg/cm <sup>2</sup>	1306 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta
-----	------------	--------	---------------------------------	----------------------	---------	-------	-------------------------	-------------------------	-----------

# DISEÑO DE ARMADURA

69

## ARMADURA A-3

### CORDON SUPERIOR

BARRA	FUERZA	LONGITUD	ITERACIONES	AREA	r	K/L r	f PERMISIBLE	f ACT. • P/A	CONCLUSION
K	C = 26.13 ton	2.50 m	2 L <sup>5</sup> 4" 4" 1/4"	25.0 cm <sup>2</sup>	3.18 cm	72.32	11.33 kg/cm <sup>2</sup>	1003 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta

### CORDON INFERIOR

F	T = 25.83 ton	2.22 m	2 L <sup>5</sup> 4" 4" 1/4"	25.00 cm <sup>2</sup>	3.18 cm	69.80	15.5 kg/cm <sup>2</sup>	103 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta
---	---------------	--------	-----------------------------	-----------------------	---------	-------	-------------------------	------------------------	-----------

### DIAGONALES

B	C = 16.34 ton	2.70 m	2 L <sup>5</sup> 2 1/2" x 2 1/2" x 1/4"	15.36 cm <sup>2</sup>	2.46 cm	109.70	830 kg/cm <sup>2</sup>	1063 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta
	C = 16.34 ton	2.70 m	2 L <sup>5</sup> 2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	22.32 cm <sup>2</sup>	2.41 cm	112.00	802 kg/cm <sup>2</sup>	732 kg/cm <sup>2</sup>	

### MONTANTES

3 - 4	T = 4.75 ton	1.10 m	2 L <sup>5</sup> 2" x 2" x 1/8"	6.20 cm <sup>2</sup>	1.93 cm	98.45	930 kg/cm <sup>2</sup>	766 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta
-------	--------------	--------	---------------------------------	----------------------	---------	-------	------------------------	------------------------	-----------

# DISEÑO DE ARMADURA

70

## ARMADURA A-4

### CORDON SUPERIOR

BARRA	FUERZA	LONGITUD	ITERACIONES	AREA	r	$\frac{KL}{r}$	f PERMISIBLE	f ACT. $\cdot \frac{P}{A}$	CONCLUSION
H	C= 14.01 ton	2.22 m	2 $\Gamma^3$ 3"x3"x1/4"	18.58 cm <sup>2</sup>	2.36 cm	94.06	965 kg / cm <sup>2</sup>	740 kg / cm <sup>2</sup>	se acepta
H	C= 14.01 ton	2.22 m	2 $\Gamma^3$ 4"x4"x1/4"	25.04 cm <sup>2</sup>	3.18 cm	69.81	1155 kg / cm <sup>2</sup>	559 kg / cm <sup>2</sup>	

### CORDON INFERIOR

F	T= 19.80 ton	2.22 m	2 $JL^3$ 4"x4"x1/4"	25.04 cm <sup>2</sup>	3.18 cm	69.81	1155 kg / cm <sup>2</sup>	790 kg / cm <sup>2</sup>	se acepta
---	--------------	--------	---------------------	-----------------------	---------	-------	---------------------------	--------------------------	-----------

### DIAGONALES

By D	C= 9.70 ton	2.60 m	2 $\Gamma^3$ 13/4" 13/4" 3/16"	8.06 cm <sup>2</sup>	1.72 cm	151.20	461 kg / cm <sup>2</sup>	1203 kg / cm <sup>2</sup>	se acepta
By D	C= 9.70 ton	2.60 m	2 $\Gamma^3$ 2 1/2" x 2 1/2" x 1/4"	15.36 cm <sup>2</sup>	2.46 cm	105.70	867 kg / cm <sup>2</sup>	631 kg / cm <sup>2</sup>	

### MONTANTES

3 - 4	T= 7.80 ton	1.10 m	2 $\square^3$ 2"x2"x1/8"	6.20 cm <sup>2</sup>	1.96 cm	56.12	1252 kg / cm <sup>2</sup>	1258 kg / cm <sup>2</sup>	se acepta
-------	-------------	--------	--------------------------	----------------------	---------	-------	---------------------------	---------------------------	-----------

# DISEÑO DE ARMADURA

71

## ARMADURA A-5

### CORDON SUPERIOR

BARRA	FUERZA	LONGITUD	ITERACIONES	AREA	r	$\frac{KL}{r}$	f PERMISIBLE	f ACT. $\frac{P}{A}$	CONCLUSION
N	C = 22.00 ton	2.50 m	2 $\angle$ 3" x 3" x 1/4"	18.58 cm <sup>2</sup>	2.36 cm	105.9	858 kg/cm <sup>2</sup>	119 kg/cm <sup>2</sup>	Se acepta 4x4x1/4 por uniformidad estructural
N	C = 22.00 ton	2.50 m	2 $\angle$ 3" x 3" x 3/8"	27.22 cm <sup>2</sup>	2.31 cm	108.2	840 kg/cm <sup>2</sup>	808 kg/cm <sup>2</sup>	
N	C = 22.00 ton	2.50 m	2 $\angle$ 4" x 4" x 1/4"	25.04 cm <sup>2</sup>	3.18 cm	78.61	1092 kg/cm <sup>2</sup>	878 kg/cm <sup>2</sup>	

### CORDON INFERIOR

L	T = 17.40 ton	2.22 m	2 $\angle$ 4" x 4" x 1/4"	25.04 cm <sup>2</sup>	4.04 cm	55.36	1252 kg/cm <sup>2</sup>	694 kg/cm <sup>2</sup>	Se acepta 4x4x1/4 por uniformidad estructural
L	T = 17.40 ton	2.22 m	2 $\angle$ 3" x 3" x 1/4"	18.58 cm <sup>2</sup>	2.36 cm	94.06	965 kg/cm <sup>2</sup>	936 kg/cm <sup>2</sup>	

### DIAGONALES

B y D	C = 10.50 ton	2.00 m	2 $\angle$ 2" x 2" x 1/4"	12.12 cm <sup>2</sup>	1.96 cm	102	894 kg/cm <sup>2</sup>	866 kg/cm <sup>2</sup>	Se acepta 2x2" x 2x2" x 1/4 por uniformidad estructural
-------	---------------	--------	---------------------------	-----------------------	---------	-----	------------------------	------------------------	---

### MONTANTES

3 - 4	T = 4.85 ton	1.40 m	2 $\angle$ 2" x 2" x 1/8"	6.20 cm <sup>2</sup>	2.27 cm	61.67	1212 kg/cm <sup>2</sup>	732 kg/cm <sup>2</sup>	Se acepta 2 1/2" x 2 1/2" x 1/4" por uniformidad estructural
-------	--------------	--------	---------------------------	----------------------	---------	-------	-------------------------	------------------------	--

# DISEÑO DE ARMADURA

72

## ARMADURA A-6

### CORDON SUPERIOR

BARRA	FUERZA	LONGITUD	ITERACIONES	AREA	r	KL/r	f PERMISIBLE	f ACT = P/A	CONCLUSION
2 - 4	C= 1.23 ton	1.38 m	2 $\Gamma^3$ 2 1/2" x 2 1/2" x 1/4"	15.36 cm <sup>2</sup>	1.96 cm	70.30	1148 kg/cm <sup>2</sup>	80 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta por uniformidad estructural

### CORDON INFERIOR

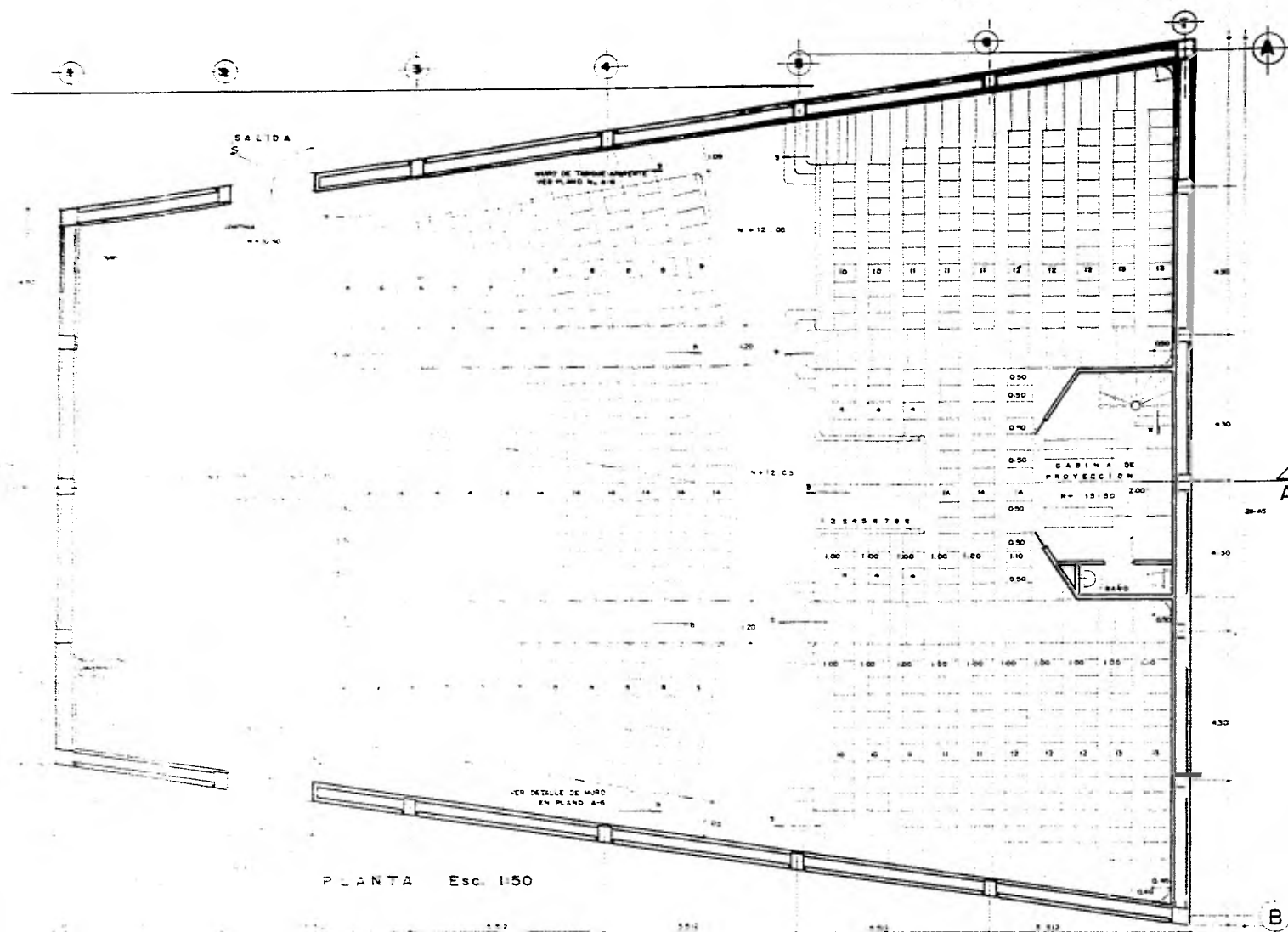
1 - 3	T= 1.23 ton	1.38 m	2 $JL^3$ 1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	4.68 cm <sup>2</sup>	1.17 cm	118	753 kg/cm <sup>2</sup>	262 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta por uniformidad estructural.
-------	-------------	--------	---------------------------------	----------------------	---------	-----	------------------------	------------------------	--

### DIAGONALES

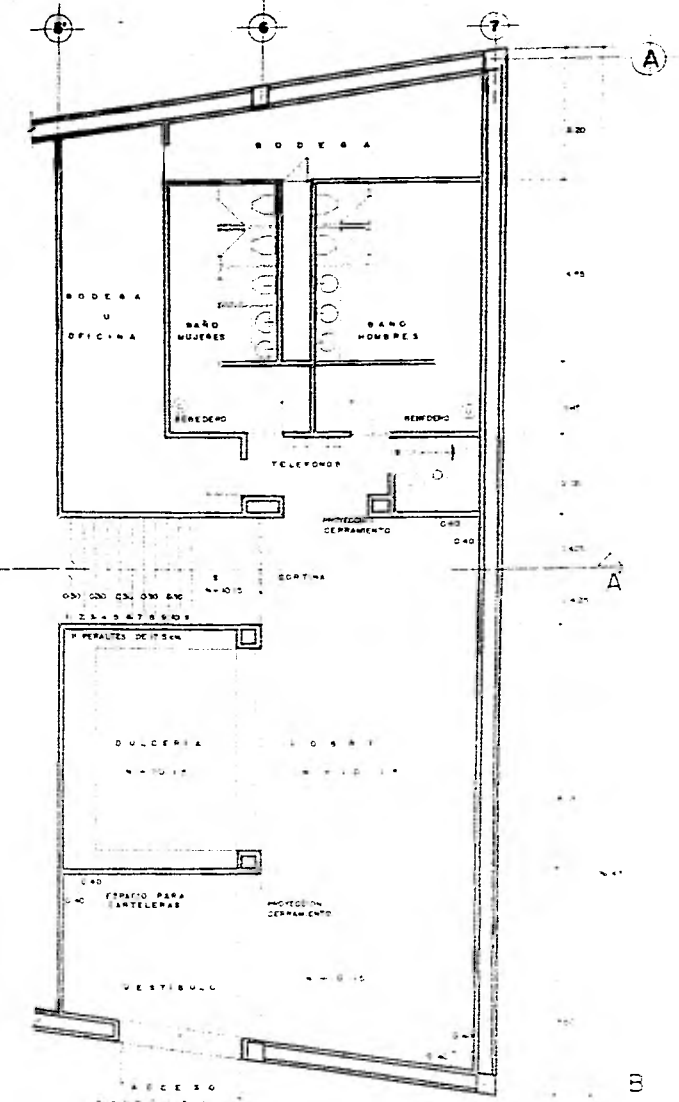
2 - 3	C= 2.22 ton	2.48 m	2 $\frac{L}{T}$ 3/4   3/4 3/16	8.06 cm <sup>2</sup>	1.72 cm	129.00	631 kg/cm <sup>2</sup>	275 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta
2 - 3	C= 2.22 ton	2.48 m	2 $\frac{L}{T}$ 3/4" x   3/4" x 1/4"	10.40 cm <sup>2</sup>	1.69 cm	146.70	487 kg/cm <sup>2</sup>	213 kg/cm <sup>2</sup>	

### MONTANTES

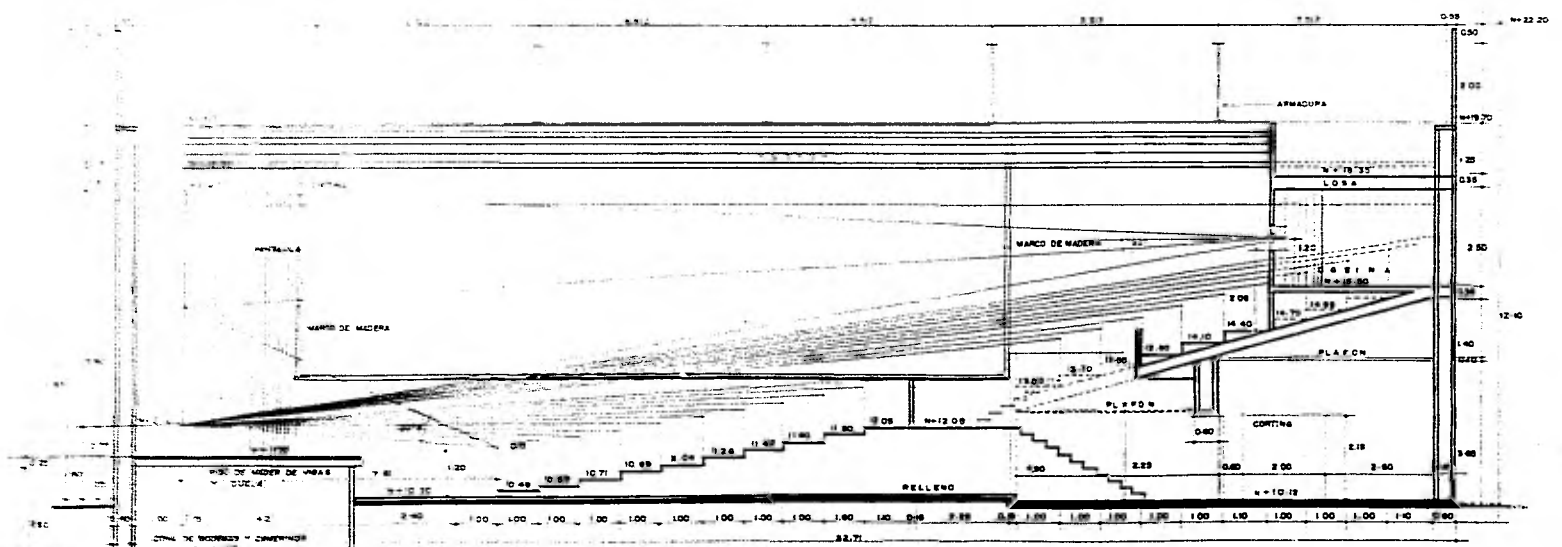
5 - 6	T= 4.61 ton	2.06 m	2 $\frac{L}{T}$ 1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	4.68 cm <sup>2</sup>	1.66 cm	124.00	682 kg/cm <sup>2</sup>	985 kg/cm <sup>2</sup>	se acepta
-------	-------------	--------	--	----------------------	---------	--------	------------------------	------------------------	-----------



