



E. N. E. P. ARAGON INGENIERIA

U.N.A.M.

**Edificio para la Agencia Foranea
de la Compañía de Luz y Fuerza
del Centro (en Liquidacion) en -
Taxco, Guerrero.**

T E S I S

Que para obtener el título de :
INGENIERO CIVIL

Presenta :

Miguel Sánchez Mejía



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

INTRODUCCION

A continuación se presenta todo lo relacionado a el cálculo de un edificio de dos niveles, el cual estará ubicado en la ciudad de Taxco, Gro. y funcionará con las características que se enuncian en páginas interiores, cabe mencionar que se describe a grandes rasgos los aspectos económicos, y el proyecto arquitectónico, haciendo énfasis en el cálculo estructural y en los planos relacionados a dicho edificio; todo el diseño esta basado en el reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI-318-77) y desde luego auxiliándome de varios textos, los cuales se enuncian en la bibliografía.

CONTENIDO.

CAPITULO:	Pág.
I. NECESIDADES SOCIO-ECONOMICAS PARA LA CONSTRUCCION DEL EDIFICIO	
1.1 Aspectos Generales	1
1.2 Características elementales de Taxco, Gro.	1
1.3 Necesidad de Construir la Agencia	2
1.4 Ubicación y Dimensiones del Terreno	2
II. PROYECTO ARQUITECTONICO	5
III. PROYECTO ESTRUCTURAL	
3.1 Estimación de Cargas Permanentes	8
3.2 Diseño de Losas	15
3.3 Estimación de Cargas Accidentales	27
3.4 Diseño de Elementos	66
3.5 Bibliografía	94
IV. CONCLUSIONES	95
V. PLANOS ARQUITECTONICOS Y ESTRUCTURALES	96

I. NECESIDADES SOCIO-ECONOMICAS PARA LA CONSTRUCCION DEL EDIFICIO

1.1. ASPECTOS GENERALES.

Debido a el gran crecimiento de la población en los últimos años, las necesidades del hombre van aumentando en la misma proporción, desde las más elementales como; alimentación, vestido y hogar, hasta las necesidades secundarias; una de las necesidades que en la actualidad podríamos considerar como elemental, es el uso de la energía eléctrica; por lo que, la instalación de plantas generadoras de la misma es muy necesaria; así como la construcción de oficinas para el personal que esta encargado de hacer los tramites y operaciones necesarias para llevar hasta el hogar de cada persona la energía, además de que se encarga de ver que este servicio tenga las menores fallas posibles.

1.2 CARACTERISTICAS ELEMENTALES DE TAXCO, GUERRERO.

Taxco, Gro., es una ciudad en que el aumento de su población, como en muchas otras ha sido considerable, además de que es una población en que

el turismo es una de las fuentes principales de ingreso ya que en todas sus construcciones se conserva el clásico toque colonial, por otra parte cabe mencionar que Taxco es una de las ciudades consideradas mineras por excelencia ya que sus ricos yacimientos de plata no pudieron pasar desapercibidos por los antiguos colonizadores - que dejaron una gran huella en dicha ciudad.

1.3. NECESIDAD DE CONSTRUIR LA AGENCIA.

Todo lo anterior en conjunto ha hecho que la compañía de luz y fuerza del centro (C.L.F.C.) se vea en la necesidad de construir una agencia en la que, los habitantes de dicha ciudad realicen sus trámites relacionados a la energía eléctrica. La C.L.F.C. se encuentra en la actualidad rentando un local en la ciudad antes mencionada, que hace la función de agencia, esto trae consigo - una pérdida económica para dicha compañía; por lo que, se pensó en realizar un proyecto de una agencia adecuada a la ciudad de Taxco.

1.4. UBICACION Y DIMENSIONES DEL TERRENO.

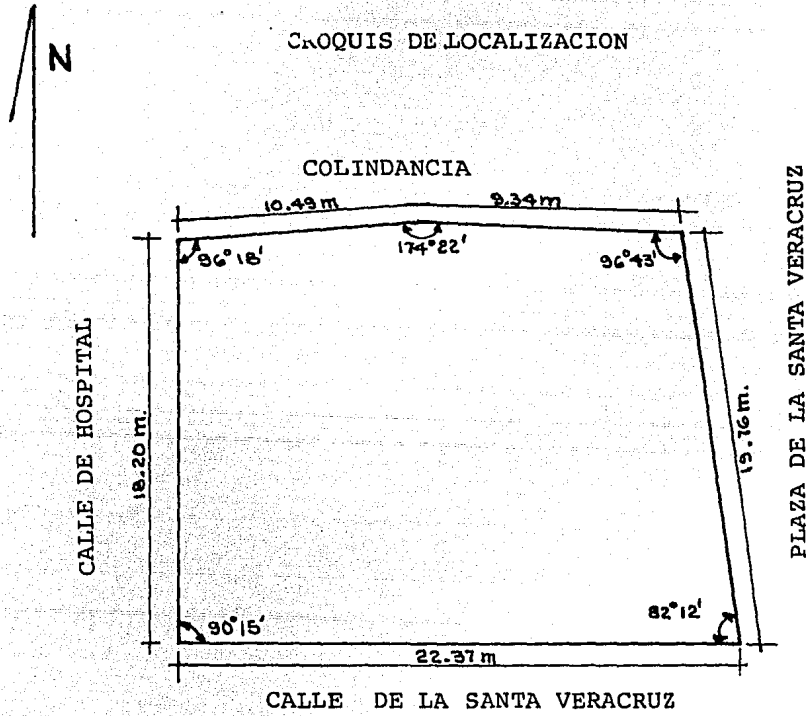
El terreno se encuentra ubicado en la parte central de Taxco, limitado al norte por construcciones de carácter urbano, al sur por la calle de

la Santa Veracruz, al Oriente por la plaza de la Santa Veracruz y al poniente por la calle de Hospital.

Taxco es una ciudad cuya topografía se encuentra muy accidentada con pendientes muy pronunciadas, por lo que, el terreno, propiedad de la C.L.F.C., es de esperarse que se encuentre en forma irregular con algunos desniveles en sus extremos tal y como nos lo muestra el plano de fachadas núm. (2). Dentro del terreno se encuentra construido por la parte que da a la calle de la plaza de la Santa Veracruz un muro de piedra, el cual se piensa aprovechar en la nueva construcción.

La forma de terreno es de un polígono irregular cuyas dimensiones son las siguientes: por la calle de plaza de la Santa Veracruz tiene una longitud de 19.76 metros; en el lado opuesto o sea en la calle de hospital, se tiene una distancia de 18.20m., al norte una longitud de 10.49m y otra de 9.34m., tal y como nos lo muestra el croquis que se presenta a continuación, finalmente al poniente tenemos una longitud de 22.37m.

CROQUIS DE LOCALIZACION



II. PROYECTO ARQUITECTONICO

GENERALIDADES.

El Proyecto Arquitectónico se realizó de manera que se aprovechara en todo lo posible, lo que ya estaba construido sobre el terreno y respetando desde luego las normas de construcción vigentes en Taxco, que, como antes se explicó por tratarse de una zona de construcciones de índole colonial, las características del edificio deben seguir los mismos lineamientos.

El edificio para la agencia constará de dos niveles cuyas funciones se describen a continuación:

PLANTA BAJA (ver plano núm.1)

Esta planta cuenta con un área de $414.20m^2$, y dadas las condiciones topográficas del terreno, se encuentra una parte de ésta bajo el nivel natural del terreno, la otra parte sobresaliendo de dicho nivel, esta planta tendrá como función principal la de servir como estacionamiento de las camionetas, las cuales desempeñan un papel muy importante en la agencia, ya que con ellas se transporta el material (cables, escaleras, medidores de energía, etc.) y personal necesario para el trabajo de campo. En la parte posterior de la zona de estacionamiento se encuentra una oficina, en la que se tramita la salida del material que

se utilizará en campo, junto a esta oficina se encuentra la bodega de conexiones, el cuarto de máquinas y aseo junto a éste.

PLANTA ALTA (ver plano núm. 3)

En esta planta tenemos áreas que darán servicio al público, que llegará a realizar los pagos de sus recibos o a hacer un trámite, por lo que, se contará con un departamento de quejas, al que acudirán las personas que tengan alguna inconformidad con relación a sus trámites, o algo similar; estas son las funciones más principales de la planta alta.

CARACTERISTICAS DE LAS FACHADAS.

Las fachadas y azoteas deberán seguir los lineamientos establecidos por el gobierno. Entre algunas de las normas que dicho gobierno tiene, sobresalen las siguientes:

1. Queda estrictamente prohibido el uso de concreto aparente en exteriores (trabes, marquesinas, castillos, dallas, etc.)
2. Queda prohibido el uso de cantilivers o cualquier volumetría estilizada, que rompa con lo tradicional.
3. Queda prohibido el uso de plásticos, láminas de cartón o asbesto, ruberoides, telas impermeables o semejantes en las cubiertas o acabados exteriores.

4. Solamente se permitirán construcciones que reunan en sus cubiertas más del 50% con teja de barro.
5. Los aplanados exteriores deberán ser rústicos encalados, color blanco.
6. La manguetería deberá ser en madera, o herrería colonial en rejas, puertas y ventanas. Queda prohibido el uso de aluminio o plásticos aparentes.
7. Los balcones deberán ser individuales, en madera o hierro forjado, usando en su base petatillo de barro o madera con vigas con pecho de paloma o hierro forjado y en casos especiales en cantera, volado máximo 0.60m.

Estos son algunos de los puntos más importantes que se tomarón en cuenta al hacer el diseño arquitectónico de las fachadas y demás elementos.

III. PROYECTO ESTRUCTURAL

3.1. ESTIMACION DE CARGAS PERMANENTES.

Sabemos que una carga permanente es una acción vertical gravitacional que actuará por siempre en la estructura, como ejemplo podemos mencionar el peso de columnas, trabes, pisos, losas, etc.

CARGAS PERMANENTES EN AZOTEA.

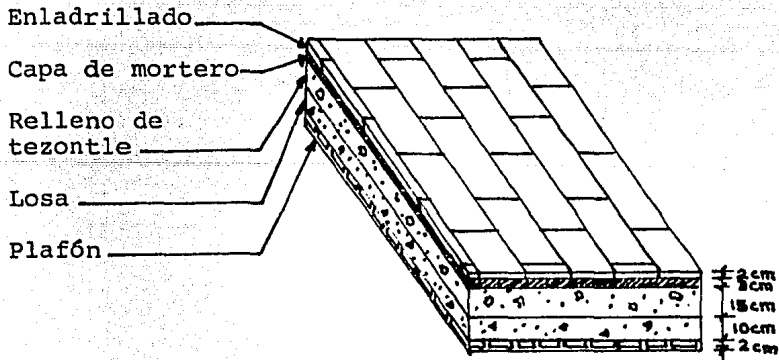
Para determinar este tipo de carga, es necesario proponer los materiales que compondrán la azotea. Los pesos volumetricos de los materiales se obtienen de el reglamento de construcción del Distrito Federal (R.D.F.).

Enladrillado.....	0.02mx1500kg/m ³ =30.0 kg/m ²
Firme de mortero (cal y arena)...	0.03mx1500kg/m ³ =45.0 kg/m ²
Relleno de tezontle (saturado)...	0.15mx1400kg/m ³ =210.0 kg/m ²
Losa de concreto armado.....	0.10mx2400kg/m ³ =240.0 kg/m ²
Plafón (yeso).....	0.02mx1500kg/m ³ 30.0 kg/m ²
Carga adicional por reglamento.....	40.0 kg/m ²
T O T A L	=595.0 kg/m ²
CARGA VIVA EN AZOTEA	=100.0 kg/m ²
	<u>Σ =695.0 kg/m²</u>

$$\begin{aligned} \text{CARGA TOTAL EN AZOTEA} &= 700 \text{ kg/m}^2 \\ &= 0.7 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

CARGAS PERMANENTES EN ENTREPISO

Piso de terrazo de 40x40	0.40mx 163 = 65 kg/m ²
Firme de mortero	0.04mx2100 = 84 kg/m ²
Losa de concreto armado	0.10mx2400 = 240 kg/m ²
Plafón de yeso	0.02mx1500 = 30 kg/m ²
Carga adicional por reglamento	<u>40 kg/m²</u>
	$\Sigma = 459 \text{ kg/m}^2$
	Carga viva = 250 kg/m ²
Carga total en entrepiso	<u>$\approx 700 \text{ kg/m}^2$</u>

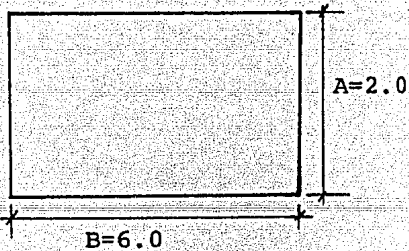


CORTE DE AZOTEA

A. COEFICIENTES DE DISTRIBUCION DE CARGA

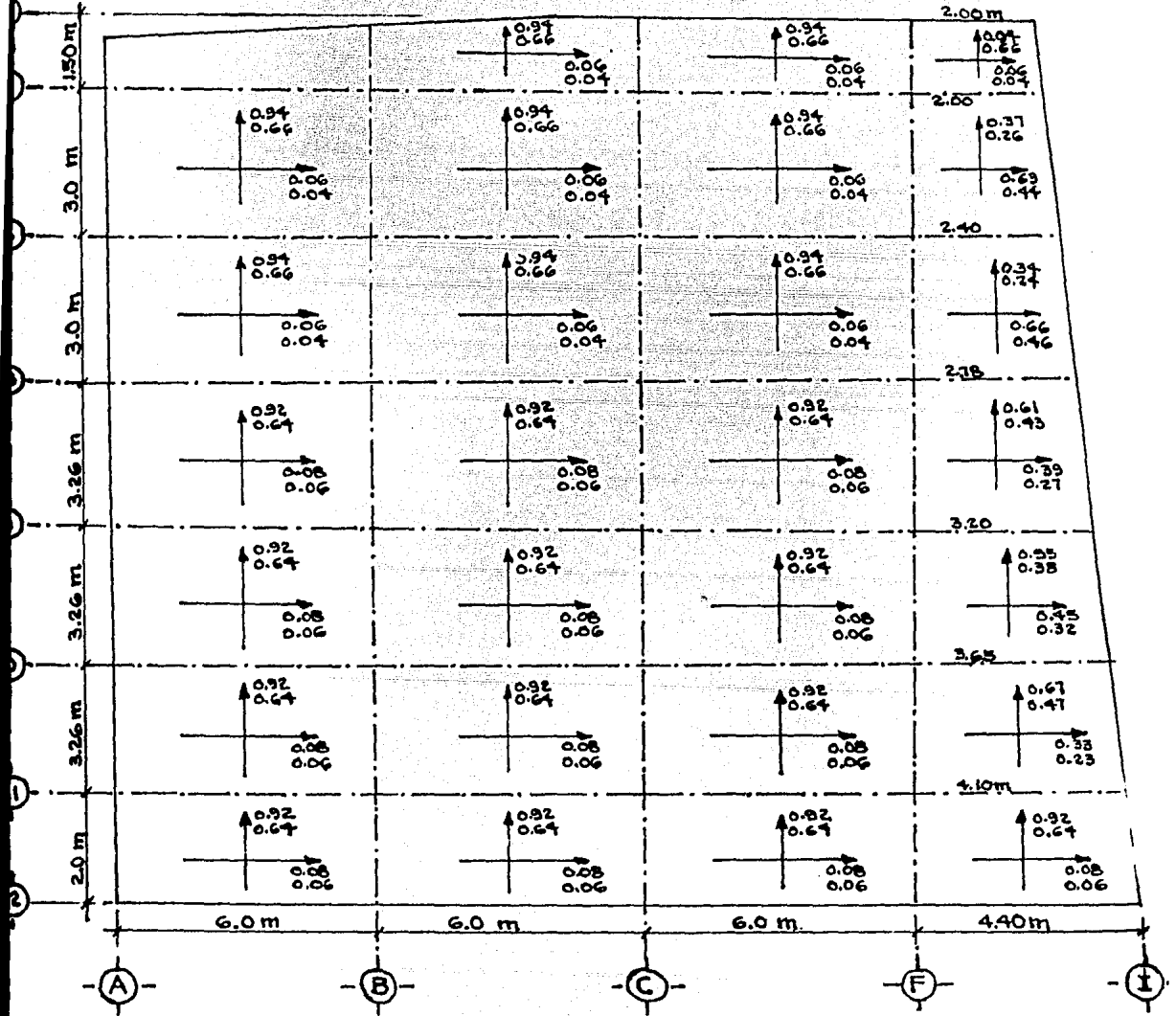
Para el cálculo de los coeficientes, consideremos como ejemplo el siguiente:

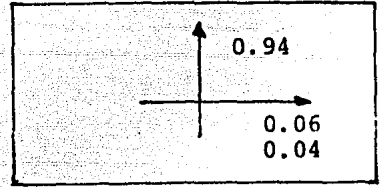
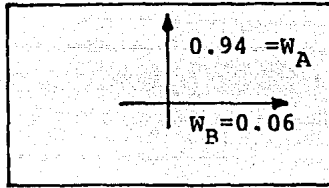
Tomemos el tablero de los ejes 11 y 12 entre A y B, y de acuerdo al método de igualación de flechas, encontramos que para el lado "A" le corresponde un coeficiente de 0.94 y para el lado "B" le corresponde un coeficiente de 0.06, los cuales al multiplicarse por la carga que actúa en toda la losa nos da la porción de carga que corresponde a cada lado.



$$m = \frac{2.0}{6.0} = 0.33$$

COEFICIENTES DE DISTRIBUCION DE CARGA DE AZOTEA.





COEFICIENTES DE CARGA

$$W_A = 0.94$$

$$W_B = \frac{0.06}{1.00}$$

DISTRIBUCION DE CARGA

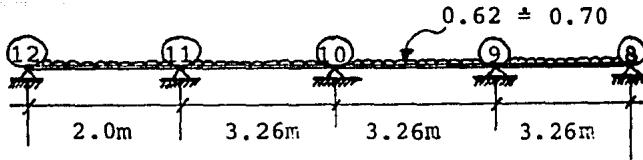
$$W_A \times W = 0.94 \times 0.70 = 0.66$$

$$W_B \times W = 0.06 \times 0.70 = \frac{0.04}{0.70}$$

Considerando todo lo anteriormente mencionado, se obtienen los coeficientes de carga, así como su respectiva distribución para cada lado como se muestra en la figura de la planta alta, esto también se hizo para la planta baja.

Una vez hecho lo anterior, se propone el armado analizando la losa como una viga continua simplemente apoyada y considerando un ancho unitario de 1.0 m.

B). ANALISIS DE LOSA EJES (12-8) y (A-I)



B.1. CALCULO DE MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO Y MOMENTOS ISOSTATICOS.

$$M_{12-11}^E = \frac{-WL^2}{8} = \frac{-(0.70)(2.0)^2}{8} = -0.35 = M_i$$

$$M_{11-12}^E = \frac{WL^2}{8} = \frac{(0.70)(2.0)^2}{8} = 0.35$$

$$M_i = \frac{WL^2}{8} = 0.35$$

$$M_{11-10}^E = -\frac{WL^2}{12} = -\frac{0.70(3.26)^2}{12} = -0.62$$

$$M_{10-11}^E = \frac{WL^2}{12} = 0.62$$

$$M_{i10} = \frac{WL^2}{8} = \frac{0.70(3.26)^2}{8} = 0.93$$

$$M_{10-9}^E = -\frac{WL^2}{12} = -\frac{0.70 \times (3.26)^2}{12} = -0.62$$

$$M_{9-10}^E = +\frac{WL^2}{12} = 0.62$$

$$M_{i9} = \frac{WL^2}{8} = 0.93$$

$$M_{9-8}^E = -\frac{WL^2}{8} = -\frac{0.70 \times (3.26)^2}{8} = -0.93$$

$$M_{8-9}^E = +\frac{WL^2}{8} = 0.93$$

$$M_i = \frac{WL^2}{8} = 0.93$$

B.2. CALCULO DE RIGIDECES Y FACTORES DE DISTRIBUCION

NUDO 11

$$r_{11-12} = \frac{3EI}{L} = \frac{3}{2} = 1.5 ; \quad F_{D11-12} = 0.55$$

$$r_{11-10} = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{3.26} = \frac{1.23}{2.73} ; \quad F_{D11-10} = \frac{0.45}{1.00}$$

NUDO 10

$$r_{10-11} = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{3.26} = 1.23, \text{ FD} = 0.5$$

$$r_{10-9} = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{3.26} = \frac{1.23}{2.46}, \text{ FD} = \frac{0.5}{1.0}$$

NUDO 9

$$r_{9-10} = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{3.26} = 1.23, \text{ FD} = 0.57$$

$$r_{9-8} = \frac{3EI}{L} = \frac{3}{3.26} = \frac{0.92}{2.15}, \text{ FD} = \frac{0.43}{1.00}$$

B.3. METODO DE H. CROSS PARA OBTENER LOS MOMENTOS HIPERESTATICOS.

	2.0 m		3.26 m		3.26 m		3.26 m	
FD	0	← 0.55 0.45 →	← 1/2 →	0.50 0.50	← 1/2 →	0.57 0.43	→ 0	
M ^B		0.35 -0.62		0.62 -0.62		0.62 -0.93		
MD		-0.27		0.0		-0.31		
		+0.15 +0.12		0.0 0.0		+0.18 +0.13		
		0.0		+0.06 +0.09		0.0		
		0.0		+0.15		0.0		
M		0.0 0.0		-0.07 -0.08		0.0 0.0		
		+0.50 -0.50		+0.61 -0.61		+0.80 -0.80		
V _i	0.70 ↓	↓ 0.70	1.14 ↓	↓ 1.14	1.14 ↓	↓ 1.14	1.14 ↓	↓ 1.14
V _H	0.25 ↑	↓ 0.25	0.04 ↑	↓ 0.04	0.05 ↑	↓ 0.05	0.24 ↑	↓ 0.24
V _t	0.45 ↓	↓ 0.95	1.1 ↓	↓ 1.18	1.09 ↓	↓ 1.19	1.38 ↓	↓ 0.90
R	0.45	2.05		2.27		2.57		0.90
M _i	$\frac{WL^2}{8} = 0.35$		0.93		0.93		0.93	

DONDE:

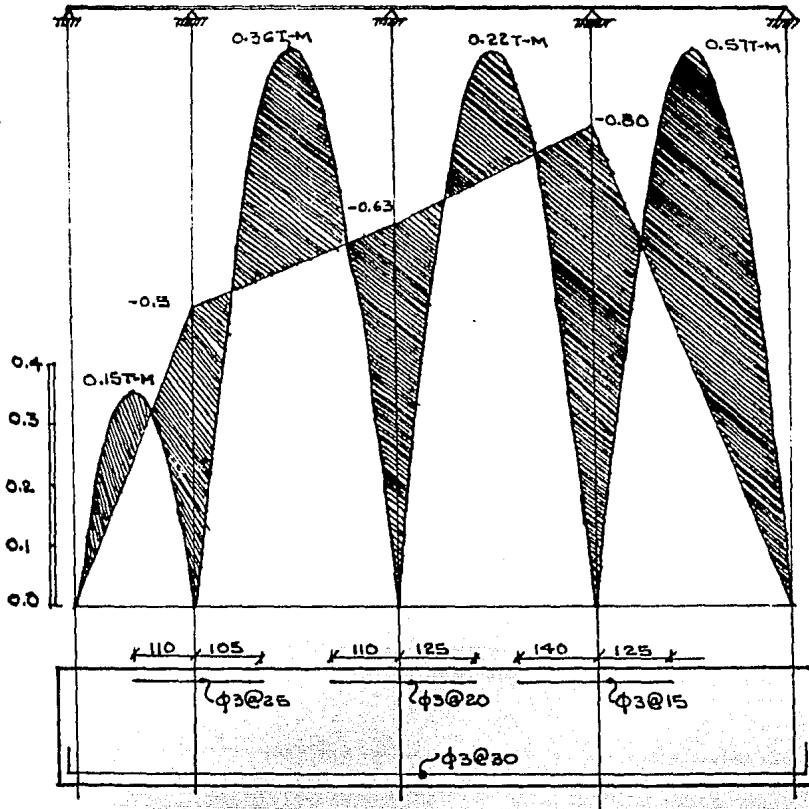
V_i = CORTANTE ISOSTATICO

R = REACCION

V_H = CORTANTE HIPERESTATICO

M_i = MOMENTO ISOSTATICO

V_t = CORTANTE TOTAL



3.2. DISEÑO DE LOSAS

Una vez que se ha trazado el diagrama de momentos procedemos a proponer el armado como si se tratará de una viga continua, con un ancho de 1.0m y utilizando el reglamento de las construcciones de concreto reforzado ACI (318-77).

El método que utilizaremos será el plástico con sus correspondientes hipótesis de diseño.

La losa se analizará por ejes y se mostrará todo el proceso de cálculo en un ejemplo, por lo que, para los de-

más ejes se hará similarmente a dicho ejemplo y tan sólo aparecerá en esta tesis los diagramas de momentos y la viga con su correspondiente armado.

Proponiendo un $h=10\text{cm}$, tenemos:

CALCULO DEL ARMADO DE LA LOSA

Datos para el lecho superior

$$M^{(-)} = 0.80 \text{ ton-m}$$

$$F_c = \frac{1.5D + 1.8L}{D + L};$$

donde:

D= Carga muerta

L= Carga viva

$$F_c = \frac{1.5(895) + 1.8(100)}{595+100}$$

$$F_c = 1.54 \doteq 1.6$$

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

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

$$b = 100\text{cm}$$

$$h = 10\text{cm}$$

$$d = 8\text{cm}$$

$$M_u = 0.80 \times F_c = 128000 \text{ kg-cm}$$

$$p_{\min} = 0.0018$$

$$p_{\max} = 0.75 p_b = 0.75 \left[\frac{0.85 f'_c K_1}{F_y} \cdot \frac{6000}{F_y + 6000} \right]$$

$$K_1 = \left(\frac{1.05 - f'_c}{1050} \right) = 0.85$$

$$K_1 = 0.85$$

$$p_{\max} = 0.75 \left[\frac{0.85 \times 0.85 \times 200}{4200} \cdot \frac{6000}{4200 + 6000} \right]$$

$$P_{m\acute{a}x} = 0.01518$$

$$A_{s_{m\acute{i}n}} = P_{m\acute{i}n} \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 10 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = P_{m\acute{a}x} \times b \times d = 0.015 \times 100 \times 8 = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{F_y} b d - \sqrt{\left(0.85 \frac{f'_c}{F_y} b d\right)^2 - 1.888 \frac{f'_c}{F_y} b \mu}$$

$$A_s = 32.28 - \sqrt{1048.53 - 273.99} = 32.38 - 28.01$$

$$A_s = 4.60 \text{ cm}^2; A_{s_{m\acute{i}n}} < A_s < A_{s_{m\acute{a}x}}$$

Utilizando vars. del N $^{\circ}$ 3
cálculo de la separación

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 (0.71)}{4.6} = 15.41 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

$$M^{(-)} = 0.63 \text{ ton} - \text{m}; \mu = 100800 \text{ kg-cm}$$

$$A_{s_{m\acute{i}n}} = 0.0018 \times 100 \times 10 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.75 p \times b \times d = 0.015 \times 100 \times 8 = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.52 \text{ cm}^2$$

con vars. # 3

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0.71}{3.52} = 20.17 \text{ cm}$$

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

$$M^{(-)} = 0.50 \text{ t-m}$$

$$F_c = 1.6$$

$$\mu = 0.50 \times 1.6 = 80000 \text{ kg-cm}$$

$$A_{s_{m\acute{i}n}} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.76 \text{ cm}^2 \doteq 2.80 \text{ cm}^2$$

SEPARACION

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0.71}{2.80}$$

$$S = 25.35 \text{ cm}$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

Para todo el refuerzo negativo se dejarán ganchos standar con las longitudes medidas a partir de los apoyos correspondientes, respetandose éstas como se marcan en cada sección.

LECHO INFERIOR MOMENTO POSITIVO

$$M^{(+)}_{\text{max}} = 0.57 \text{ ton-m}$$

$$F_c = 1.6$$

$$M_u = 0.57 \times 1.6 = 0.912 \text{ ton-m} = 91200$$

$$A_{s\text{mín}} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 12.0 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{F_y} b d - \sqrt{\left(0.85 \frac{f'_c}{F_y} b d\right)^2 - 1.88 \frac{f'_c}{F_y} b M_u}$$

$$A_s = 2.87 \text{ cm}^2 \text{ Vars } \#3 \text{ } a_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

SEPARACION

$$S = \frac{100 a_s}{A_s}$$

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

REVISION DE LA DEFLEXION

Deflexión a corto plazo

Utilizando la ecuación de:

$$\delta_c = \frac{WL^4}{348 E_c I_{ef}}$$

Donde:

δ_c = Deflexión a corto plazo (en cm.)

