

Universidad Nacional de Ingeniería

Programa Académico de Ingeniería Civil

INVE 95
OCEB 1

**Estructura de Concreto
Armado con Diseño
Sísmico**

TESIS DE GRADO

ISIDRO ESPINOZA GARCIA

Promoción 1968



Lima — Perú

1969

A LOS INGS. :

JUAN SARMIENTO E.

JULIO KUROIWA H.

RICARDO YAMASHIRO K.

MI SINCERO AGRADECIMIENTO POR LA VALIOSA AYUDA PRESTADA EN LA REALIZACION DE LA PRESENTE TESIS.

SEÑOR DIRECTOR DEL PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL
DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA.

S.D :

ISIDRO ESPINOZA GARCIA, exalumno del programa de In-
geniería Civil, promoción 1968, respetuosamente expongo:

Que deseando optar al grado de Ingeniero Civil, pre-
sento al programa que Ud. dirige la tesis titulada: "ESTRUC
TURA DE CONCRETO ARMADO CON DISEÑO SISMICO". En ésta consi-
deración:

A Ud. solicito se sirva designar el jurado reglamenta-
rio ante el cual debo rendir la sustentación correspondien-
te.



ISIDRO ESPINOZA GARCIA.

Lima, Diciembre de 1,969.

I N D I C E

1.- ESTRUCTURACION.....	1
2.- DIMENSIONAMIENTO PREVIO.....	4
3.- METRADO DE CARGAS.....	12
4.- ALIGERADOS.....	22
5.- ANALISIS SISMICO.....	56
6.- ANALISIS POR CARGAS VERTICALES. ENVOLVENTES Y VALORES PARA EL DISEÑO.....	142
7.- DISEÑO DE VIGAS.....	172
8.- DISEÑO DE COLUMNAS
9.- DISEÑO DE ESCALERAS.....	187
10.- DISEÑO DE LA PLACA DEL ASCENSOR.....	211
11.- DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO Y DE LA CASA DE MAQUINAS.....	220
12.- DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES.....	237
13.- DISEÑO DE LA RAMPA.....	249
14.- DISEÑO DE LA CISTERNA.....	263
15.- DISEÑO DE MEZCLAS.....	271
BIBLIOGRAFIA.....	278

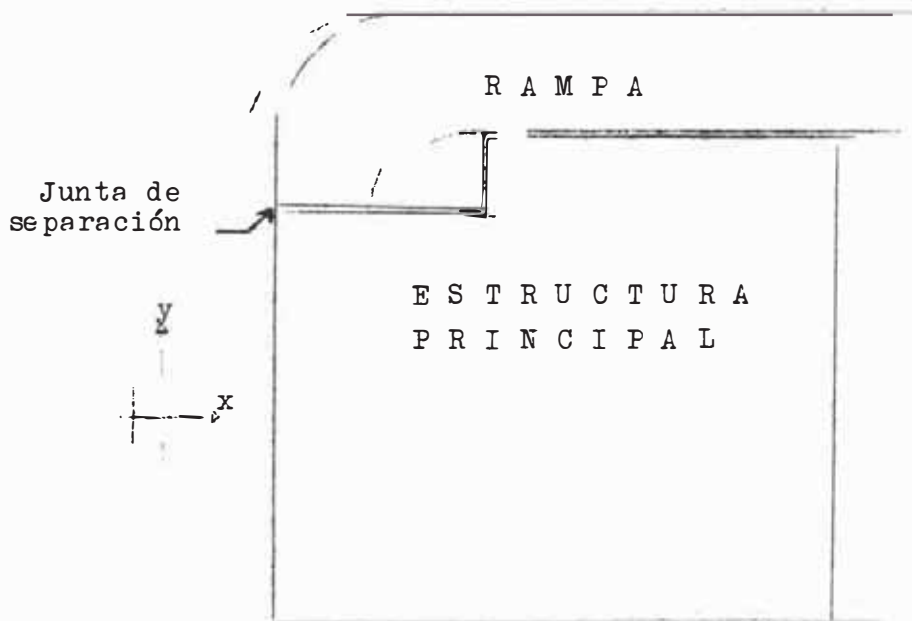
1.- ESTRUCTURACION.