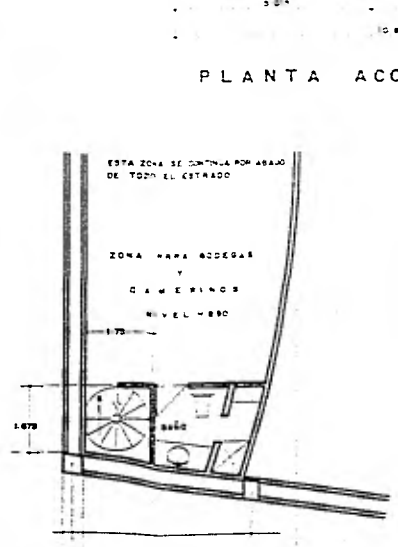
PLANTA Esc. 1:50



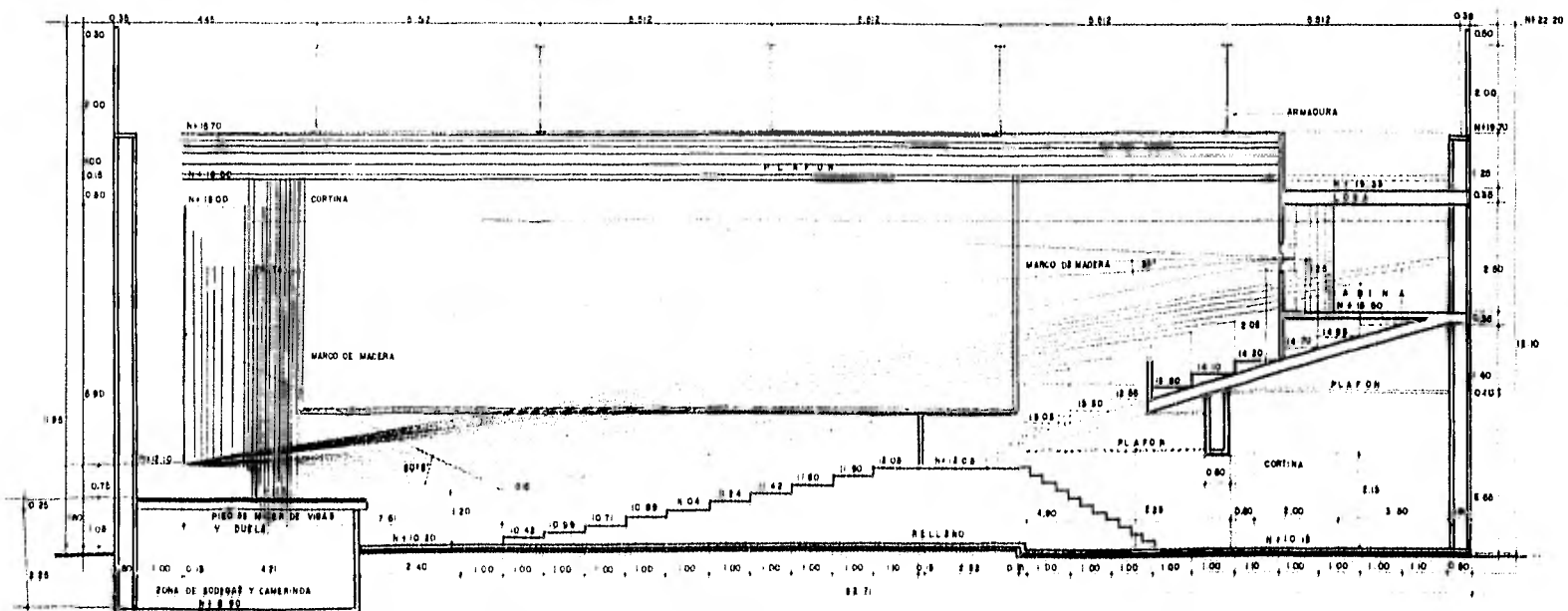
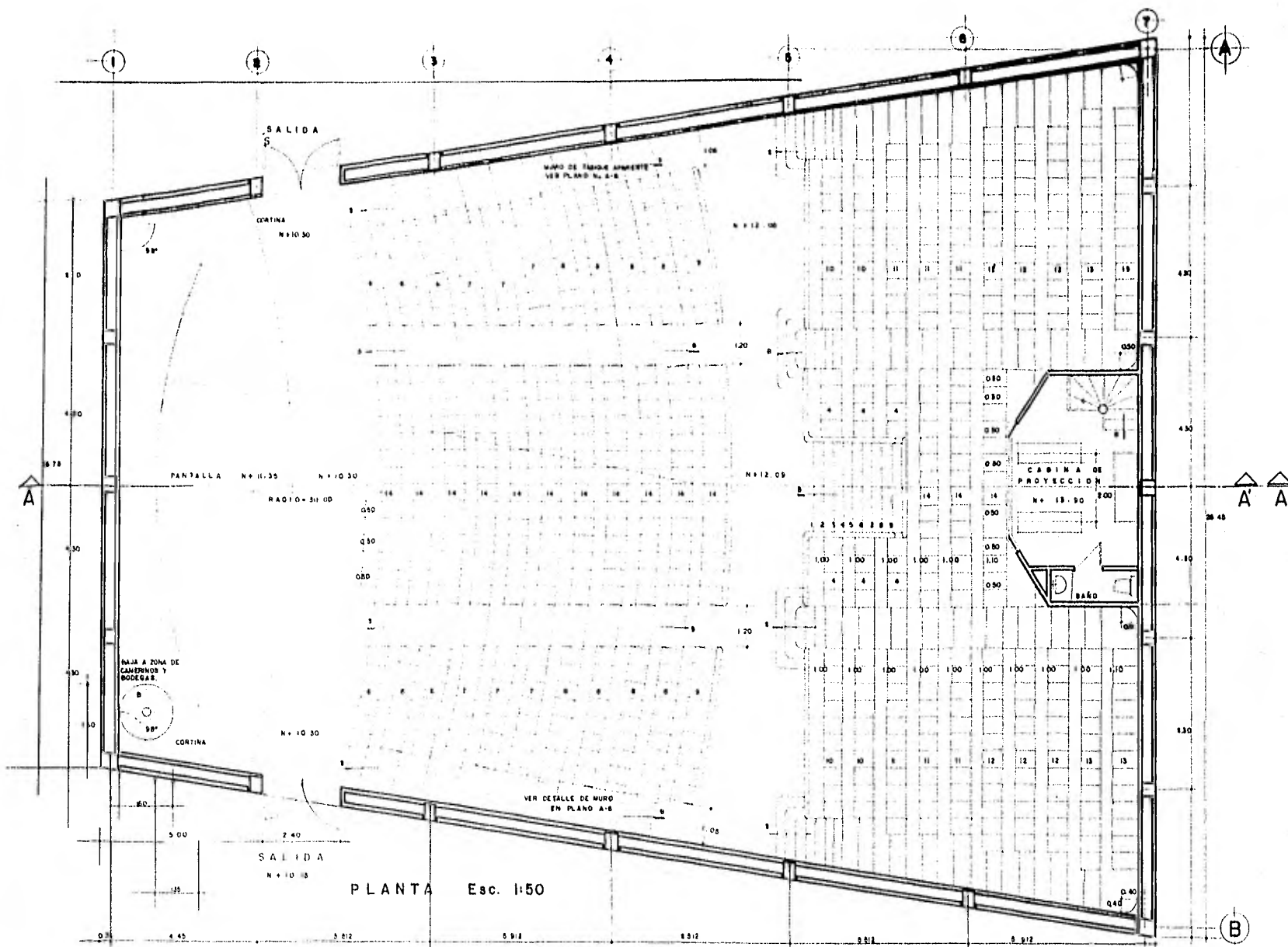
PLANTA ACCESO Esc. 1:50



ISOPTICA CORTE A-A

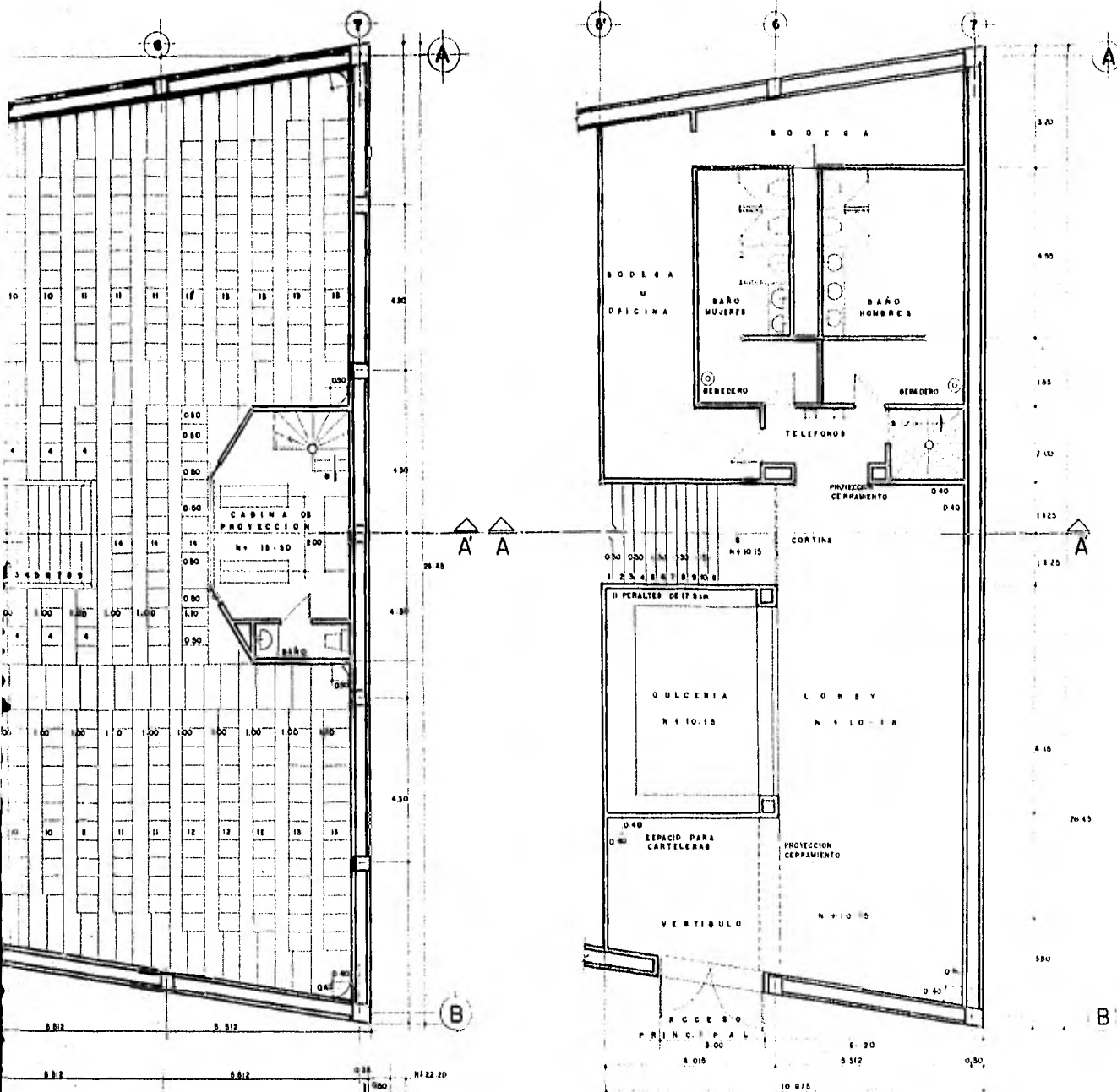


PLANTA SOTANO

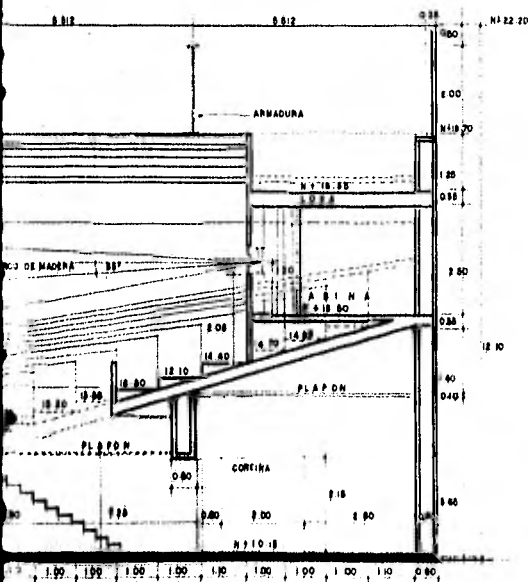


PLANTA BOTANO

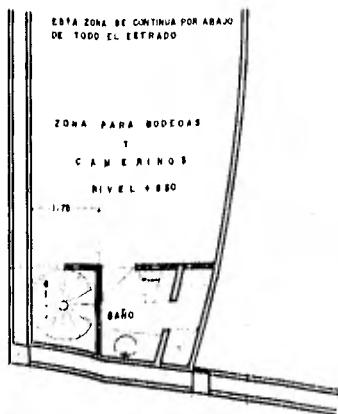




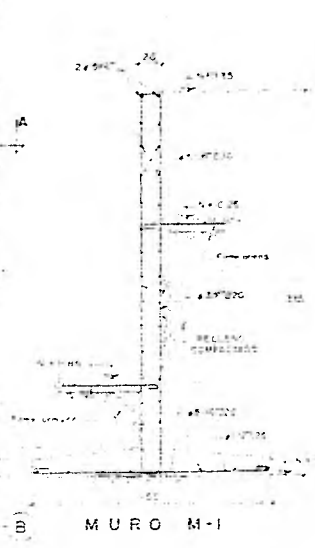
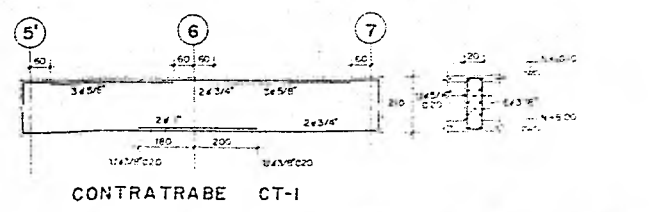
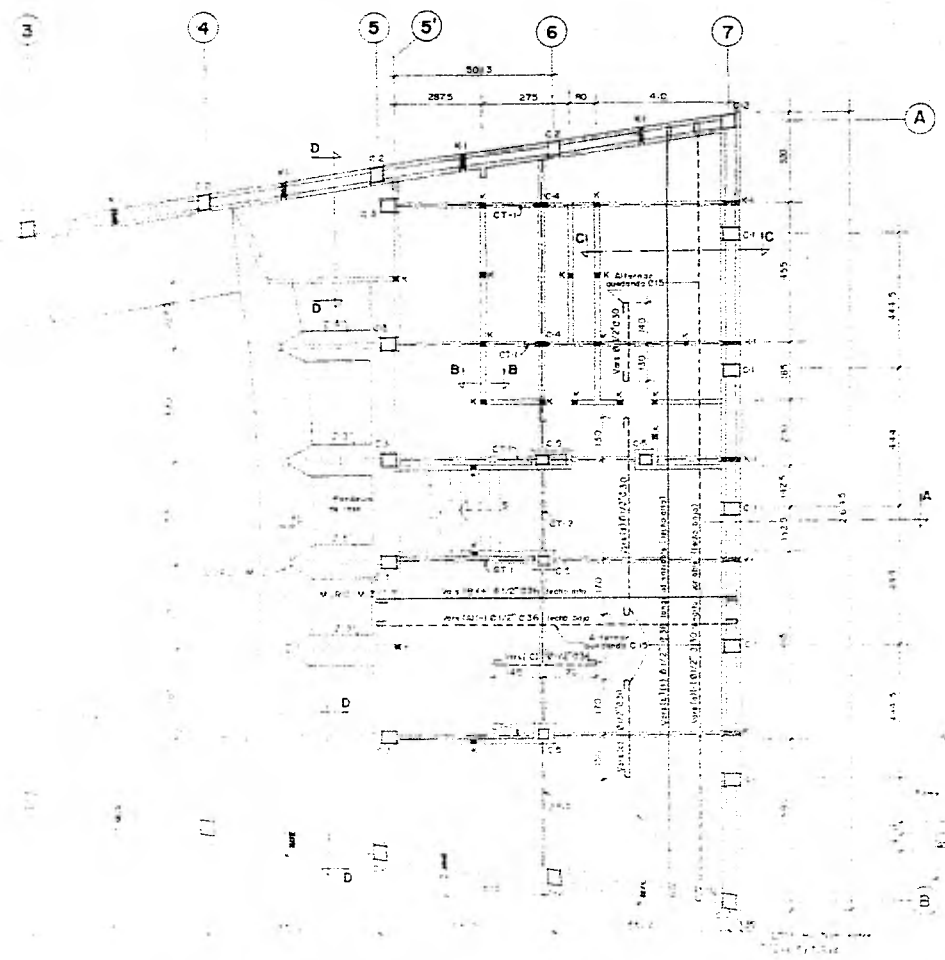
PLANTA ACCESO Ebc. 1:50



PLANTA SOTANO



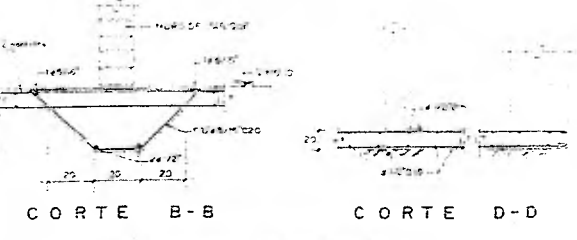
FACULTAD DE INGENIERIA	TESTES PROFESIONALES
UNAM	PLANO ARQUITECTONICO
GARCIA GILBERTO SUSTAITA	A-1



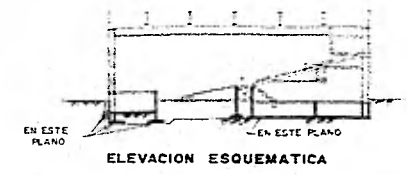
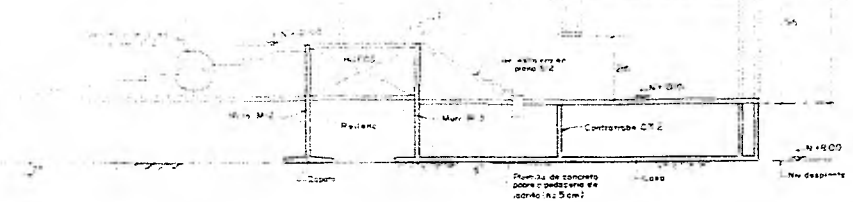
PLAN DE CIMENTACION escala 1:75