W = Carga uniformemente repartida (kg/cm)

L = Longitud del claro (cm)

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

$$I_{ef} = \left[\left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 I_g \right] + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 \right] I_{ag} \leq I_g$$

M_{ag} = Momento de agrietamiento de la sección homogénea de concreto.

I_g = Momento de inercia de la sección completa

I_{ag} = Momento de inercia de la sección agrietada transformada

I_{ef} , Se puede tomar como el promedio de los momentos de inercia efectivos en las secciones de momento negativo y momento positivos máximos.

$$E_c = 10,000 \sqrt{f_c} = 10,000 \sqrt{200}$$

$$E_c = 141421.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{141421.35} = 14.142$$

CALCULO DE Ief

M	Mu	As	nAs	c	(d-c) ²	Iag	$\left(\frac{Mag}{Mmax}\right)^3 I_g$	$\left[\frac{Mag}{Mmax}\right]^3 I_{ag}$	Ief
+0.15	24000	1.80	25.46	1.78	38.69	1173.04	63148.85	-7716.09	8333.33
+0.36	57600	1.96	27.72	1.84	37.88	1259.38	4568.06	569.03	5137.09
+0.22	35200	1.80	25.46	1.78	38.69	1173.05	20015.72	-2411.41	8333.33
+0.57	91200	2.87	40.59	2.18	33.87	1720.12	1150.84	1482.57	2633.41
-0.5	-80000	2.76	39.03	2.14	34.34	1667.0	1705.02	1325.93	3030.95
-0.63	-100800	3.52	49.8	2.34	32.04	2022.69	852.35	1815.80	2668.16
-0.80	-128000	4.60	65.05	2.64	28.73	2482.21	416.26	2358.22	2774.48
								Ief prom.	4701.54

$$I_{ag} = \frac{bc^3}{3} + nAs (d-c)^2$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 10^3}{12} = 8333.33 \text{ cm}^4$$

$$Mag = \frac{fr I_g}{Y_t} = \frac{2 \sqrt{200 \times 8333.33}}{5} = 47140.43 \text{ kg-cm}$$

$$d_c = \frac{0.70 \times 10 \times (326)^4}{384 \times 141421.35 \times 4701.54} = \frac{7.91 \times 10^{10}}{2.55 \times 10^{11}} = 0.31 \text{ cm.}$$

$$d_{perm} = \frac{L}{360} = 0.91 \text{ cm} \quad d_{act}$$

Si pasa por flecha

Deflexión a largo plazo (d_t)

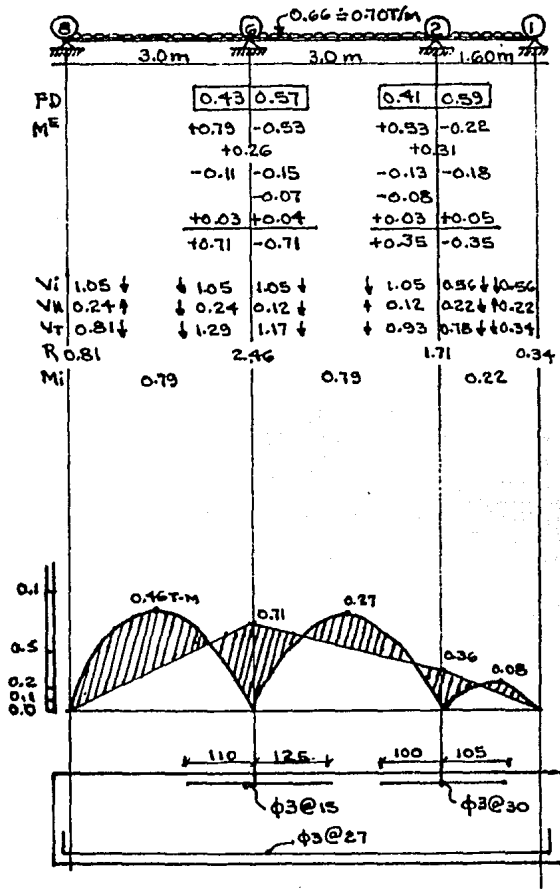
$$d_t = d_c \left(2 - 1.2 \frac{A'_s}{A_B}\right)$$

$$d_t = 0.31 \left(2 - 1.2 \frac{3.63}{2.11}\right)$$

$$d_t = 0.02 \text{ cm} \quad d_{perm.}$$

C). ANALISIS DE LOSA EJES (8-1) DE (A-I)

Los cálculos de momentos de empotramiento, rigideces y factores de distribución se obtubieron igual que el análisis anterior, Así como la proposición del armado tanto para el lecho inferior como para el superior.



DEFLEXIÓN

$$\delta_c = \frac{wl^4}{384E_c I_{ef}}$$

$$E_c = 141421.43 ; I_{ef} = 5543.61$$

$$\delta_c = 0.19 \text{ cm}$$

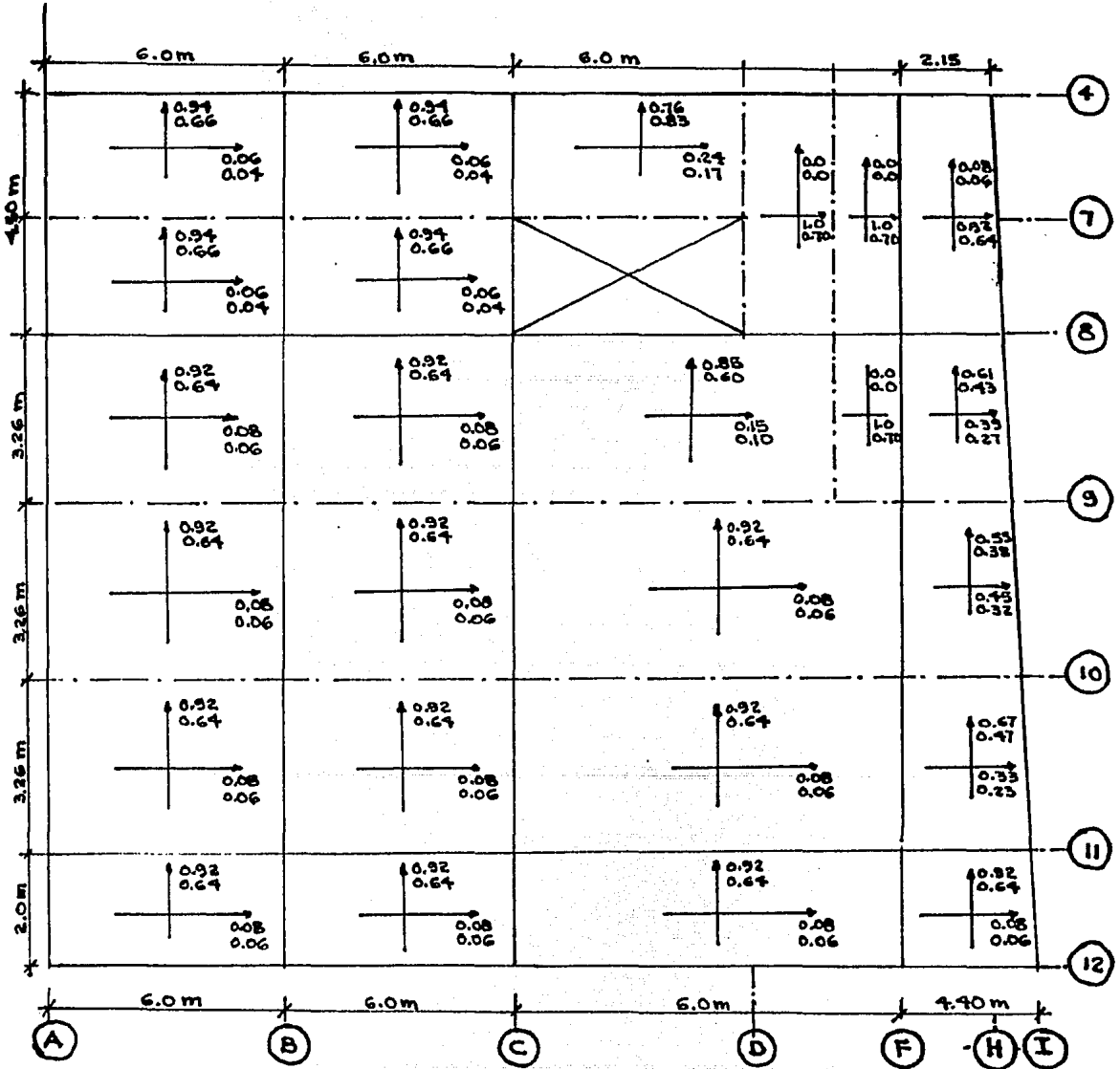
$$\delta_{PERM.} = L/360 = 0.83 > \delta_c$$

$$\delta_t = 0.19 \left[2 - 1.2 \frac{2.95}{2.06} \right]$$

$$\delta_t = 0.05 \text{ cm.}$$

LOSA PLANTA BAJA

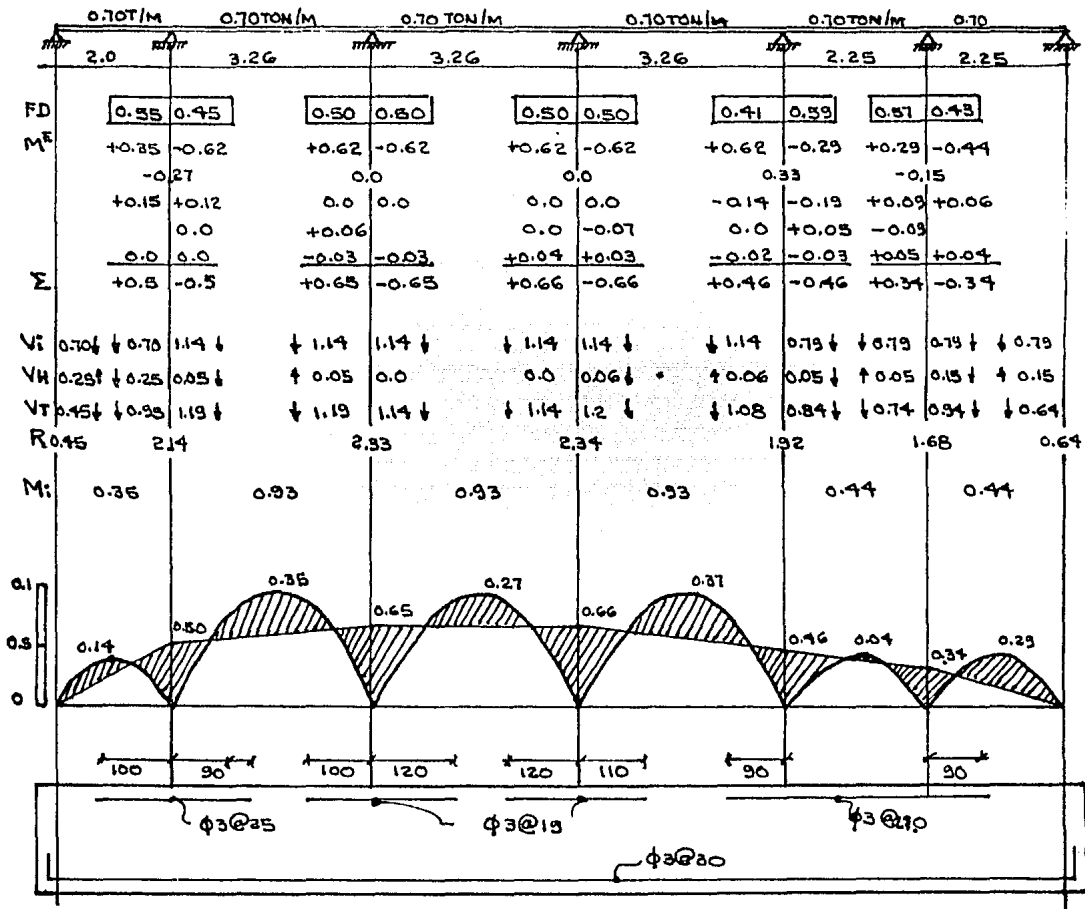
A. FACTORES DE DISTRIBUCION DE CARGA PLANTA BAJA



B). ANALISIS DE LOSA

Este análisis lo haremos como en caso de la losa de azotea, se considerará como una viga simplemente apoyada y continua.

B.1.) LOSA EJES (4-12), (A-B), (B-C) Y (F-I) METODO DE H.CROOS



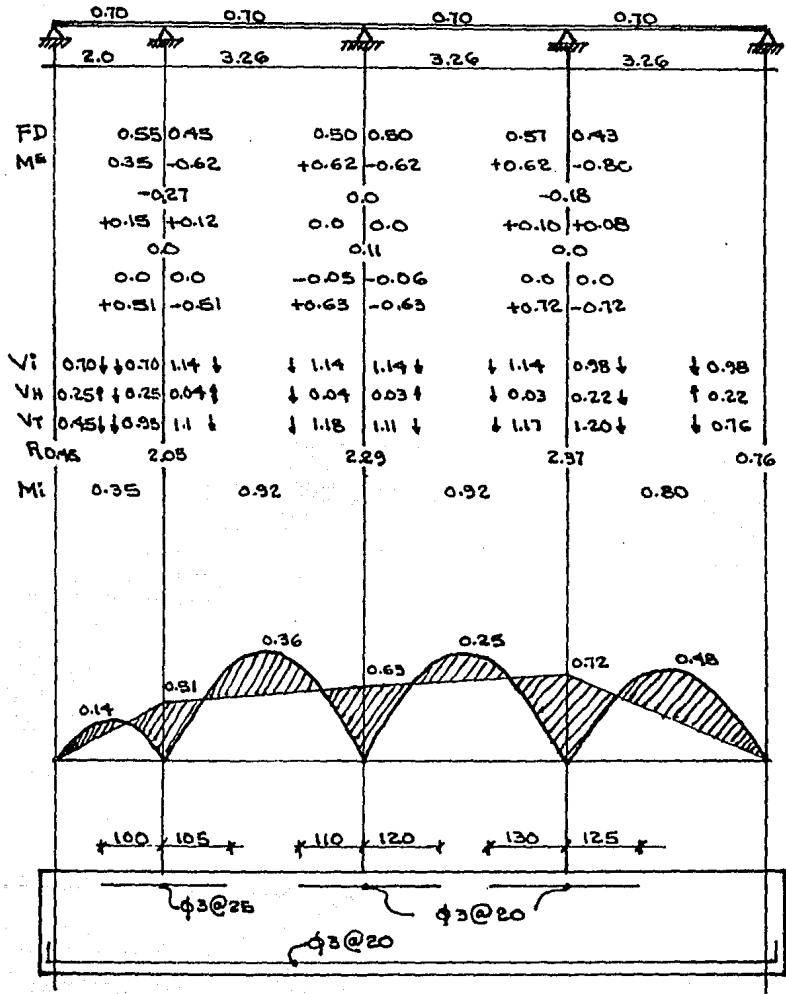
$$d_c = \frac{7.0 \times 326^2}{384 \times 141921 \times 5147} = 0.283 \text{ cm}$$

$$d_{PERM} = \frac{L}{360} = 326/360 = 0.906 > d_c$$

$$d_t = d_c (2 - 12 \frac{A'_s}{A_s})$$

$$d_t = 0.04 \text{ cm.}$$

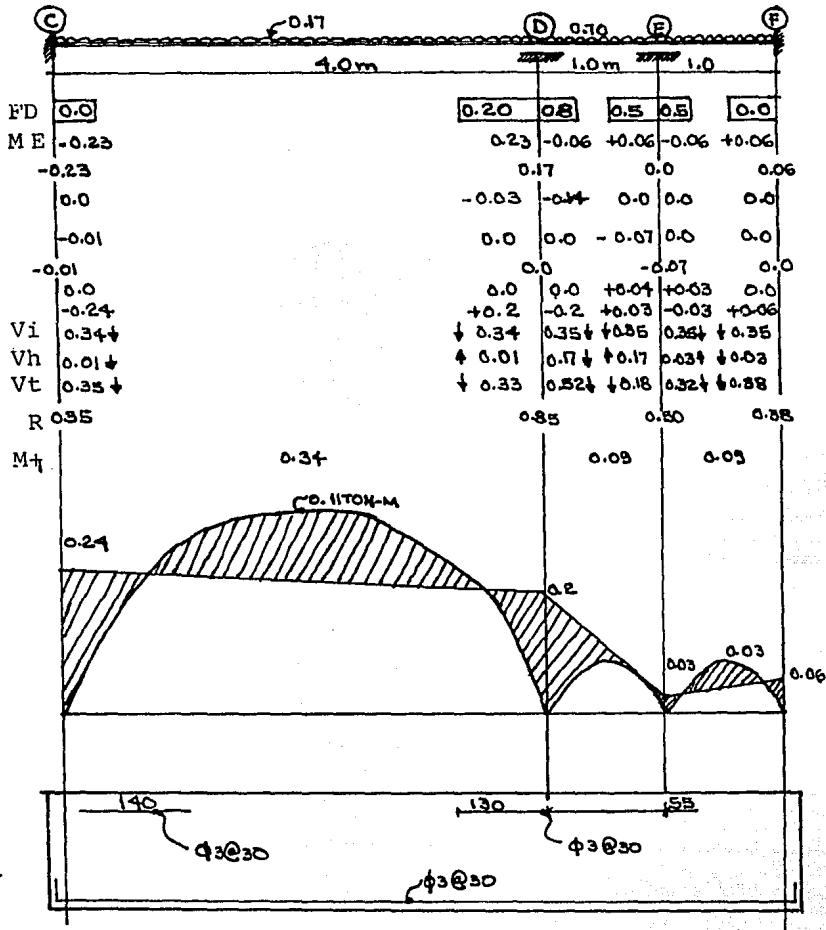
B.2.) LOSA EJES (8-12) ENTRE (C-D)



$$J_c = \frac{7.0 \times 326^4}{183 \times 14172 \times 3000} = 0.986$$

$$L/360 = 0.906$$

B.3.) LOSA EJES (4-7) ENTRE (C,F)



REVISION POR DEFLEXION

$$\delta_c = \frac{wL^4}{384E_c I_e} = \frac{0.17 \times 10 \times (400)^4}{384 \times 141421.35 \times 8333.3} = 0.096 \text{ cm}$$

$$\delta_{PERM} = \frac{L}{360} = \frac{400}{360} = 1.11 > 0.096 \text{ cm}$$

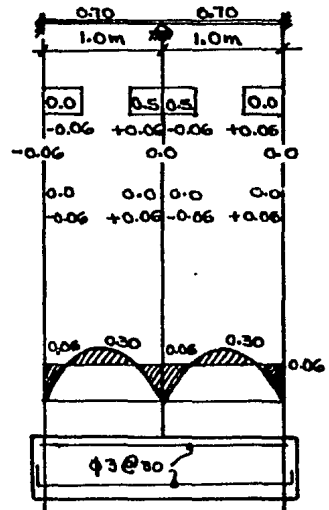
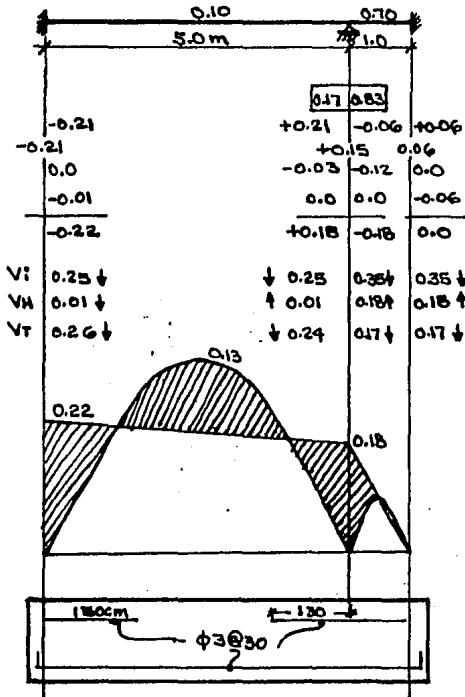
$\delta_t =$ A LARGO PLAZO

$$\delta_t = \delta_c \left(2 - 1.2 \frac{A_s'}{A_s} \right)$$

$$\delta_t = 0.19 \text{ cm} < 1.11 \text{ cm}$$

LOSA EJES (8-9) ENTRE (C-F)

LOSA EJES (D-F) ENTRE (7-8)



$$d_c = 0.0015 \text{ cm}$$

$$d_{PERM} = 0.28 > 0.0015$$

$$d_T = 0.0015 \times 2 + 0.00$$

$$d_T = 0.004 \text{ cm} < 0.28$$

$$d_c = \frac{0.10 \times 10 \times 500^4}{384 \times 141421.35 \times 83333.3}$$

$$d_c = 0.14 \text{ cm.}$$

$$d_{PERM} = 1.39 \text{ cm} > 0.14 \text{ cm}$$

$$d_T = 0.14(2) + 0.0$$

$$d_T = 0.28 < 1.39 \text{ cm.}$$

3.3 ESTIMACION DE CARGAS ACCIDENTALES

A continuación se presenta la determinación de las cargas que se utilizarán en el análisis sísmico.

NIVEL 2 DE AZOTEA

2 Tinacos de agua (de 1.5^tc/u) 3.0 ton

Losá de teja

Carga muerta. 595.0 kg/m²

carga viva reducida para sismo 70.0 kg/m²

665.0 kg/m²

$\frac{(20+22.40)}{2} \times 17.80 \times 665$ 250.95 ton

TRABES

(20x80) 0.20x.70x22.40 = 3.14 m³

(25x60) 0.25x0.50x125.93 = 15.74 m³

(40x80) 0.40x0.70x53.40 = 14.95 m³

33.83 m³ x 2.4 ton/m³ = 81.19 ton

COLUMNAS

(30x30) 0.30x0.30x2.25x5= 1.01m³

(40x40) 0.40x0.40x2.25x9= 3.24m³

4.25m³ x 2.4 ton/m³ = 10.21 ton.

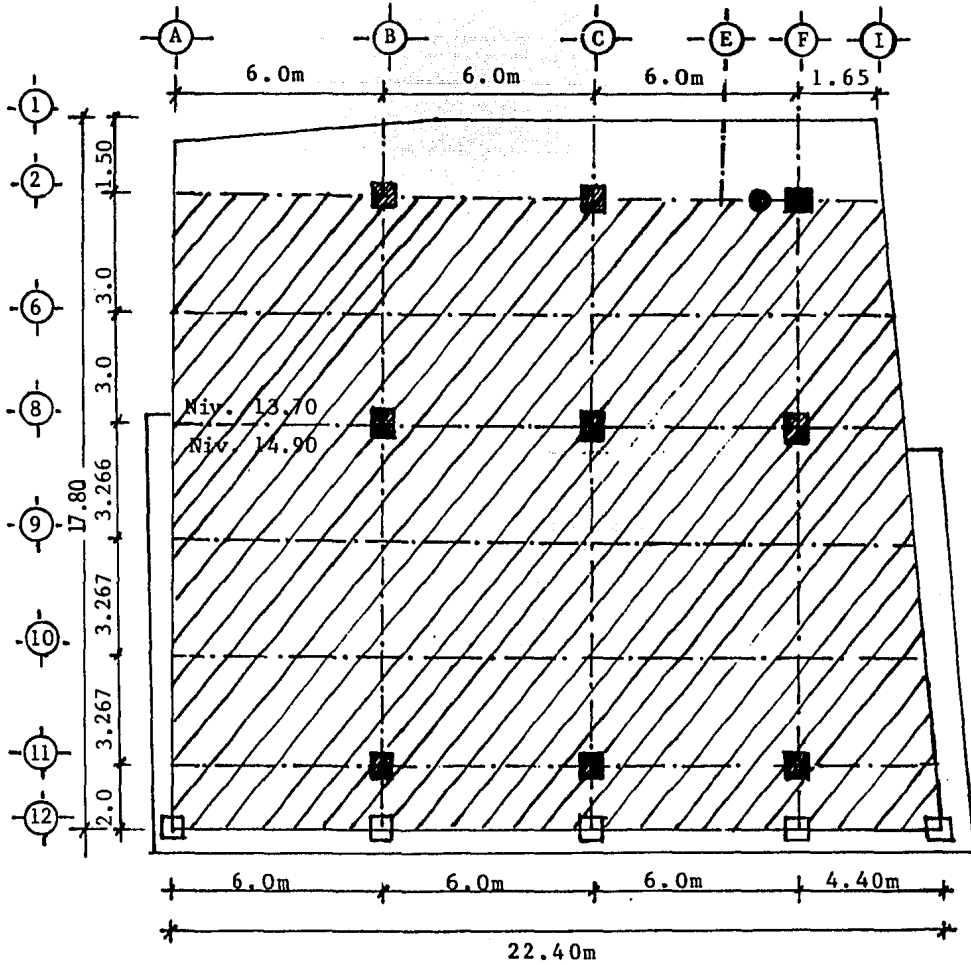
Pretil

(13.40+20.20)x0.258 ton/m 8.67 ton

Muro de tabique





$\frac{(20+10.25+14.25+10.15)}{2} \times 0.826$ ton/m 22.57 ton

Peso total nivel 2 de azotea = 376.60 ton.



PLANTA DE AZOTEA

Simbología:

-  columnas de 40x40
-  Columnas de 30x30
-  Tinacos de agua, cap. 1,100 lit.
-  Losa de teja

NIVEL I ENTREPISO

1. LOSA ACABADOS

Carga muerta	459.00 kg/m ²
Carga viva (sismo)	250.00 kg/m ²
Escalera	
Carga muerta	400.00 kg/m ²
Carga viva (sismo)	<u>150.00 kg/m²</u>
	1259.00 kg/m ²

$$\left[\left(\frac{22.40 \times 20.20}{2} \right) 16.30 - (2 \times 4.0) \right] 1.259 \text{ ton/m}^2 = 427.04 \text{ ton}$$

2. TRABES

(15x80)	0.15x0.70x4.40	0.462 m ³	
(25x60)	0.25x0.50x120.87	15.11 m ³	
(40x80)	0.40x0.70x48.90	<u>13.69 m³</u>	
		29.26 m ³	x 2.4 ton/m ² = 70.22 ton

3. COLUMNAS

(30x30)	0.30x0.30x2.25x3	0.61	
(40x40)	0.40x0.40x2.25 x9	3.24	
(40x40)	0.40x0.40x2.0x6	<u>1.92</u>	
		5.77m ³	x 2.4 t/m ² = 13.85 t.

4. MUROS DE CONCRETO

$$1.0 \left(\frac{16.30+18.0+20.2+16.15}{2} \right) 35.33 \text{ ton}$$

5. MURO DE TABIQUE

$$22.57 + \left(\frac{1.5+2.0+3.6+2.7+2.0+3.8+4.0+6.0}{2} \right) 0.826 = 33.14 \text{ ton.}$$

PESO NIVEL (1) ENTREPISO 579.58 ton

CALCULO DEL CENTRO DE CARGA (CC) DE AZOTEA (Fig.3.1)

CONCEPTO	PFSO (ton)	X(m)	Y(m)	Qy (T-M)	Qx (T-M)
TINACOS	3.0	17.10	17.80	51.3	53.40
LOSA (A-F) y (2-12)	213.07	9.00	8.9	1917.63	1896.32
LOSA (F-H) y (2-1)	41.71	19.60	8.53	817.52	355.79
LOSA (C-F) y (1-2)	6.98	15.0	18.70	104.70	130.53
LOSA (B-C) y (1-2)	5.69	9.0	19.23	51.21	109.42
LOSA (A-B) y (1-2)	2.29	4.0	18.18	9.16	41.63
COLUMNAS	10.21	12.0	8.90	122.52	90.87
TRABES (A-F) y (12) 20x80	6.05	9.0	0.0	54.45	0.0
TRABES (A-F) y (2-11) 25x60	32.40	9.0	8.90	291.6	288.36
TRABES (B-F) y (2-12) 40x80	35.88	12.0	8.90	430.56	319.33
TRABES (F-H) y (12) 20x80	1.48	20.20	0.0	26.67	0.0
TRABES (F-H) y (12-11) 25x60	5.44	19.6	8.53	106.62	46.40
TRABES (B-F) y (1-2) 40x80	3.12	12.0	18.65	37.44	58.19
MURO+PRETIL (A) y (2-12)	5.73	0.0	8.90	0.0	50.99
MURO (11) y (A-H)	5.88	11.05	2.0	64.97	11.76
MURO + PRETIL (H) y (1-12)	6.24	22.40	9.80	139.78	61.15
MURO + PRETIL (1) y (A-H)	13.42	10.0	19.23	134.20	258.07
PRETIL (8) y (A-H)	5.36	10.39	11.80	55.69	63.25
	403.79			4416.01	3835.46

EJEMPLO DE \bar{x} y \bar{y}

$$\bar{y} = \frac{\sum QX}{\sum P} = \frac{3835.46}{403.79}$$

PESO LOSA (A-F) y (2-12)

$$17.80 \times 18 \times 0.10 \times 665 = 213.07 \text{ ton.}$$

$$\bar{y} = 9.50 \text{ m.}$$

$$X = 17.10; Y = 17.80$$

$$Qy = (P)(x); Qx = (P)(Y)$$

$$\bar{x} = \frac{\sum QY}{\sum P} = \frac{4416.01}{403.79}$$

$$\bar{x} = 10.95 \text{ m.}$$

CALCULO DEL CENTRO DE CARGA (C.C.) DE ENTREPISO (Fig. 3.2.)