E S T R U C T U R A C I O N

La presente Tesis tiene por finalidad, hacer el diseño de un edificio de ocho pisos: el primero destinado a tiendas, el segundo a estacionamiento de vehículos y los restantes a oficinas.

Como se puede ver en los planos, una de las características de ésta estructura, es la diferencia existente entre la planta del piso del estacionamiento y la de los restantes pisos. Es decir, existe una reducción en los pisos típicos, con respecto al área del piso del estacionamiento .

El acceso al estacionamiento, esta constituido por una rampa, la misma que será aislada del conjunto estructural por medio de una junta de separación, tal como se observa en el gráfico adyacente.



En general, la rampa tiene como apoyos un par de placas que van a lo largo de la misma y que se curvan por consiguiente en la zona no recta de ésta.

El unir éste elemento estructural, monolíticamente con la estructura principal, crearía problemas en la interacción de las placas curvas de la rampa con los pórticos respectivos.

Es preferible, por tanto, adoptar la solución indicada anteriormente, con la finalidad de tener una estructura perfecta -

mente homogénea y que pueda ser resuelta por los métodos sísmicos existentes.

Para apoyar la rampa se ha considerado una variación de la arquitectura en la zona curva de la misma. Como ya se indicó anteriormente el apoyo de la losa de la rampa lo constituye un par de placas que van a lo largo de la misma. Tanto para la parte exterior, como para la interior de la zona curva, esas placas de apoyo seguirán una línea circular. La única excepción es el tramo G-H del eje "1". En éste tramo, el apoyo de la rampa será una viga de eje recto ya que es factible colocar ese elemento estructural.

En cuanto a la estructura principal misma se ha considerado como pórticos principales, los que siguen la dirección x-x y como pórticos de arriostre los que siguen la dirección y-y. En ésta forma, los aligerados están dispuestos en forma tal, que las luces entre apoyos son las menores.

Para el pórtico "E" se han dispuesto vigas que tengan como apoyos, a la placa del ascensor por un lado, y a los tramos E-F de los pórticos "3" y "8" por otro lado. Esta solución se ha preferido a la de poner, en forma similar, vigas en los tramos 3-5 y 6-8 del pórtico "E". En éste caso, uno de los apoyos de esas vigas, lo constituirían los tramos E'-C de los pórticos "5" y "6", los mismos que, poseen una luz mayor que los que corresponden a la solución adoptada.

Los elementos estructurales resistentes al sismo, aparte de los que correspondan a los pórticos, estarán constituidos por las placas del ascensor, los mismos que forman un conjunto monolítico.

Por otro lado, cabe indicar, la casi total simetría que tiene la estructura principal en ambas direcciones, lo cual hace que no existan problemas de torsión sísmica, a la vez que permite simplificar el análisis de la misma. Por ésta razón los pórticos escogidos para el diseño: el principal "E" y el de arriostre "10", serán considerados, en lo posible, únicamente en cuanto a su mitad, con las adopciones lógicas en cada caso.

2.- DIMENSIONAMIENTO PREVIO.

DIMENSIONAMIENTO PREVIO

I.-DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

A.-Criterio Seguido.-

1.-Peralte de la viga "h". -de acuerdo con:

Uso	Azotea	Departamento y Oficinas	Garajes y Tiendas	Depositos
Sobrecarga (Kg/m ²)	125	250	500	1000
Peralte "h"	$\frac{L}{13} \sim \frac{L}{15}$	$\frac{L}{11}$	$\frac{L}{10}$	$\frac{L}{8}$

siendo: L = Luz entre ejes.