CORTE C-C

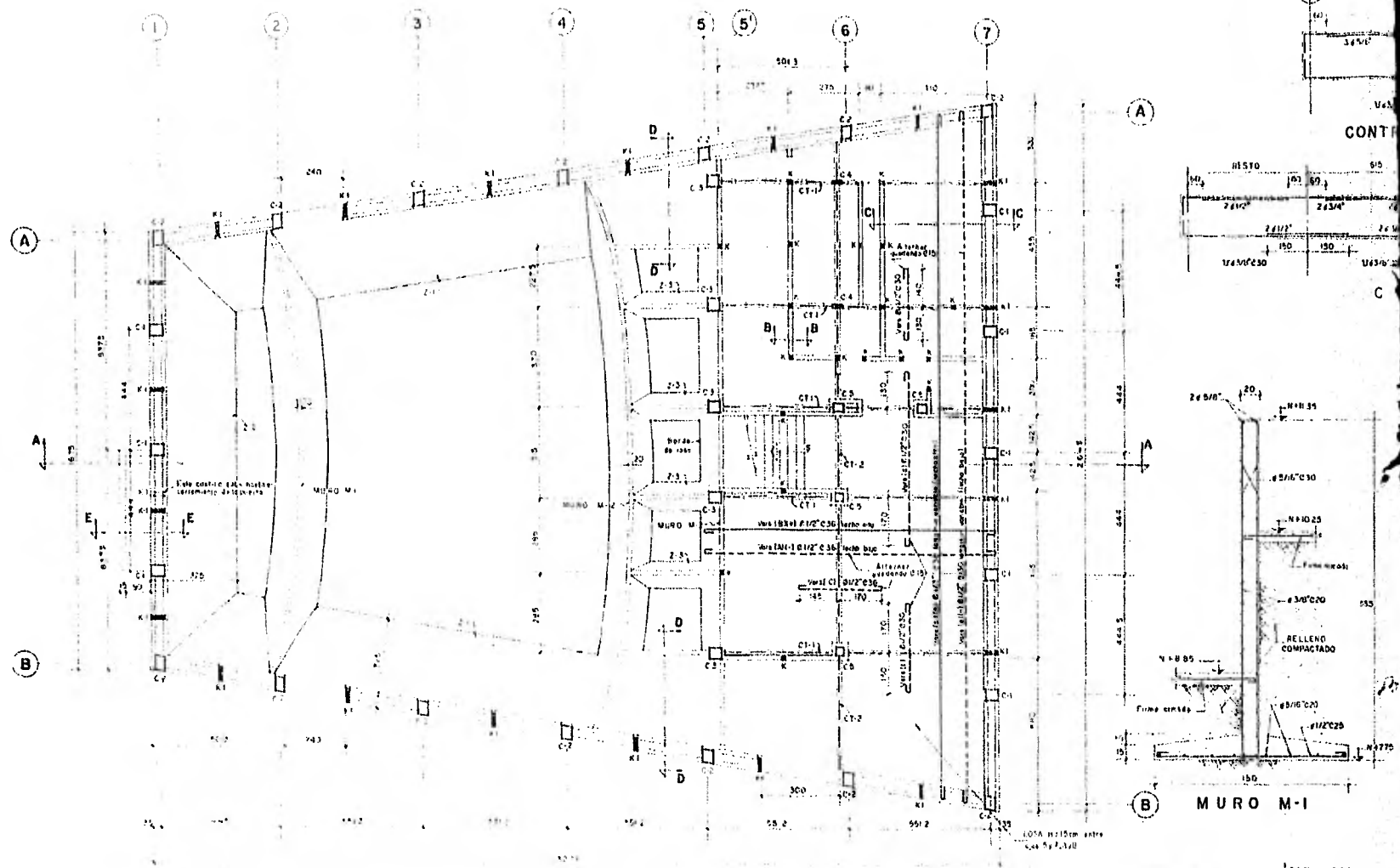


CORTE A-A

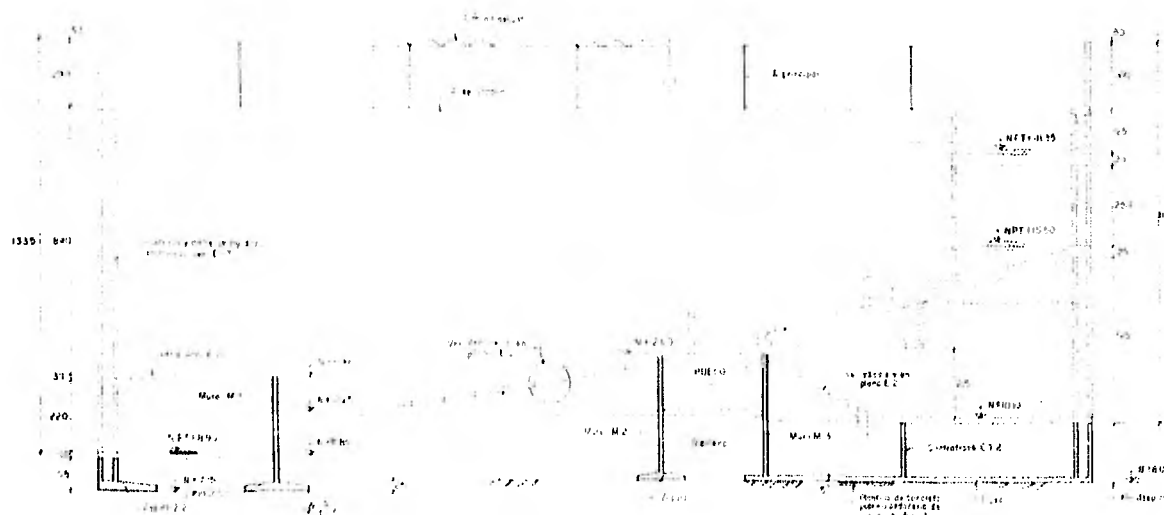


CORTE E-E

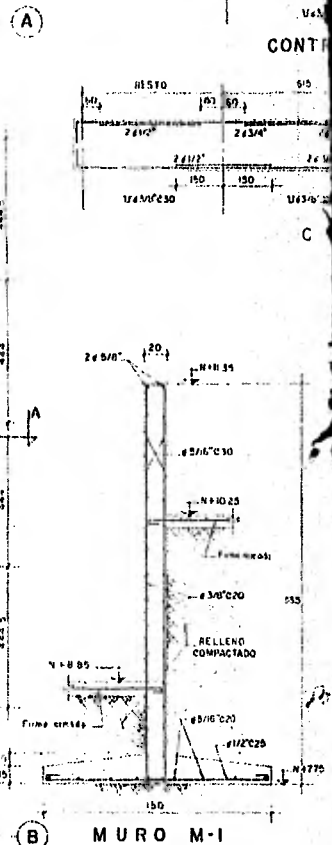
FACULTAD DE INGENIERIA	
UNAM	
PLANO	CIMENTACION
QUINTA REDESA SUSTENTA	E-1



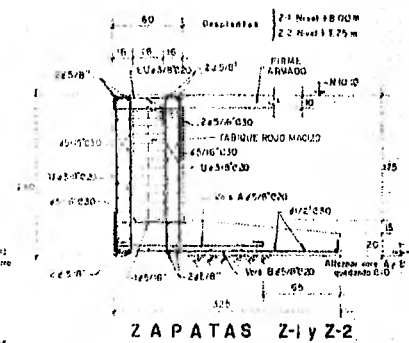
PLANTA DE CIMENTACION escala 1:75



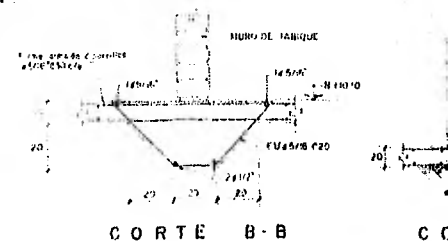
CORTE E A - A



MURO M-1



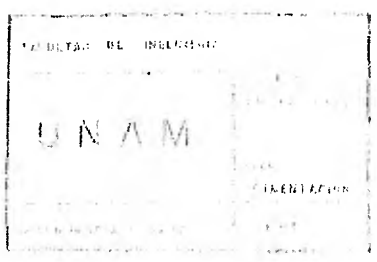
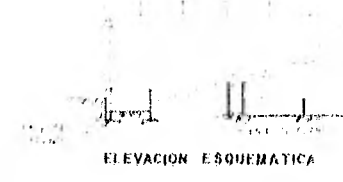
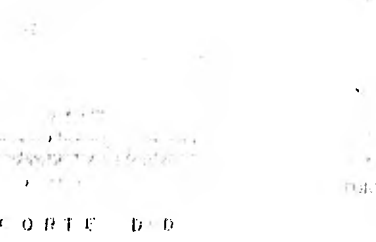
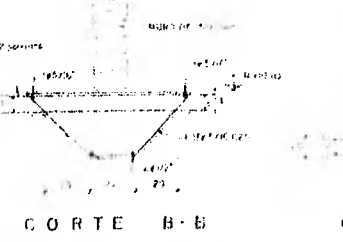
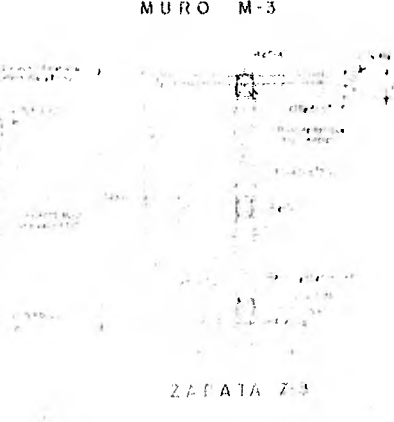
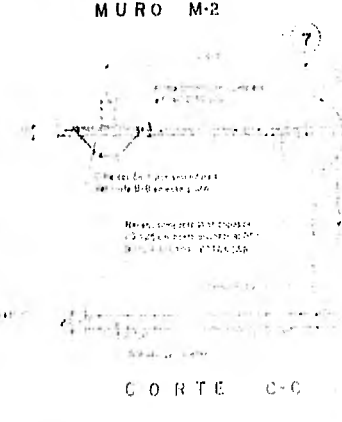
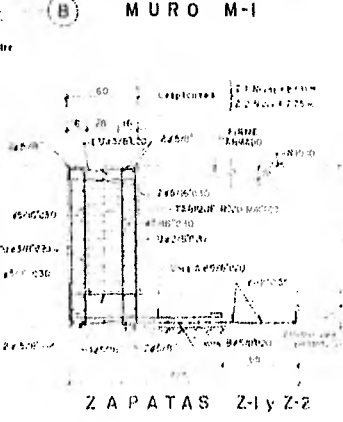
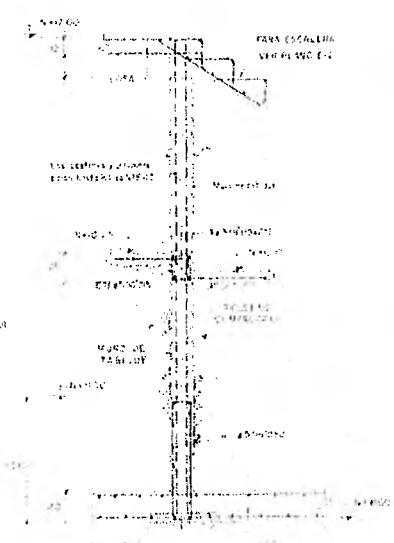
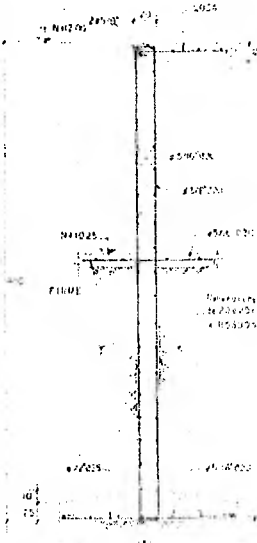
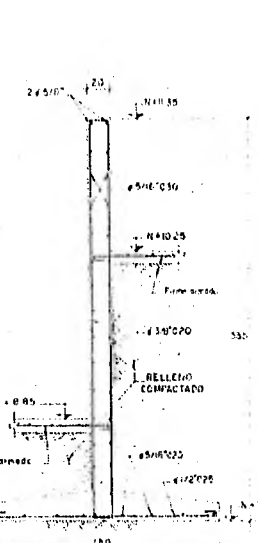
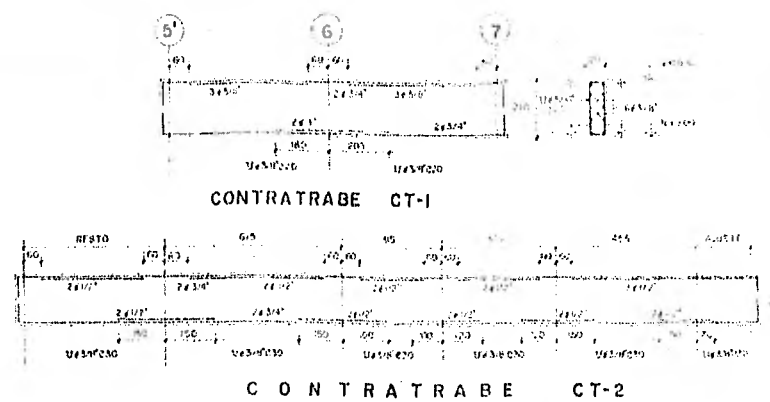
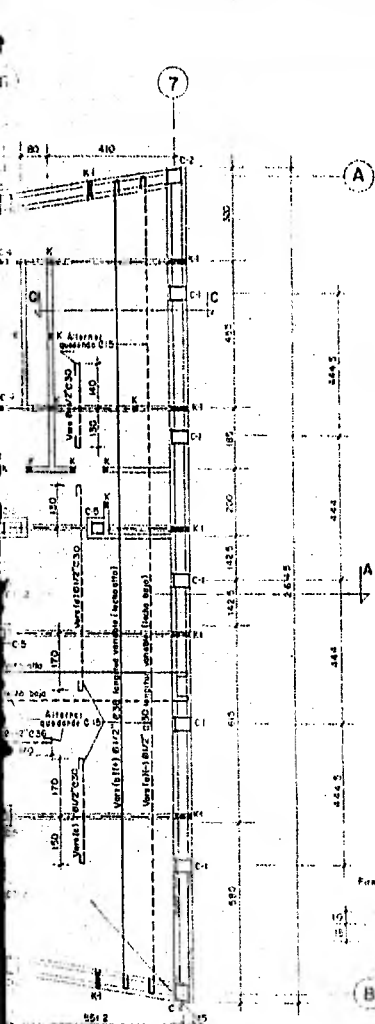
ZAPATAS Z-1 y Z-2

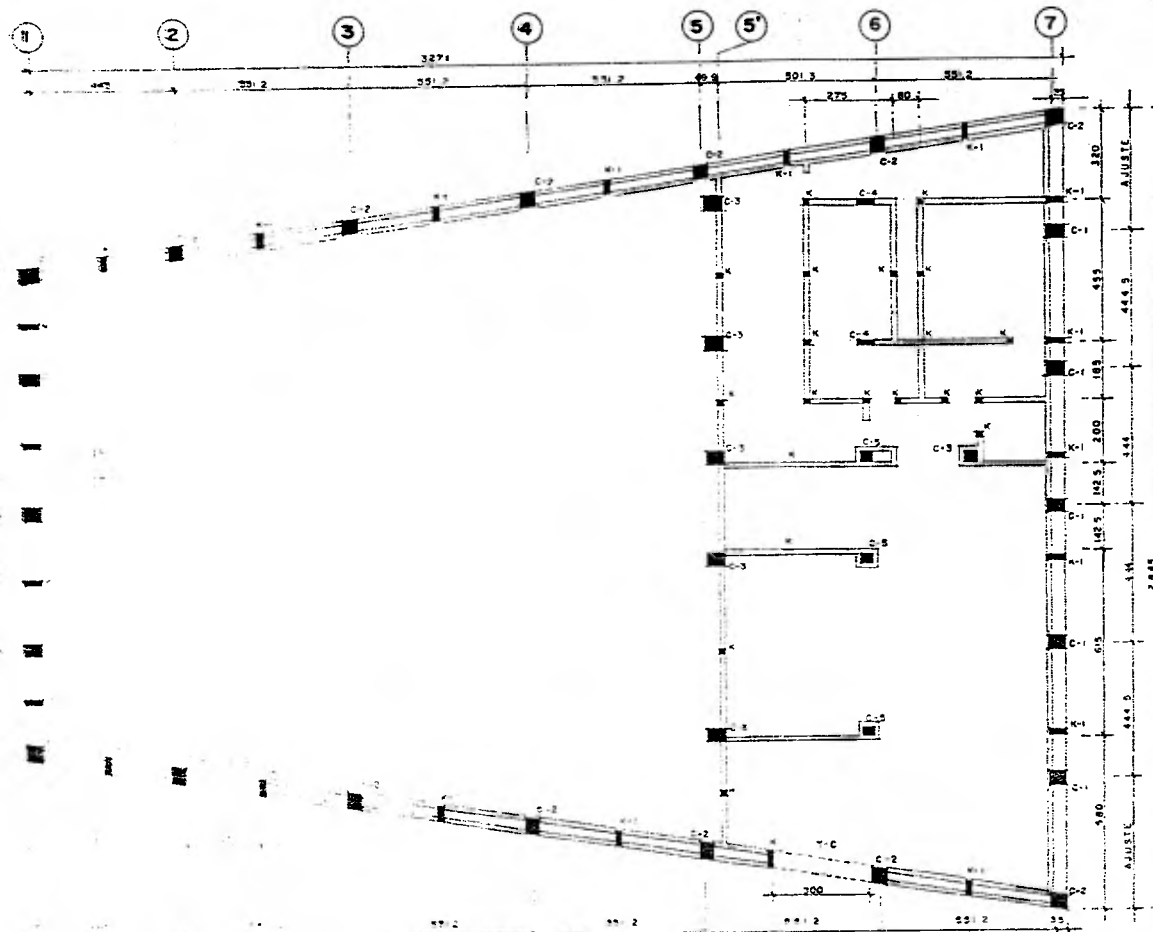


CORTE B - B

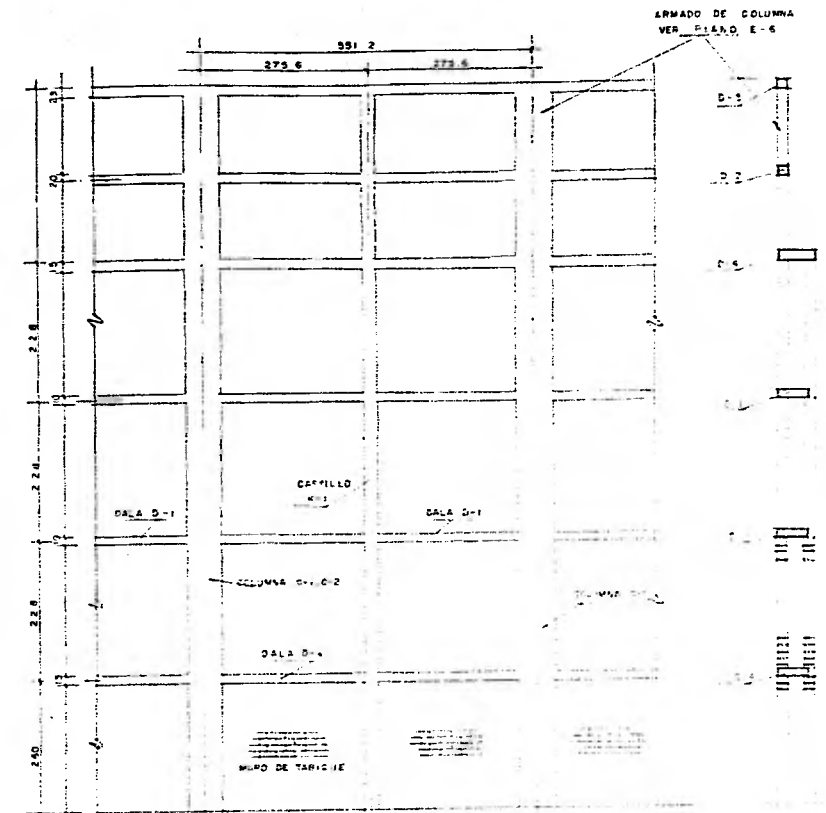


ELEVACION ESQUEMATICA

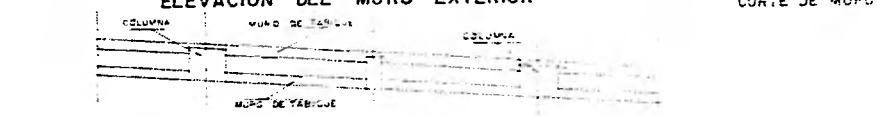




PLANTA DE LOCALIZACION DE COLUMNAS

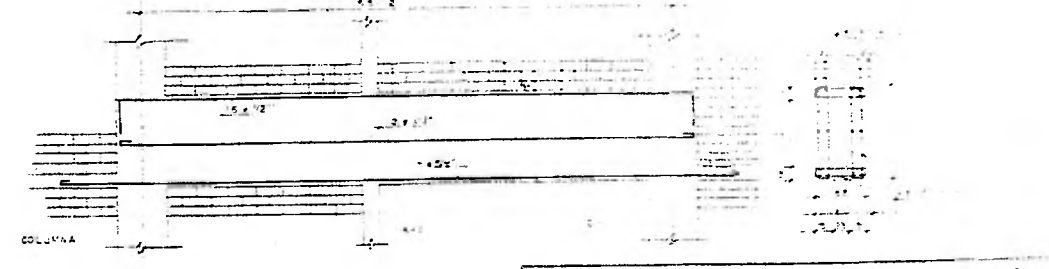


ELEVACION DEL MURO EXTERIOR



PLANTA DEL MURO EXTERIOR

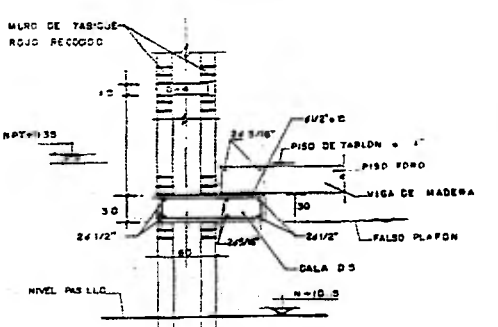
TABLA DE COLUMNAS Y CASTILLOS					
C-2	C-3	C-4	K	K-1	C-5
4 1/2" x 4 1/2"	4 1/2" x 4 1/2"	4 1/2" x 4 1/2"	4 1/2" x 4 1/2"	4 1/2" x 4 1/2"	4 1/2" x 4 1/2"
ANILLO A 4 1/2" @ 30 ANILLO B 4 1/2" @ 30 ALTERNAR ANILLOS A Y B QUEDANDO @ 5	ANILLO A 4 1/2" @ 40 ANILLO B 4 1/2" @ 40 ALTERNAR ANILLOS A Y B QUEDANDO @ 15	ANILLO A 4 3/8" @ 20 ANILLO B 4 3/8" @ 20 EN EL MISMO PLANO	ANILLO A 4 3/8" @ 20 ANILLO B 4 3/8" @ 20 EN EL MISMO PLANO	ANILLO A 4 1/2" @ 40 ANILLO B 4 1/2" @ 40 ALTERNAR A Y B QUEDANDO @ 20	ANILLO A 4 1/2" @ 40 ANILLO B 4 1/2" @ 40 ALTERNAR A Y B QUEDANDO @ 20



TRABE CERRAMIENTO T-C

NOTAS GENERALES

1. Acumulaciones en contramuro exterior de malla de acero en el muro.
2. Cierre de 200 kg/cm<sup>2</sup>.
3. Acero de 2000 kg/cm<sup>2</sup> fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>.
4. Ties de acero galvanizado y espesores estándar.
5. El refuerzo de los muros deberá ser diseñado desde el inicio para la construcción del muro.
6. Ties de malla de acero deberán verificarse con las placas constructivas de muros.
7. Tipo armadura de acero deberá ser de tipo A-60.
8. Construcción de muros a las siguientes normas y códigos: Reglamento de las construcciones de 1977 (1318-77), Normas de acero ASTM, Normas de acero AISC, Normas de acero AAS.
9. En ningún caso se permitirá más del 50% del refuerzo longitudinal.
10. Con el muestreo de acero, fierro y ladrillo, según disposiciones en fuerza de los muros y otros elementos.