C O N C E P T O	PESO (ton)	X(m)	Y(m)	Qx(t-m)	Qy(t-m)
LOSA (A-F)y(4-12)	369.39	9.0	8.15	3010.53	3324.51
LOSA (F-H)y(4-12)	67.72	19.60	8.53	577.65	1327.31
ESCALERA (MENOS)	10.07	14.00	12.80	128.90	140.98
TRABES (12)y(F-H)15x80	1.10	20.20	0.0	0.0	22.22
TRABES(A-F)y(4-12) 25x60	26.40	9.00	8.15	215.16	237.60
TRABES(B-F)y(4-12) 40x80	32.86	12.0	8.15	267.81	394.32
TRABES(D-F)y(4-8) 20x60	2.94	17.00	14.05	41.31	49.98
TRABES(F-H)y(4-12) 25x60	4.86	21.30	6.90	33.54	103.52
MURO (4)y (A-F) Concreto	10.10	10.10	16.30	164.63	102.01
MURO (12)y (A-F) concreto	9.0	11.20	0.0	0.0	100.80
MURO (A)y (4-12) conc.	8.15	0.0	8.15	66.42	0.0
MURO (H)y (4-12) conc.	8.10	21.30	8.15	66.02	172.53
M.T. (E)y(1-5) relleno	5.95	17.0	12.93	76.93	101.15
M.T. (D)relleno	2.23	16.0	14.05	31.33	35.68
MURO TABIQUE(9)relleno	3.47	19.05	8.53	29.60	66.10
MURO TABIQUE(7)relleno	3.14	14.0	13.80	43.33	43.96
M.T. (A)y(2-12) carga	4.18	0.0	8.90	37.20	0.0
M.T. (11)y(A-H) carga	5.88	11.05	2.0	11.76	64.97
M.T. (H)y(1-12) carga	4.23	22.40	9.80	41.45	94.75
	569.70			4585.76	6241.41

M.T.= Muro de tabique

$$\bar{X} = \frac{\sum QY}{\sum P} = \frac{6241.41}{569.70} = 10.96 \text{ m.}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum QX}{\sum P} = \frac{4585.76}{569.70} = 8.05 \text{ m.}$$

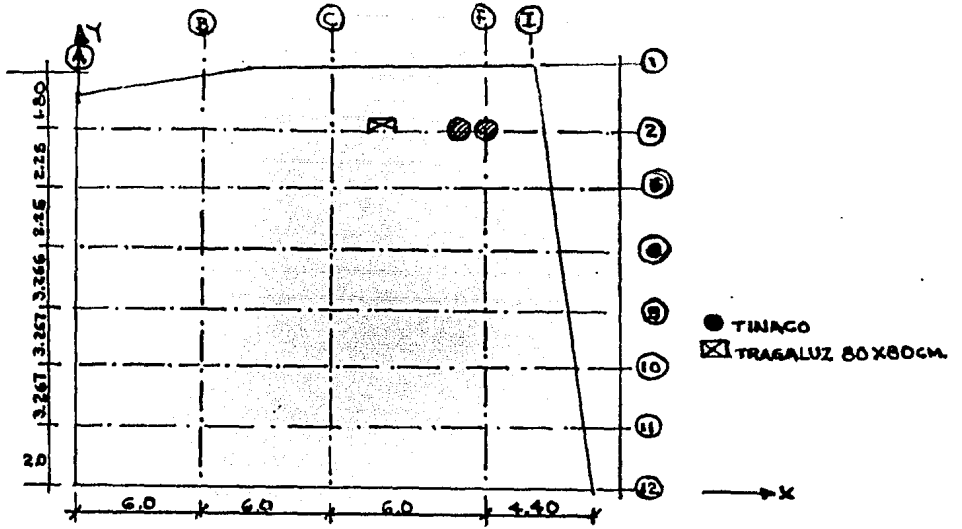


FIGURA 3.1

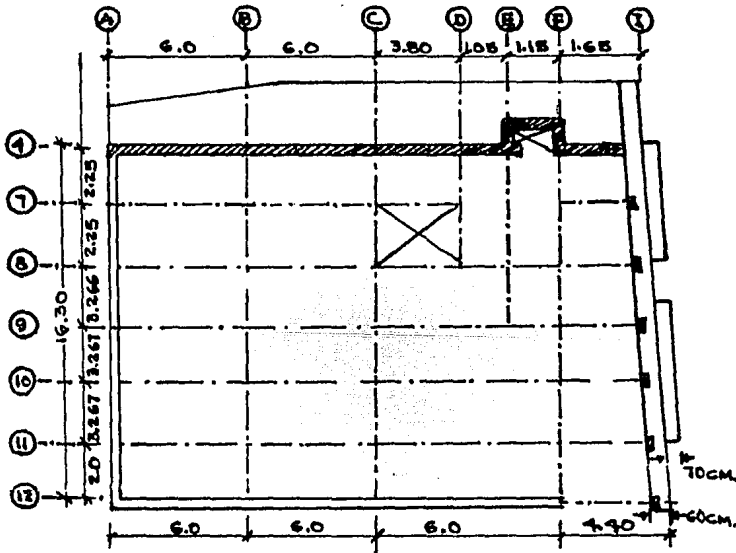


FIGURA 3.2

CALCULO DE RIGIDECES DE ENTREPISO

Cálculo de rígideces angulares

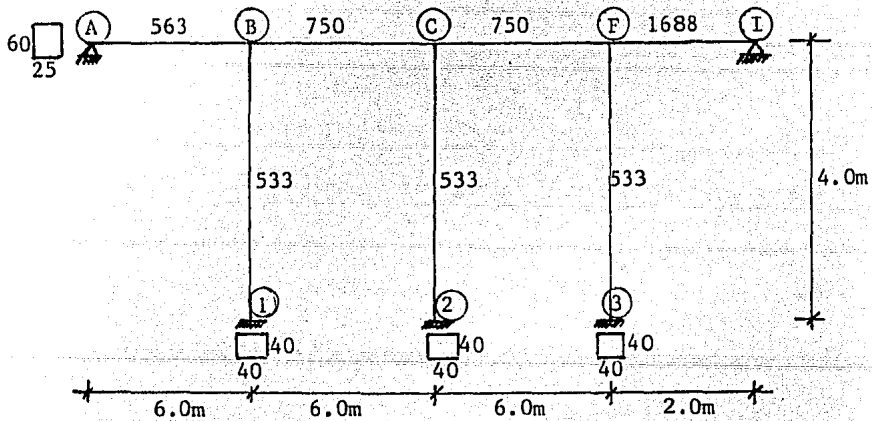
Las rígideces angulares las calcularemos como $r=I/L$, multiplicandose por $3/4$ en los extremos de las traveses libremente apoyadas.

r = rígidéz

I = momento de inercia en cm^4

L = longitud del claro en cm

MARCO EJE 2



La sección de toda la trabe será de 25x60cm y la de las columnas de 40cmX40cm.

$$I \text{ trabe} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 \cdot 60^3}{12}$$

$$I \text{ trabe} = 450,000 \text{cm}^4$$

$$I \text{ col} = 213333.33 \text{cm}^4$$

$$r_{AB} = \frac{3}{4} \frac{I}{L} = 0.75 \left(\frac{450,000}{600} \right) = 563$$

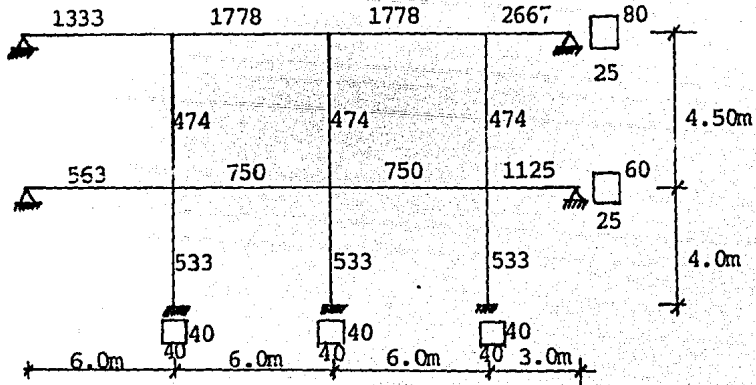
$$r_{BC} = r_{CF} = I/L = \frac{450,000}{600} = 750$$

$$r_{FI} = \frac{3}{4} \left(\frac{I}{L} \right) = 0.75 \left(\frac{450,000}{200} \right) = 1688$$

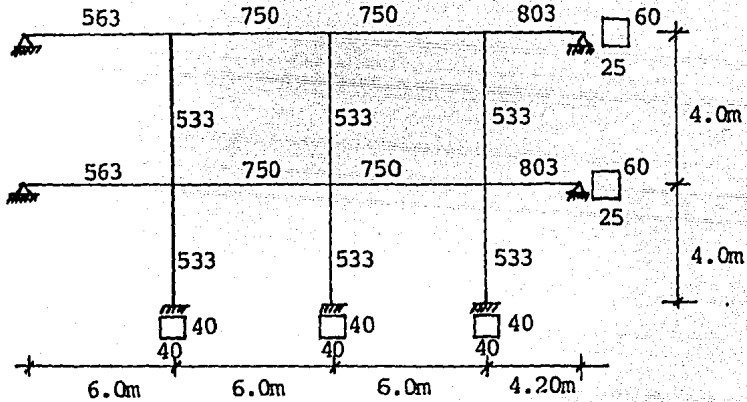
$$r_{1B} = r_{2C} = r_{3F} = \frac{I}{L} = \frac{213333.33}{400} = 533$$

Para los marcos siguientes la obtención de las rígideces se hace en forma análoga a el procedimiento anterior, por lo que, se colocará sobre el marco tan solo el valor correspondiente a la rígidez para cada tramo.

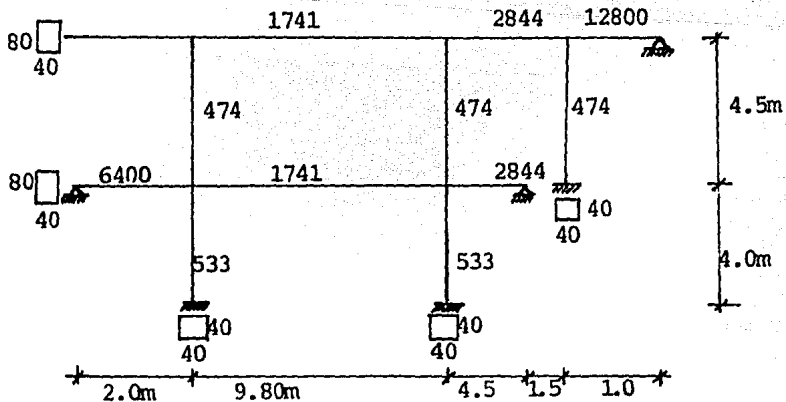
MARCO EJE 8



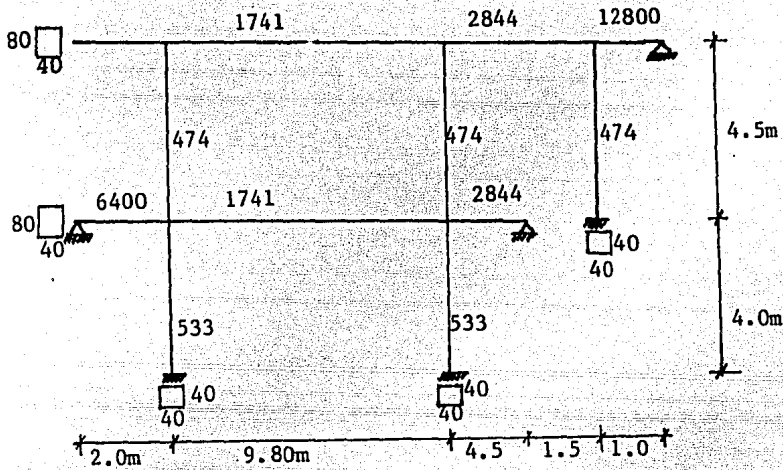
MARCO EJE 11



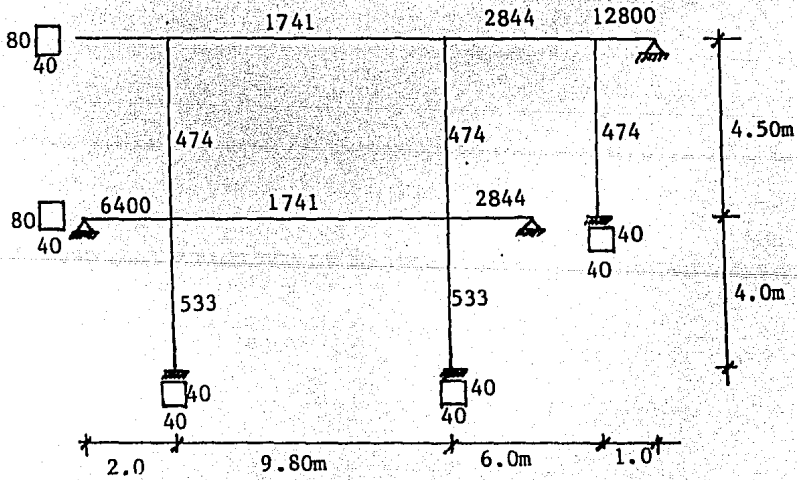
MARCO EJE B



MARCO EJE C



MARCO EJE F



RIGIDECES DE ENTREPISO

Para el cálculo de las rigideces de entrepiso utiliza remos las fórmulas de WILBUR.

Para columnas empotradas en la cimentación

PRIMER ENTREPISO

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\sum Kc_1} + \frac{h_1 + h_2}{\sum Kt_1 + \frac{\sum Kc_1}{12}} \right]}$$

Donde:

R₁ = Rigidez de entrepiso en cuestión

K_c = Rigidez angular (I/L) de columnas del entrepiso

K_t = Rigidez angular (I/L) de trabes del nivel sobre el entrepiso

h = Altura del entrepiso

MARCO EJE 2

$$R_{1x} = \frac{48 \times 140000}{400 \left[\frac{4 \times 400}{533 \times 3} + \frac{400 + 0}{3751 + \frac{533 \times 3}{12}} \right]} =$$

R_{1x} = 15222.83

MARCO EJE 8

$$R_{1x} = \frac{48 \times 140000}{400 \left[\frac{4 \times 400}{1599} + \frac{400 + 450}{3188 + \frac{1599}{12}} \right]}$$

R_{1x} = 13369.91

MARCO EJE 11

$$R_{1x} = \frac{48 \times 140000}{400 \left[\frac{4 \times 400}{1599} + \frac{400 + 400}{2866 + \frac{1599}{12}} \right]}$$

R_{1x} = 13,255,91

MARCO EJES B, C y F

$$R_{1y} = \frac{48 \times 140000}{400 \left[\frac{4 \times 400}{1066} + \frac{400 + 450}{10985 + \frac{1066}{12}} \right]}$$

$R_{1y} = 10648.44$

RIGIDECES DE ENTREPISO PARA MUROS

Estas rígideces las obtendremos con la fórmula siguiente:

$$R = \frac{eGL}{h}$$

DONDE:

R= Rígidez

G= Módulo de rígidez efectivo del muro

e= Espesor del muro

L= Longitud del muro

h= Altura del entrepiso donde se ^{calcula} la rígidez

MURO DE TABIQUE EJE 1

$$R_{1x} = \frac{13 \times 4000 \times 1983}{400} = 257,790$$

MURO DE CONCRETO EJE 4

$$R_{1x} = \frac{15 \times 0.4 \times 140000 \times 2020}{400} = 4,242,000$$

MURO DE CONCRETO EJE A

$$R_{1y} = \frac{15 \times 0.4 \times 140000 \times 1630}{400} = 3,423,000$$

MURO DE CONCRETO EJE 12

$$R_{1x} = \frac{15 \times 0.4 \times 140000 \times 1800}{400} = 3,780,000$$

MURO DE TABIQUE, PIEDRA EJE H-EXISTENTE

$$R_{1y} = \frac{eGL}{h} = \frac{60 \times 0.4 \times 10000 \times 1650}{400} = 990,000$$

SEGUNDO ENTREPISO

COLUMNAS EMPOTRADAS EN LA CIMENTACION

$$R_2 = \frac{48 E}{h^2 \left[\frac{4h^2}{\sum Kc_2} + \frac{h_1 + h_2}{\sum Kt_1} + \frac{h_2 + h_3}{\sum Kt_2} + \frac{h_2 + h_3}{12} \right]}$$

MARCO EJE 8

$$R_{2x} = \frac{48 \times 140000}{450 \left[\frac{4 \times 450}{1422} + \frac{400 + 450}{3188 + \frac{1599}{12}} + \frac{450 + 0}{7556} \right]}$$

$$R_{2x} = 9443.67$$

MARCO EJE 11

$$R_{2x} = \frac{48 \times 140000}{400 \left[\frac{4 \times 400}{1599} + \frac{400 + 400}{2866 + \frac{1599}{12}} + \frac{400 + 0}{2866} \right]}$$

$$R_{2x} = 11,940.93$$

MARCO EJES B, C y F

$$R_{2x} = \frac{48 \times 140000}{450 \left[\frac{4 \times 450}{1422} + \frac{400 + 450}{10985 + \frac{1066}{12}} + \frac{450 + 0}{17385} \right]}$$

$$R_{2x} = 10912.47$$

MURO DE TABIQUE EJE A

$$R_{2y} = \frac{eGL}{h} = \frac{13 \times 4000 \times 1580}{400}$$

$$R_{2y} = 205,400.00$$

MURO DE TABIQUE EJE H

$$R_{2y} = \frac{eGL}{h} = \frac{13 \times 4000 \times 1976}{400}$$

$$R_{2y} = 256,880.00$$

A Continuación se presentan en una tabla los valores de las rigideces obtenidas anteriormente.

MARCOS Y MUROS		ENTREPISO 1	ENTREPISO 2
MARCO 2	Kix	15222.83	
MARCO 8	Kix	13369.91	9443.67
MARCO 11	Kix	13255.91	11940.93
MARCOS B, C y F	Kiy	10648.44	10912.47
MURO DE TABIQUE EJE 1	Kix	257790.0	
MURO DE CONCRETO EJE 4	Kix	4242000	
MURO DE CONCRETO EJE 12	Kix	3780000	
MURO DE CONCRETO EJE A	Kiy	3423000	
MURO DE TABIQUE EJE H (existe)	Kiy	990000.0	
MURO DE TABIQUE EJE H	Kiy		256880.00
MURO DE TABIQUE EJE A	Kiy		205400.00

Dividiendo todo entre 9443.67 que es la menor de todas las rigideces tenemos lo siguiente:

MARCOS Y MUROS		ENTREPISO 1	ENTREPISO 2
MARCO EJE 2	Kix	1.61	
MARCO EJE 8	Kix	1.42	1.0
MARCO EJE 11	Kix	1.40	1.26
MARCOS EJES B, C y F	Kiy	1.13	1.16
MURO DE TABIQUE EJE 1	Kix	27.30	
MURO DE CONCRETO EJE 4	Kix	449.19	
MURO DE CONCRETO EJE 12	Kix	400.27	
MURO DE CONCRETO EJE A	Kiy	362.47	
MURO DE TABIQUE EJE H (existe)	Kiy	104.83	
MURO DE TABIQUE EJE H	Kiy		27.20
MURO DE TABIQUE EJE A	Kiy		21.75

JUSTIFICACION DEL COEFICIENTE SISMICO (CS)

El coeficiente sísmico (Cs) que se utilizará para el análisis, se obtiene tomando en cuenta lo especificado por el reglamento de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.), que en la sección correspondiente a sísmo hace referencia a dicho análisis, y se dan las recomendaciones para él. De acuerdo a esa sección tenemos lo siguiente:

La estructura pertenece al grupo B; tomando en cuenta el tipo de estructuración, esta pertenece al subtipo 1.2; según el riesgo sísmico de la región, la estructura esta dentro de la zona 3 en terreno firme (F). Con los datos antes citados entramos a la tabla que nos proporciona el reglamento antes citado, y que se muestra a continuación; encontrando un $C_s=0.15$

COEFICIENTES DE DISEÑO SISMICO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B

Subtipo estructura.	ZONA Y TIPO DE SUELO							
	0		1		2		3	
1.1	F	C1,C2	F	C1,C2	F	C1,C2	F	C1,C2
	1.1	0.025	0.025	0.025	0.04	0.04	0.06	0.10
1.2	0.025	0.025	0.04	0.06	0.08	0.08	0.15	0.24
1.3	0.04	0.04	0.04	0.06	0.10	0.15	0.20	0.30

Tratándose de las construcciones clasificadas en el grupo A, estos valores se multiplicarán por 1.3. Las clasificadas en el grupo C sólo requieren diseño sísmico si se localizan en la zona 3. En tal caso se adoptarán para los valores correspondientes de la tabla anterior, multiplicados por 0.5.

A continuación obtendremos la posición final del cortante sabiendo que dicha posición la encontramos con Y_v, X_v ,

donde:

$$Y_v = \frac{\sum F_{ix} \bar{Y}}{V_x}; \quad X_v = \frac{\sum F_{iy} \bar{X}}{V_y}$$

Donde:

$$F_i = Cs \sum W; \quad \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

F_i = Fuerza sísmica en el nivel i

Cs = Coeficiente sísmico = 0.15 en ambos sentidos

W_i = Peso del nivel considerado

h_i = Altura desde la base al nivel considerado

\bar{Y} = Ordenada del centro de las cargas respecto a unos ejes de referencia fijos en toda la estructura.

\bar{X} = Abscisa del centro de gravedad de las cargas respecto a unos ejes de referencia fijos en toda la estructura.

V_x = Fuerza cortante en el entrepiso considerado (fuerza sísmica acumulada en dicho entrepiso) para la dirección X.

V_y = Igual que la anterior, pero en dirección Y.

Los cálculos para obtener Y_v, X_v , se simplifican con la tabla siguiente, en donde las literales que aparecen en dicha tabla tienen el significado antes descrito.

NIVEL	ENTREPISO	W _i	h _i	W _i h _i	FUERZAS HORIZONTALES		CORTANTES		CENTRO DE GRAVEDAD DE LAS CARGAS				POSICIÓN FINAL DEL CORTANTE			
					F _{ix}	F _{iy}	V _x	V _y	\bar{y}	\bar{x}	F _{ix} \bar{y}	F _{iy} \bar{x}	$\Sigma F_{ix}\bar{y}$	$\Sigma F_{iy}\bar{x}$	Y _v	X _v
2		403.79	8.8	3432.21	87.76	87.76			9.50	10.94	833.72	960.09	833.72	961.09		
	2						87.76	87.76							9.5	10.94
1		569.70	4.0	2278.8	58.27	58.27			8.05	10.96	469.01	638.64	1302.78	1598.73		
	1						146.02	146.02							8.92	10.95
Σ		973.50		5711.01												

Una vez que ya hemos obtenido la posición del cortante, pasa remos a obtener el centro de rigideces, el cual se gráfica en planta al igual que el centro de cargas, y que en la mayoría de los casos no coinciden provocando excentricidades en dos sentidos, lo cual nos produce un momento torsionante en cada dirección.

A continuación se describen las ecuaciones que nos determinan los valores de la fuerza cortante inducida por torsión.

$$\text{EN LOS MARCOS } X = \frac{M_t K_{ix} Y_{it}}{\Sigma K_{ix} Y_{it}^2 + \Sigma K_{iy} X_{it}^2}$$

$$\text{EN LOS MARCOS } Y = \frac{M_t K_{iy} X_{it}}{\Sigma K_{ix} Y_{it}^2 + \Sigma K_{iy} X_{it}^2}$$

Donde:

$$M_t = \text{Momento torsionante} = V_x e d_y$$

$$V_x = V_x \left(\frac{K_{ix}}{\Sigma k_{ix}} \right)$$

K_i = Rígidez de entrepiso de un marco

(X_{it}, Y_{it}) = Coordenadas de los elementos resistentes con respecto al centro de rigideces del entrepiso en cuestión.

Una vez que ya se tienen las ecuaciones y sus respectivos significados procederemos a tabular los cálculos de los cor-
tantes directos, de torsión y totales.