2.-Ancho de la viga "b". -Esta' determinado de acuerdo con el ancho de Influencia de la viga "B", y se aumentará en un 20% si se trata de vigas exteriores.

viga interior : $b = \frac{1}{20} B$

viga exterior b : $= \frac{20}{B} \frac{B}{20} = 1.2 \times \frac{B}{20}$

3.-Cambio de dimensiones. -Para el efecto se usará la siguiente relación : $b_0 h_0 = b_1 h_1^2$

B.-DIMENSIONAMIENTO.-

1.-Vigas Principales de Estacionamiento

eje A : $B = 3.20 \text{ m} ; b_0 = 1.2 \times \frac{3.20}{20} = .19$

$L = 4.40 \text{ m} ; h_0 = \frac{1}{10} \times 4.40 = .44$

para $h = .40 \text{ m} \rightarrow b = .19 \left(\frac{.44}{.40} \right)^2 = .23$

$b = .30 \text{ m}$
$h = .40 \text{ m}$

eje B, E, F, G, E' (excepto tramo 1-5 del eje G)

$B = 4.40 \text{ m} ; b_0 = \frac{1}{20} \times 4.40 = .22$

$L = 6.60 \text{ m} ; h_0 = \frac{1}{10} \times 6.60 = .66$

Para $h = .40 \text{ m} \rightarrow b = .22 \left(\frac{.66}{.40} \right)^2 = .60$

$b = .60 \text{ m}$
$h = .40 \text{ m}$

eje G (Tramo 1-5) $B = 2.20\text{m}$; $b_o = \frac{1}{20} \times 2.20 \times 1.20 = .132$
 $L = 6.60\text{m}$; $h_o = \frac{1}{10} \times 6.60 = .66$
Para $h = .40\text{m} \rightarrow b = .132 \times \left(\frac{.66}{.40}\right)^2 = .36$

$b = .35\text{ m}$ $h = .40\text{ m}$
--

Eje C $B = 5.30\text{m}$; $b_o = \frac{1}{20} \times 5.30 = .265$
 $L = 6.60\text{m}$; $h_o = \frac{1}{10} \times 6.60 = .66$
Para $h = .40\text{m} \rightarrow b = .26 \left(\frac{.66}{.40}\right)^2 = .72$

$b = .75\text{ m}$ $h = .40\text{ m}$
--

Eje H $B = 3.40\text{m}$; $b_o = 1.20 \times \frac{3.40}{20} = .20$
 $L = 6.60\text{m}$; $h_o = \frac{1}{10} \times 6.60 = .66$
Para $h = .40\text{m} \rightarrow b = .20 \left(\frac{.66}{.40}\right)^2 = .55$

$b = .55\text{ m}$ $h = .40\text{ m}$
--

2.- Vigas Principales de Piso Típico

Eje B,G $B = 2.20\text{m}$; $b_o = 1.20 \times \frac{2.20}{20} = .132$
 $L = 6.60\text{m}$; $h_o = \frac{1}{11} \times 6.60 = .60$
Para $h = .30\text{m} \rightarrow b = .132 \left(\frac{.60}{.30}\right)^2 = .53$

$b = .60\text{ m}$ $h = .30\text{ m}$
--

Eje C,E,F,E' $B = 5.30\text{m}$; $b_o = \frac{1}{20} \times 5.30 = .265$
 $L = 6.60\text{m}$; $h_o = \frac{1}{11} \times 6.60 = .60$
Para $h = .50 \rightarrow b = .265 \left(\frac{.60}{.50}\right)^2 = .38$

$b = .40\text{ m}$ $h = .50\text{ m}$
--

3.- Vigas Principales de Azotea (vigas peraltadas hacia arriba).