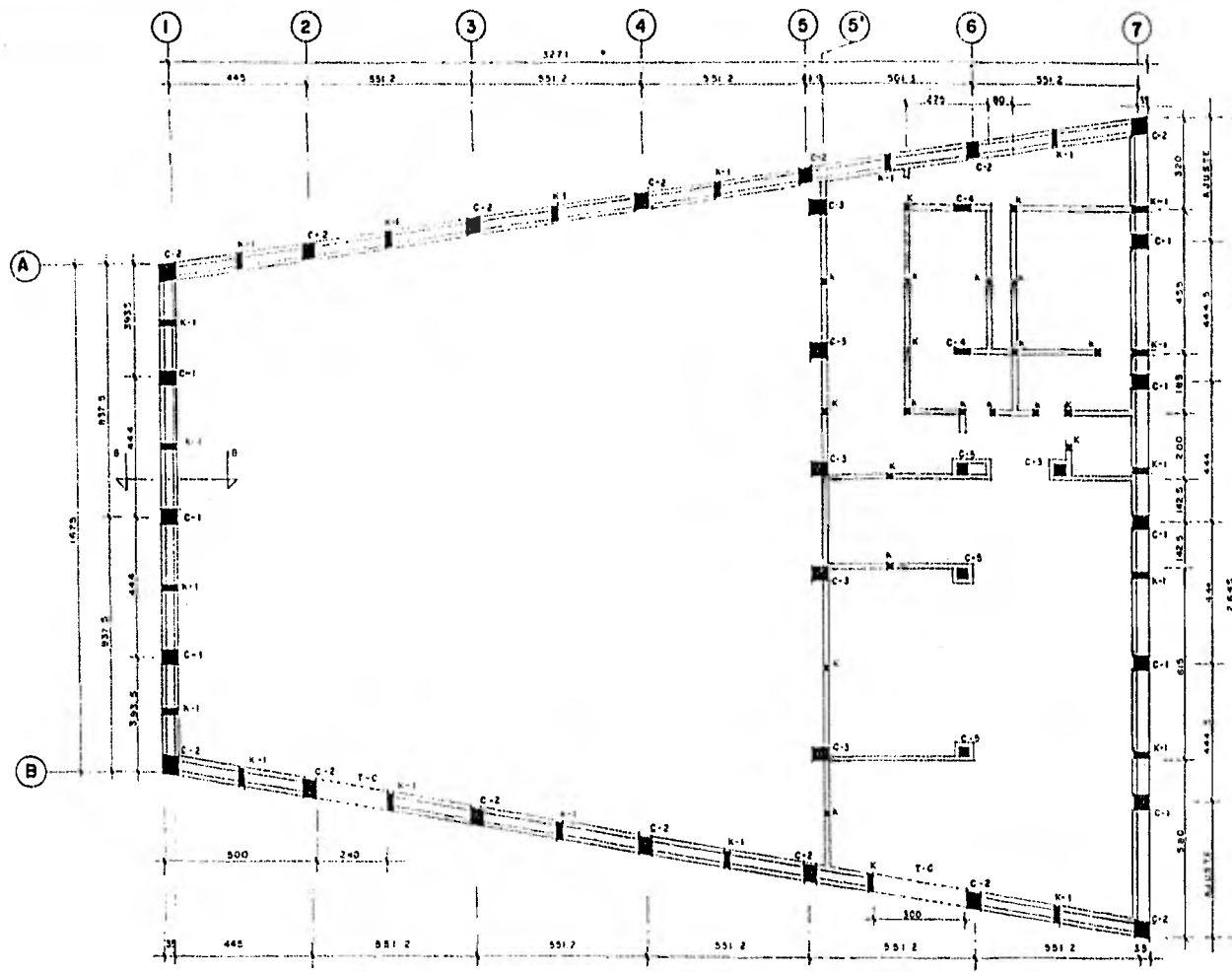


CORTE B-B

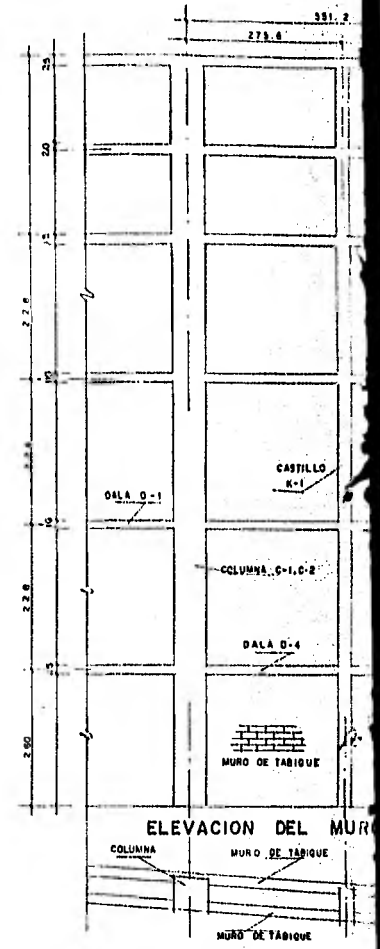
FACULTAD DE INGENIERIA

UNAM

QUINTA BECERRA SUSTAITA

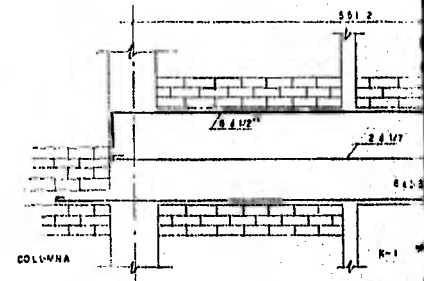


PLANTA DE LOCALIZACION DE COLUMNAS

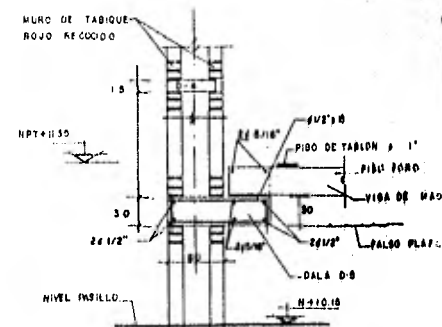


PLANTA DEL MURO

T A B L A D E C O L U M N A S Y C A S T I L L O S						
C-1	C-2	C-3	C-4	K	K-1	C-5
<p>ANILLO A <math>\phi 1/2 @ 40</math> ANILLO B <math>\phi 3/8 @ 40</math> ALTERNAR ANILLOS A Y B QUEDANDO <math>\phi 20</math></p>	<p>ANILLOS A <math>\phi 1/2 @ 30</math> ANILLOS B <math>\phi 1/2 @ 30</math> ALTERNAR ANILLOS A Y B QUEDANDO <math>\phi 15</math></p>				<p>ANILLOS A Y B <math>\phi 3/8 @ 20</math> EN EL MISMO PLANO</p>	
<p>ANILLO A <math>\phi 1/2 @ 40</math> ANILLO B <math>\phi 3/8 @ 40</math> ALTERNAR ANILLOS A Y B QUEDANDO A <math>\phi 20</math></p>	<p>ANILLO A <math>\phi 1/2 @ 30</math> ANILLO B <math>\phi 1/2 @ 30</math> ALTERNAR ANILLOS A Y B QUEDANDO <math>\phi 15</math></p>	<p>ANILLO A <math>\phi 1/2 @ 40</math> ANILLO B <math>\phi 1/2 @ 40</math> ALTERNAR ANILLOS A Y B QUEDANDO <math>\phi 5</math></p>	<p>ANILLO A <math>\phi 3/8 @ 20</math> ANILLO B <math>\phi 3/8 @ 20</math> EN EL MISMO PLANO</p>	<p>ANILLOS A Y B <math>\phi 3/8 @ 20</math> EN EL MISMO PLANO</p>	<p>ANILLO A <math>\phi 1/2 @ 40</math> ANILLOS B <math>\phi 1/2 @ 40</math> ALTERNAR A Y B QUEDANDO <math>\phi 20</math></p>	

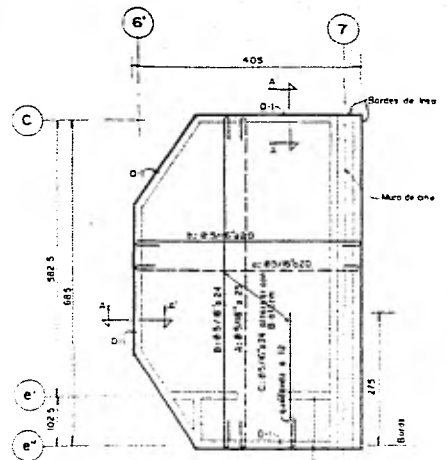
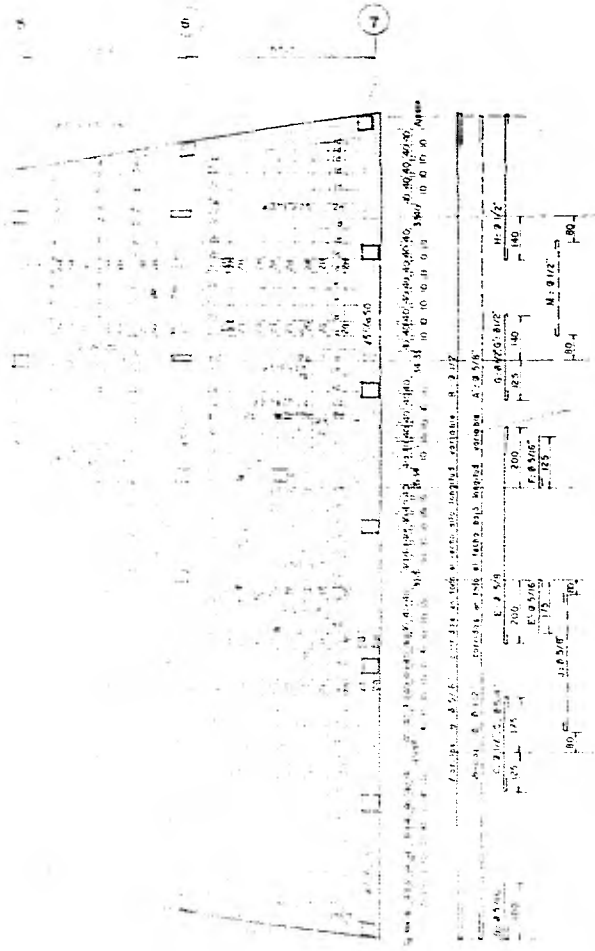


TRABE CERRAMIENTO

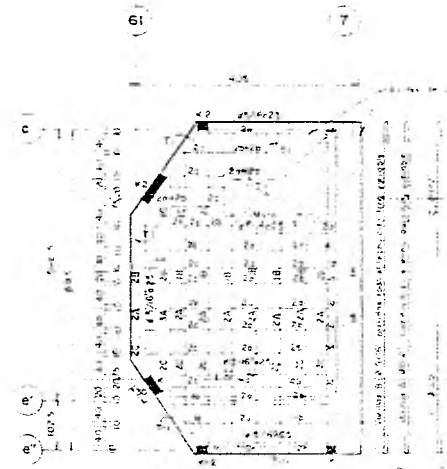


CORTE B-B

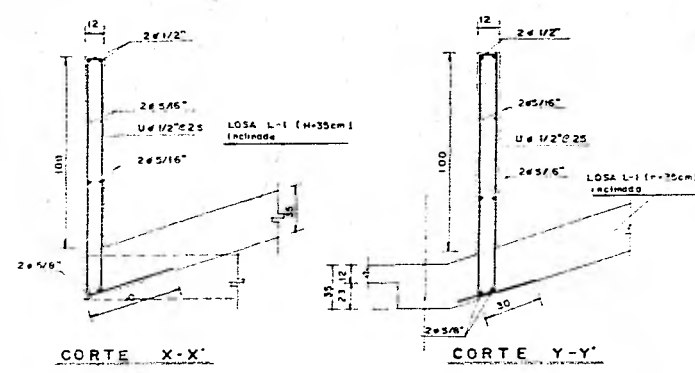




PLANTA LOSA L-3  
PERALTE H=10 cm

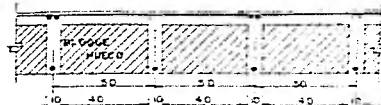


PLANTA LOSA L-2  
PERALTE H=20 cm

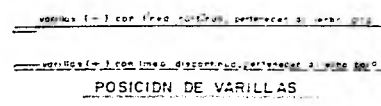


CORTE X-X'

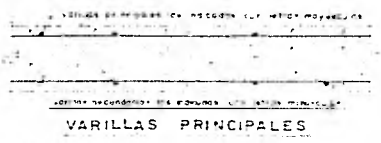
CORTE Y-Y'



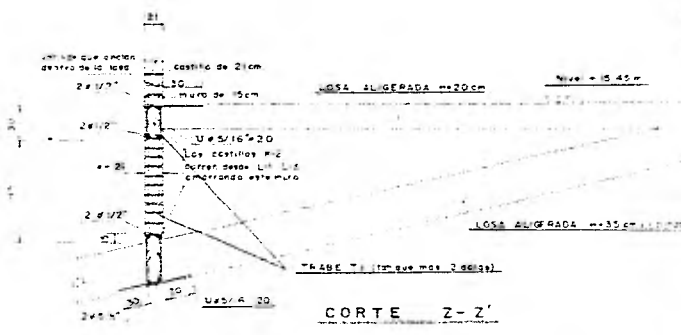
CORTE ESQUEMATICO DE LOSA



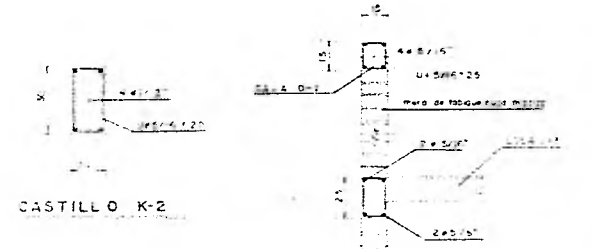
POSICION DE VARILLAS



VARILLAS PRINCIPALES

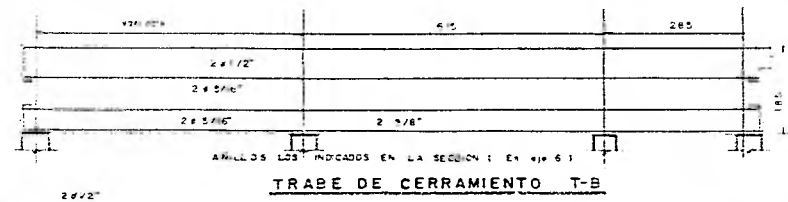
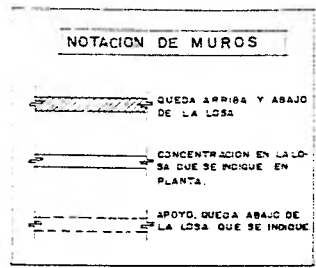


CORTE Z-Z'

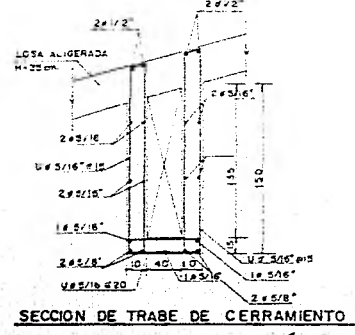


CORTE A-A'

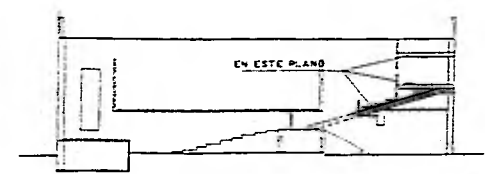
- NOTAS GENERALES**
1. Sección de muro de 15 cm de espesor.
  2. Concreto H=200 kg/cm<sup>3</sup>.
  3. Armadura de acero A-60.
  4. Tipo de acero: barras de acero.
  5. Sección de muro de 15 cm de espesor.
  6. Tipo de muro: muro de 15 cm de espesor.
  7. Tipo de muro: muro de 15 cm de espesor.
  8. Sección de muro de 15 cm de espesor.
  9. Tipo de muro: muro de 15 cm de espesor.
  10. Sección de muro de 15 cm de espesor.
  11. Tipo de muro: muro de 15 cm de espesor.
  12. Sección de muro de 15 cm de espesor.
  13. Tipo de muro: muro de 15 cm de espesor.
  14. Sección de muro de 15 cm de espesor.
  15. Tipo de muro: muro de 15 cm de espesor.
  16. Sección de muro de 15 cm de espesor.
  17. Tipo de muro: muro de 15 cm de espesor.
  18. Sección de muro de 15 cm de espesor.
  19. Tipo de muro: muro de 15 cm de espesor.
  20. Sección de muro de 15 cm de espesor.