ENTREPISO 2

EJE	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	KixYit	Kix \bar{Yit}^2	EFECTO DE Vx			EFEC. Vy
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
1	27.30	19.20	524.16	1.01	27.57	27.85	56.74	4.30	61.04	0.67
2	1.61	17.80	28.66	-0.39	-0.63	+0.24	3.35	-0.10	3.25	0.015
8	1.0	11.80	11.80	-6.39	-6.39	40.83	2.08	-1.0	1.08	0.16
11	1.26	2.0	2.52	-16.19	-20.40	330.27	2.62	-3.18	-0.56	0.50
Σ	31.17		567.14			399.19				

$$y_t = \frac{\Sigma KixYi}{Kix} = \frac{567.14}{31.17} = 18.19 ; \quad Yit = Yi - y_t$$

$$Mtx = V_x e d_y = 64.78 \times 13.995 = 906.60$$

$$Mty = V_y e d_x = 64.78 \times 2.20 = 142.52 \text{ t-m}$$

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	Kiy \bar{Xit}^2	EFECTO DE Vy			EFEC. Vx
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
B	1.16	6.0	6.96	-5.69	-6.60	37.56	1.43	-0.16	1.27	1.03
C	1.16	12.0	13.92	0.31	0.36	0.11	1.43	0.009	1.44	0.05
F	1.16	18.0	20.88	6.31	7.32	46.19	1.43	0.18	1.61	1.14
A	21.75	0.0	0.0	-11.69	-254.26	2972.27	26.87	-6.23	20.64	39.65
H	27.20	21.0	571.20	9.31	253.23	2357.59	33.61	6.21	39.82	39.49
Σ	52.43		612.96			5413.72				

$$x_t = \frac{612.96}{52.43} = 11.69$$

ENTREPISO 1

EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	Kix \bar{Y} it ²	EFECTO DE Vx			EFC Vy
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
4	449.19	16.30	7321.80	7.69	3454.27	26563.34	76.96	4.03	80.99	4.28
8	1.42	11.80	16.76	3.19	4.53	14.45	0.24	0.005	0.25	0.006
11	1.40	2.0	2.80	-6.61	-9.25	61.17	0.24	-0.01	0.23	-0.01
12	400.27	0.0	0.0	-8.61	-3446.32	29672.86	68.58	-4.02	64.56	-4.27
	852.28		7341.35			56311.82				

$$Y_t = \frac{7341.35}{852.28} = 8.61$$

$$M_{tx} = V_x \cdot e_{d_y}$$

$$e_{d_y} = (1.5 \times 0.20 + 0.05 \times 16.30) = 1.12$$

$$M_{tx} = 146.02 \times 1.12 = 163.54$$

$$V_x \text{ directo} = 146.02 \times \frac{K_{ix}}{\sum K_{ix}}$$

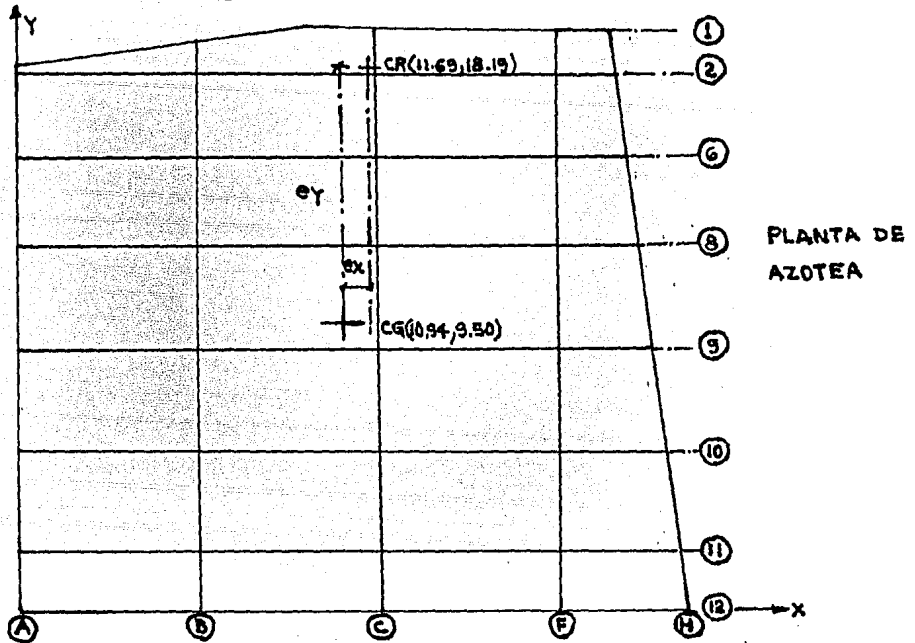
$$M_{ty} = V_y \cdot e_{d_x} = 146.02 \times 1.19 = 173.76$$

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Kit	KiyXit	Kiy \bar{X} it ²	EFECTO DE Vy			EFC Vx
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
A	362.47	0.0	0.0	-10.75	-3896.55	41887.94	72.67	-4.83	67.84	-4.55
B	1.13	6.0	6.78	-4.75	-5.37	25.50	0.23	-0.007	0.22	-0.006
C	1.13	12.0	13.56	1.25	1.41	1.77	0.23	0.002	0.23	0.002
F	1.13	18.0	20.34	7.25	8.19	59.40	0.23	0.01	0.24	0.01
H	362.47	21.50	7793.11	10.75	3896.55	41887.94	72.67	4.83	77.50	4.54
	728.33		7833.78			83862.55				

$$X_t = \frac{7833.78}{728.33} = 10.75$$

$$V_y \text{ directo} = 147.53 \times \left(\frac{K_{iy}}{\sum K_{iy}} \right)$$

Graficas de los centros de gravedad y los centros de rigideces, así como el cálculo de e_x , e_y .



$$e_x = 75 \text{ cm.} \quad e_{dx} = (1.5 \times 0.75 + 0.05 \times 21.50) = 2.20 \text{ m.}$$

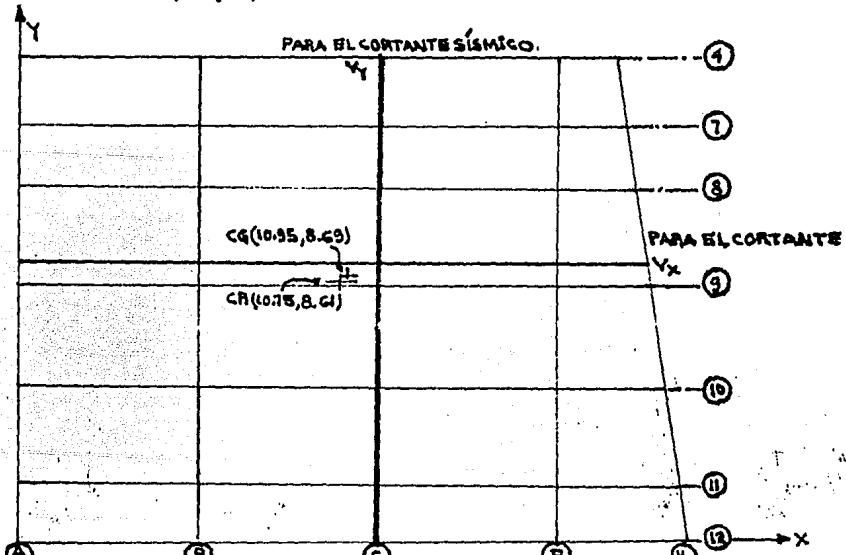
$$e_y = 869 \text{ cm.} \quad e_{dy} = (1.5 \times 0.75 - 0.05 \times 21.50) = 0.05 \text{ m.}$$

$$e_{dx} = (1.5 \times 0.75 - 0.05 \times 21.50) = 0.05 \text{ m.}$$

$$e_{dy} = (1.5 \times 8.69 + 0.05 \times 19.20) = 13.995 \text{ m.}$$

$$e_{dy} = (1.5 \times 8.69 - 0.05 \times 19.20) = 12.07 \text{ m.}$$

SE TOMA EL QUE PROPORCIONE EL MAYOR VALOR DE \pm RESPECTIVAMENTE



$$e_y = 20 \text{ cm.} \quad e_{dy} = (1.5 \times \pm 0.05L) = (1.5 \times 0.20 \pm 0.05 \times 16.30) = 1.12 \text{ m.}$$

$$e_x = 8 \text{ cm.} \quad e_{dx} = (1.5 \times \pm 0.05L) = (1.5 \times 0.08 \pm 0.05 \times 21.50) = 1.19 \text{ m.}$$

$$e_{dx} = 0.96 \text{ m.}$$

FUERZAS CORTANTES RESISTENTES

PRIMER ENTREPISO

MURO DE CONCRETO EJE A = H

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} bwd \phi$$

∴ V_c = Esfuerzo cortante resistente
del concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{200} \times (0.85) = 6.37 \text{ kg/cm}^2$$

A_r = Area resistente del muro = espesor x longitud

$$A_r = 15 \times 1630 = 24450 \text{ cm}^2$$

V_r = cortante que resiste el muro = $V_c \times A_r$

$$V_r = 6.37 \times 24450$$

$$V_r = 155.75 \text{ ton}$$

Cortante calculado en el análisis

$$1.25 (82.61 + 0.30 \times 8.52) = 106.46$$

MURO DE CONCRETO EJE 4

$$V_c = 6.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_r = 15 \times 2020 = 30300 \text{ cm}^2$$

$$V_r = 6.37 \times 30300 = 193.01 \text{ ton}$$

Cortante calculado en el análisis

$$1.25 (84.52 + 0.30 \times 8.82) = 108.96$$

MURO DE CONCRETO EJE 12

$$V_c = 6.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_r = 15 \times 1800 = 27000 \text{ cm}^2$$

$$V_r = 6.37 \times 27000 = 171.99 \text{ ton}$$

Cortante calculado en el análisis

$$1.25 (76.12+0.3 \times 8.79) = 98.45$$

SEGUNDO ENTREPISO (Azotea)

MURO DE TABIQUE EJE 1

$$h/L = \frac{4.50}{19.83} = 0.23$$

$$V_r = F_r (0.7 V_c) \quad \therefore V_c = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_r = 0.6 \times 0.7 \times 3.5 \quad F_r = 0.6$$

$$V_r = 1.47 \approx 1.5 \text{ kg/cm}^2 = \text{esf. cortante resistente}$$

$$A_r = 13 \times 1983 = 25779 \text{ cm}^2$$

FUERZA CORTANTE RESISTENTE

$$V_r = A_r V_r$$

$$V_r = 25779 \times 1.5 = 38.67 \text{ ton}$$

Cortante calculado en el análisis

$$1.1 (61.04 + 0.30 \times 0.67) = 67.37 \text{ ton}$$

MURO DE TABIQUE EJE A

$$h/L = \frac{4.5}{21.75} = 0.21$$

$$A_r = 1580 \times 13 = 20540 \text{ cm}^2$$

$$V_r = 20540 \times 1.5 = 30.81 \text{ ton}$$

Cortante calculado en el análisis

$$1.1 (20.64 + 0.30 \times 39.65) = 35.79 \text{ ton}$$

MURO DE TABIQUE EJE H

$$h/L = 4.5/19.76 = 0.23$$

$$A_r = 1976 \times 13 = 25688 \text{ cm}^2$$

$$V_r = 25688 \times 1.5 = 38.53$$

$$\text{Cortante calculado} = 1.1 (39.82 + 0.30 \times 39.49) = 56.83 \text{ ton.}$$

SEGUNDA ALTERNATIVA, AUMENTANDO RIGIDEZ EN EL PISO PARA CAMBIAR DE POSICION AL CENTRO DE TORSION

ENTREPISO 2

MURO DE TABIQUE EJE A

$$R2y = \frac{eGL}{h} = \frac{13 \times 4000 \times 1025}{400} = 133,250.00$$

MURO DE TABIQUE EJE H

$$R2y = \frac{eGL}{h} = \frac{13 \times 4000 \times 1020}{400} = 132600.00$$

MURO DE TABIQUE EJE 1

$$R2x = \frac{eGL}{h} = \frac{13 \times 4000 \times 1983}{400}$$

MURO DE TABIQUE EJE 11

$$R2x = \frac{13 \times 4000 \times 1445}{400} = 187850.00$$

+ +

$$\text{RIGIDEZ DEL MARCO} = \frac{11940.93}{199790.93}$$

MARCOS Y MUROS		ENTREPISO 1	ENTREPISO 2
MARCO 2	Kix		15222.83
MARCO 8	Kix	13,369.91	9443.67
MARCO 11 (Y MURO ARRIBA)	Kix	13,255.91	199790.93
MURO DE TABIQUE EJE 1	Kix		257790.00
MURO DE CONCRETO EJE 4	Kix	4242000.00	
MURO DE CONCRETO EJE 12	Kix	3780000.0	
MARCO EJES B, C y F	Kiy	10,648.44	10912.47
MURO DE CONCRETO EJE A	Kiy	3423,000.00	
MURO DE PIEDRA-TABIQUE EJE H (EXISTE)	Kiy	990,000.00	
MURO DE TABIQUE EJE H	Kiy		132600.00
MURO DE TABIQUE EJE A	Kiy		133250.00

DIVIDIENDO ENTRE EL VALOR DE MENOR RIGIDEZ 9443.67 TENEMOS:

MARCOS Y MUROS		ENTREPISO 1	ENTREPISO 2
MARCO EJE 2	Kix		1.61
MARCO EJE 8	Kix	1.42	1.0
MARCO EJE 11	Kix	1.40	21.16
MURO DE TABIQUE EJE 1	Kix		27.30
MURO DE CONCRETO EJE 4	Kix	449.19	
MURO DE CONCRETO EJE 12	Kix	400.27	
MARCOS EJES B,C y F	Kiy	1.13	1.16
MURO DE CONCRETO EJE A	Kiy	362.47	
MURO DE TABIQUE-PIEDRA EJE H (EXISTE)	Kiy	362.47	
MURO DE TABIQUE EJE H	Kiy		14.04
MURO DE TABIQUE EJE A	Kiy		14.11

ENTREPISO 2

e	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix \bar{Y}_i^2	EFECTO DE Vx			EFECTO Vy
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
1	27.30	19.20	524.16	7.32	199.84	1462.80	46.91	-14.20	32.71	6.73
	1.61	17.80	28.66	5.92	9.53	56.42	2.77	- 0.68	2.09	0.20
	1.0	11.80	11.80	-0.08	-0.08	0.006	1.72	+ 0.005	1.73	-0.003
1	21.16	2.0	42.32	-9.88	-209.06	2065.52	36.36	14.84	51.20	-7.04
Σ	51.07		606.94			3584.75				

$$Y_t = \frac{606.94}{51.07} = 11.88$$

$$MTX = V_x \text{ edy} = 87.76 \times 5.49$$

$$MTX = 481.25$$

EJE	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X_i^2	EFECTO DE Vy			EFECTO Vx
							Directo	TORSION	TOTAL	TORSION
A	14.11	0	0	-10.64	-150.13	1597.39	39.15	5.05	44.20	-10.66
B	1.16	6.0	6.96	- 4.64	- 5.38	24.97	3.22	0.18	3.40	- 0.38
C	1.16	12.0	13.92	1.36	1.58	2.14	3.22	0.05	3.27	0.11
F	1.16	18.0	20.88	7.36	8.54	62.84	3.22	0.29	3.51	0.61
H	14.04	21.0	294.84	10.36	145.45	1506.91	38.95	4.90	43.85	10.32
Σ	31.63		336.60			3194.25				

$$X_t = 336.60/31.63 = 10.64$$

$$Mty = 87.76 \times 2.60 = 228.18$$

ENTREPISO 1

EJE	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	- 2 Kix Yit	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
4	449.19	16.30	7321.80	7.69	3454.27	26563.34	76.96	7.56	84.52	8.82
8	1.42	11.80	16.76	3.19	4.53	14.45	0.24	0.01	0.25	0.01
11	1.40	2.0	2.80	-6.61	-9.25	61.17	0.24	0.02	0.26	-0.02
12	400.27	0.0	0.0	-8.61	-3446.32	29672.86	68.58	7.54	76.12	-8.70
Σ	852.28		7341.35			56311.82				

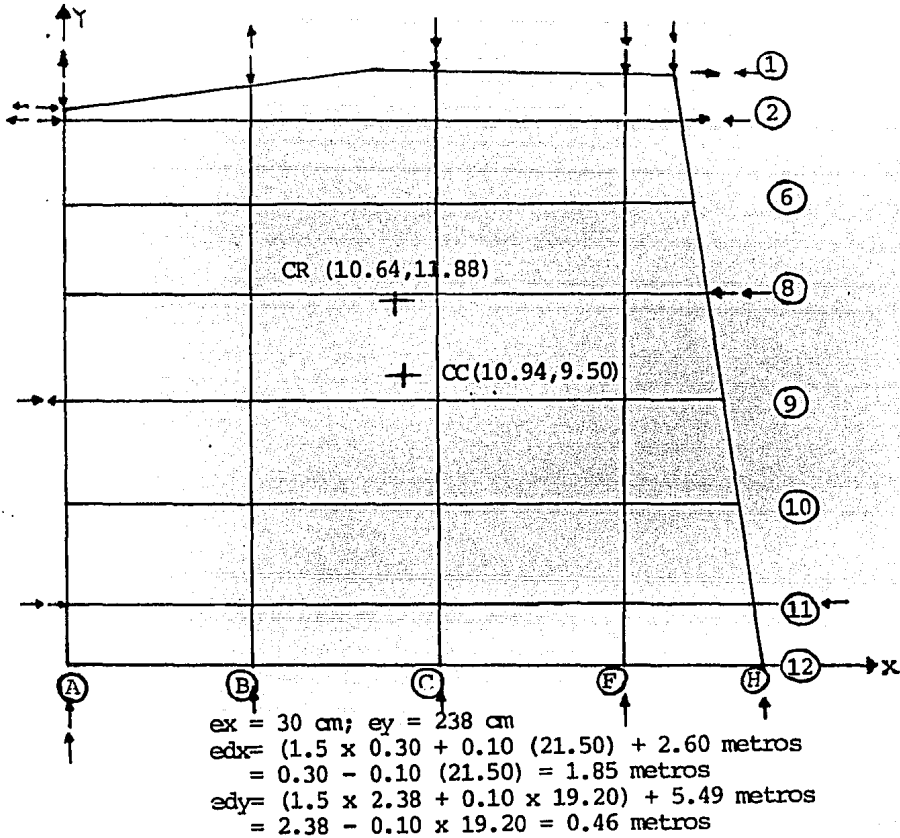
$$Y_t = \frac{7341.35}{852.28} = 8.61$$

$$M_{tx} = 146.02 \times 2.10 = 306.64$$

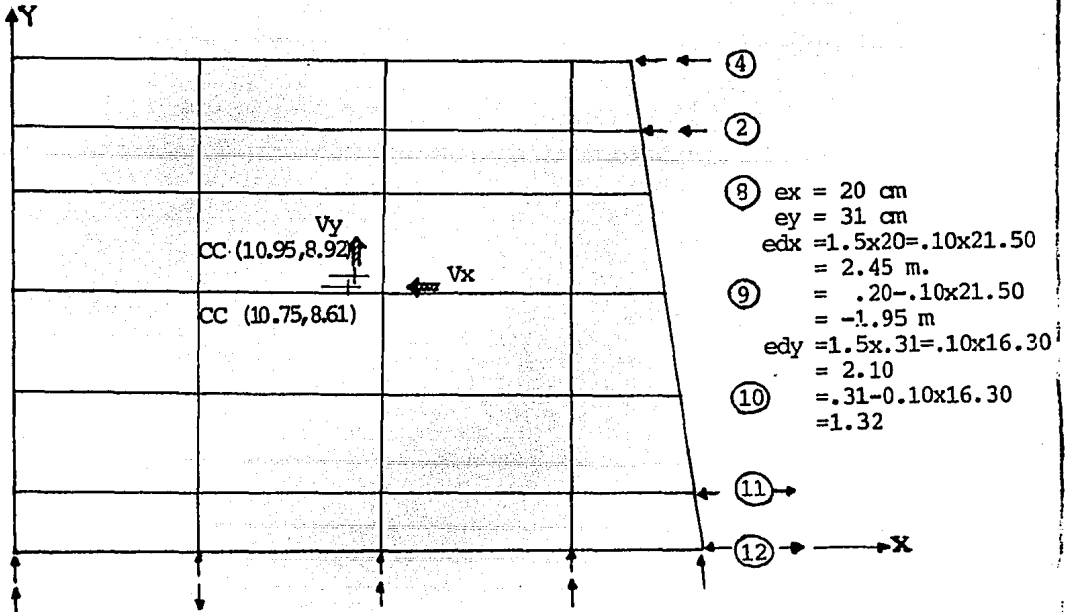
EJE	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy Xit ²	EFECTO DE Vy			EFECTO DE Vx
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
A	362.47	0	0	-10.75	-3896.55	41887.94	72.67	9.94	82.61	-8.52
B	1.13	6.0	6.78	-4.75	- 5.37	25.50	0.23	0.01	0.24	-0.01
C	1.13	12.0	13.56	1.25	1.41	1.77	0.23	0.004	0.24	0.003
F	1.13	18.0	20.34	7.25	8.19	59.40	0.23	0.02	0.25	0.02
H	362.47	21.50	7793.11	10.75	3896.55	41887.94	72.67	9.94	82.61	8.52
Σ	728.33		7833.78			83862.55				

$$X_t = 7833.78/728.33 = 10.75$$

$$M_{ty} = 146.02 \times 2.45 = 357.75$$



ENTREPISO 1



CALCULO DE FUERZAS-CORTANTES RESISTENTES

2° Entrepiso (Azotea)

Muro de Tabique EJE 1

$$h/L = 4.50/19.83 = 0.23$$

$$V_r = F_r (0.7v) \quad V = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_r = 0.6 \times 0.7 \times 3.5 \quad F_r = 0.6$$

$$V_r = 1.47 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_r = 1983 \times 13 = 25779 \text{ cm}^2$$

$$V_r = A_r (V_r)$$

$$V_r = 25779 \times 1.5 = 38.67 \text{ ton.}$$

Cortante Actuante

$$1.25 (32.71 + 0.3 \times 6.73) = 43.41 \text{ ton} > V_{\text{resistente}}; \text{ no pasa}$$

Muro de tabique EJE 11

$$V_r = 1445 \times 13.0 \times 1.5 = 28.18 \text{ ton.}$$

Cortante Actuante

$$1.25 (51.20 + 0.3 \times 7.04) = 66.64 \text{ ton.}$$

Muro de Tabique EJE A

$$V_r = 13 \times 1025 \times 1.5 = 19.99 \text{ ton.}$$

Cortante Actuante

$$1.25 (44.20 + 0.3 \times 10.66) = 59.25 \text{ ton.}$$

Muro de Tabique EJE H

$$V_r = 13 \times 1020 \times 1.5 = 19.89 \text{ ton.}$$

Cortante Actuante

$$1.25 (43.85 + 0.30 \times 10.32) = 58.68 \text{ ton.}$$

Muro EJE 1

Cortante resistente por muro del EJE 1

$$V_r = 38.67 \text{ ton.}$$

Cortante Actuante

$$V = 43.41 \text{ ton.}$$

Cortante que sera tomado por el concreto

$$V_c = V - V_r = 43.41 - 38.67 = 4.74 \text{ ton.}$$

Esfuerzo cortante resistente del concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{200} (0.85) = 6.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$6.37 - 1.5 = 4.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = V_c(A_r)$$

$$4740 = 4.87 \times A_r$$

$$A_r = 4740 / 4.87 = 973.31 \text{ cm}^2$$

$$A_r = a \times b \quad \therefore a = 15 \text{ cm}$$

$$b = A_r / a = 973.31 / 15 = 64.89 \text{ cm}$$

$$a = 15 \text{ cm}$$

$b = 64.89 \text{ cm}$ } Esta área se distribuye en el muro como
castillos de diferente longitud integrado a
éste.

Muro EJE 11

$$V_r = 28.18 \text{ ton.}$$

$$V = 66.64 \text{ ton; } V_c = 66.64 - 28.18 = 38.46 \text{ ton}$$

$$V_c = V_c \cdot A_r$$

$$38460 = 4.87 A_r$$

$$A_r = 38460 / 4.87 = 7897.33 \text{ cm}^2$$

$$b = A_r / a = 7897.33 / 15 = 526.49 \text{ cm.}$$

$$a = 15 \text{ cm.}$$

$$b = 527 \text{ cm.}$$

Muro EJE A

$$V = 59.25 \text{ ton.}$$

$$V_r = 19.99$$

$$V_c = 59.25 - 19.99 = 39.26 \text{ ton.}$$

$$V_c = V_c \cdot A_r$$

$$39260 = 4.87 A_r$$

$$A_r = 39260 / 4.87 = 8061.60 \text{ cm}^2$$

$$b = 8061.60/15 = 537.44 \text{ cm}$$

$$a = 15 \text{ cm}$$

$$b = 538 \text{ cm}$$

Muro EJE H

$$V = 58.68 \text{ ton}$$

$$V_r = 19.89 \text{ ton}$$

$$V_c = 58.68 - 19.89 = 38.79 \text{ ton.}$$

$$V_c = V_c \cdot A_r$$

$$38790 = 4.87 \times A_r$$

$$A_r = 38790/4.87 = 7965.09 \text{ cm}^2$$

$$b = 7965.09/15 = 531.01 \text{ cm}$$

$$a = 15.0 \text{ cm}$$

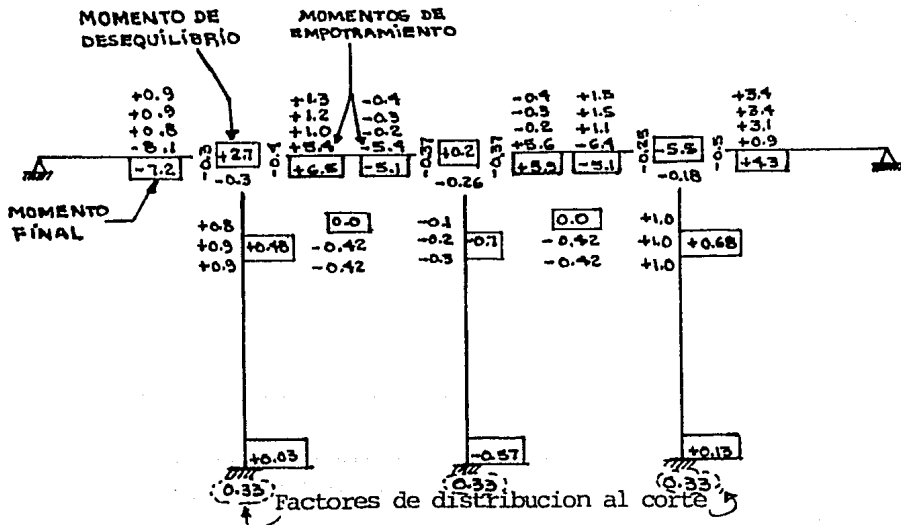
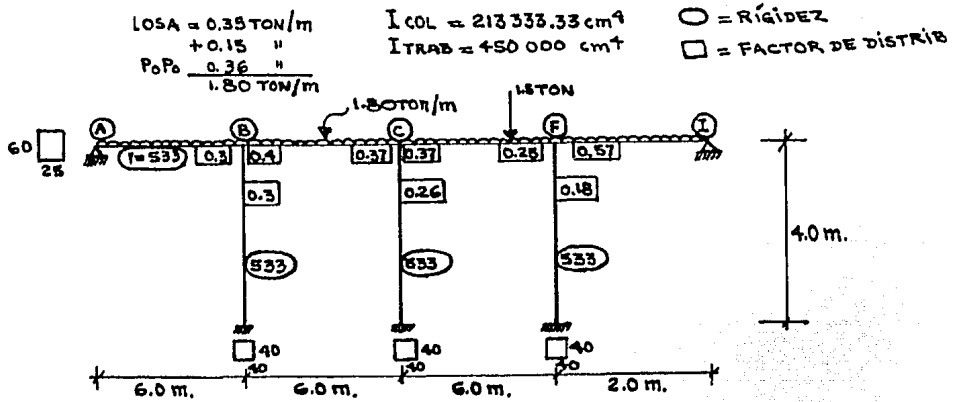
$$b = 531.0 \text{ cm}$$

ANALISIS DE MARCOS POR CARGAS PERMANENTES.

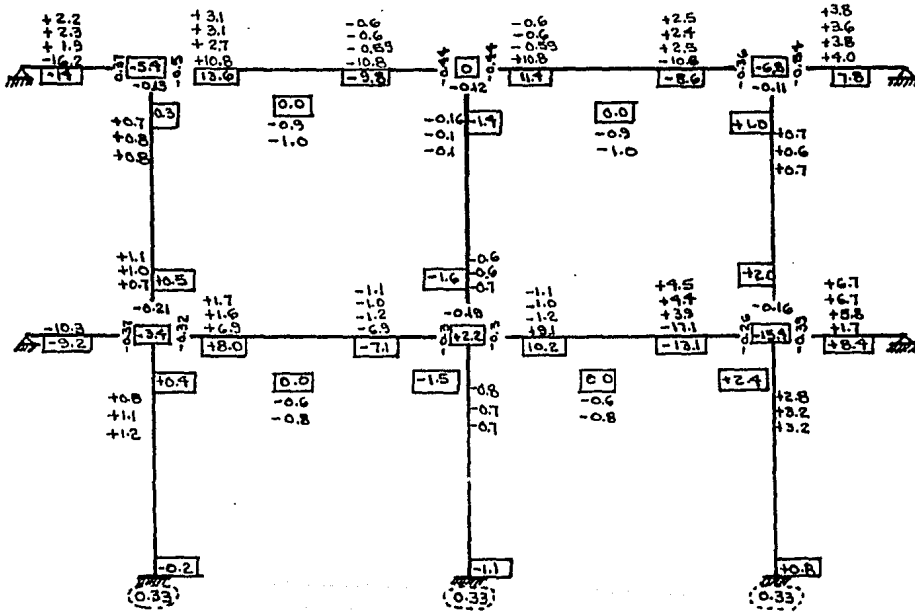
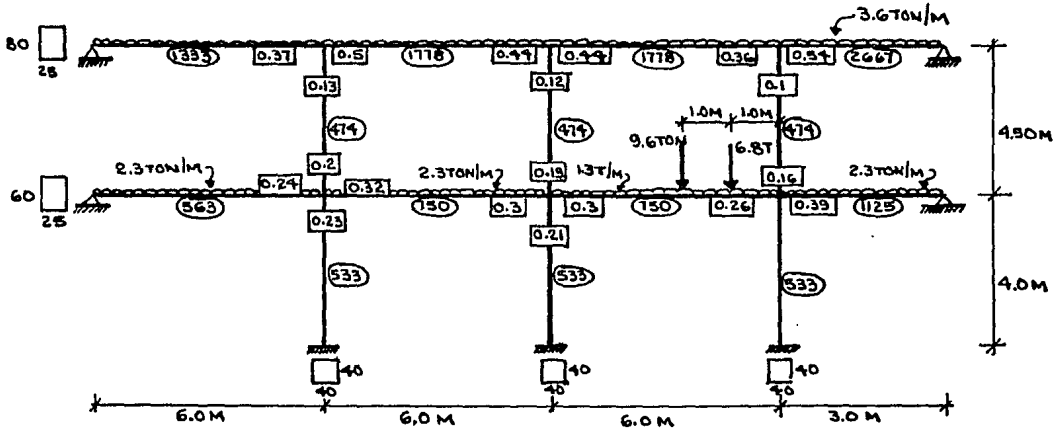
A Continuación se presenta el análisis de marcos por cargas permanentes el cual se hara por un método que es una combinación de cross y kani, en la primera figura se presenta el marco con sus respectivas cargas, así como sus rigideces y los factores de distribución; en la segunda figura aparece el desarrollo de distribución de momentos.