Eje B,G $B = 3.55\text{m}$; $b_o = 1.20 \times \frac{3.55}{20} = .21$
 $L = 6.60\text{m}$; $h_o = \frac{1}{13} \times 6.60 = .50$

$b = .25\text{ m}$ $h = .50\text{ m}$
--

Eje C.E.F.E' $B = 5.30m$; $b_o = \frac{1}{20} \times 5.30 =$
 $L = 6.60m$; $h_o = \frac{1}{13} \cdot 26 \times 6.60 =$
 $b = .25 m$.50
 $h = .50 m$

4.- Vigas de Arriostre de Estacionamiento.-

considerar en todos los ejes: $b = .40 m$
 $h = .40 m$

5.- Vigas de Arriostre del Piso Típico.-

considerese en todos los ejes: $b = .60 m$
 $h = .30 m$

6.- Vigas de Arriostre de Azotea.- (peraltadas hacia arriba).

considerar en todos los ejes.
 $b = .30 m$
 $h = .40 m$

7.- Vigas de la Rampa.-

Eje G' $B = 2.00 m$; $b_o = \frac{1}{20} \times 2.00 \times 1.20 = .12$
 $L = 6.60 m$; $h_o = \frac{1}{10} \times 6.60 = .66$
 Para $h = .40 m \rightarrow b = .12 \times \left(\frac{.66}{.40}\right)^2 = .33$

$b = .35$
 $h = .40 m$

ZONA CURVA

$B = 5.00 m$; $b_o = \frac{1}{20} \times 5.00 = .25$
 $L = 7.70 m$; $h_o = \frac{1}{10} \times 7.70 = .77$
 Para $h = .60 m \rightarrow b = .25 \times \left(\frac{.77}{.60}\right)^2 = .41$

$b = .40 m$
 $h = .60 m$

ZONA RECTA

$B = 4.40 m$; $b_o = \frac{1}{20} \times 4.40 = .22$
 $L = 6.00 m$; $h_o = \frac{1}{10} \times 6.00 = .60$

$b = .30 m$
 $h = .60 m$

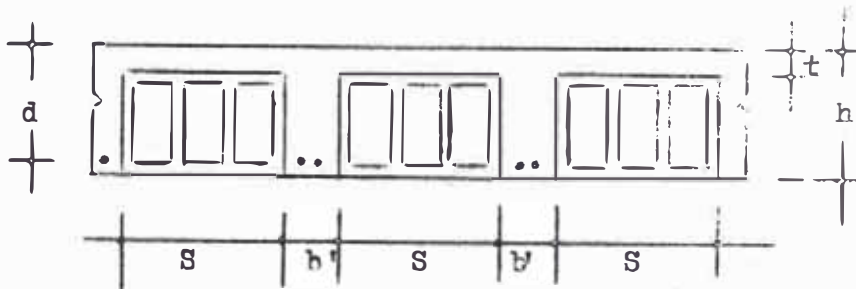
II.- DIMENSIONAMIENTO DE ALIGERADOS

CRITERIO SEGUIDO:

$$h \geq \frac{l}{25} \text{ (Luz mayor)}$$

$$\text{Luz mayor} = 6.20 \text{ m} \longrightarrow h \geq .25 \text{ m}$$

ESPECIFICACIONES



Ancho del ladrillo hueco = $S = 0.30 \text{ m}$

Espesor de la losa de concreto = $t \geq 0.05 \text{ m}$

Altura total del aligerado = h

Ancho del alma de la vigueta = $b' \geq \frac{h}{3}$

Recubrimiento de la armadura = $r = 0.02 \text{ m}$

Altura útil del aligerado = $d = (h - 0.03) \text{ mts.}$

Por razones de arquitectura, se requiere vigas chatas en el estacionamiento, en ambas direcciones. Por ésta razón, el aligerado de dicho piso tendrá una altura: $h = 0.40 \text{ m}$, dimensión con la que, es posible tener anchos de vigas bastante razonables.