TRABE DE CERRAMIENTO T-B

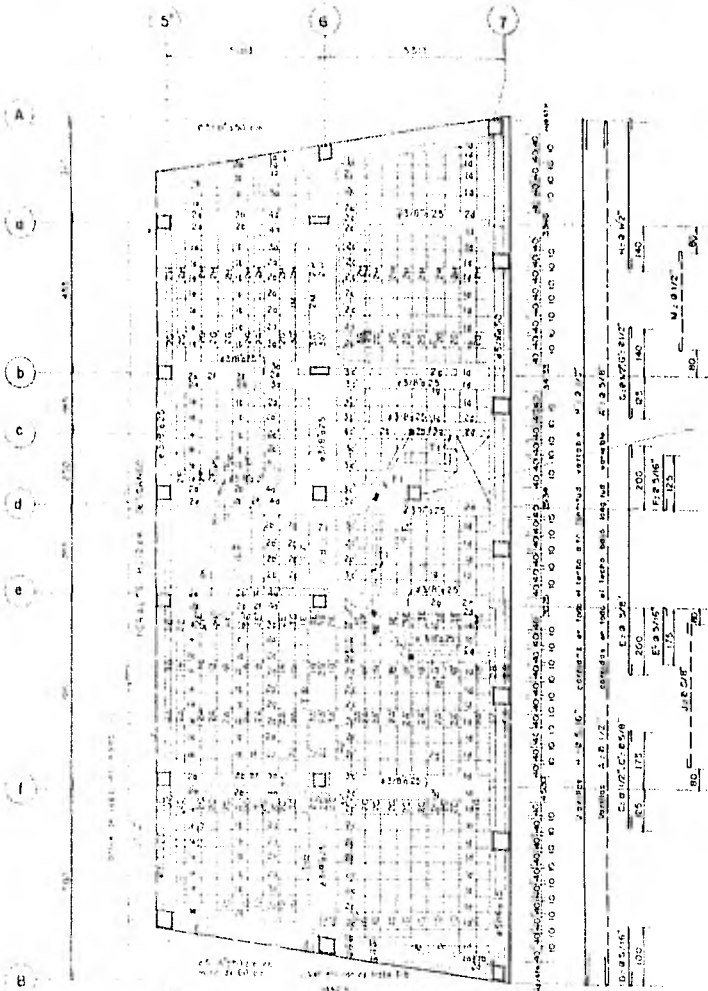


SECCION DE TRABE DE CERRAMIENTO



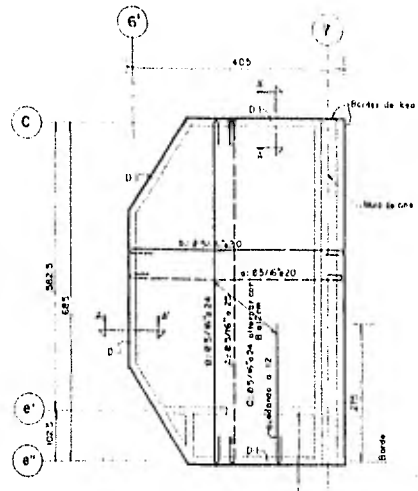
CORTE ESQUEMATICO DE ELEVACION



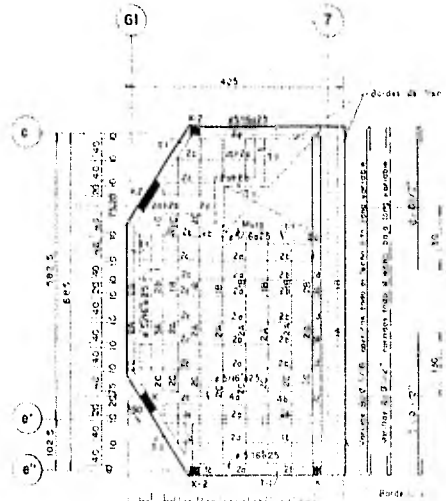


NOTA: En esta planta se indican los ejes de los muros y columnas que soportan la losa. Los ejes de los muros se indican con líneas de puntos y los ejes de las columnas con líneas sólidas.

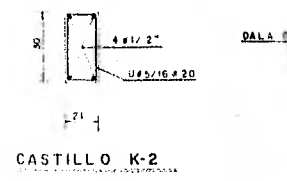
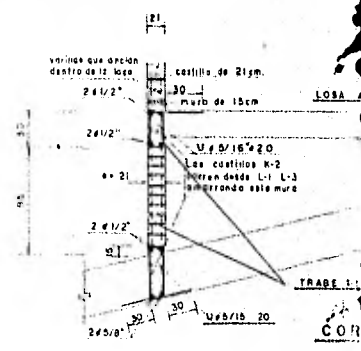
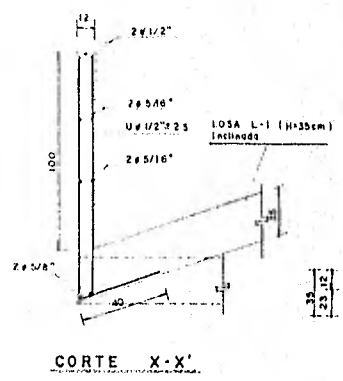
VALORES:  $2 \phi 1/2$  en los ejes de los muros y  $2 \phi 3/8$  en los ejes de las columnas.



Todos los muros indicados son de apoyo para esta losa y apoyan sobre L-2.

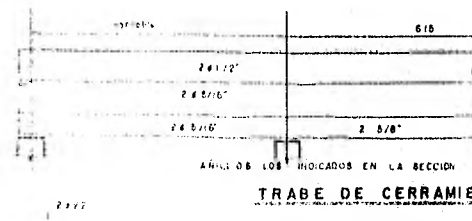


VALORES:  $2 \phi 1/2$  en los ejes de los muros y  $2 \phi 3/8$  en los ejes de las columnas.



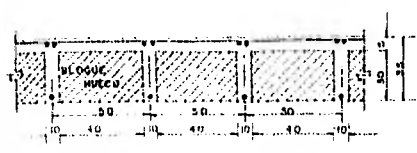
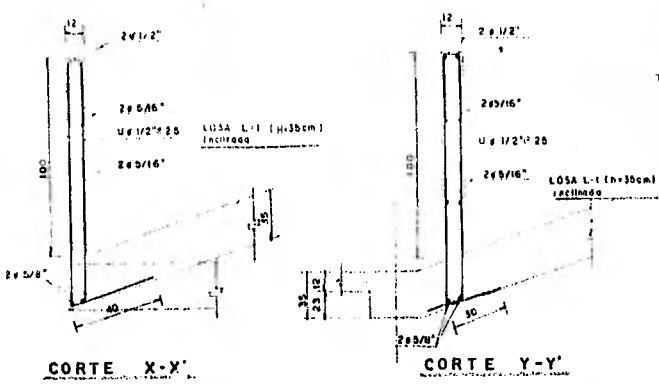
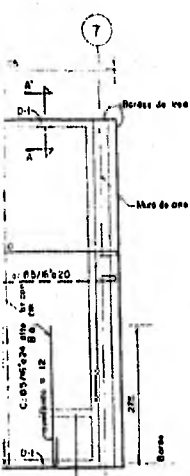
NOTACION DE MUROS

- QUEDA ARRIBA Y ABAJO DE LA LOSA
- CONCENTRACION EN LA CORNERA QUE SE INDICA EN PLANTA
- APoyo QUE ABAJO DE LA LOSA QUE SE INDICA



SECCION DE TRABE DE CERRAMIENTO

CORTE ESO/4

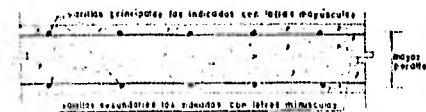


CORTE ESQUEMATICO DE LOSA

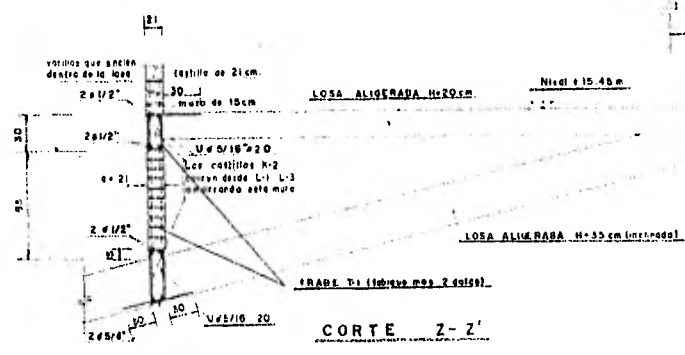
varillas (-) con línea continua, partiendo al techo alto.  
 varillas (+) con línea discontinua, partiendo al techo bajo.  
**POSICION DE VARILLAS**

CORTE X-Y'

CORTE Y-Y'



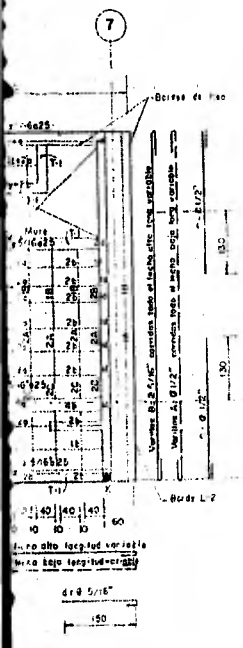
VARILLAS PRINCIPALES



CORTE Z-Z'

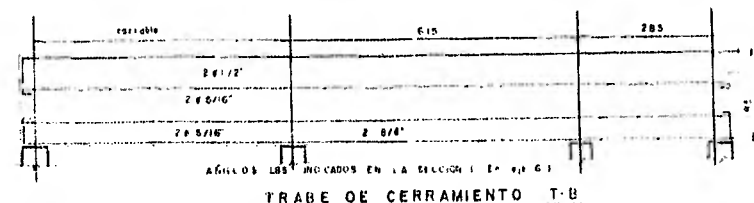
**NOTAS GENERALES**

- 1) Acotaciones en centímetros, excepto los indicados en otra unidad.
- 2) Carga general  $q = 200 \text{ Kg/cm}^2$ .
- 3) Acero  $f_c = 2000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- 4) Tratados de acero, empalmes estándar.
- 5) Estructura de las columnas deberá desplazarse desde el techo bajo de la cimentación.
- 6) Todos los medidas y niveles deberán verificarse con las planas arquitectónicas definitivas.
- 7) Toda el armado de las cerradas deberá entrase dentro de la losa.
- 8) Construyase de acuerdo a las siguientes normas y códigos:  
 Reglamento de las construcciones del D.F.  
 Normas del ACI 318-71  
 Normas de acero A 57 M  
 Normas de acero A 36 U  
 Normas de soldadura A 5
- 9) Lacer monofórmica: dadas, traves y fajas tirando debidamente el refuerzo en las diferentes secciones estructurales.
- 10) Este plano se complementa con los planos E-1 al E-7.
- 11) Regulaciones libres:  
 a) - En fajas  $r = 2.5 \text{ cm}$   
 b) - En cimentación  $r = 4.0 \text{ cm}$
- 12) Perfora de losa L-1, #30cm armada con bloques hueco ligero de  $40 \times 40 \times 30$  #820x30 cm formando un cuadro de espesor variable con un ancho en parte.
- 13) Placas de losa L-2, #20cm armada con bloques hueco ligero #40x15 #11, 20x15 cm formando un cuadro de espesor variable como se muestra en el plano.
- 14) Perfora de losa L-3, #10cm.

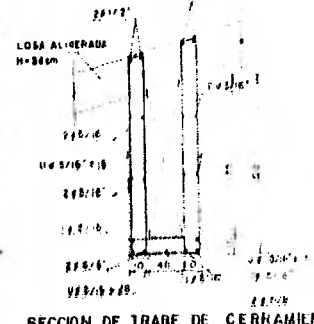


CASTILLO K-2

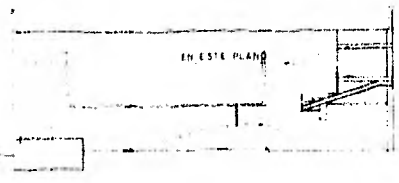
CORTE A-A'



TRABE DE CERRAMIENTO T-B



SECCION DE TRABE DE CERRAMIENTO



CORTE ESQUEMATICO DE ELEVACION

FACULTAD DE INGENIERIA

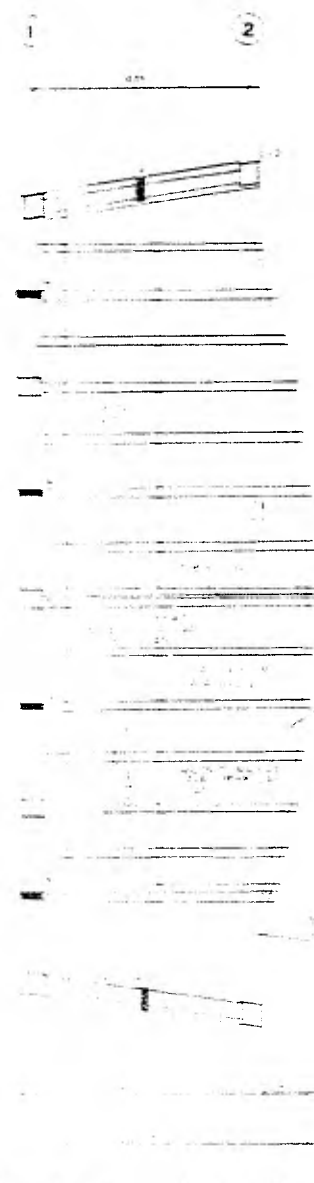
TESIS PROFESIONAL

**UNAM**

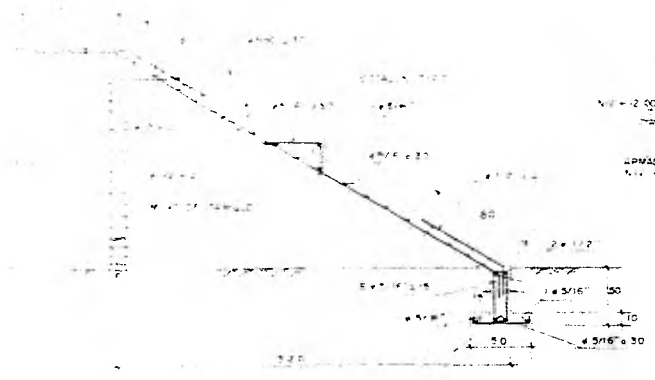
PLANO LOSAS Y DETALLES

QUINTIN DECENNA SUSTITIVA

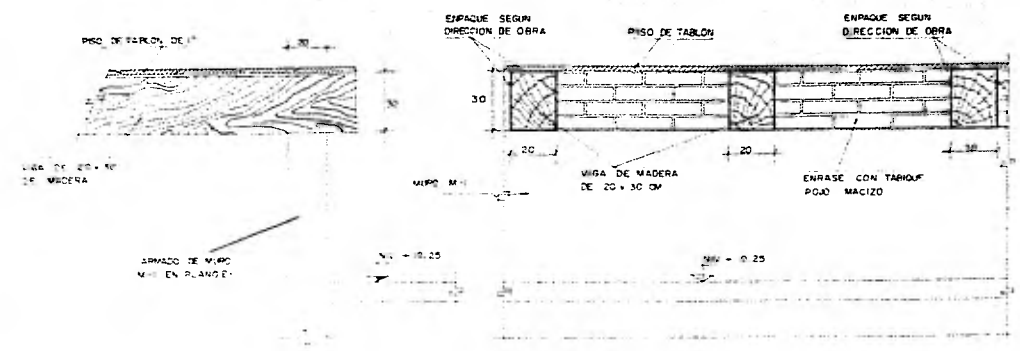
E-3



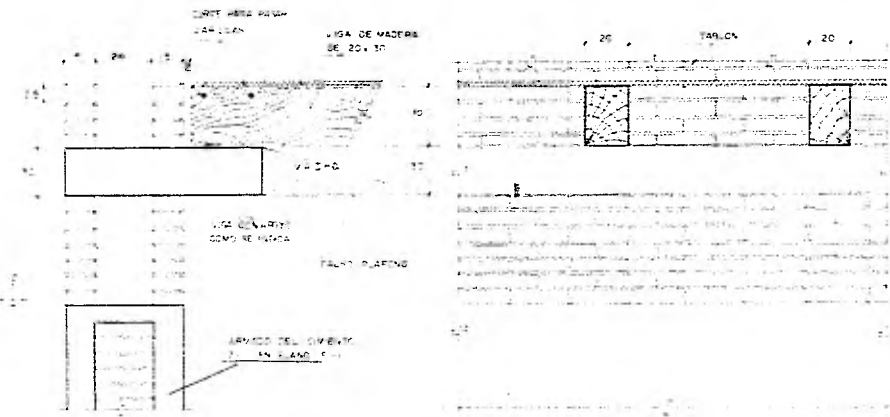
PLANTA NIV. + 0.35



RAMPA ACCESO A ESCENARIO



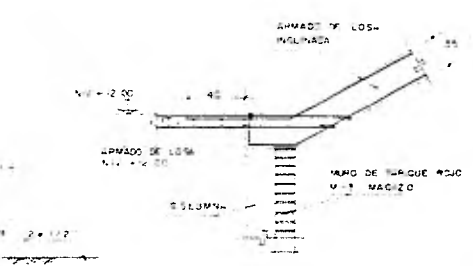
CORTE C-C ELEVACION  
A P O Y O L I B R E



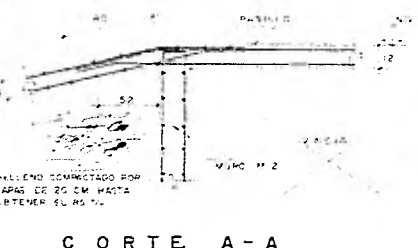
A P O Y O A R T I C U L A D O



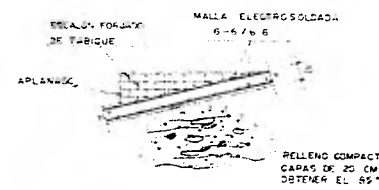
DETALLE DE LIGA DE TRABE DE CONCRETO CON VIGA DE MADERA



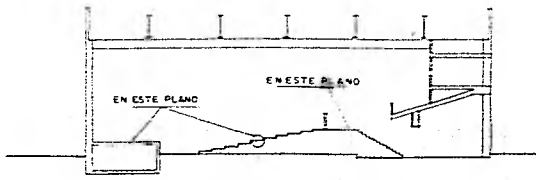
CORTE B-B



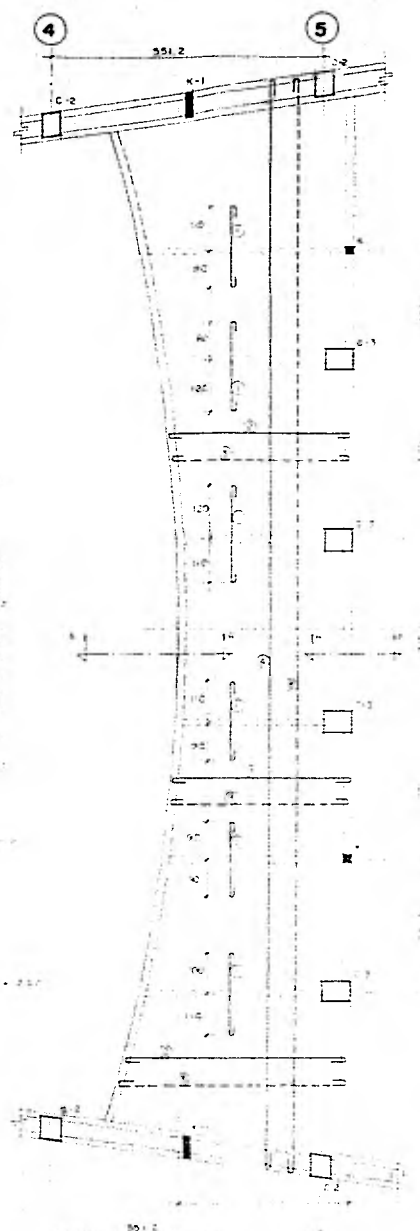
CORTE A-A



DETALLE I



ELEVACION ESQUEMATICA



PLANTA LOSA NIV. + 2.00

TABLA DE VARILLAS	
ESPESES DE LOSA = 0.10 CM	
REQUERIDO DE VARILLAS # 2/8"	
TIPO	SEPARACION (cm) LONGITUD
⊙	7.6
⊙	2.6
⊙	2.6
⊙	2.6
⊙	2.6

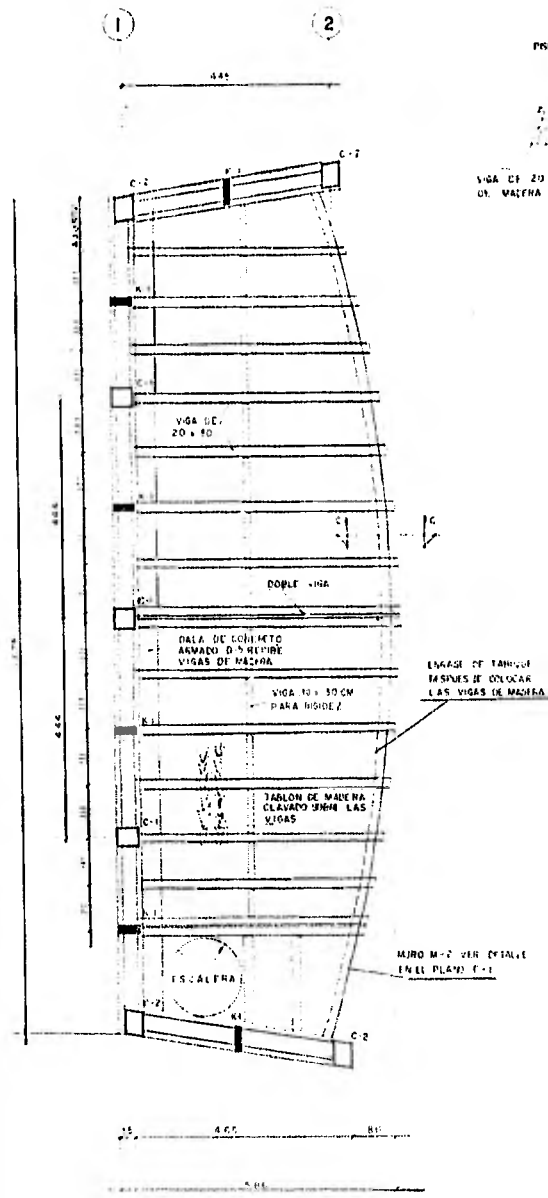
NOTAS GENERAL

1. Aplicación de impermeabilizante en las juntas.
2. Control de humedad.
3. Bata de protección en los bordes.
4. Protección contra incendios.
5. Protección contra robos.
6. Protección contra vandalismo.
7. Protección contra contaminación.
8. Protección contra ruido.
9. Protección contra luz.
10. Protección contra viento.
11. Protección contra lluvia.
12. Protección contra nieve.
13. Protección contra heladas.
14. Protección contra terremotos.
15. Protección contra explosiones.
16. Protección contra ataques terroristas.
17. Protección contra ataques químicos.
18. Protección contra ataques biológicos.
19. Protección contra ataques nucleares.
20. Protección contra ataques cibernéticos.