MARCO EJE 2

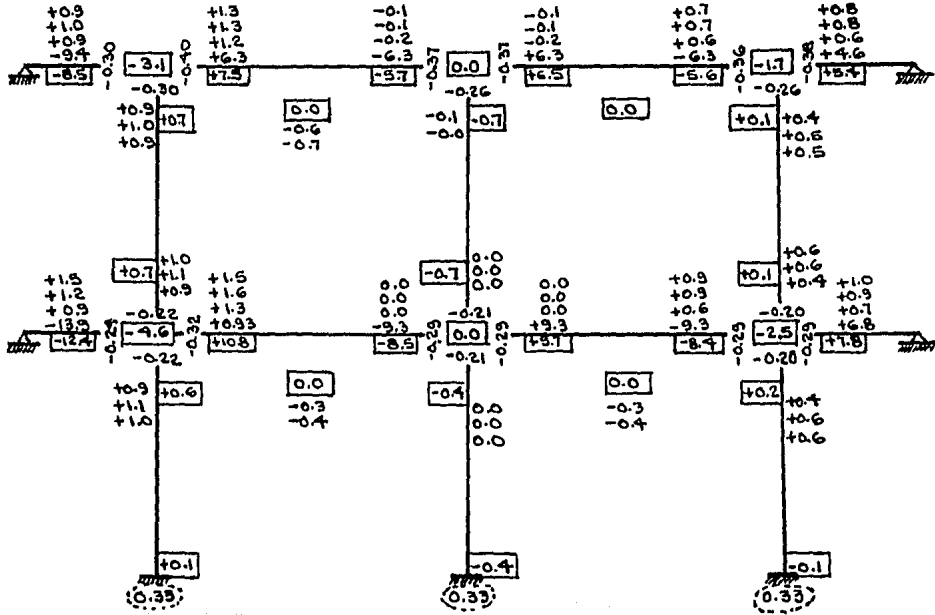
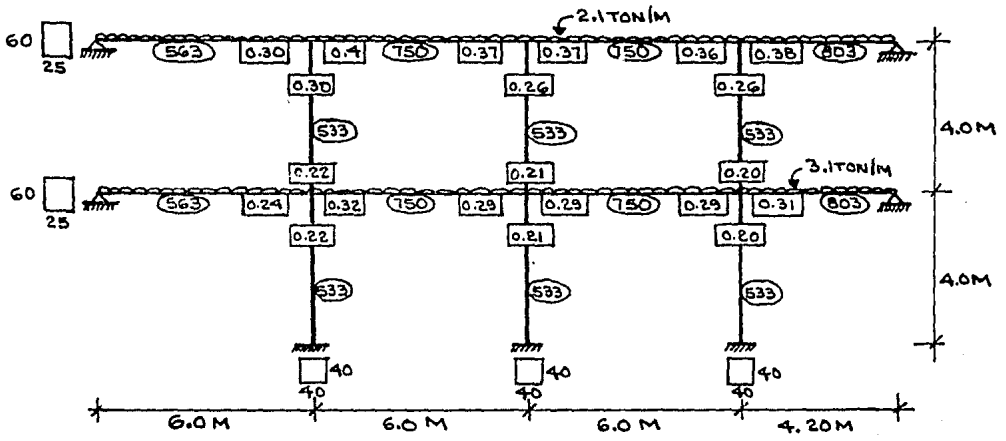
Carga distribuida



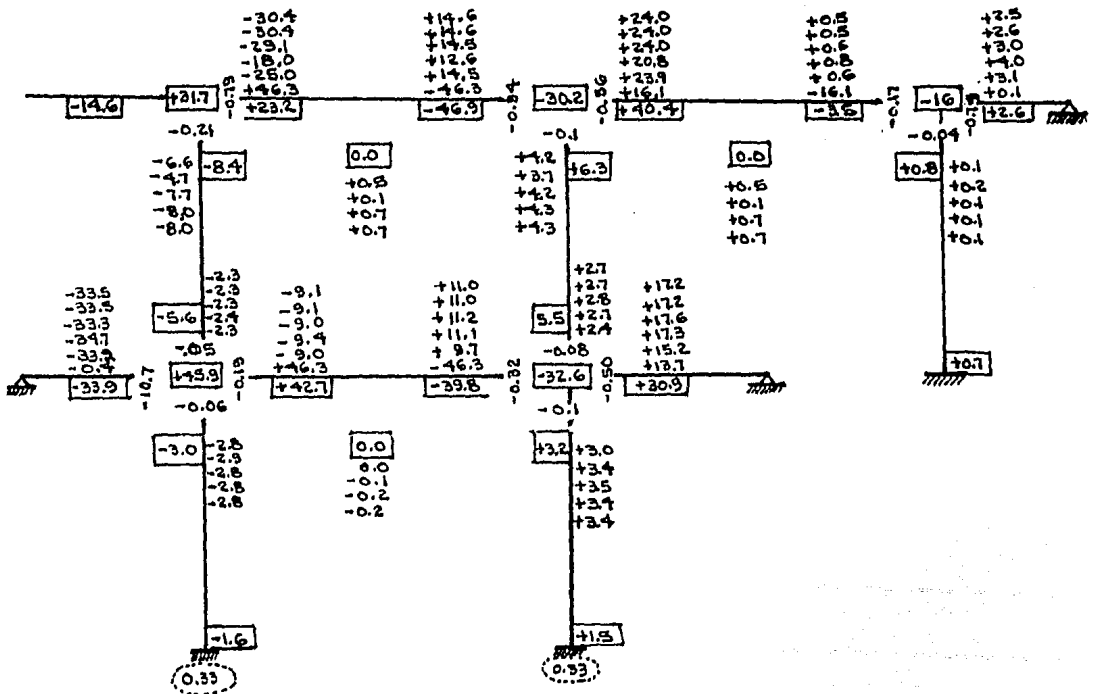
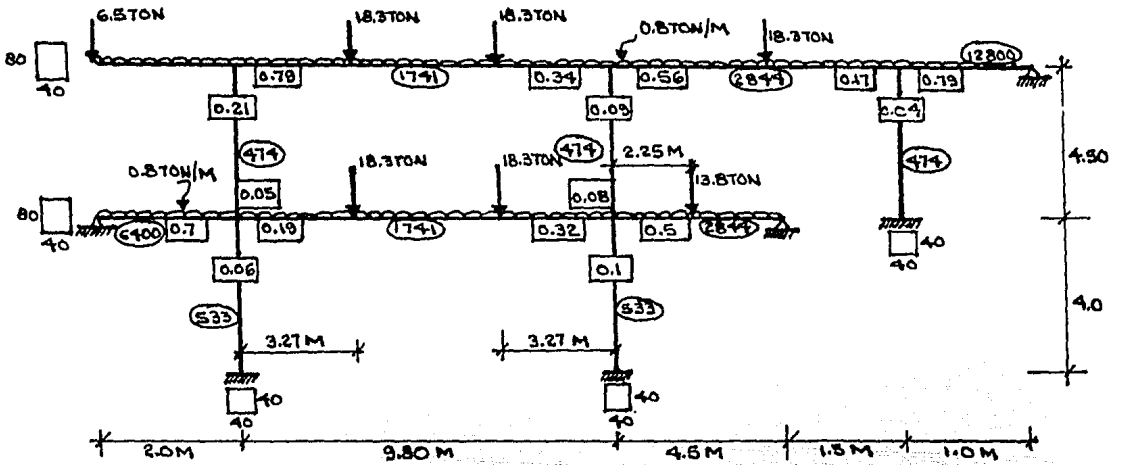
MARCO EJE 8



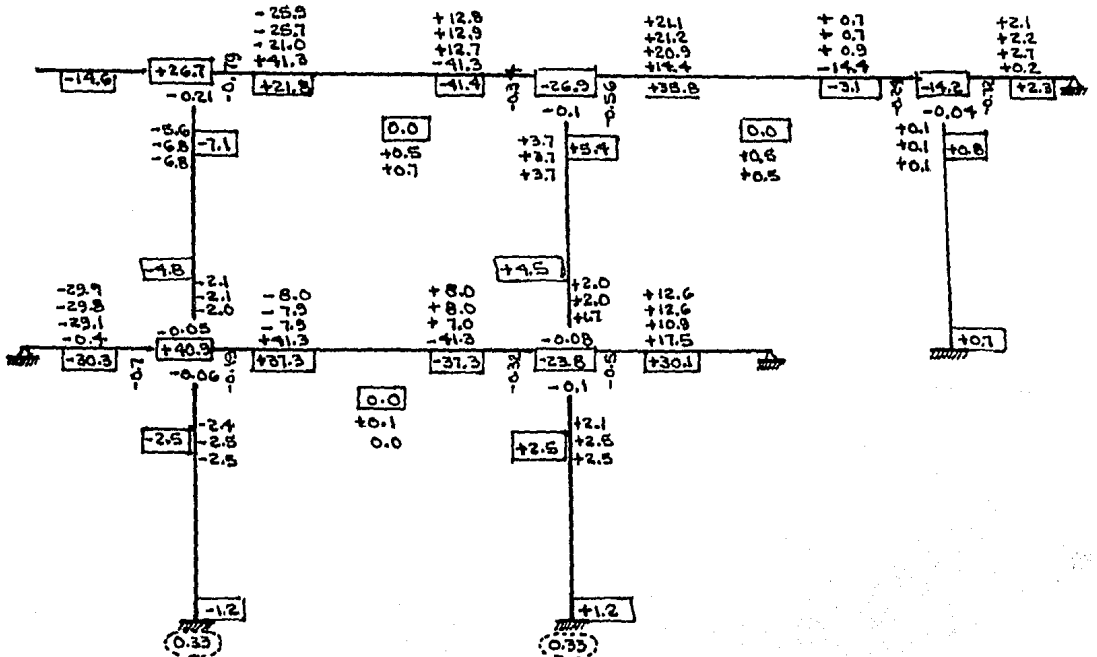
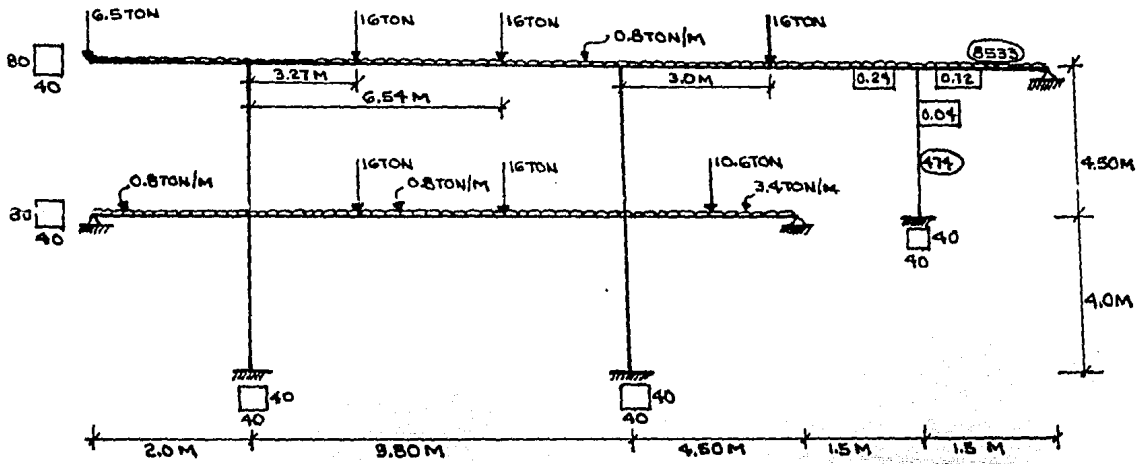
MARCO EJE 11



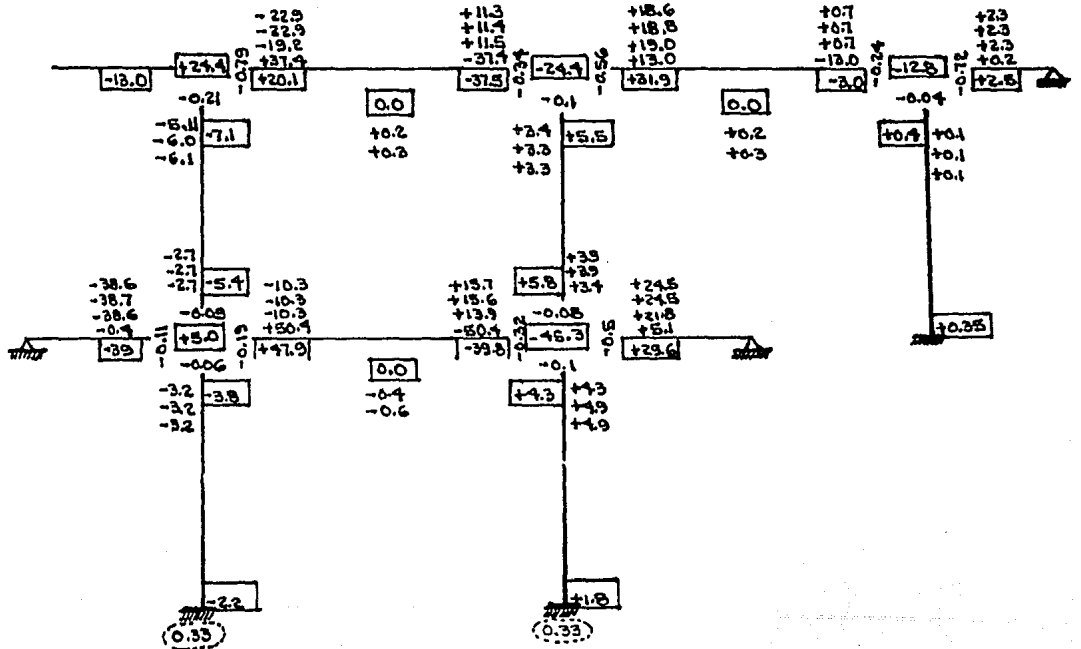
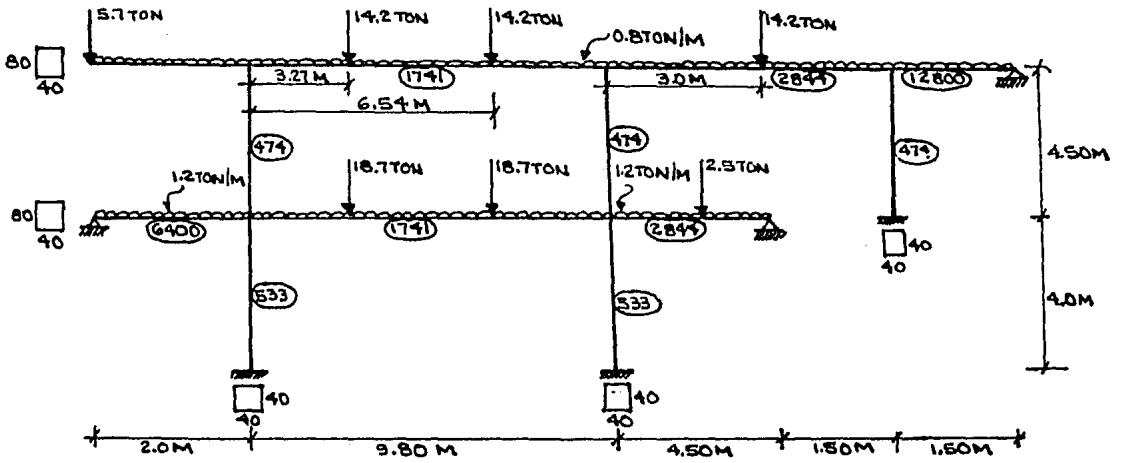
MARCO EJE B



MARCÓ EJE C



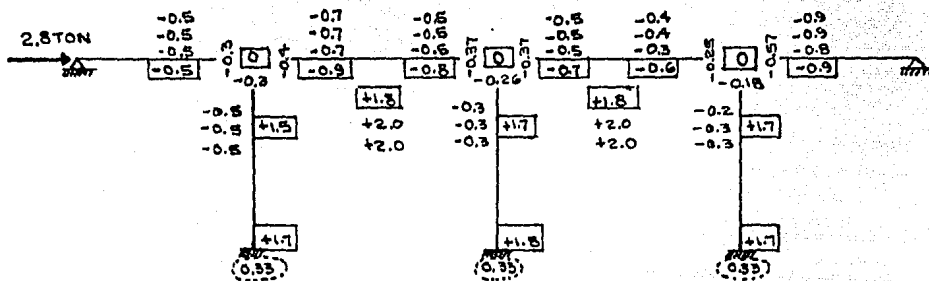
MARCO EJE F



ANALISIS DE MARCOS POS SISMO.

Los marcos se analizarán con el 50% del cortante directo que les corresponde ya que esta es la condición mas desfavorable, según reglamento de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad, y tomando el coeficiente sísmico=0.15 tenemos lo siguiente:

MARCO EJE 2

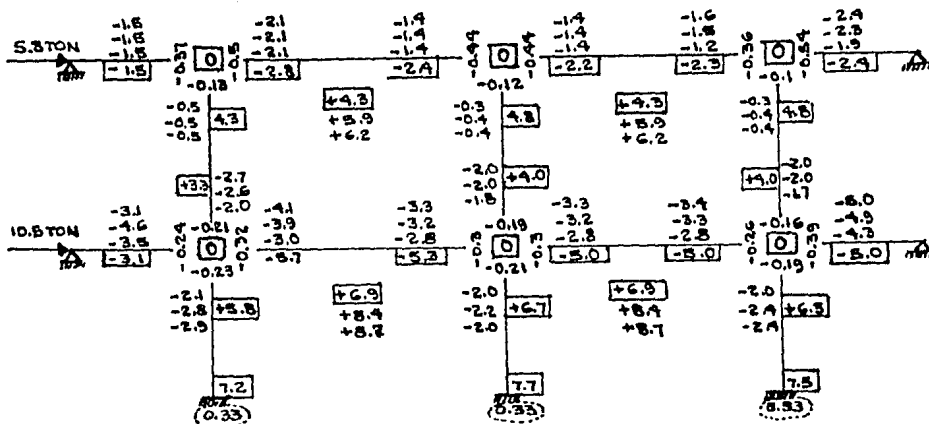


$$\frac{F}{2} = \frac{1.8 \times 18m + 1.8 \times 15 + 2.3}{2} = \frac{37.7}{2} = 18.85 \text{ TON}$$

$$F_s = 18.85 \times 0.15 = 2.8 \text{ TON}$$

$$M_p = 2.8 \times 4 = 11.2 \text{ TON-M}$$

MARCO EJE 8



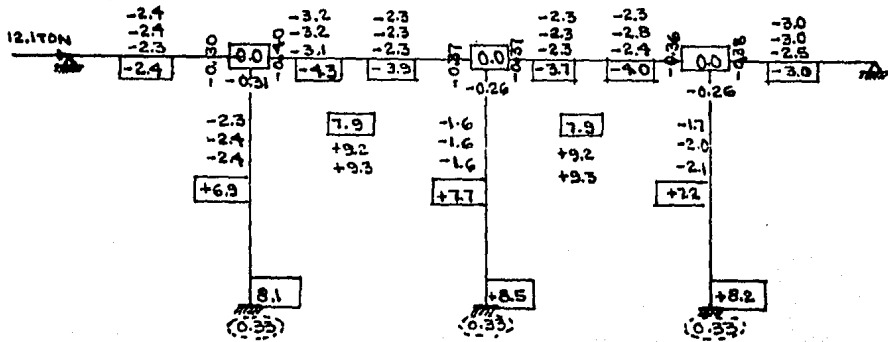
$$\frac{F_1}{2} = \frac{5 \times 3 \times 3 - 6 + 3 \times 6 \times 3}{2} = \frac{69.8 + 10.8}{2} = \frac{75.6 + 2.6}{2} = \frac{78.2}{2} = 39.1 \text{ TON}$$

$$39.1 \times 0.15 = 5.8 \text{ TON}$$

$$\frac{F_2}{2} = \frac{15 \times 2.3 + 13 \times 6 + 9.6 + 6.8}{2} = \frac{89 + 4.9}{2} = \frac{93.9}{2} = 31.9 \text{ TON}$$

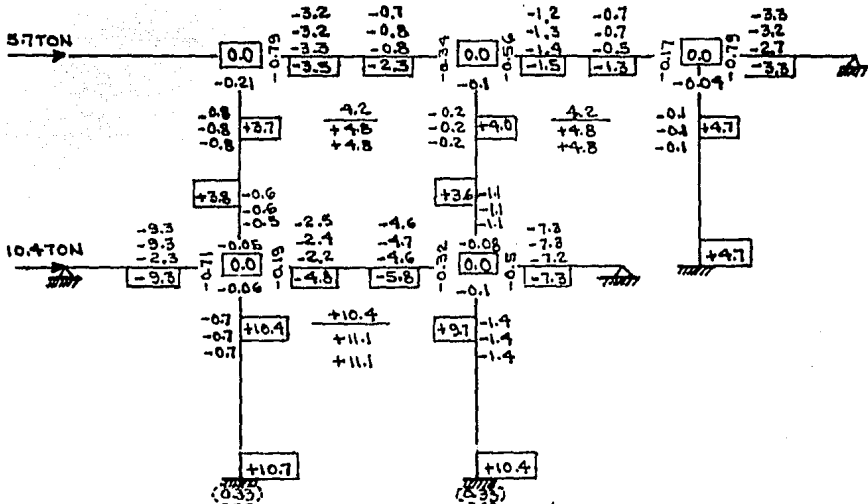
$$= 31.9 \times 0.15 = 4.7 \text{ TON}$$

MARCO EJE 11



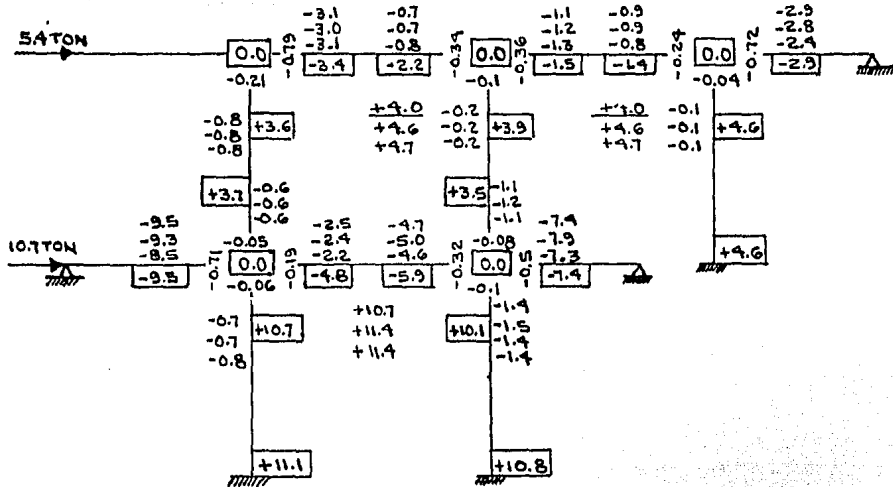
$$\begin{aligned}
 F_1 &= 22.2 \text{ m} \times 2.1 \text{ TON/m} = 46.6 \text{ TON} \\
 F_1/2 &= 46.6/2 = 23.31 \text{ TON} \\
 F_1/2 \times \text{COEF. SÍSMICO} &= 23.31 \times 0.15 = 3.5 \text{ TON} \\
 F_2 &= 22.2 \text{ m} \times 3.1 \text{ TON/m} = 68.8 \text{ TON} / 2 = 34.4 \text{ TON} \\
 F_2/2 \times \text{C.S.} &= 34.4 \text{ TON} \times 0.15 = 5.1 \text{ TON} \\
 F_T &= 3.5 + 3.5 + 5.1 = 12.1 \text{ TON}
 \end{aligned}$$

MARCO EJE B



$$\begin{aligned}
 F_1/2 &= 18.3 \text{ TON} \times 3 + 6.5 \text{ TON} + 18.8 \text{ m} \times 0.8 \text{ TON/m} = 38.2 \text{ TON} \\
 (F_1/2) \times \text{C.S.} &= 38.2 \times 0.15 = 5.73 \text{ TON} \\
 F_2/2 &= \frac{18.3 \text{ TON} \times 3 + 13.8 \text{ TON} + 16.3 \text{ m} \times 0.8 \text{ TON/m}}{2} = 31.7 \text{ TON} \\
 (F_2/2) \times \text{C.S.} &= 31.7 \times 0.15 = 4.7 \text{ TON}
 \end{aligned}$$

MARCO EJE C



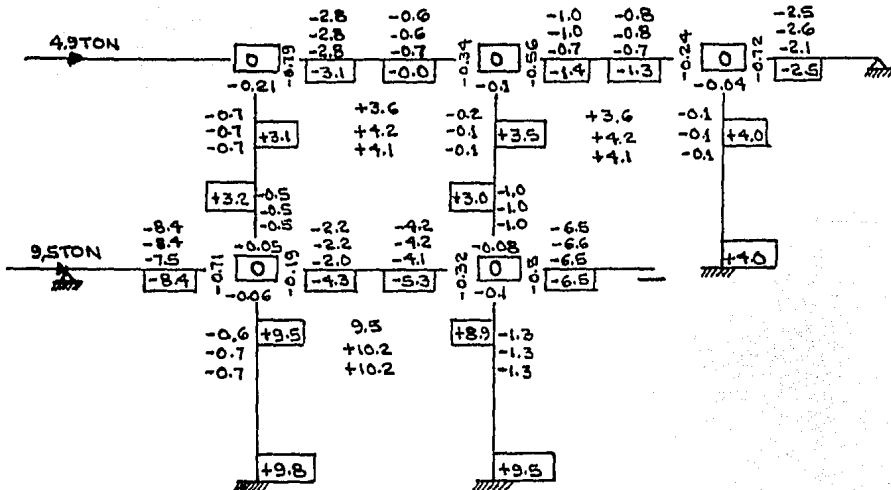
$$F_1/2 = \frac{6.5 \text{ TON} + 16 \times 3 + 19.3 \text{ m} \times 0.8 \text{ TON/m} + 2.6}{2} = 72.04/2 = 36 \text{ TON}$$

$$(F_1/2) \times C.S. = 5.4 \text{ TON}$$

$$F_2/2 = 16 \text{ TON} \times 2 + 10.6 \text{ TON} + 4.5 \text{ m} \times 3.4 \text{ TON/m} + 11.8 \text{ m} \times 0.8 \text{ TON/m} + 3.2$$

$$(F_2/2) \times C.S. = 35.7 \times 0.15 = 5.3 \text{ TON}$$

MARCO EJE F



$$F_1/2 = \frac{5.7 \text{ TON} + 14.2 \text{ TON} \times 3 + 19.3 \times 0.8 \text{ TON/m} + 2.6}{2} = 66.3/2 = 33.1 \text{ TON}$$

$$(F_1/2) \times C.S. = 33.1 \text{ TON} \times 0.15 = 4.9 \text{ TON}$$

$$F_2/2 = 18.7 \text{ TON} \times 2 + 2.5 \text{ TON} + 16.3 \times 1.2 + 3.2 = 62.6 \text{ TON}/2 = 31.3 \text{ TON}$$

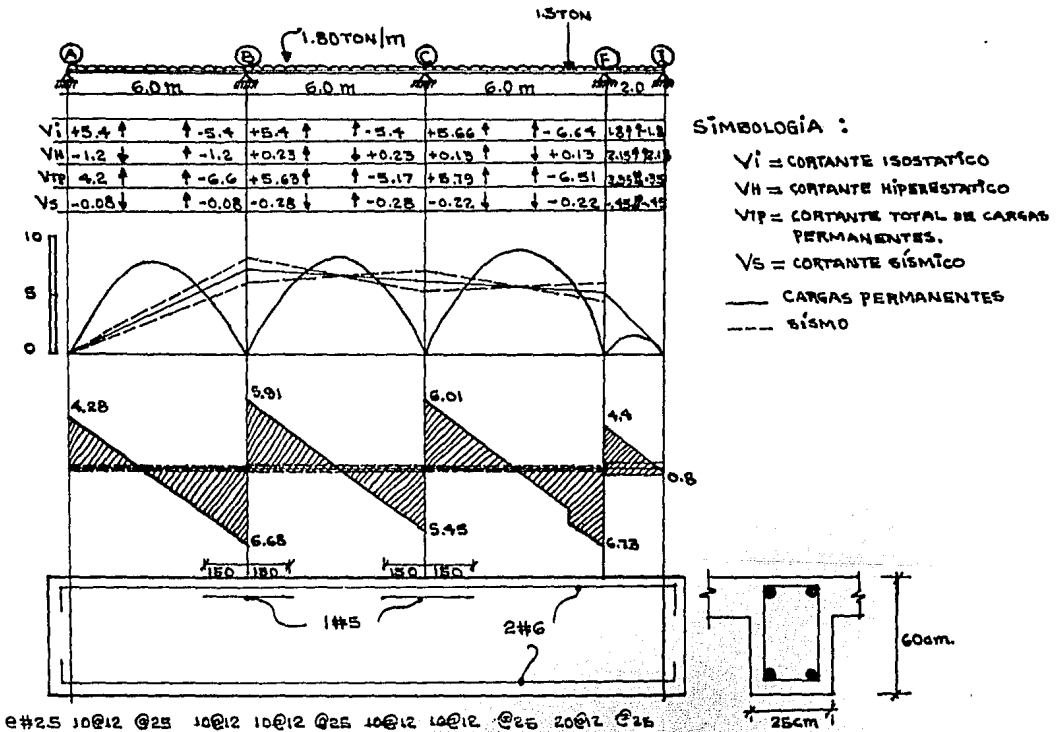
$$(F_2/2) \times C.S. = 31.3 \text{ TON} \times 0.15 = 4.6 \text{ TON}$$

3.4. DISEÑO DE ELEMENTOS

1. DISEÑO DE TRABES POR COMBINACION DE EFECTOS.

El diseño de trabes, se hace utilizando el reglamento del ACI-318-77, y se realiza de la misma manera como se ejemplificó en el caso de las losas, por lo que tñ sólo apareceran los diagramas de momentos y el armado por flexi3n. El c3lculo de los estribos lo haremos tomando en cuenta el cortante m3s desfavorable para cada tramo y se hace como ejemplo para la siguiente viga, en las dem3s aparecer3 el diagrama de cortante, la separaci3n y n3mero de estribos.