En cuanto al espesor de la losa del aligerado del estacionamiento, será dimensionado en forma tal, que se tendrá en cuenta la existencia de cargas concentradas apreciables, como son los pesos en las llantas de los automóviles. Se considerará: $t = 0.10 \text{ m}$

DIMENSION (en mts)	ESTACIONAMIENTO	PISO TIPICO Y PENT-HOUSE	AZOTEA
h	0.40	0.30	0.50
t	0.10	0.05	0.05
b'	0.14	0.10	0.10
S	0.30	0.30	0.30
d	0.37	0.27	0.22

III.- DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

A.- Criterio Seguido

Las columnas se dimensionarán para que soporten la carga ;
 $P_u = 1.65 (D + 0.5L)$

La excentricidad de las columnas interiores variará de acuerdo al nivel en que se encuentre : hasta los cuatro primeros pisos se considerará $e = .025 h$ y en los restantes $e = .030 h$, siendo $h =$ altura del entrepiso correspondiente. Consideraré la columna interior mas cargada y las dimensiones que resulten de su dimensionamiento serán las que correspondan a todas las columnas del piso respectivo, con algunas excepciones, que serán indicadas mas adelante.

B.- Columna C-3

Como no se tiene aún las dimensiones de las columnas, y por lo tanto, su peso, se considerará una columna de $.40 \times .40$ m para adicionar su peso a los valores del metrado.

Así resulta que por peso de columnas inciden:

1° piso	9300
2° piso	7380 pi
3° piso	5170
	Kg

1.- Para 5°, 6°, 7° y 8° Entrepisos.

Con los valores del metrado y los pesos de columnas ,
obtendremos: $P_u = 174950$ Kg.

La excentricidad: $e = .03 \times 260 = 7.8$ cm

para $t = .42 \rightarrow e/t = 7.8/42 = .186$

Con $d/t = 0.90$ y $p_t m = .01 \times 15.7 = 0.157$
(valores asumidos)

Obtenemos de la abaco: $K = 0.67$

Por consiguiente: $bt = \frac{P_u}{0.7kF_c} = \frac{174950}{0.7 \times 0.67 \times 210}$
 $bt = 1770$

Para columnas cuadradas: $t = \sqrt{1770} = 42.1$

Adoptar .40 x .40 m

2.- Para 2°, 3° y 4° Entrepiso

Con los valores del metrado y los pesos de columnas,
obtenemos:

$P_u = 275000$ Kg.

La excentricidad : $e = .025 \times 320 = 8$ cm

para $t = .45 \rightarrow e/t = 8/45 = .17$

con $d/t = 0.90$ y $P_t m = .157$ (valores asumidos)

obtenemos del abáco: $k = 0.77$

Por consiguiente: $bt = \frac{275000}{0.70 \times 0.77 \times 210}$

$bt = 2390$

Para columnas cuadradas: $t = \sqrt[3]{2390} = 48.8$

Adoptar .45x.45m

3.-Para el 1º Entrepiso

Con los valores del metrado y los pesos de columnas, obtendremos:

$P_u = 331,800 \text{ kg}$

La excentricidad = $e = .025 \times 500 = 12.5 \text{ cm}$

Para $t = .55 \rightarrow e/t = .22$

con $d/t = .90$ y $P_t m = .157$ (a valores asumidos)

obtendremos del abáco : $k = 0.69$

$\frac{331,800}{}$

Por consiguiente: $bt = \frac{331,800}{0.70 \times 0.69 \times 210}$

$bt = 3280$

Para columnas cuadradas: $t = \sqrt[3]{3280} = 57.1$

Adoptar .55x.55m

C.-Columnas Adyacentes a la Rampa

columna G'-1: .30x.55

columna G'-5 : m . 30x.

columnas H-5, H-6, H-8 : 40m

D.-En Resumen .35x.35
m

Entrepiso	Columna	Dimensión sentido x-x	Dimensión sentido y-y
1º	G'-1	0.55	0.30
	G'-5	0.40	0.30
	H-5, H-6, H-8	0.35	0.35
	G-1, G-3, G-5	0.55	0.35
	Restantes	0.55	0.55
2º, 3º, 4º	G-1, G-3, G-5	0.45	0.35
	restantes	0.45	0.45
5º, 6º, 7º	G-1, G-3, G-5	0.40	0.35
	restantes	0.40	0.
8º	interiores	0.40	⁴⁰ 0.40
	De fachada	circulare	D= .30
Azotea	C-5, C-6	0.40	0.40

IV.- DIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

Se mantendrá un espesor de 0.25m en la placa del ascensor desde su base hasta el 8º entrepiso, inclusive.