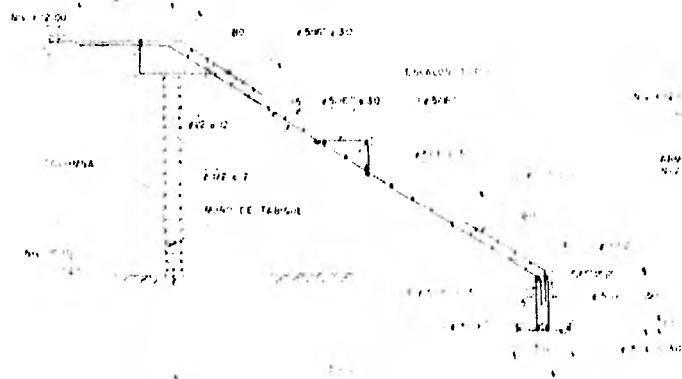
FACULTAD DE INGENIERIA

UNAM

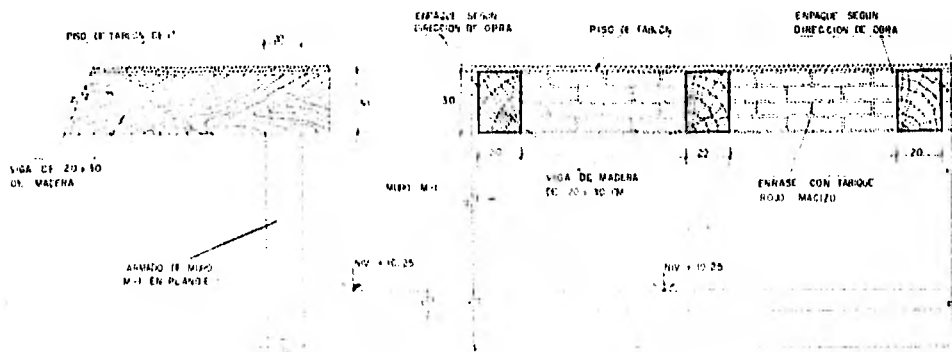
QUINTIN BECERRA SUSTRITA



PLANTA NIV. + 11.35



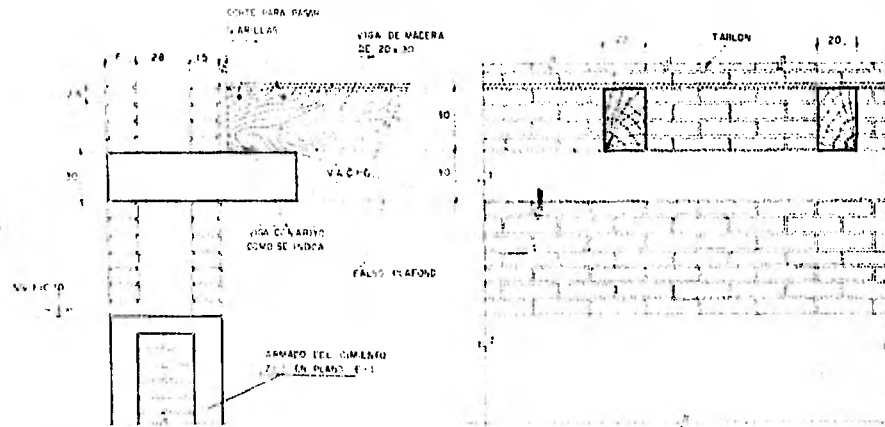
RAMPA ACCESO A ESCENARIO



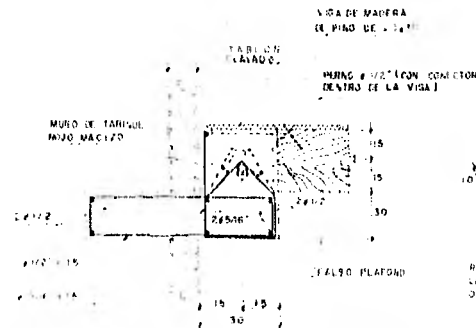
CORTE C-C

ELEVACION

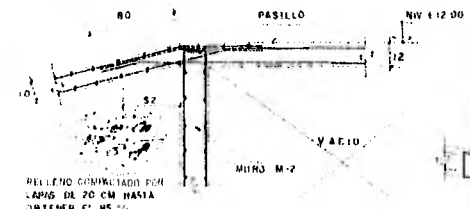
A P O Y O L I B R E



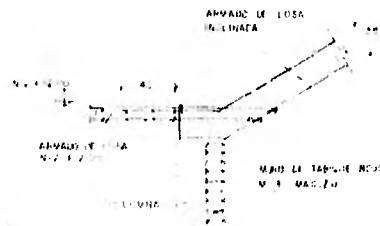
A P O Y O A R T I C U L A D O



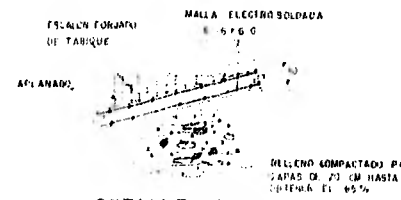
DETALLE DE LIGA O TRABE DE CONCRETO CON VIGA DE MADERA



CORTE A-A



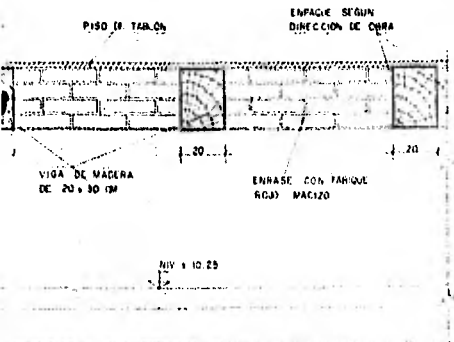
CORTE B-B



DETALLE I

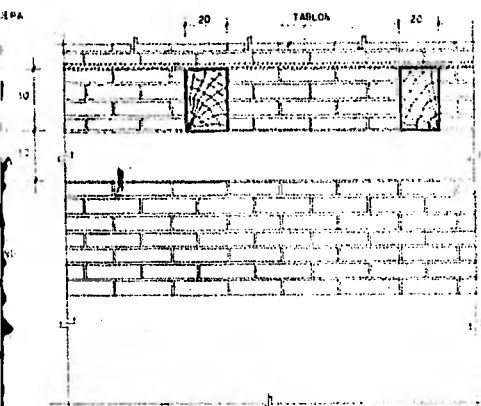
ELEVACION ESQUEMATICA

PLANTA LOSA N

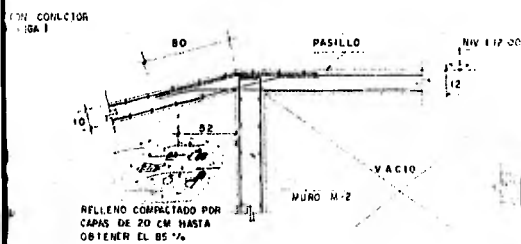


ELEVACION

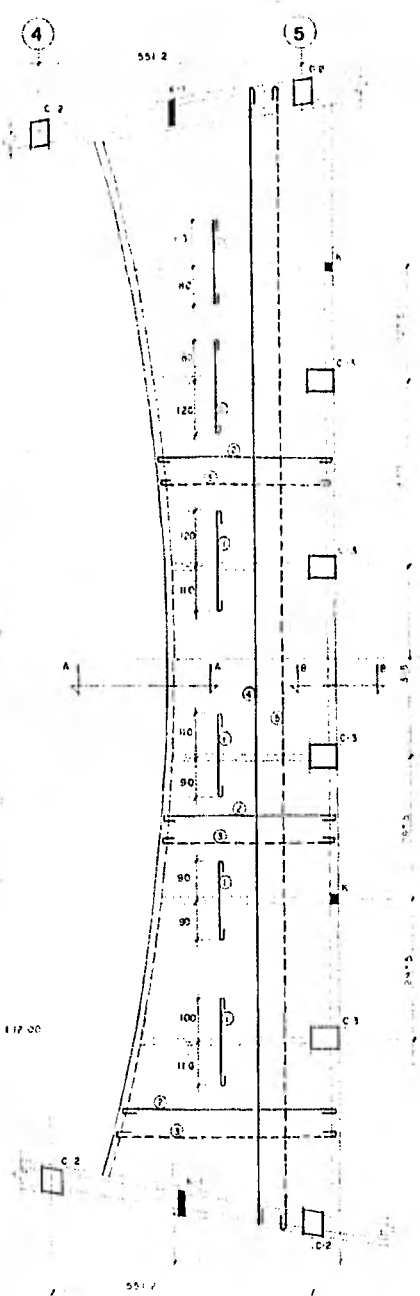
LIBRE



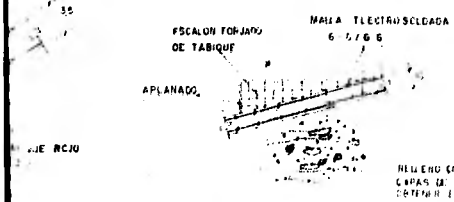
ARTICULADO



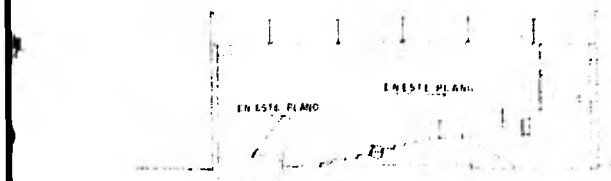
CORTE A-A



PLANTA LOSA NIV. +12.00



DETALLE I



ELEVACION ESQUEMATICA

TABLA DE VARILLAS		
ESPESES DE LOSA 12 CM		
REPEROS DE VARILLAS / 5m		
1	2C	VARILLA
2	2C	VARILLA
3	2C	VARILLA
4	2C	VARILLA
5	2C	VARILLA

NOTAS GENERALES

1. Acero en centímetros, excepto los indicados en otro caso.
2. Cemento  $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ .
3. Acero  $f_y = 2000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_u = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .
4. Traspases, garzas y anclajes estándar.
5. El tamaño de los refuerzos deberá disminuirse según el tipo de la cimentación.
6. Todas las medidas y niveles deberán verificarse con los planos Arquitectónicos del plano.
7. Los planos de control deben hacerse antes de la obra.
8. Contrapeso de acuerdo a los siguientes normas y códigos: Reglamento de las construcciones del DF, Normas del ACI (318-71), Normas de Colado A.S.T.M, Normas de acero A.S.C, Normas de soldadura A.A.S.
9. Color monohigruante, duros, fríos y más ligeros debidamente al estandar de las diferentes normativas constructivas.
10. Este plano se complementa con los planos E, F, G, H, I.
11. Referencias:
  - a) En leyes: 12-5-76
  - b) En decretos: 174-76
12. Capacidad de llenado como grava: 5.5 toneladas/m<sup>3</sup> con el color que deberá ser verificado por el estudio de mecánica de suelos.
13. Modelo de plano de primera con estandar de trabajo o de fijación de los planos de control y de ejecución.

FACULTAD DE INGENIERIA

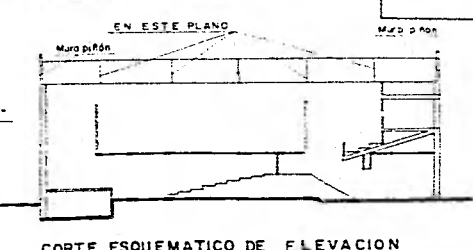
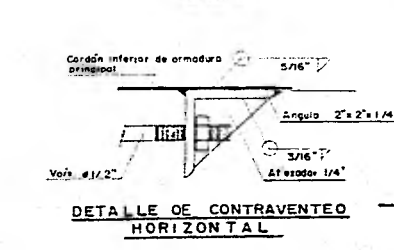
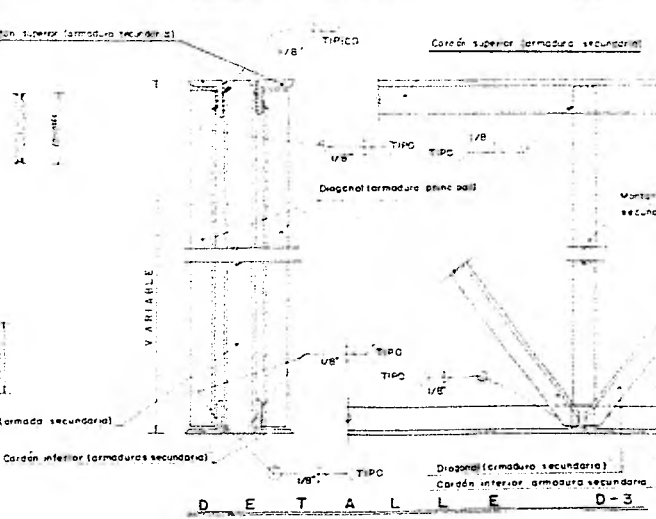
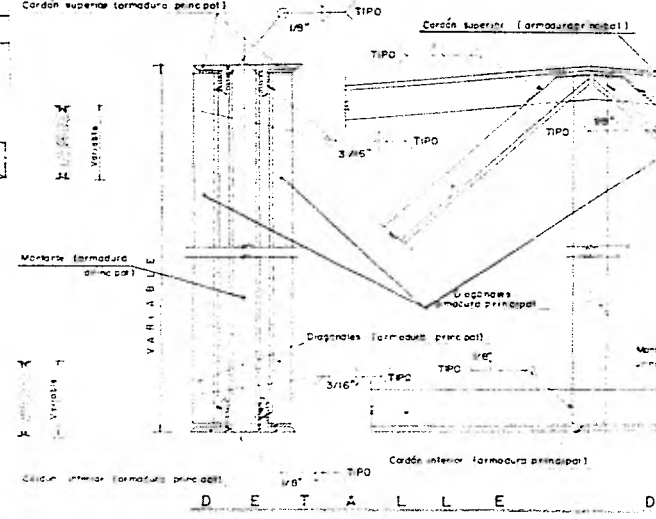
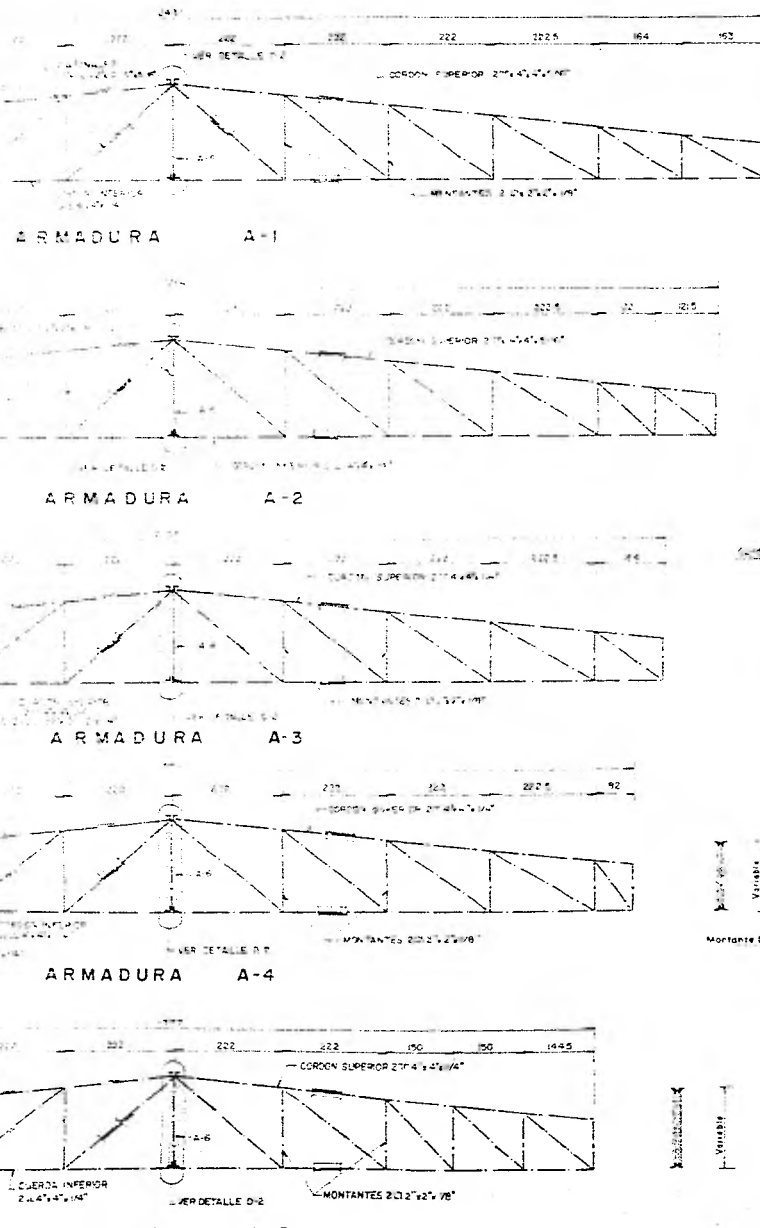
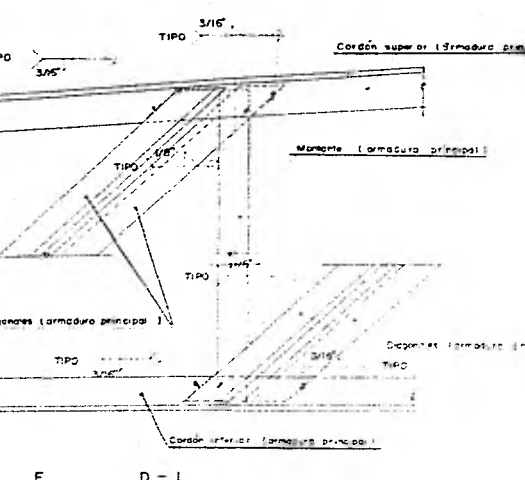
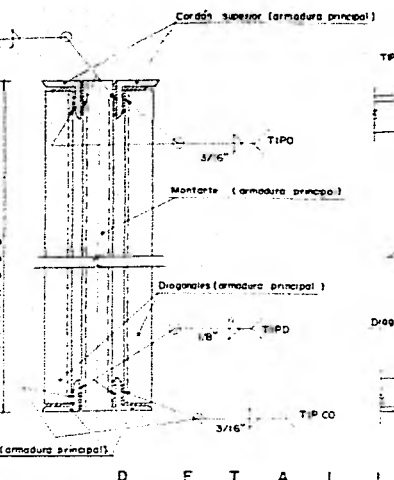
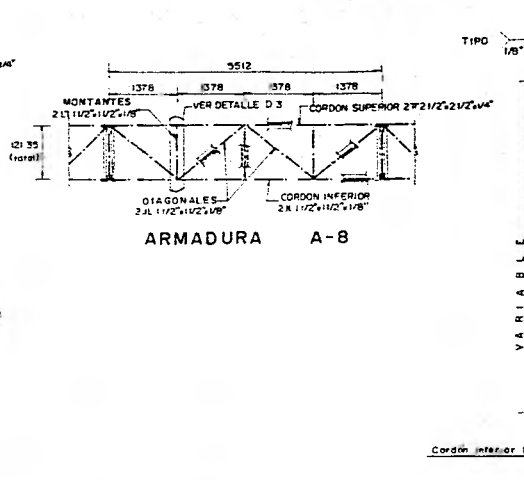
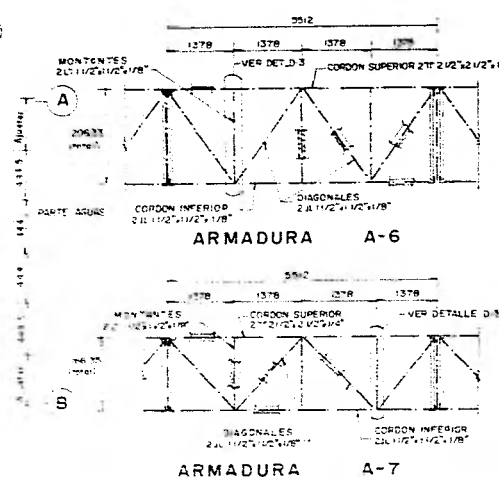
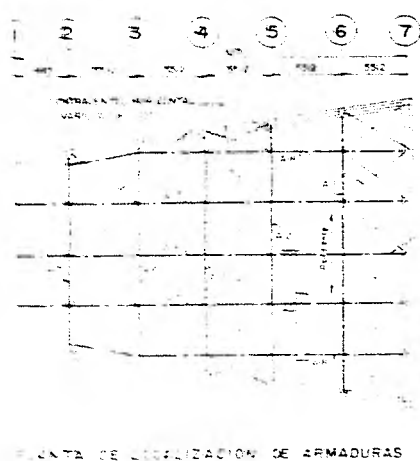
UNAM