EJE 2 DE AZOTEA



CALCULO DE ESTRIBOS

Datos:

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

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

$$F_c = 1.25$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

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

$$d = 57 \text{ cm}$$

Para la proposición de estribos, tomemos como ejemplo el tramo A-B de la viga en estudio, el cual se dividirá - en tres tramos, uno central y los otros dos a una distancia de $2d$ a partir de cada apoyo respectivo, como se muestra en la figura. Una vez que se tienen los tres tramos, procedemos a calcular el cortante para cada tramo, como se muestra a continuación:

$$\frac{4.28+6.68}{6.0} = \frac{4.28}{x} ; 2d = 120 \text{ cm.}$$

$$1.83x = 4.28$$

$$x = 2.34 \text{ m.}$$

$$\frac{4.28}{2.34} = \frac{V_1}{1.14} ; V = 2.08 \text{ ton.}$$

$$\frac{6.68}{3.66} = \frac{V_2}{2.46} ; V_2 = 4.48 \text{ ton.}$$

Cortantes

$$V_1 = 4.28 \text{ ton.}$$

$$V_2 = 4.48 \text{ ton.}$$

$$V_3 = 6.68 \text{ ton.}$$

Tramo 1

Cortante último

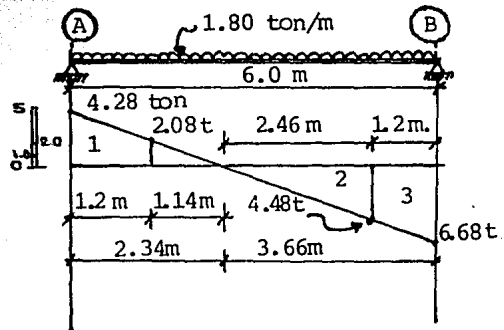
$$V_u = V_1 \times F.c. = 4.28 \times 1.25$$

$$V_u = 5.35 \text{ ton.}$$

Cortante que toma el concreto

$$V_c = 0.5 \phi b d \sqrt{f_c} = 0.5 \times 0.85 \times 25 \times 57 \sqrt{200}$$

$$V_c = 8564.83 \text{ kg} = 8.56 \text{ ton.}$$



Cortante máximo que puede tomar el concreto

$$V_{ulim} = 2.1 \phi bd \sqrt{f_c} = 36 \text{ ton}$$

Sección crítica de cortante

$$V_u = V_u - V_c = 4.28 - 8.56$$

$$V_u = -3.21 \text{ ton.}$$

$V_u < V_{ulim}$; por lo que, el tramo 1 si es apto para tomar el cortante; comparando V_u con $\frac{V_c}{2}$ tenemos:

$V_u > \frac{V_c}{2}$ de aqui que:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{A_v F_y}{3.5 b}; \text{ con estribos del } \#2.5 \text{ y con } F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{2 \times 0.49 \times 4200}{3.5 \times 25} = 47 \text{ cm}$$

Cálculo del cortante intermedio

$$V_{um} = \phi bd \sqrt{f_c} = 17.13 \text{ ton.}$$

$V_u < V_{um}$, por lo que:

La separación S será la menor de

$$S_{m\acute{a}x} = 47 \text{ cm.}$$

$$d/4 \doteq 12 \text{ cm.}$$

$$60 \text{ cm.}$$

En el tramo 1 se colocarán estribos del $\#2.5 @ 12 \text{ cm.}$, en una longitud de 120 cm, por lo que en los dos extremos se dejarán $10e \#2.5 @ 12 \text{ cm.}$ como nos lo indica la figura del armado.

Tramo 2 (intermedio)

$$V_u = V_2 \times F_c = 4.48 \times 1.25$$

$$V = 5.6 \text{ ton.}$$

$$V_c = 0.5 \phi b d \sqrt{f_t}$$

$$V_c = 8.56 \text{ ton.}$$

$$V_{ulim} = 36 \text{ ton.}$$

$$V_u = 5.6 - 8.56 = -2.96 \text{ ton} < V_{ulim}.$$

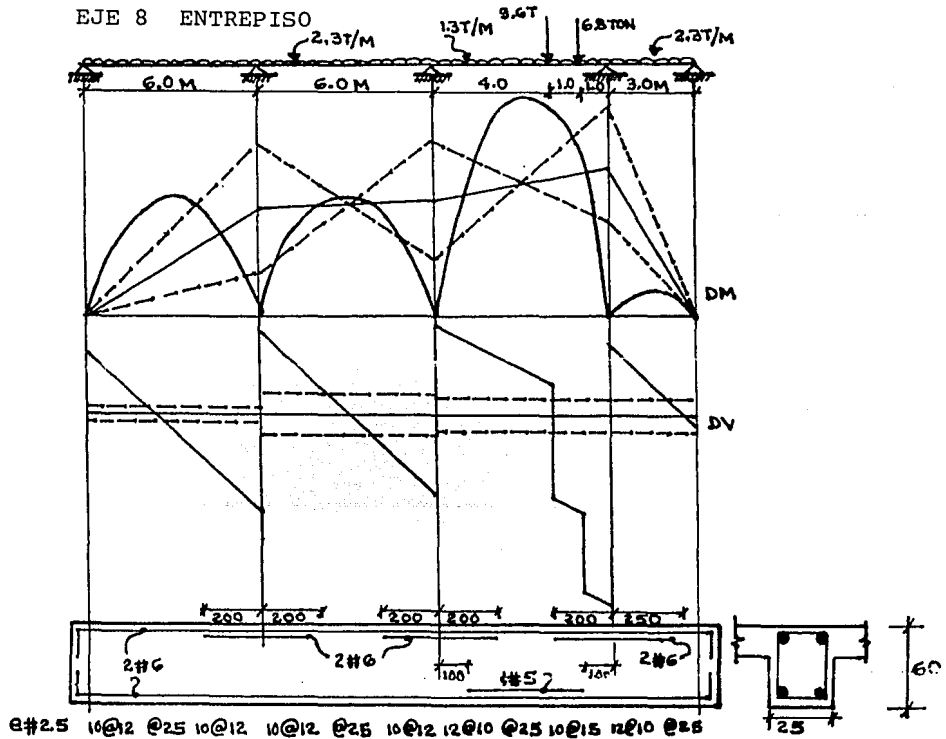
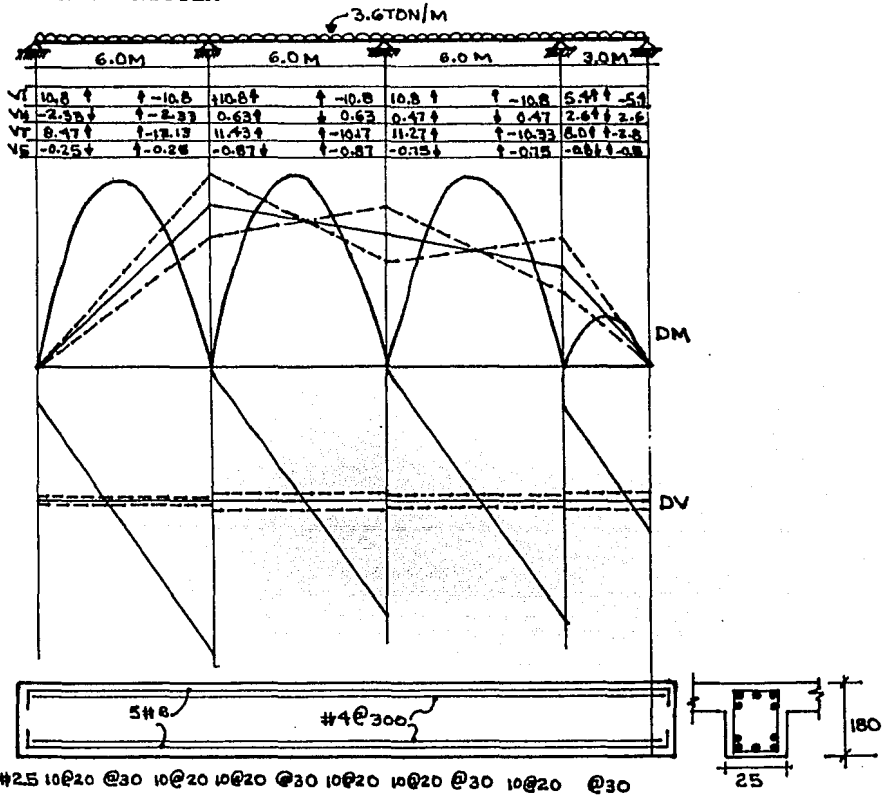
$$V_u > \frac{V_c}{2}, \text{ por lo que}$$

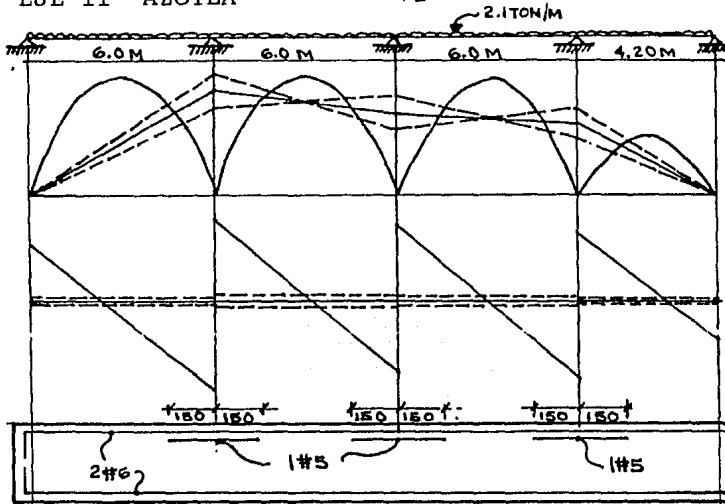
$$S_{max} = \frac{A_v F_y}{3.5 b} = \frac{2 \times 0.49 \times 4200}{3.5 (25)} = 47 \text{ cm.}$$

$$V_{um} = 17.13 \text{ ton} > V_u$$

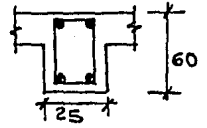
$$S = \text{la menor de } \begin{cases} S_{max} = 47 \text{ cm} \\ 0.5d \approx 25 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm.} \end{cases}$$

Se dejarán e#2.5@25cm para el tramo intermedio. Para los tramos B-C, C-Fy F-I así como para las demás trabes el cálculo de los estribos se hace en forma análoga a el cálculo anterior.

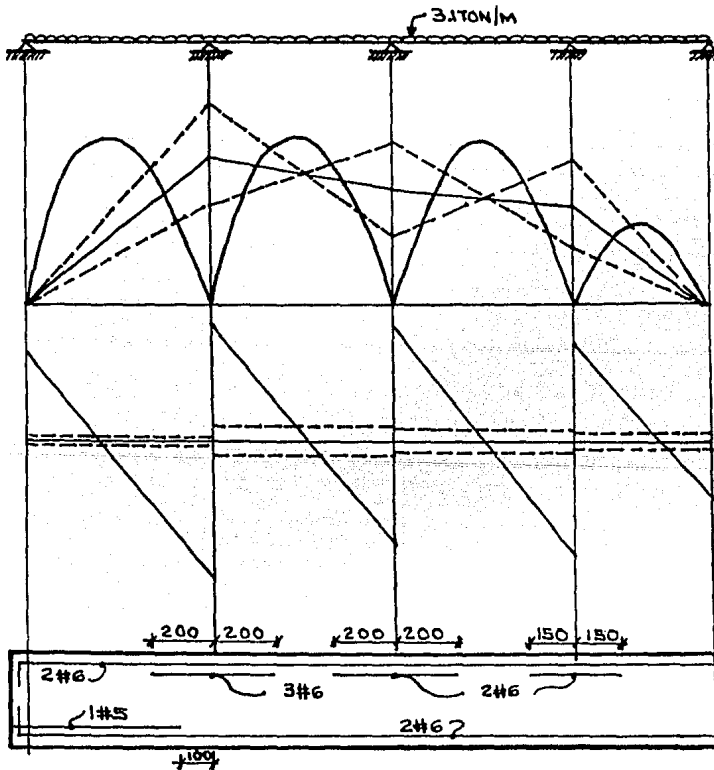




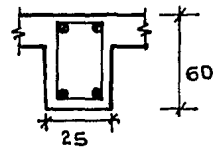
e# 2.5 10@12 @25 10@12 10@12 @25 10@12 10@12 @25 10@12 @25



ENTREPISO

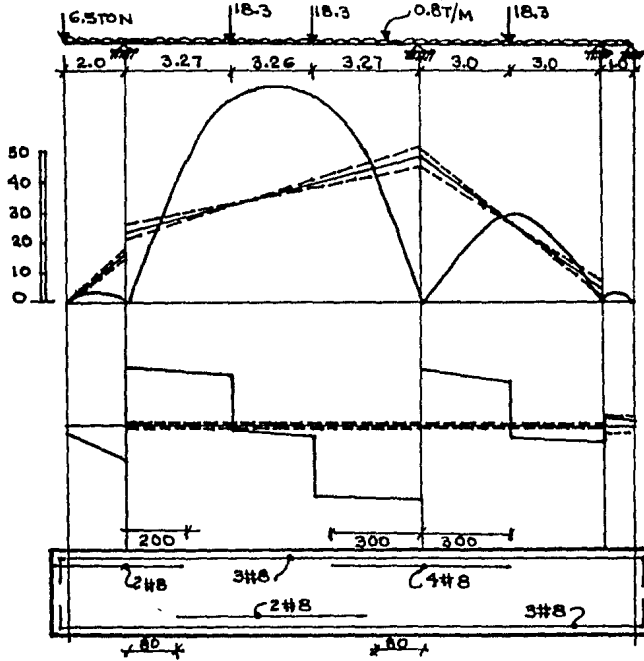


e# 2.5 10@12 @25 10@12 10@12 @25 10@12 10@12 @25 10@12 10@12 @25 10@12



MARCO EJE B AZOTEA

- 72 -



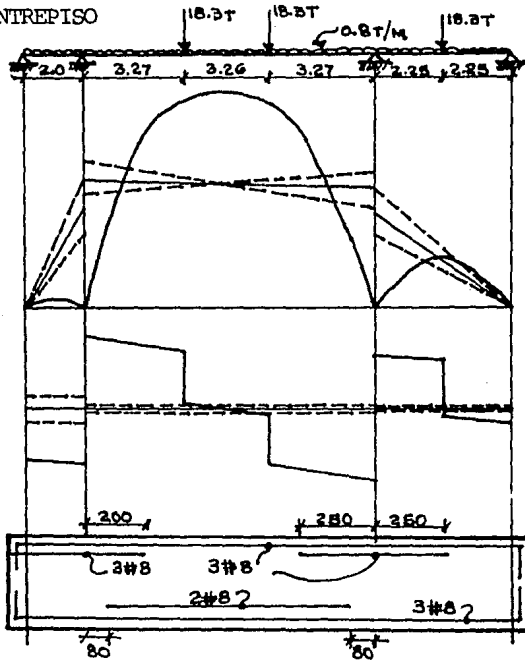
$$\delta = \frac{45 \times 9.80^4}{384 \times E_c \times 1081435} = 0.7 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.7 \times 2 = 1.4 \text{ cm}$$

Se recomienda dar contra flecha de 1 cm en el claro de 9.80 m.

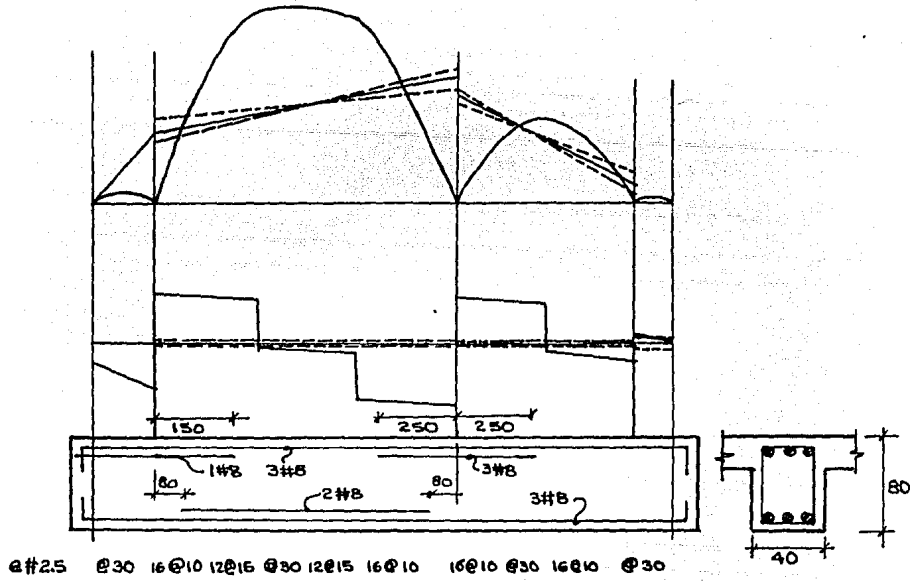
2#2.5 @30 10@10 16@10 12@15 @30 12@15 16@10 16@10 @30 16@10 @30

ENTREPISO

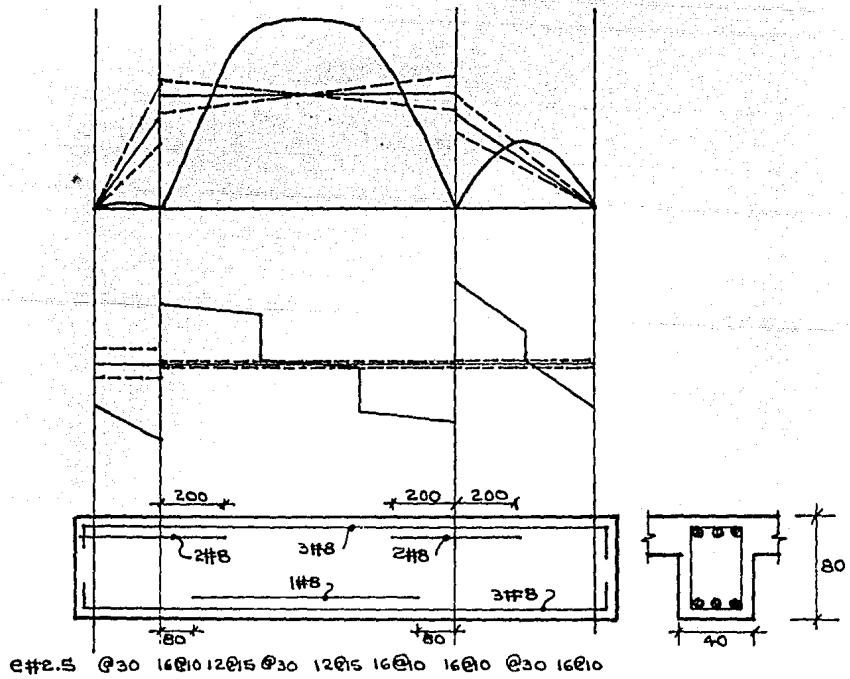


2#2.5 @30 16@10 12@15 12@15 16@10 16@10 @30 16@10

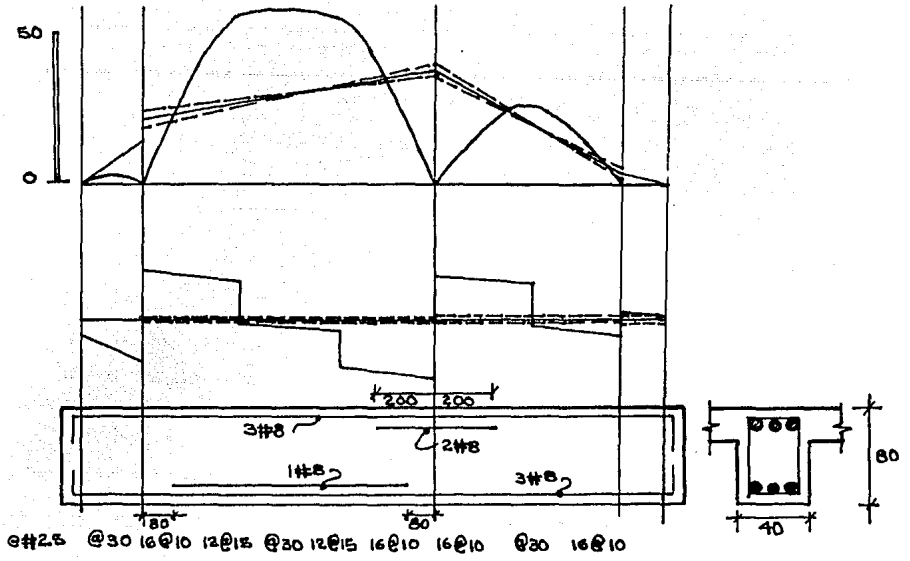
EJE C AZOTEA



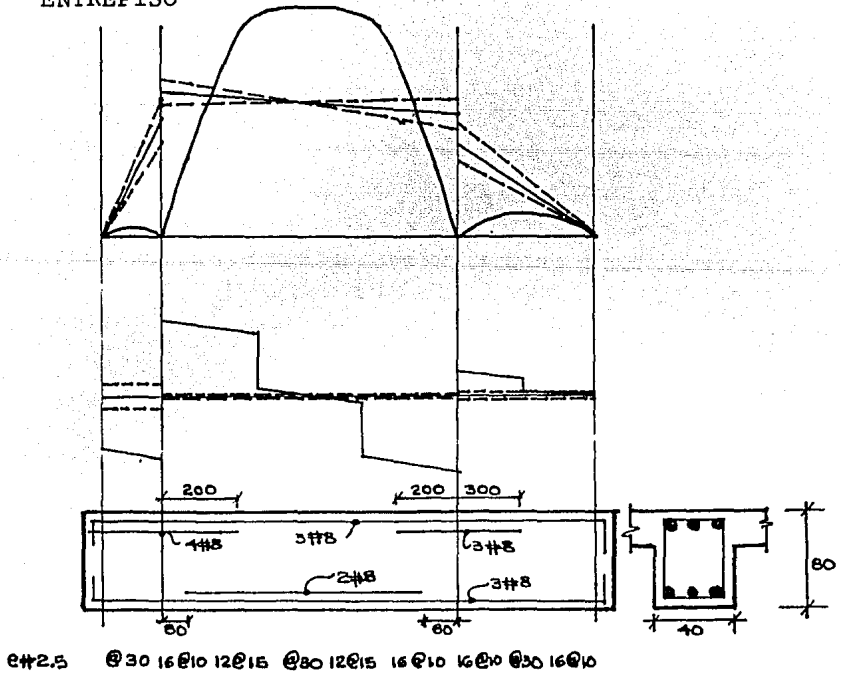
ENTREPISO



EJE F AZOTEA



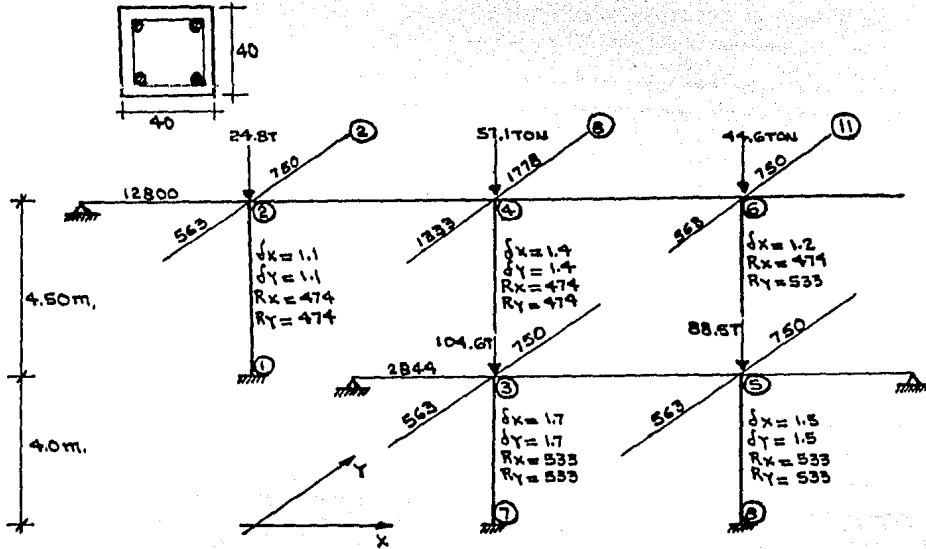
ENTREPISO



DISEÑO DE COLUMNAS (por combinación de efectos).

EJE B

Sección Propuesta 40x40 con 4#8



Donde:

Rx= Rígidez en el sentido x

Ry= Rígidez en el sentido y

δ = Factor de amplificación de momentos para columnas que vale

$$\delta = \frac{c_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_{cr}}} \geq 1.0$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell)^2} ; EI = \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

Pu= Carga de diseño

Pc= Carga crítica de euler

ϕ = Factor de reducción que vale 0.70

β_d = Relación entre el momento máximo debido a la carga muerta y el momento máximo debido a la carga total.

Cm= Factor que relaciona el diagrama real de momento a un diagrama equivalente de momento uniforme.

Ec= Módulo de elasticidad del concreto

Ig= Momento de inercia de la sección.

Kl = Relación de esbeltez

K = Longitud efectiva de pandeo

l = Longitud real de la columna

$$G = \frac{\sum R_{col.}}{\sum R_{trab, \text{ que concurren al nudo}}}$$

$$r = \sqrt{I/A}$$

A continuación se presentan como vía de ejemplo algunos cálculos de el factor de amplificación (δ), la obtención de los demás se realizó en forma similar y aparecen en la figura anterior.