QUINTO BILVERA SUZARTE

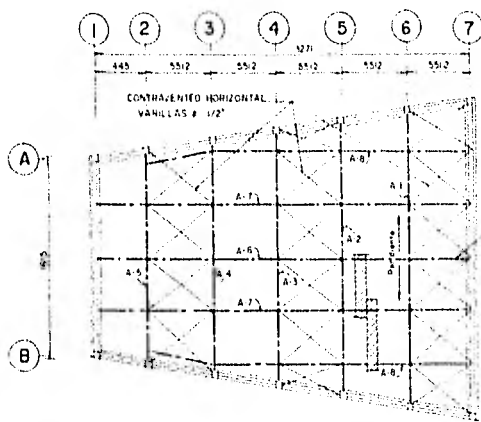
TESIS

PLANO

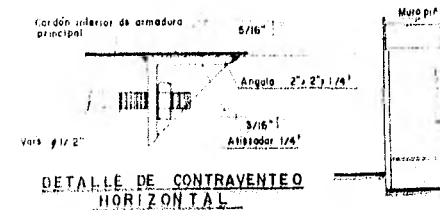
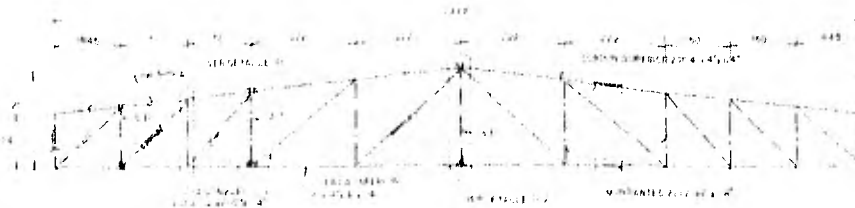
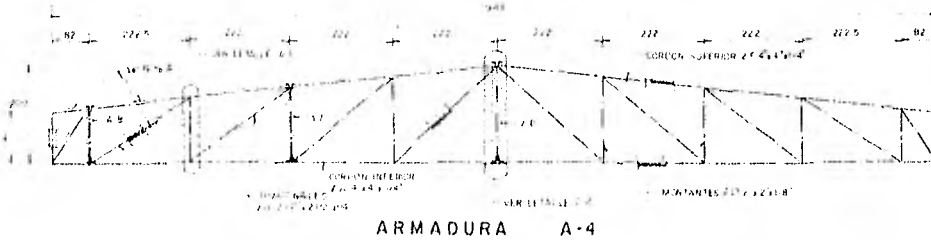
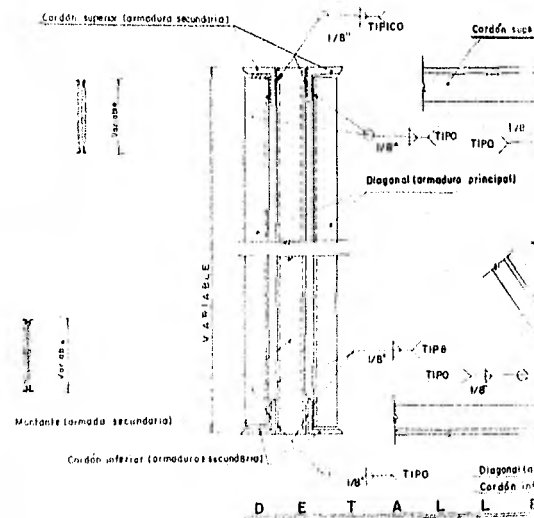
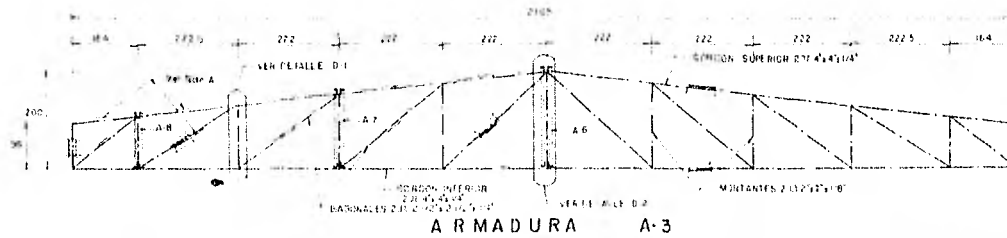
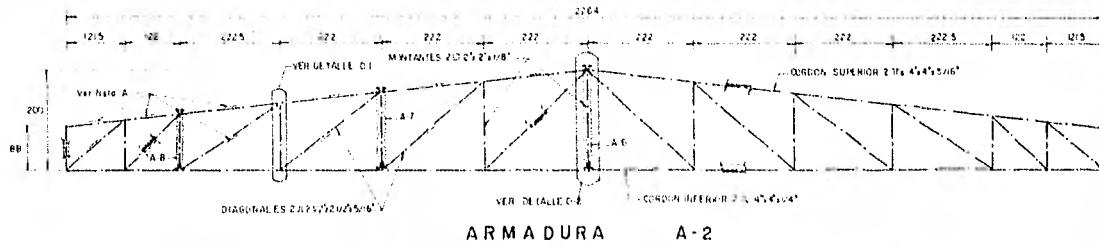
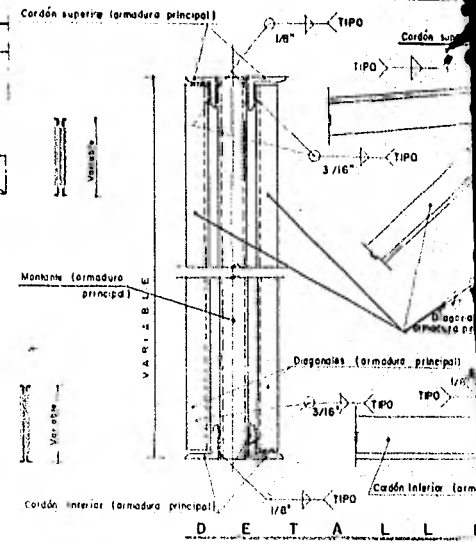
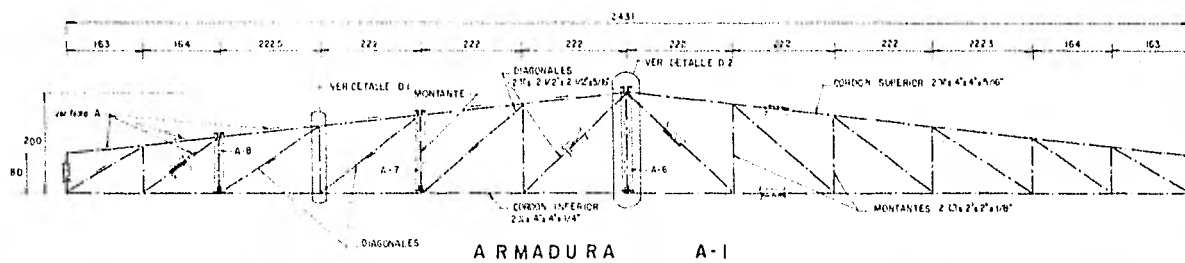
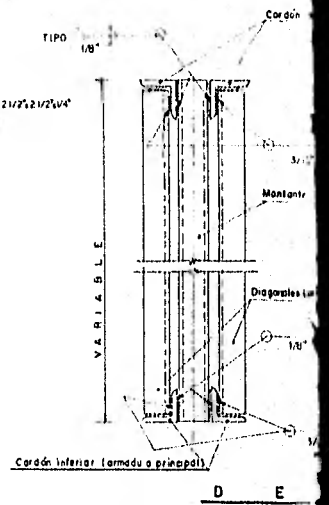
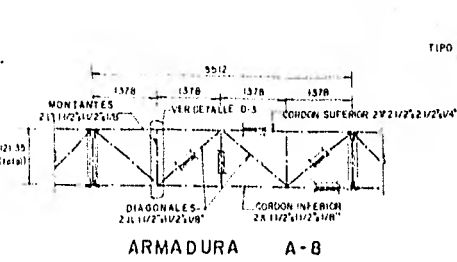
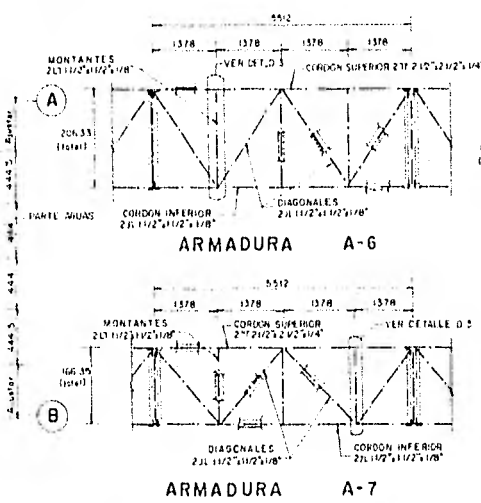
E-4



- NOTAS GENERALES**
1. Adopciones en el presente proyecto de normas y especificaciones.
  2. Acero: A-36, S-50, S-60, S-70, S-80, S-90, S-100, S-110, S-120, S-130, S-140, S-150, S-160, S-170, S-180, S-190, S-200, S-210, S-220, S-230, S-240, S-250, S-260, S-270, S-280, S-290, S-300, S-310, S-320, S-330, S-340, S-350, S-360, S-370, S-380, S-390, S-400, S-410, S-420, S-430, S-440, S-450, S-460, S-470, S-480, S-490, S-500, S-510, S-520, S-530, S-540, S-550, S-560, S-570, S-580, S-590, S-600, S-610, S-620, S-630, S-640, S-650, S-660, S-670, S-680, S-690, S-700, S-710, S-720, S-730, S-740, S-750, S-760, S-770, S-780, S-790, S-800, S-810, S-820, S-830, S-840, S-850, S-860, S-870, S-880, S-890, S-900, S-910, S-920, S-930, S-940, S-950, S-960, S-970, S-980, S-990, S-1000.
  3. Concreto: C-20, C-25, C-30, C-35, C-40, C-45, C-50, C-55, C-60, C-65, C-70, C-75, C-80, C-85, C-90, C-95, C-100, C-105, C-110, C-115, C-120, C-125, C-130, C-135, C-140, C-145, C-150, C-155, C-160, C-165, C-170, C-175, C-180, C-185, C-190, C-195, C-200, C-205, C-210, C-215, C-220, C-225, C-230, C-235, C-240, C-245, C-250, C-255, C-260, C-265, C-270, C-275, C-280, C-285, C-290, C-295, C-300, C-305, C-310, C-315, C-320, C-325, C-330, C-335, C-340, C-345, C-350, C-355, C-360, C-365, C-370, C-375, C-380, C-385, C-390, C-395, C-400, C-405, C-410, C-415, C-420, C-425, C-430, C-435, C-440, C-445, C-450, C-455, C-460, C-465, C-470, C-475, C-480, C-485, C-490, C-495, C-500, C-505, C-510, C-515, C-520, C-525, C-530, C-535, C-540, C-545, C-550, C-555, C-560, C-565, C-570, C-575, C-580, C-585, C-590, C-595, C-600, C-605, C-610, C-615, C-620, C-625, C-630, C-635, C-640, C-645, C-650, C-655, C-660, C-665, C-670, C-675, C-680, C-685, C-690, C-695, C-700, C-705, C-710, C-715, C-720, C-725, C-730, C-735, C-740, C-745, C-750, C-755, C-760, C-765, C-770, C-775, C-780, C-785, C-790, C-795, C-800, C-805, C-810, C-815, C-820, C-825, C-830, C-835, C-840, C-845, C-850, C-855, C-860, C-865, C-870, C-875, C-880, C-885, C-890, C-895, C-900, C-905, C-910, C-915, C-920, C-925, C-930, C-935, C-940, C-945, C-950, C-955, C-960, C-965, C-970, C-975, C-980, C-985, C-990, C-995, C-1000.
  4. Acero inoxidable: A-304, A-304L, A-316, A-316L, A-321, A-321L, A-347, A-347L, A-354, A-354L, A-360, A-360L, A-368, A-368L, A-384, A-384L, A-390, A-390L, A-409, A-409L, A-430, A-430L, A-434, A-434L, A-438, A-438L, A-455, A-455L, A-479, A-479L, A-480, A-480L, A-486, A-486L, A-490, A-490L, A-504, A-504L, A-521, A-521L, A-560, A-560L, A-566, A-566L, A-578, A-578L, A-590, A-590L, A-600, A-600L, A-625, A-625L, A-660, A-660L, A-690, A-690L, A-705, A-705L, A-750, A-750L, A-768, A-768L, A-770, A-770L, A-780, A-780L, A-790, A-790L, A-800, A-800L, A-810, A-810L, A-820, A-820L, A-830, A-830L, A-840, A-840L, A-850, A-850L, A-860, A-860L, A-870, A-870L, A-880, A-880L, A-890, A-890L, A-900, A-900L, A-910, A-910L, A-920, A-920L, A-930, A-930L, A-940, A-940L, A-950, A-950L, A-960, A-960L, A-970, A-970L, A-980, A-980L, A-990, A-990L, A-1000.
  5. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  6. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  7. En cualquier caso de duda se deberá consultar con el fabricante de los materiales.
  8. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  9. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  10. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  11. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  12. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  13. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  14. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  15. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  16. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  17. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  18. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  19. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.
  20. Se deberá utilizar acero de alta resistencia para las barras de acero de alta resistencia.

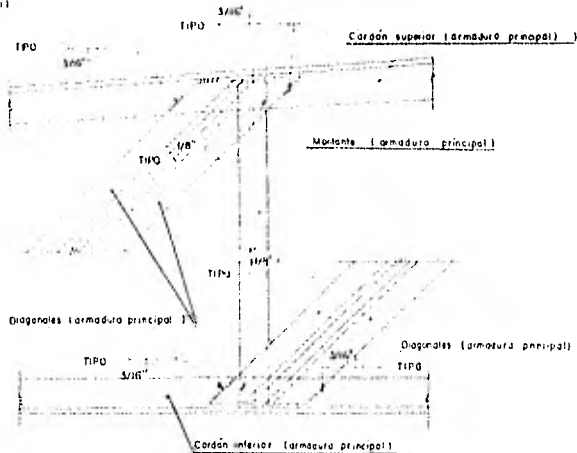
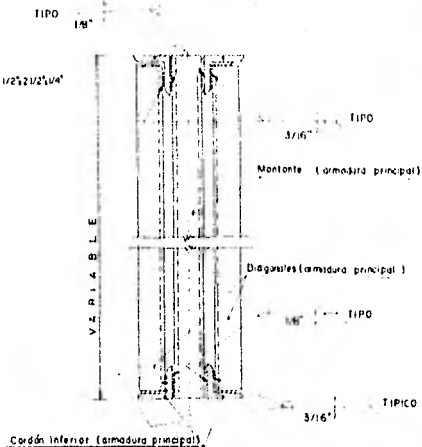
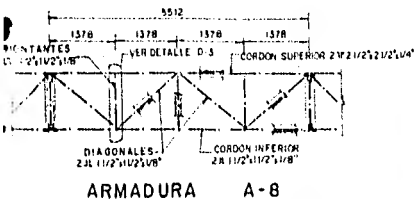


PLANTA DE LOCALIZACION DE ARMADURAS

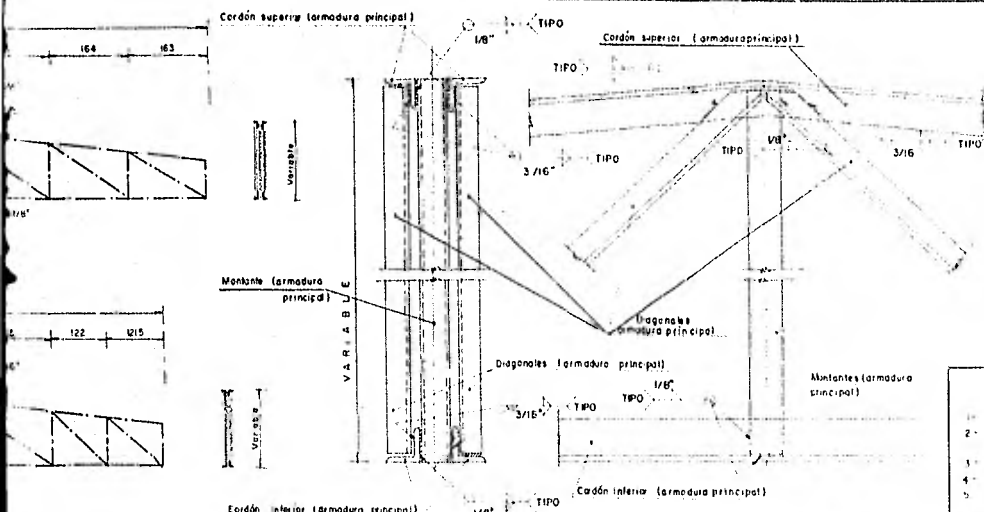


NOTA: Las armaduras de acero deben ser suministradas por el fabricante de acero y cumplir con las especificaciones de la ASTM A36.