CARGAS PERMANENTES

En el sentido x

En el sentido y

Columna 1-2

Columna 1-2

$$G1 = 1.0$$

$$G1 = 1.0$$

$$G2 = \frac{474}{12800 + 2844} = 0.03$$

$$G2 = \frac{533}{563 + 750} = 0.40$$

Entrando a los nomogramas

$$K = 1.25$$

de euler obtenemos k

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.25 \times 400}{0.3 \times 40} = 41.6$$

$$k = 1.2$$

$$Kl = 1.25 \times 400 = 500$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.2 \times 450}{0.3 \times 40} = 45$$

$$P_{cr} = 218 \text{ ton.}$$

$$Kl = 1.2 \times 450 = 540$$

$$P = 24.8 \text{ ton.}$$

$$Bd = 0.65$$

$$P_u = 39.7 \text{ ton.}$$

$$P_{cr} = 348$$

$$\delta_{cpy} = 1.1$$

$$P = 10.8 + 3.2 + 9.1 + 1.7 = 24.8 \text{ ton.}$$

$$P_u = 24.8 \times 1.6 = 39.7 \text{ ton.}$$

$$\delta_{cpX} = \frac{1}{1 - \frac{39.7}{348}} = 1.1$$

Columna 3-4

$$G3 = \frac{533+474}{4844+1741} = 0.21$$

$$G4 = \frac{474}{2844+1741} = 0.1$$

$$k = 1.2$$

$$K1 = 1.2 \times 450 = 540$$

$$Bd = 0.65$$

$$Pcr = 348$$

$$Pu = 1.6 (27.5+6.3+1.7+21.6) = 91.3 \text{ ton.}$$

$$\delta_{cpk} = \frac{1}{1 - \frac{91.3}{348}} = 1.4$$

Columna 7-3

$$G7 = 1.0$$

$$G3 = \frac{533+474}{2844+1741} = 0.21$$

$$K = 1.2; K1 = 480$$

$$Pcr = 440$$

$$Pu = 1.6 (25.2+5.7+6.9+3.9+3.2+1.1+1.5)$$

$$Pu = 1.6 \times 104.6 = 167 \text{ ton.}$$

$$\delta_{cpk} = \frac{1}{1 - \frac{167}{440}} = 1.7$$

Columna 3-4

$$G3 = \frac{533+474}{563+950}$$

$$G3 = 0.76$$

$$G4 = \frac{474}{1333+1778} = 0.15$$

$$K = 1.2$$

$$Pcr = 348$$

$$\delta_{cpy} = \frac{1}{1 - \frac{91.3}{348}} = 1.4$$

Columna 7-3

$$G7 = 1.0$$

$$G3 = \frac{533+474}{563+750} = 0.76$$

$$K = 1.28; K1 = 1.28 \times 400 = 12$$

$$Pcr = 440$$

$$Pu = 167 \text{ ton.}$$

$$\delta_{cpy} = 1.7$$

Columna 8-5

$$G8 = 1.0$$

$$G5 = \frac{533+474}{1741+6400}$$

$$G5 = 0.12$$

$$K = 1.2$$

$$K1 = 1.2 \times 400 = 480$$

$$Pcr = 440$$

$$P = 88.5$$

$$Pu = 1.6 \times 88.5 = 141.6 \text{ ton.}$$

$$\delta_{cpx} = \frac{1}{1 - \frac{141.6}{440}} = 1.5$$

DISEÑO DE COLUMNAS

Cargas permanentes + sismo

$$F_c = \frac{1.25 (D+L+E)}{D + L + E}$$

Donde:

D= Carga muerta

L= Carga viva

E= Carga debida a fuerza sísmica

$$F_c = \frac{1.25(595+100+150)}{595+100+150}$$

$$F_c = 1.25$$

Columna 1-2

Dirección x

$$P = 24.8 \times 1.25 = 31 \text{ ton.}$$

Columna 8-5

$$G8 = 1.0$$

$$G5 = \frac{533+533}{1741+750} = 0.13$$

$$K = 1.2$$

$$Pu = 141.6 \text{ ton.}$$

$$\delta_{cpy} = 1.5$$

$$M_x = 4.6 \times 1.25 \times 1.1 = 6.3 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 0.48 \times 1.25 \times 1.1 = 0.6 \text{ ton-m}$$

Datos:

$$b = h = 40 \text{ cm}$$

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

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

$$r_{ec} = 3 \text{ cm}$$

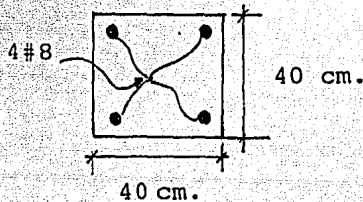
$$F_r = 0.70$$

$$k_1 = 0.85$$

$$A_s = 20.28 \text{ cm}^2$$

$$f''_c = \phi k_1 f'_c = 0.70 \times 0.85 \times 200$$

$$f''_c = 119 \text{ kg/cm}^2$$



Utilizando la ecuación de Bresler

$$P_u = \frac{1}{\frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_0}}$$

Donde:

P_u = Carga axial máxima que actúa a excentricidades e_x y e_y

P_{ux} = Carga axial máxima a una excentricidad e_x , contenida en un plano de simetría ($e_y = 0$). Esto significa que sólo actúa M_{ux} y $M_{uy} = 0$

P_{uy} = Carga axial máxima a una excentricidad e_y , contenida en un plano de simetría ($e_x = 0$). Esto significa que sólo actúa M_{uy} y $M_{ux} = 0$

Po= Carga axial máxima que puede resistir el elemento para excentricidades nulas ($e_x=e_y=0$). Esto significa que $M_{ux}=M_{uy}=0$

Suponiendo que sólo actúa M_{ux} , calculamos d/t .

$$t=40\text{cm}$$

$$d=37\text{cm}$$

$$d/t= 37/40=0.92$$

$$p= \frac{A_s}{b t} = \frac{20.28}{37 \times 40} = 0.0137$$

$$q= p \frac{F_R F_Y}{f''c} = 0.0137 \frac{0.70 \times 4200}{119} = 0.34$$

$$R= \frac{M_{ux}}{b t^2 f''c} = \frac{630000}{37 \times (40)^2 \times 119} = 0.089$$

Entrando a las gráficas, para $d/t=0.90$ tenemos:

$$K=1.15$$

si

$$\frac{p_{ux}}{b t f''c} = K$$

$$P_{ux} = k b t f''c = 1.15 \times 40 \times 37 \times 119 = 202538 \text{ kg} = 202.54 \text{ ton.}$$

$$p_{ux} = 202.54 \text{ ton.}$$

si sólo actuará M_{uy} , tenemos:

$$d/t=0.92$$

$$p=0.0137$$

$$q=0.34$$

$$R= \frac{60000}{37 \times (40)^2 \times 119} = 0.0085$$

$$K = 1.35$$

$$P_{uy} = K b t f^2 c = 1.35 \times 40 \times 37 \times 119 = 237762 \text{ kg.}$$

$$p_{uy} = 237.76 \text{ ton.}$$

para el cálculo de P_o se supone que no hay momento, por lo que:

$$k = 1.4$$

$$P_o = K b t f^2 c = 1. \times 37 \times 40 \times 119 = 246,568.0 \text{ kg}$$

$$p_o = 246.57 \text{ ton.}$$

Sustituyendo en la Es. de Bresler

$$p_u = \frac{1}{\frac{1}{202.54} + \frac{1}{237.76} - \frac{1}{246.57}} = \frac{1}{0.0049 + 0.0042 - 0.004}$$

$$p_u = 196 \text{ ton} > 31 \text{ ton}$$

por lo que se acepta la columna propuesta.

Para las demás columnas la revisión se hace de la misma manera, tanto en el sentido X como en el sentido Y.

Columna 1-2, en el sentido Y

$$P_u = 24.8 \text{ ton} \times 1.25 = 31 \text{ ton.}$$

$$M_x = 0.8 \times 1.1 \times 1.25 = 1.1 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 22 \times 1.1 \times 1.25 = 3.02 \text{ ton-m}$$

de la revisión se obtuvo que se acepta esta columna

Columna 3-4

Dirección X

$$p_u = 57.1 \times 1.25 = 71.3 \text{ ton.}$$

Dirección Y

$$p_u = 57.1 \times 1.25 = 71.3 \text{ ton.}$$

$$M_x = 10.3 \times 1.25 \times 1.4 = 18 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 0.5 \times 1.25 \times 1.4 = 0.8 \text{ ton-m}$$

Se aceptan las columnas anteriores

$$M_x = 6.3 \times 1.25 \times 1.4 = 11.0 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 4.8 \times 1.25 \times 1.4 = 8.4 \text{ ton-m}$$

Columna 7-3

Dirección X

$$P_u = 104.6 \times 1.25 = 130.7 \text{ ton}$$

$$M_x = 13.6 \times 1.25 \times 1.7 = 28.8 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 0.4 \times 1.25 \times 1.7 = 0.8 \text{ ton-m}$$

No pasa esta sección

Dirección Y

$$P_u = 104.6 \times 1.25 = 130.7 \text{ ton}$$

$$M_x = 3.2 \times 1.25 \times 1.7 = 6.8 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 7.6 \times 1.25 \times 1.7 = 16.1 \text{ ton-m}$$

Si pasa

Tanto la columna 7-3 como la 8-5 en la dirección X, no pasaron con las dimensiones y armado propuesto anteriormente, por lo que, se propondrán columnas para la planta baja de 40x40 con armado de

$$\begin{array}{r} 8\#8 = 40.56 \text{ cm}^2 \\ 4\#6 = 11.48 \text{ cm}^2 \\ \hline 52.04 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Para estas columnas se trazará el diagrama de interacción y así revisarlas como se ve a continuación:

$$P = \frac{52.04}{40 \times 40} = 0.03 \approx 3\% \text{ de acero}$$

$$P_u = K_b t f_c = K_x 40 \times 40 \times 119 = 190400 \text{ K}$$

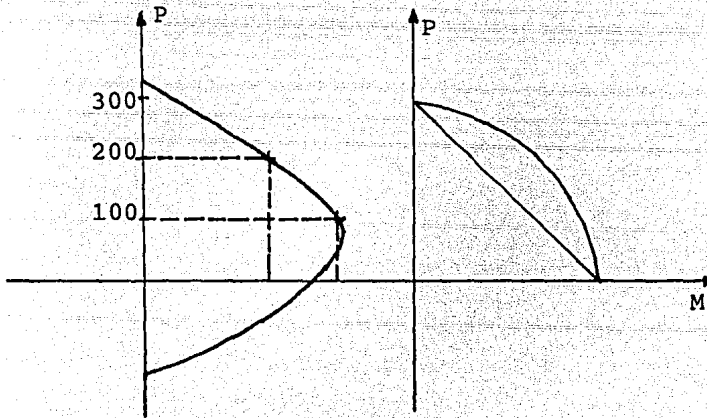
$$M_u = R_b t^2 f_c = R_x (40)^2 \times (40) \times 119 = 7616000 \text{ R}$$

$$d/t = 37/40 \approx 0.9$$

$$q = P \frac{F_R F_y}{f_c} = 0.52 \frac{0.7 \times 4200}{119} = 0.74$$

Dandole valores a K, R obtenemos P_u y M_u para después - graficarlos.

K	R	Pu	Mu
1.75	0	333	0
1.0	0.28	190	21.3
0.5	0.42	95.2	31.9
0.0	0.36	0.0	27.4
0.75	0.0	142.8	0.0



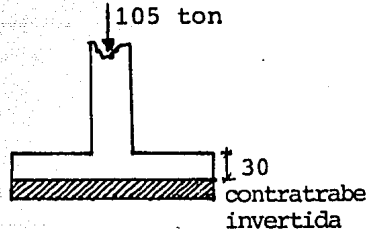
Se acepta el armado para las columnas del primer piso.

SISEÑO DE LA CIMENTACION

Capacidad de carga admisible = 15 ton/m²

EJE 8

C. Permanentes C.P+sismo
 Mx= 1.8 ton-m Mx=10.8 ton-m
 My= 1.1 ton-m My= 7.7 ton-m



Proponiendo zapata de 3x3 m.

C. permanentes; $s = \frac{bh^2}{6} = 4.5$

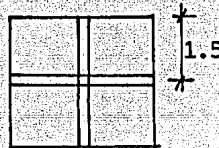
$$P = \frac{105}{9} \pm \frac{1.8}{4.5} \pm \frac{1.1}{4.5} = 11.6 \pm 0.4 \pm 0.24 = \begin{cases} +12.2 \\ 10.9 \end{cases}$$

C. perm + sismo

$$P = \frac{105}{9} \pm \frac{1.8+10.8}{4.5} \pm \frac{1.1}{4.5} = 11.6 \pm 2.8 \pm 0.24 = \begin{cases} 14.6 \\ 8.5 \end{cases}$$

Diseño losa

$$\frac{WL^2}{2} = \frac{7.5 \times 1.5^2}{2} = 8.43 \text{ ton-m}$$



Losa h = 30 cm

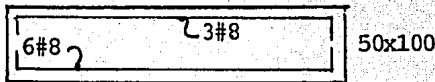
As = 16.64 cm² #6 @ 15cm

Diseño de la contratrabe

W = 15 ton/m² x 3m = 45 ton/m

$$M = \frac{WL^2}{2} = \frac{45 \times 1.5^2}{2} = 50.6 \text{ ton-m}$$

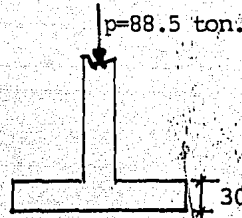
V = 67.5 ton.



e#4 @ 100

Zapata EJE 11

C. Permanentes sísmo
 Mx=2.2 ton-m Mx=11.1 ton-m
 My=0.4 ton-m My= 5.9 ton-m



Se propone una zapata de 2.5x2.5 m

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{2.5^3}{6} = 2.6 \text{ m.}$$

C. permanentes

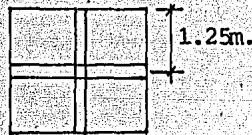
$$f = \frac{88.5}{6.25} + \frac{2.2}{2.6} + \frac{0.4}{2.6} = 14.6 + 0.8 + 0.15 = \begin{cases} 15.1 \\ 13.2 \end{cases}$$

C. permanentes + sísmo

$$f = \frac{88.5}{6.25} + \frac{13.3}{2.6} + \frac{0.4}{2.6} = 14.16 + 5.11 + 0.15 = \begin{cases} 19.4 \\ 8.7 \end{cases} < 19.9$$

Diseño de losa

$$M = \frac{WL^2}{2} = \frac{7.5 \times 1.25^2}{2} = 5.8 \text{ ton-m}$$



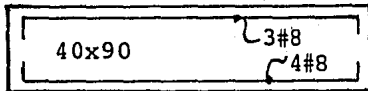
#6 @ 25 con h=30cm

Diseño de contratrabe

$$W = 37.5 \text{ ton/m}$$

$$M = \frac{WL^2}{2} = 37.5 \times 1.25 = 29.2 \text{ ton-m}$$

$$V = wl = 37.5 \times 1.25 = 46.8 \text{ ton.}$$



e # 4 @ 100

Zapata EJE 2

C. permanentes

sismo

Mx= 0.7 ton-m

Mx=4.7 ton-m

My= 0.57 ton-m

My=1.8 ton-m

Proponiendo zapata de 1.5x2.0m

$$S_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.5 \times 2^2}{6} = 1.0$$

$$S_y = \frac{2 \times 1.5^2}{6} = 0.75$$

$$f = \frac{24.1}{3.0} \pm \frac{5.4}{1} \pm \frac{0.57}{0.75} = 8 \pm 5.4 \pm 0.7 = \left\{ \begin{array}{l} + 1.9 \\ +14.1 \end{array} \right\} < 19.9$$

Diseño

$$M = \frac{0.8^2 \times 1.5}{2} = 48 \text{ ton-m}$$

As= 11.35cm.; h=25 #6@25

$$M = \frac{0.55^2 \times 1.5}{2}; h=25; \#6@30$$

DISEÑO DE LA ESCALERA

Estimación de carga

Carga muerta

Rampa 0.12mx2400kg/m³ 288 kg/m²

Relleno 0.11mx1250kg/m³ 137.5kg/m²

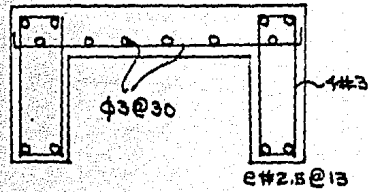
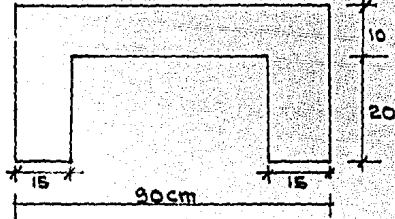
Peldaños de tabique y chapeo de grani-
to $\frac{210.0\text{kg/m}^2}{635.5\text{kg/m}^2}$

Carga viva adicional. 500.0kg/m²

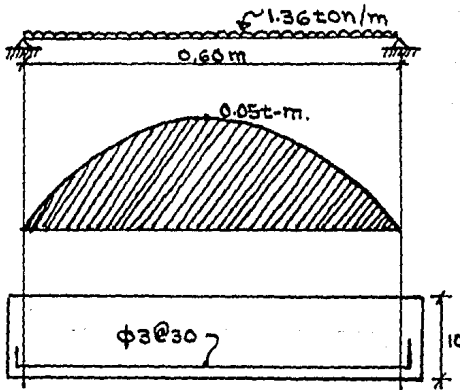
Carga total (wt). 1135.5kg/m²

ALTERNATIVA 1

Rampa entre dos traves



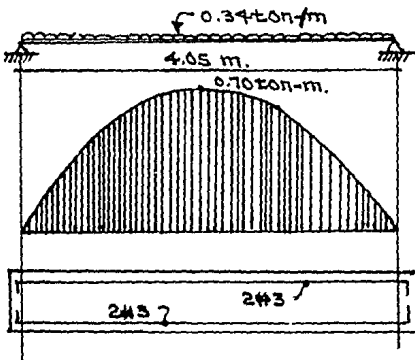
Cálculo de rampa



$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{1.36 \times 0.6^2}{8} = 0.05 \text{ ton-m}$$

$$V = \frac{1.36 \times 0.60}{2} = 0.34 \text{ ton}$$

Cálculo de traves



$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{0.34 \times 4.05^2}{8} = 0.70 \text{ ton-m}$$

Sección de 15 x 30 cm.

$$V = \frac{0.34 \times 4.05}{2} = 0.68 \text{ ton}$$



ALTERNATIVA 2

Rampa sobre trabe (torsión)
CV+CM=1.136 ton/m

Dimensión de rampa

L= 4.05m

b= 0.90m

A= 4.05x0.90=3.65m²

CV= 500 kg/m²

CV= 0.90mx500 kg/m²=450 kg/m

CV= 0.45 ton/m

CM= losa + relleno + peldaños

CM= 0.636 ton/m²x0.90m=570 kg/m

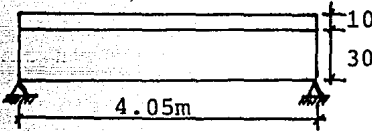
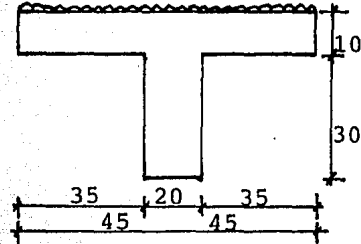
CM= 0.57 ton/m + trabe

Wtrabe= 0.30x0.20x2.4=0.14 t/m

CM= 0.57 ton/m +0.14 ton/m

CM= 0.71 ton/m

c total= 0.45+0.71=1.16 ton/m



Factor de carga

CV=L=0.45 ton/m

CM=D= 0.71 ton/m

$$F_c = \frac{1.5D+1.8L}{D+L} = \frac{1.5(0.71)+1.8(0.45)}{0.71+0.45} = 1.616$$

Múltimo tors. derecha= Mutor izq=1.616(500+636)(0.35x2.02)0.175

Mutor= 227.13 kg-m caso favorable

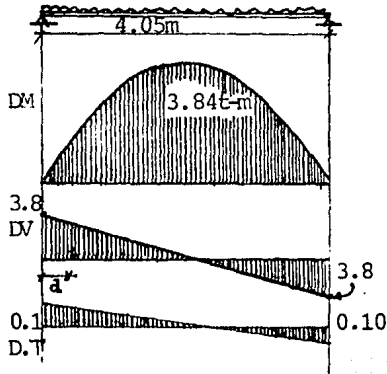
Mutor= 1.616(500)(0.35x2.02)(0.175)=99.97 kg-m caso desfavorable

Momento flexionante último

$$\frac{WL^2}{8} F_c = \frac{1.16(4.05)^2}{8} \times 1.616 = 3.84 \text{ ton-m} = 3843.43 \text{ kg-m}$$

Cortante Último

$$V_u = \frac{WL}{2} - F_c = \frac{1.16 \times 4.05}{2} \times 1.616 = 3795.98 \text{ kg.}$$



$$d = H - r = 40 - 5 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

Cortante actuante a un peralte (d)

$$\frac{3.8}{2.03} = \frac{V_a}{1.68}$$

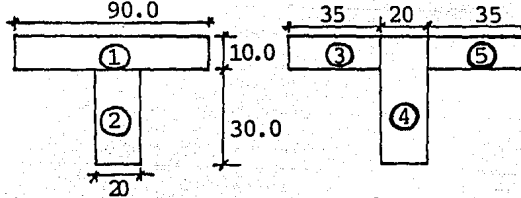
$$V_a = 3.14 \text{ ton}$$

Torsión a un peralte (d)

$$\frac{0.10}{2.03} = \frac{T_d}{1.68}$$

$$T_d = 0.08 \text{ ton-m}$$

Calculo de $\Sigma X^2 Y$ de acuerdo con la sección 11.6.1 del ACI-77



$$\Sigma x^2 y = (10^2 \times 90) + (20^2 \times 30) = 21000 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma x^2 y = (10^2 \times 35) + (20^2 \times 40) + (10^2 \times 35) = 23000 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo nominal de torsión

$$V_{tu} = \frac{3t_u}{\phi \Sigma x^2 y}$$

$$T_u = 0.08 \text{ ton-m}; \phi = 0.85$$

$$V_{tu} = \frac{3 \times 8000 \text{ kg-cm}}{0.85 \times 23000 \text{ cm}^3} = 1.23 \text{ kg/cm}^2 \text{ (actuante)}$$

$$V_{tu} = 0.4 \sqrt{f_t} = 0.4 \sqrt{200} = 5.65 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que $5.65 > 1.23$ no es necesario reforzar por torsión

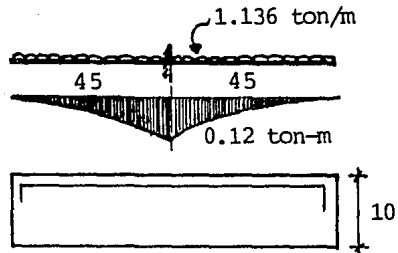
FLEXION

Losa:

$W = 1.136 \text{ ton-m}$

$M = \frac{1.136 \times 0.45^2}{2}$

$M = 0.12 \text{ ton-m}$



#3@30 en ambos sentidos

Trabe

$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{1.136 \times 4.05^2}{8}$

$M = 2.33 \text{ ton-m}$

$V = \frac{WL}{2} = 2.30 \text{ ton}$

Deflexión actuante

$\delta_A = \frac{5WL^4}{384EI} = \frac{5 \times 1.136 \times 4.05^4}{141421 \times 47012 \times 384} \text{ DM}$

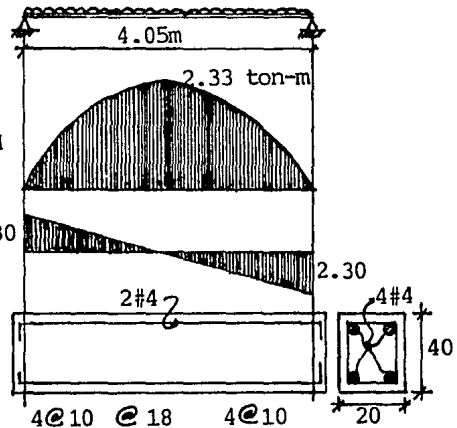
$\delta_A = 0.598 \times 2 = 1.197 \text{ cm}$

Deflexion permisible DV 2.30

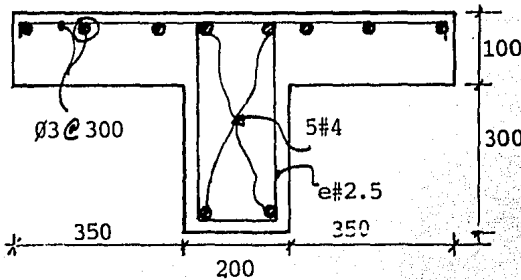
$L/180 = 2.25 > 1.197$

Se acepta

e#2.5



Quedando la Sección como sigue:



Cimentación escalera

Carga (W) = 1.28 ton/m

Carga puntual (p) = $\frac{1.28 \times 4.05}{2} = 2.59 \text{ ton.}$

P = 2.6 ton.

Capacidad admisible del terreno (ft) = 15 ton/m²

f = p/A ; A = P/f

A = $\frac{2.6 \text{ ton}}{15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 0.17 \text{ m}^2$

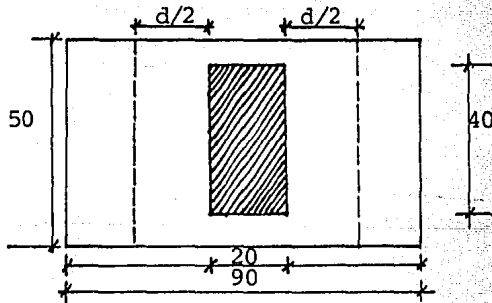
si b = 1.0 m

a = 0.17m

Zapata de 0.5x1.0

Resistencia (R) = $\frac{2.6}{0.5 \times 1.0} = 5.2 \text{ ton/m}^2$

M = $\frac{WL^2}{2} = \frac{5.2 \times 0.175^2}{2} = 0.08$

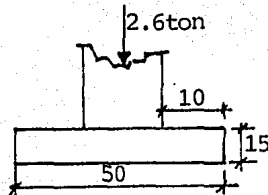


H = 15

r = 3.0

d = 15 - 3 = 12 cm

Flexión



R = $\frac{2.6}{0.5 \times 1.0} = 5.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

Momento en la sección crítica por metro de ancho

$$Mu = \frac{5.2 \times \left(\frac{50}{2} - 20\right)^2}{2} = \frac{5.2 \times 0.05^2}{2} = 0.0065 \text{ ton-m}$$

con Asmín $\#3 @ 30$

$$Mu = \frac{5.2 \times \left(\frac{90}{2} - 10\right)^2}{2} = 0.32 \text{ ton-m}$$

Revisión por penetración

Perímetro de la Sección Crítica

$$P = 32 \times 2 + 52 \times 2 = 168 \text{ cm}$$

$$\text{Area de dicha sección} = 12 \times 168 = 2016 \text{ cm}^2$$

$$Vu = P - R(A) = 2.6 - 0.52 \times 0.32 \times 5.2$$

$$Vu = 1.73 \text{ ton.}$$

$$Vu = \frac{1730 \text{ kg}}{2016 \text{ cm}^2} = 0.858 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vcr = Fr \sqrt{fc} = 0.85 \sqrt{200} = 12.02 \text{ kg/cm}^2$$

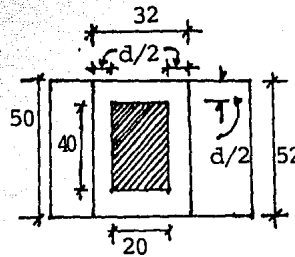
$Vu < Vcr$ se acepta

Revisión por tensión diagonal

$$Vcr = 0.5 \sqrt{fc} = 0.5 \sqrt{200} = 7.071 \text{ kg/cm}^2$$

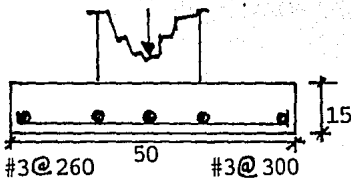
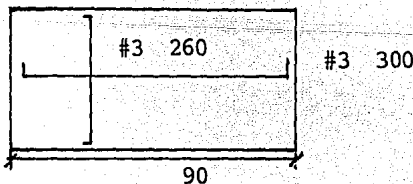
$$Vu = (0.10 - 0.12) \times 9.38 = 0.19 \text{ kg/cm}^2 \text{ con } 0.35$$

$Vcr > Vu$ pasa



$$d = 15 - 3$$

$$d = 12 \text{ cm}$$



Revisión de cimentación de muro con una descarga de escalera

$$C_v = 0.5 \text{ ton/m}^2$$

$$C_M = 0.64 \text{ ton/m}^2$$

$$p_0 p_0 \text{ muro} = 1.0 \text{ ton/m}$$

$$p_0 p_0 \text{ trabe} = \frac{0.14 \text{ ton/m}}{2.28 \text{ ton/m}}$$

$$p = 2.28 \text{ ton.}$$

$$f_t = 15 \text{ ton.}$$

$$f = P/A; A = p/f = 2.28/15 = 0.152 \text{ m}^2 \approx 0.16 \text{ m}^2$$

$$A = 0.16 \text{ m}^2; b = 1.0 \text{ m}$$

$$a = 0.16/1.0; a = 0.16 \text{ m}$$

Zapata de 0.5x1.0;

se propone que sea la misma que la del muro

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$R = 2.28/(0.5 \times 1.0) = 4.56$$

$$M = \frac{4.56 \times 0.175^2}{2} = 0.07 \text{ ton-m;}$$

Si puede pasar la cimentación del muro con Asmín.