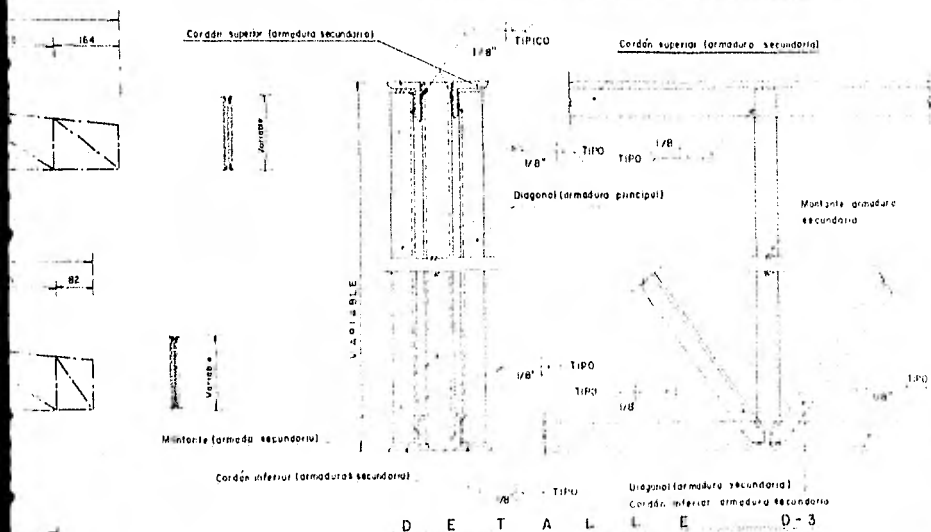
ARMADURA A-5



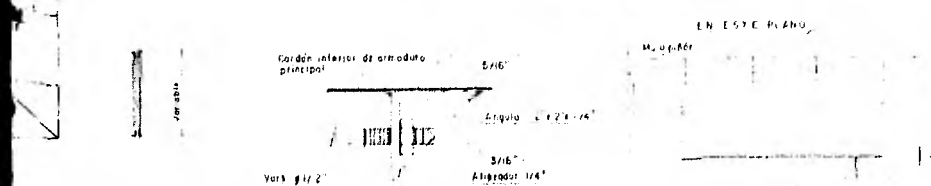
D E T A L L E D - 1



D E T A L L E D - 2



D E T A L L E D - 3



CORTE ESQUEMATICO DE ELEVACION

NOTAS GENERALES

- 1- Aceptaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.
- 2- Acero A-36 (ASTM)  $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_u=4200 \text{ kg/cm}^2$  para armaduras.
- 3- Concreto de  $200 \text{ kg/cm}^2$ .
- 4- Acero  $f_y=2000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_u=4200 \text{ kg/cm}^2$  (para refuerzo en concreto).
- 5- Todos los miembros y juntas deberán verificarse con los planos arquitectónicos definitivos.
- 6- Construcción de acuerdo a los siguientes normas y códigos: Reglamento de las construcciones del D.F., Normas del A.C.I. (318-71), Normas de acero AISC, Normas de calidad ASTM, Normas de soldadura AWS.
- 7- En cualquier caso de unión de diferentes miembros por soldar, la resistencia de la soldadura de los miembros por unir, será igual o mayor que los de los propios miembros. El plano de taller deberá especificar estos detalles.
- 8- Se deberá obtener radiografías para verificar la resistencia de los soldadores o llevar a cabo un control de calidad y certificación de soldadura de acuerdo al manual del Ing. Carlos Ricardo que elabore el Acero Ecológica.
- 9- Los armadores que lo indican, deben estar aprobados en cordón superior y diagonal de acero E-60 o E-70.
- 10- El contratista deberá verificar los planos de taller verificando las dimensiones en los planos arquitectónicos y directamente en la obra hasta la aprobación de la dirección de obra y del calculista.
- 11- Ver detalles de tipos y tipo de armaduras principales con secundarias en plano E-6.
- 12- Carga viva en proyecto  $170 \text{ kg/m}^2$ .
- 13- Se ha considerado el efecto de la carga debido a una cubierta de concreto estructural de  $14 \text{ cm}$  y un falso piso de  $50 \text{ kg/m}^2$ .
- 14- La longitud de los miembros por unir deberá ser tal que cumpla con el espesor de placa de refuerzo.
- 15- Las armaduras principales son A-1, A-2, A-3, A-4 y A-6.
- 16- Armaduras secundarias A-5, A-7 y A-8 operan en armaduras principales.
- 17- Las diagonales y cordones secundarios A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, A-7, A-8, A-9, A-10, A-11, A-12, A-13, A-14, A-15, A-16, A-17, A-18, A-19, A-20, A-21, A-22, A-23, A-24, A-25, A-26, A-27, A-28, A-29, A-30, A-31, A-32, A-33, A-34, A-35, A-36, A-37, A-38, A-39, A-40, A-41, A-42, A-43, A-44, A-45, A-46, A-47, A-48, A-49, A-50, A-51, A-52, A-53, A-54, A-55, A-56, A-57, A-58, A-59, A-60, A-61, A-62, A-63, A-64, A-65, A-66, A-67, A-68, A-69, A-70, A-71, A-72, A-73, A-74, A-75, A-76, A-77, A-78, A-79, A-80, A-81, A-82, A-83, A-84, A-85, A-86, A-87, A-88, A-89, A-90, A-91, A-92, A-93, A-94, A-95, A-96, A-97, A-98, A-99, A-100.
- 18- Este plano muestra una parte de un proyecto. El resto del proyecto se encuentra en los planos de detalle.
- 19- Los miembros principales operan en el eje A y están sujetos al momento en el plano E-6.
- 20- Las armaduras secundarias operan en los planos de detalle.

FACULTAD DE INGENIERIA

UNAM

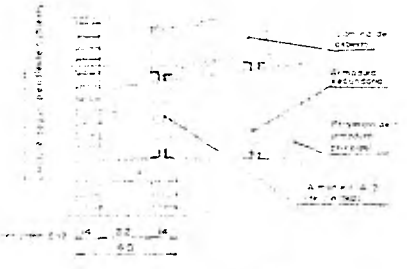
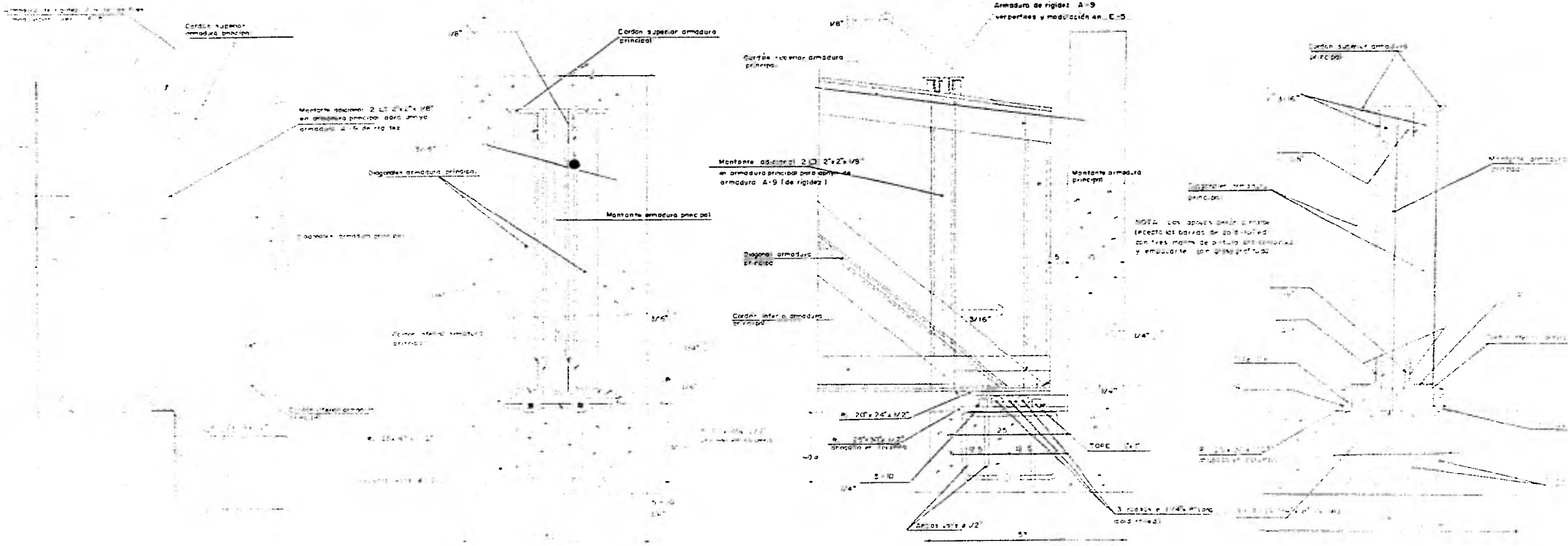
QUINTA DEBERIA SUSTITUA

PROFESIONAL

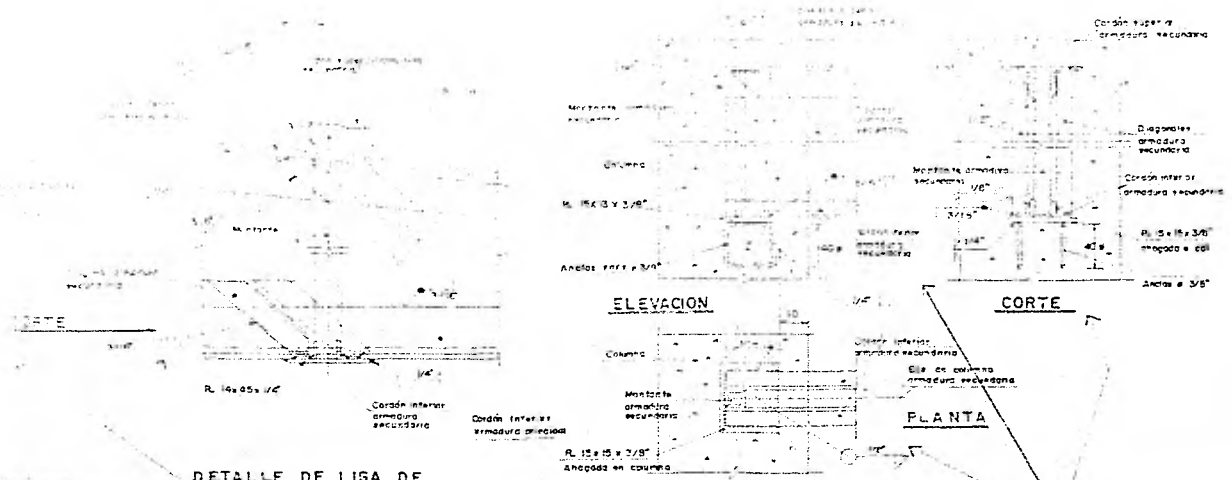
PLANO ARMADURAS

E-6





DETAILLE DE APOYO DE LAMINA DE ASBESTO



DETAILLE DE LIGA DE ARMADURAS SECUNDARIAS CON ARMADURAS PRINCIPALES

DETAILLE DE LIGA DE ARMADURAS SECUNDARIAS CON COLUMNAS CABCERAS

GENERALIDADES

El presente proyecto es el resultado de un estudio de ingenieria civil, realizado en el departamento de ingenieria civil de la facultad de ingenieria de la UNAM, con el fin de determinar el tipo de estructura que se debe utilizar para la construcción de un edificio de oficinas, de acuerdo a las condiciones de uso y de carga que se le van a imponer.

El proyecto se realizó de acuerdo a las normas de diseño de estructuras de concreto armado y acero reforzado, vigentes en el momento de su elaboración.

Se ha considerado un tipo de estructura de concreto armado, con losa de piso y columnas de soporte, para la construcción del edificio de oficinas.

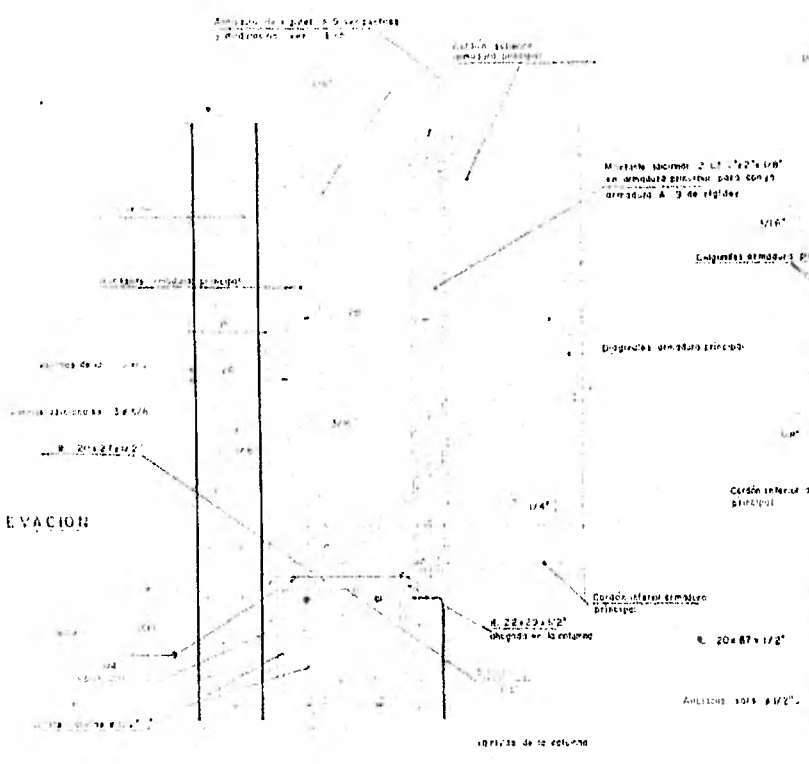
El tipo de estructura que se ha considerado es de concreto armado, con losa de piso y columnas de soporte, para la construcción del edificio de oficinas.

El tipo de estructura que se ha considerado es de concreto armado, con losa de piso y columnas de soporte, para la construcción del edificio de oficinas.

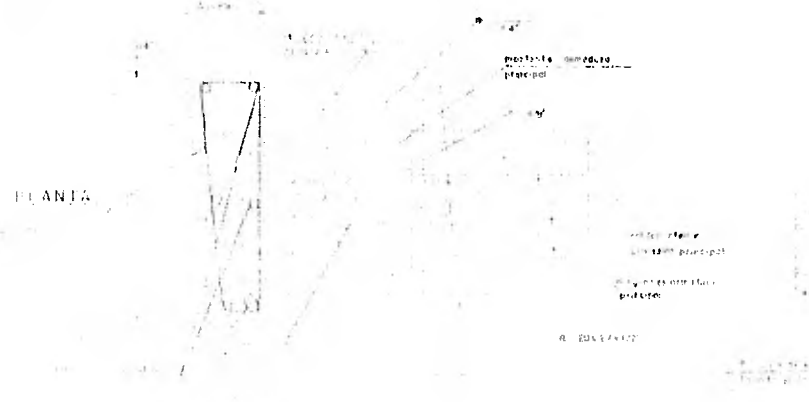
El tipo de estructura que se ha considerado es de concreto armado, con losa de piso y columnas de soporte, para la construcción del edificio de oficinas.

El tipo de estructura que se ha considerado es de concreto armado, con losa de piso y columnas de soporte, para la construcción del edificio de oficinas.

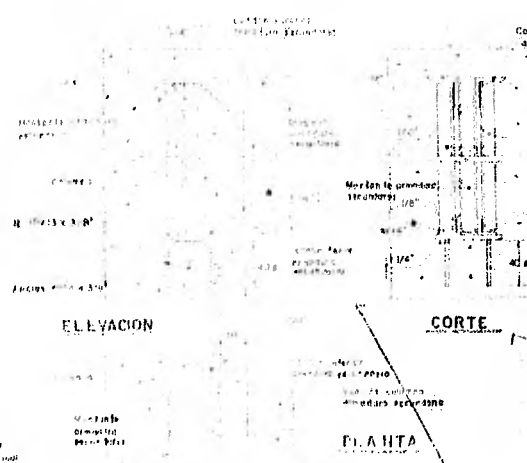
ELEVACION



PLANTA

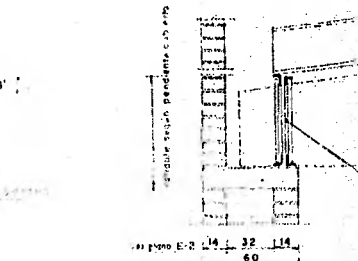


ELEVACION



CORTE

PLANTA



DETALLE DE APOYO DE LA

DETALLE DE LIGA DE ARMADURAS SECUNDARIAS CON ARMADURAS PRINCIPALES

DETALLE DE LIGA DE ARMADURAS SECUNDARIAS CON COLUMNAS CADEPERAS



#### IV. PROCEDIMIENTO Y RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION.

- a) Despalme del terreno.
- b) Trazo topográfico.
- c) Excavación para localizar el estrato geológico que se apege a las recomendaciones sugeridas por el estudio de Mecánica de Suelos.
- d) Utilización de acero de refuerzo y estructural limpio de oxidaciones y grasas. En el caso del acero estructural, deberá protegerse con pintura anticorrosiva.
- e) Deben tomarse muestras de concreto para ensayos y comprobación de la resistencia convenida.
- f) Las armaduras principales, dada su longitud, deben fabricarse en dos secciones para su transporte.
- g) Es conveniente la utilización de una pluma en sitio - estratégico, para fines de maniobra.
- h) Los acabados deben realizarse en cumplimiento a las especificaciones arquitectónicas.

#### BIBLIOGRAFIA:

- a) Mecánica Aplicada.  
Antonio Murrieta Necoechea.  
Ed. Limusa-Wiley, S. A.
- b) Análisis Estructural.  
Rodolfo Luthe García.  
Ed. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S. A., México.
- c) Proyecto y Dimensionamiento de las Estructuras de Hormigón.  
L. C. Urquhart.  
C. E. O'Rourke.  
G. Winter.  
Ed. Reverté, S. A.
- d) Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.  
Oscar M. Gonzalez Cuevas.  
Francisco Robles F. V.  
Júan Casillas G. de L.  
Roger Díaz de Cossío.  
Ed. Limusa.
- e) Manual Para Constructores.  
Cia. Fundidora de Hierro y Acero Monterrey, S. A.
- f) Diseño Estructural.  
Alberto Gutierrez.      Francisco de Pablo.  
Fernando Arcan.      Francisco Robles.  
Oscar de Buen.      Daniel Ruiz.  
Luis Esteva.      Ed. Facultad de Ingeniería, U. N. A. M.  
Carlos Glagoray.