3.5 B I B L I O G R A F I A

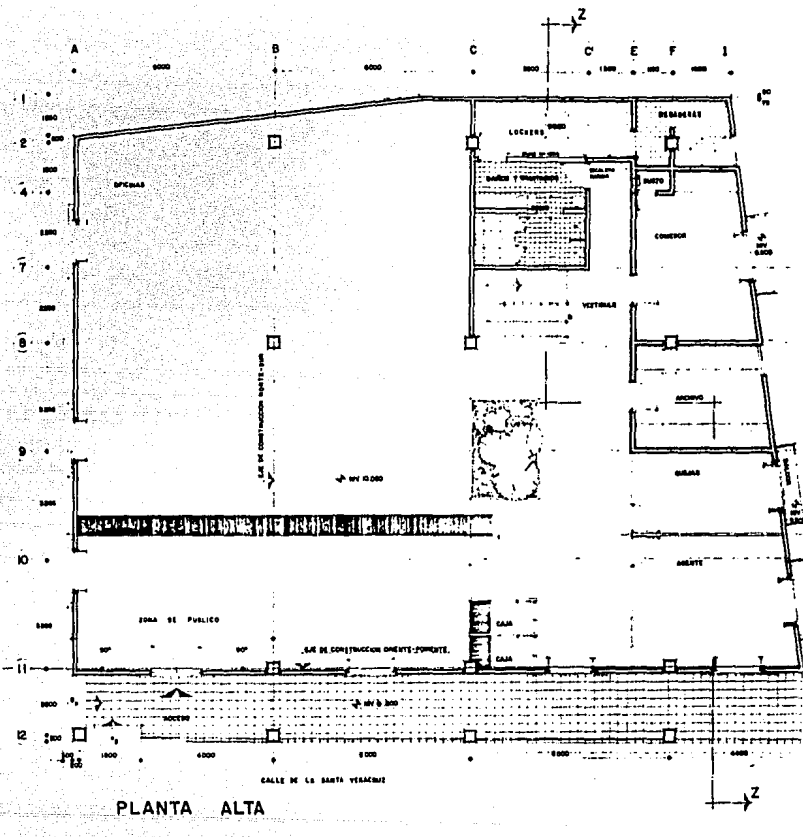
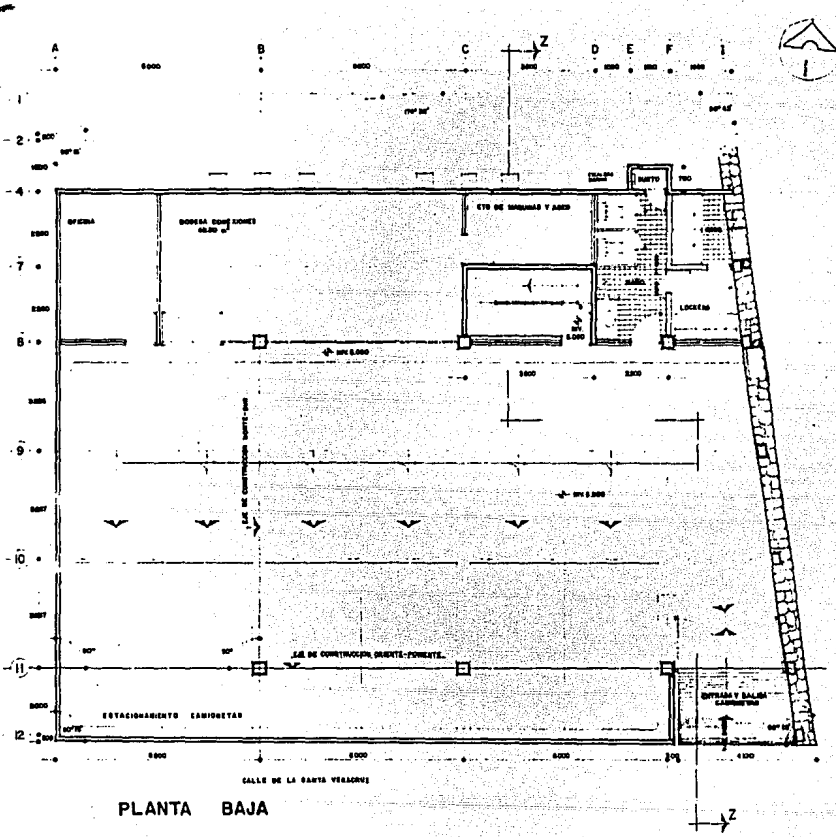
1. REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO
(ACI-77)
2. REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO
(ACI-71)
3. ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO
Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles F.V.
Juan Casillas G. de L. Roger Díaz de Cossio.
Editorial Limusa.
4. ANALISIS CALCULO Y DISEÑO DE EDIFICIOS
Ing. Alfonso Olvera López
Editorial C.E.C.S.A.
5. MANUAL DE DISEÑO POR SISMO DE LA C.F.E.
6. EL CONCRETO ARMADO
Vicente Pérez Alamó
Ed. Trillas.

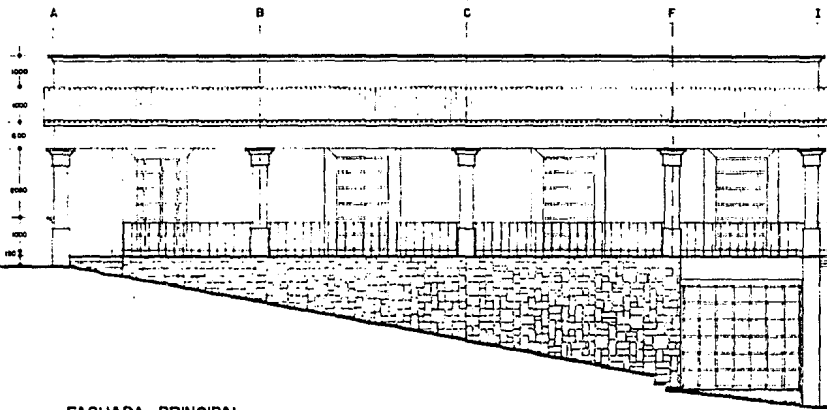
IV. CONCLUSIONES

Respecto a este capítulo, es poco lo que se puede decir, ya que como toda obra de ingeniería se trató de que ésta fuera económica y que cumpla con el buen funcionamiento para lo que fue destinada. Con respecto a el proyecto arquitectónico y al proyecto estructural, diré que se realizó siguiendo las normas que rigen a Taxco, y que como he mencionado en capítulos anteriores las construcciones que ahí se realizan, deben cumplir con ciertas características particulares de la zona, lo que hace que las obras sean un poco más refinadas. Por otro lado, en la elección de el análisis sísmico se optó por elegir el estático ya que es el más aceptado y dá resultados bastante seguros y además por tratarse de una estructura que la altura es de 8.5 metros, no se tomó otro tipo de análisis; cabe mencionar que dicho análisis se hizo tomando en cuenta la publicación de la comisión Federal de Electricidad de diseño por sismo.

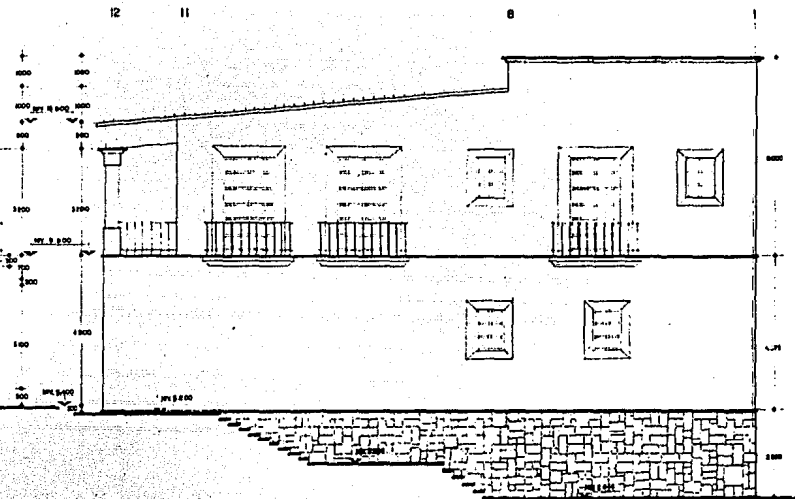
CAPITULO V

PLANOS ARQUITECTONICOS Y ESTRUCTURALES

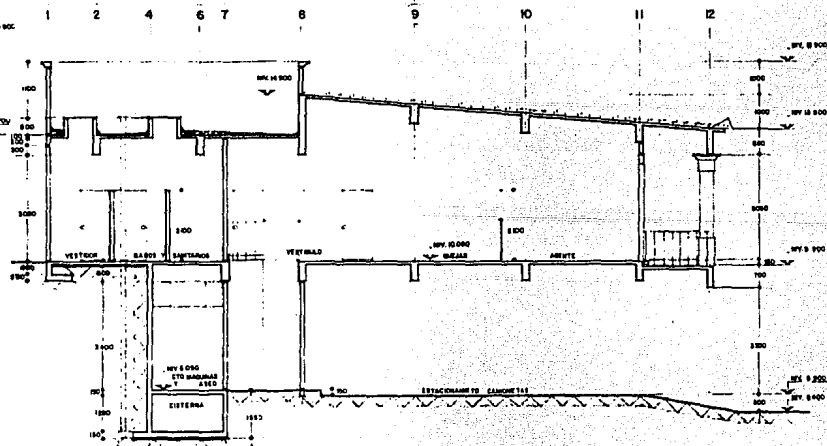




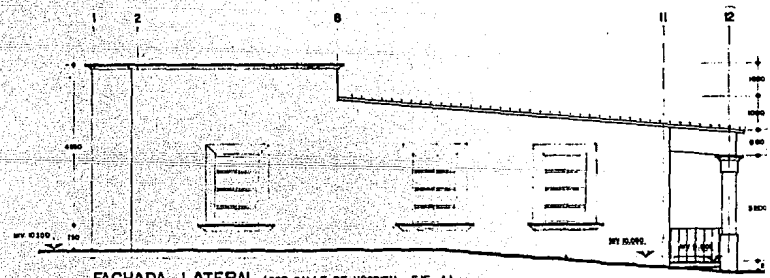
FACHADA PRINCIPAL
(POR CALLE DE LA STA. VERACRUZ - EJE 12)



FACHADA LATERAL (POR PLAZA DE LA STA. VERACRUZ - EJE 11)



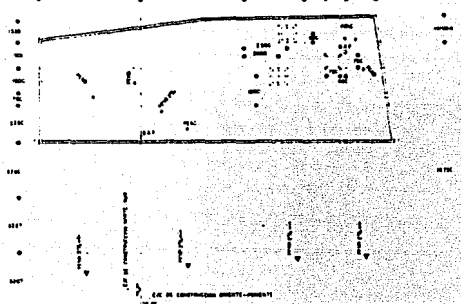
CORTE LONGITUDINAL Z-Z



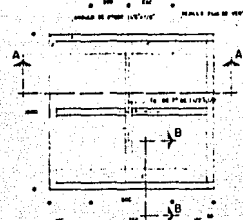
FACHADA LATERAL (POR CALLE DE HOSPITAL - EJE A1)

ENEP ARAGON	
AGENCIA TA)	
ARQUITECTON:	
FACHADAS Y COF	
DL 1-86	PLANO

A B C D E F I



PLANTA AZOTEA

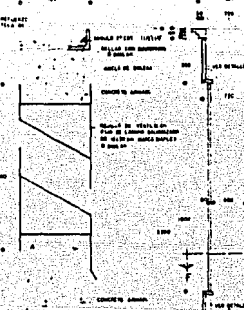


PLANTA TRAGALUZ

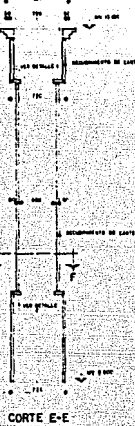


CORTE A-A

DETALLES TRAGALUZ



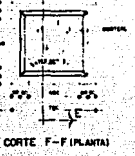
CORTE B-B



CORTE E-E

DETALLES DE COLUMNA

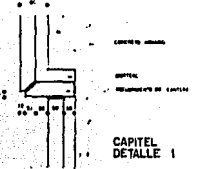
F C B I



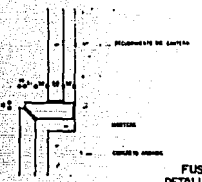
CORTE F-F (PLANTA)



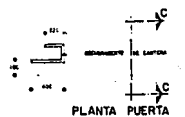
DETALLE 3



CAPITEL
DETALLE 1



FUSTE
DETALLE 2



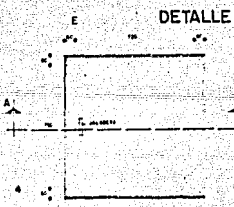
PLANTA PUERTA



PLANTA VENTANA



LOCALIZACION COLUMNAS C-3

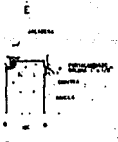


PLANTA

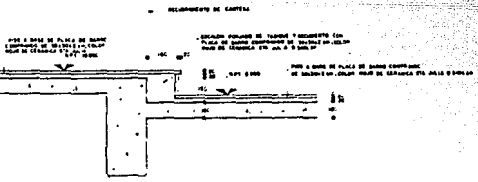
DETALLE TAPA DUCTO



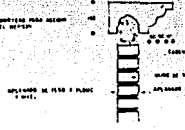
CORTE A-A



DETALLE



CORTE C-C

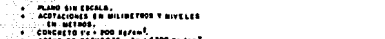
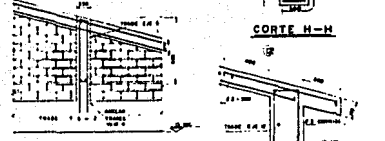
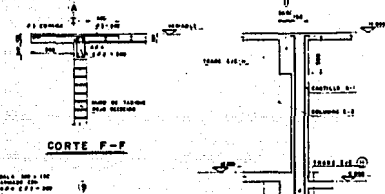
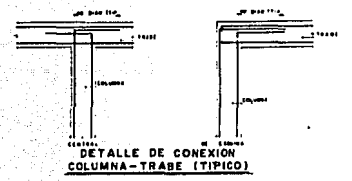
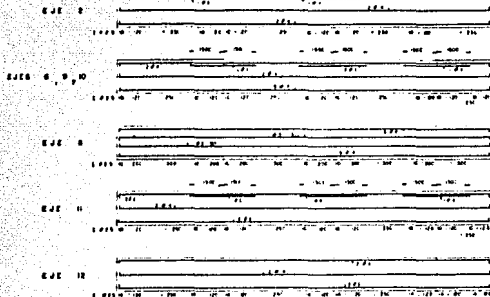


CORTE D-D

DETALLES DE PUERTA Y VENTANA EN PLANTA ALTA

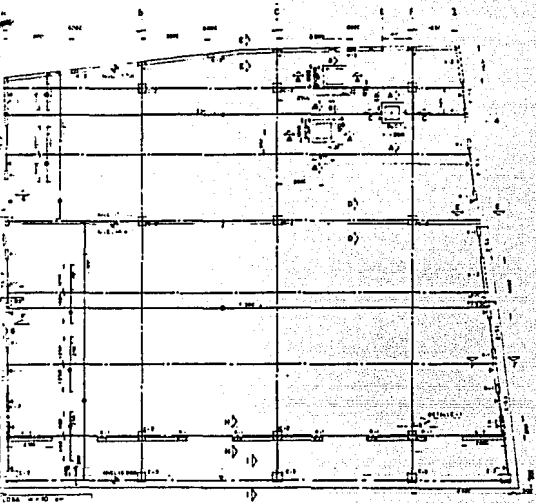
ENEP - ARAGON	
AGENCIA TAXCO	
ARQUITECTONICO	
PLANTA AZOTEA Y DETALLES	
PLANO NO. 101	PLANO NUM. 3

TRABES



NOTAS

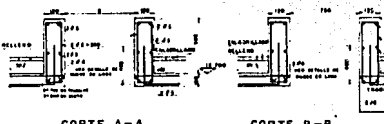
- PLANO SIN ESCALAS.
- ACOTACIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS.
- CONCRETO C-20 (200 kg/cm²).
- ACERO DE REFUERZO: F-27000 kg/cm² (BARRAS # 3 y # 4) y F-27000 kg/cm² (BARRAS # 5 y # 6).
- TODAS LAS VARILLAS DEBEN ESTAR ESTANDAR.
- ESCALAS Y DETALLES DE BARRILLAS 40 DIAM RECOMENDADOS - LIBRES.
- LOSAS: 2 cm.
- TRABES: 3 cm.
- COLUMNAS: 2 cm.
- VER LOCALIZACION DE MUROS DIVISIVOS EN PLANOS ARQUITECTONICOS.
- EL NIVEL 0.000 CORRESPONDE AL NIVEL DE LOSA DE ENTREPISO.
- ANCLAR LOS CASTILLOS UBICADOS EN EL EJE 3 Y 4 EN LA LOSA DE ENTREPISO NIVEL 0.000.



PLANTA DE AZOTEA

NOMENCLATURA

- ARMAZO LEON INTERNO
- ARMAZO LEON EXTERNO
- CASTILLO MURO
- CASTILLO MURO CON ANCHO DE CORONA
- MURO DE CORONA
- LOSA DE ENTREPISO
- LOSA DE ENTREPISO CON ANCHO DE CORONA
- ENTREPISO EXTERNO

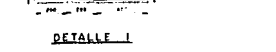
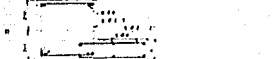
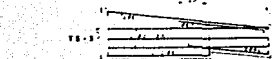
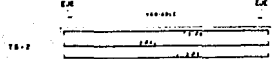
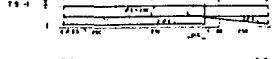
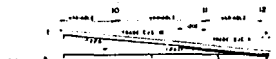
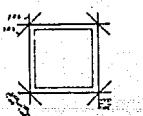


CORTE A-A

CORTE B-B

CORTE C-C

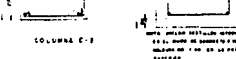
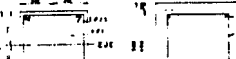
DETALLE DE MURO EN LOSA



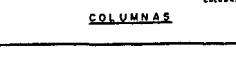
DETALLE I



CASTILLOS



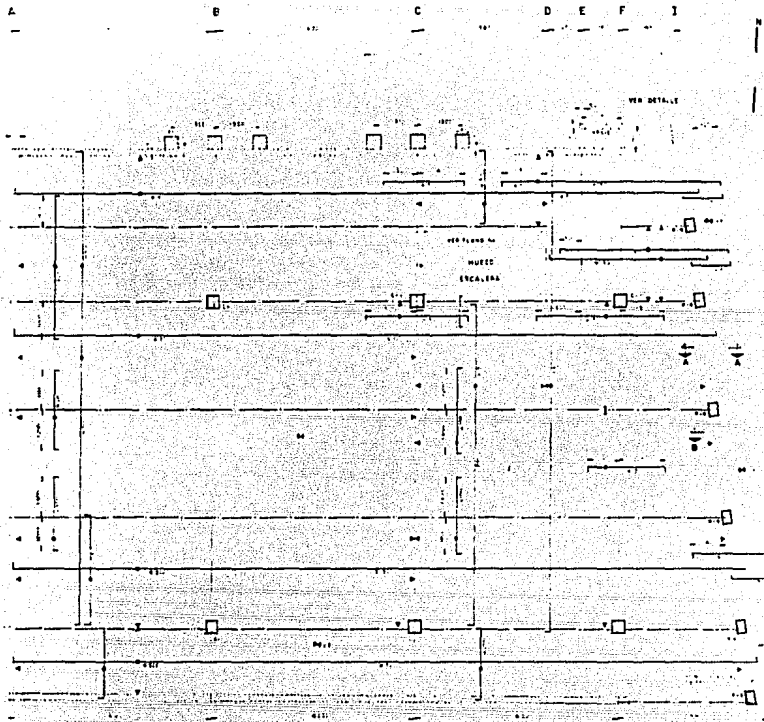
COLUMNAS



CORTE Q-Q

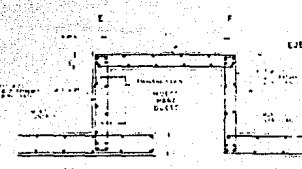
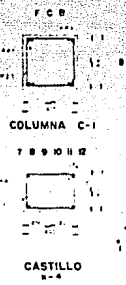
CORTE E-E

ENEP. ARAGON		
AGENCIA TAXCO		
ESTRUCTURAL		
LOSA DE AZOTEA		
LOC. 1/80	PROY. 1/80	PLANO NUM. 4

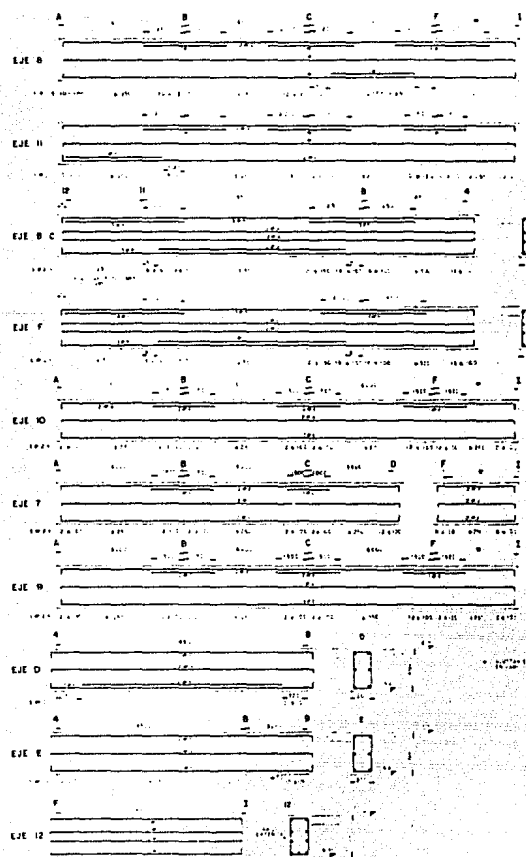


PLANTA LOSA DE ENTREPISO, NIV 10.000 LECHO SUPERIOR

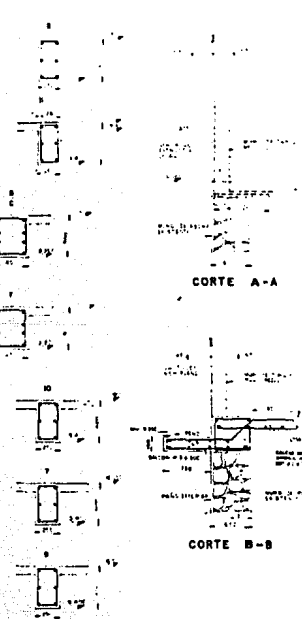
- NOMENCLATURA**
- ESTRUCTURA EXISTENTE
 - PLACAS DE CONCRETO Y COLUMNAS
 - ARMAZO DE LECHO SUPERIOR
 - ARMAZO DE LECHO SUPERIOR



DETALLE I



TRABES



CORTE A-A

CORTE B-B

- NOTAS**
1. PLANTA EXISTENTE
 2. DETALLE DE LA COLUMNA C-1, VER DETALLE I
 3. DETALLE DE LA LOSA DE ENTREPISO
 4. DETALLE DE LA LOSA DE ENTREPISO
 5. DETALLE DE LA LOSA DE ENTREPISO
 6. DETALLE DE LA LOSA DE ENTREPISO
 7. DETALLE DE LA LOSA DE ENTREPISO
 8. DETALLE DE LA LOSA DE ENTREPISO
 9. DETALLE DE LA LOSA DE ENTREPISO
 10. DETALLE DE LA LOSA DE ENTREPISO
 11. DETALLE DE LA LOSA DE ENTREPISO
 12. DETALLE DE LA LOSA DE ENTREPISO

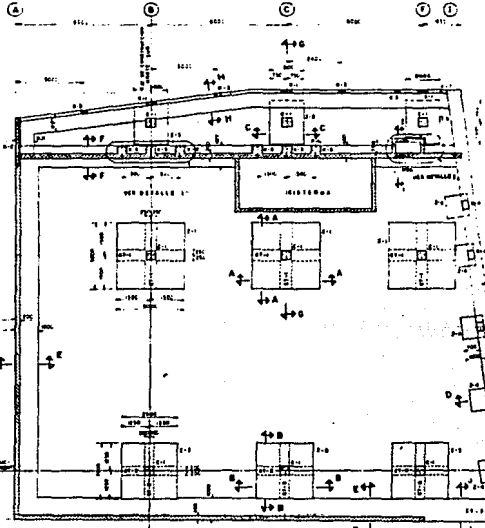
E.N.E.P. ARAGO.

AGENCIA TAX
ESTRUCTURAL
LOSA DE ENTREPISO
NIVEL 10.000

PROYECTO	FECHA	PLANOS

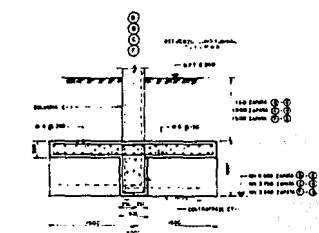


1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11

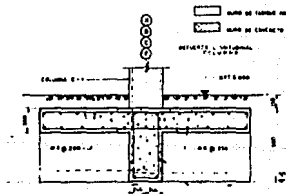


PLANTA DE CIMENTACION Y LOCALIZACION

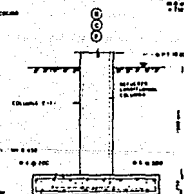
NOMENCLATURA
ESTRUCTURA 4 CORTELOS
MURO DE CONCRETO SIN REFORZO
MURO DE CONCRETO



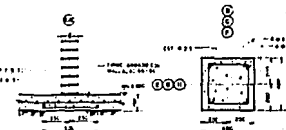
CORTE A-A
ZAPATA Z-1



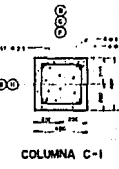
CORTE B-B
ZAPATA Z-2



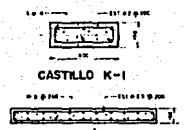
CORTE C-C
ZAPATA Z-3



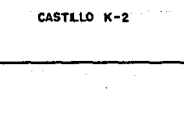
DETALLE TIPICO
CIMENTACION MUROS
DIVISORIOS



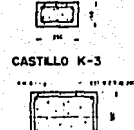
COLUMNA C-1



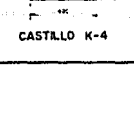
CASTILLO K-1



CASTILLO K-2



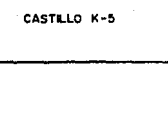
CASTILLO K-3



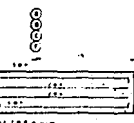
CASTILLO K-4



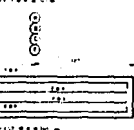
CASTILLO K-5



CASTILLO K-5

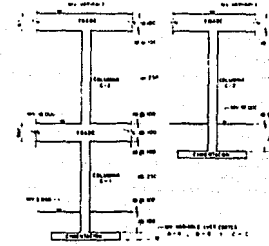


CT-1

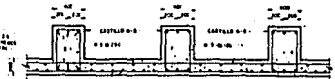


CT-2

CONTRABES EN ZAPATAS



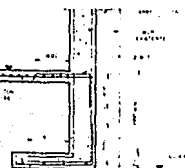
DISTRIBUCION TIPICA DE
ESTRIBOS EN COLUMNAS



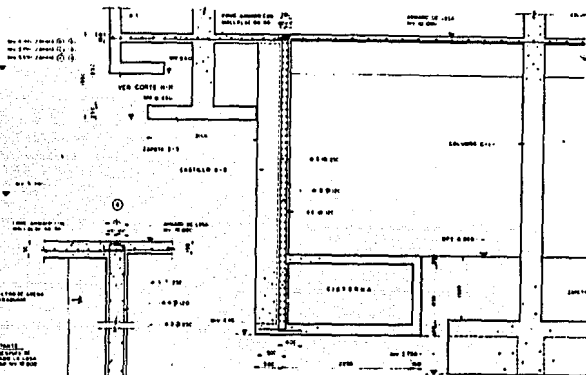
DETALLE 1



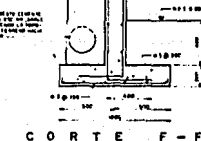
DETALLE TIPICO (PLANTA)
FIJACION MUROS DIVISORIOS



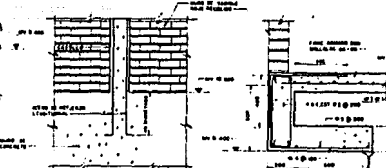
CORTE D-D
ZAPATA Z-4



CORTE G-G

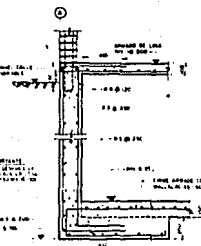


CORTE F-F

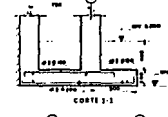


DETALLE DE ANCLAJE DE
CASTILLOS EN MUROS
DE CONCRETO

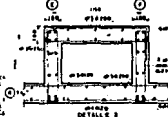
CORTE H-H



CORTE E-E



CORTE I-I



CORTE J-J

- NOTAS:-
- PLANO DE CORTAJO
 - ACEROS EN LOS MUROS Y ANCLAJE EN MUROS
 - ACEROS EN LOS MUROS
 - ACEROS EN MUROS DE CONCRETO
 - ANCLAJE Y TIRANTES DE ACEROS EN MUROS DE CONCRETO
 - REINFORZAMIENTO DE MUROS DE CONCRETO EN EL FONDO DE LOS MUROS
 - REINFORZAMIENTO DE MUROS DE CONCRETO EN EL FONDO DE LOS MUROS
 - REINFORZAMIENTO DE MUROS DE CONCRETO EN EL FONDO DE LOS MUROS

ENEP ARAGON
GENCIA TAXG
ESTRUCTURAL
CIMENTACION

ESC. No. 1000
MAY. 1960
PLANO 1000