En la azotea las placas tendrán un espesor de 0.20m, incluyendo al tanque elevado que está conectado con la caseta de máquinas.

V.- DIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS

Se aplicará el criterio siguiente: por cada metro lineal de proyección horizontal se considerará 4cm en el espesor de la escalera.

Para una luz horizontal de 4.40m de espesor será:

$$e = 4 \times 4.40 = 17.60 \text{ cm}$$

Considerar: $e = 18 \text{ cm}$

3.- METRADO DE CARGAS .

I.- METRADO DE CARGAS EN ALIGERADOS

A.- Cargas Empleadas

PISO	Piso + cielo raso (kg/m ²)	Peso del aligerado. (kg/m ²)	Tabiquería (kg/m ²)		Sobrecarga (kg/m ²)
			Entre ejes y s	Zona restante	
Estacionamiento.	100	460	---	---	500
Típico y Pent-House	100	380	255	130	250
Azotea	50	350	---	---	125

Los valores de la tabiquería, fueron obtenidos por la relación entre el peso de los muros dentro de un paño y el área correspondiente a éste. No se considerará el peso de muros que están inmediatamente encima de una viga, siguiendo la longitud de ésta. Se tuvo en cuenta, lógicamente, la zona de mayor concentración de tabiques, habiéndose usado para el peso de la tabiquería interior, el valor de 200 kg/m² de área vertical.

B.- METRADO DE CARGAS

Cuadro de Cargas de servicio uniformemente repartidas.

PISO	Distancia entre ejes de viguetas h (mts)	# de viguetas por metro n = 1/h	Cargas muertas		cargas vivas	
			Total = $\frac{W}{D}$ (kg/m ²)	Carga por m.l. $\frac{W}{D} = \frac{D}{n}$ (kg/n)	s/c = L (kg/m ²)	carga por m.l. $\frac{W}{L} = \frac{L}{n}$ (kg/m)
Estacionamiento h = 0.40	.44	2.27	Acabado + peso propio = 560	2.47	500	220
Típico y Pent House h = 0.30	.40	2.50	Acabado + peso propio + tabiquería = 735	294	250	100
Azotea h = 0.25 m	.40	2.50	Acabado + peso propio = 400	160	125	50

Cuadro de cargas últimas uniformemente repartidas

PISO	cargas de servicio		cargas últimas		
	Muertas= w_d (kg/m)	Vivas $\approx w_l$ (kg/m)	$1.5 w_d$ (kg/m)	$1.8 w_l$ kg/m)	$w_u = 1.5 w_d + 1.8 w_l$ (kg/m)
Estacionamiento	247	220	270	396	766
Típico y Pent-House	294	100	441	180	621
Azotea	160	50	240	90	330

Cargas Concentradas

Piso	peso del muro w_c (kg/m ²)	ancho de la fluencia (m)	altura del muro (m)	carga D	U=1.5D
estacionamiento	360	.44	2.00	317	475
Azotea	360	.40	1.50	216	325

II.- METRADO DE CARGAS EN VIGAS

A.- Portico Principal "F"

1.- ESTACIONAMIENTO

TRAMO 6-8

- cargas muertas

$$\begin{aligned} \text{peso propio } 0.60 \times 0.40 \times 1.0 \times 2400 &= 577 \text{ kg/m} \\ \text{Acabado + aligerado } 560 \times 3.50 &= 1960 \\ \hline w_D &= 2537 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- cargas vivas

$$\text{sobrecarga } 500 \times 3.50 \quad w_L = 1750 \text{ kg/m}$$

TRAMO 8-10

-cargas muertas

$$\begin{aligned} \text{peso propio } 0.60 \times 0.40 \times 1.0 \times 2400 &= 577 \text{ kg/m} \\ \text{acabado + aligerado } 560 \times 4.40 &= 2460 \\ \hline w_D &= 3037 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

cargas vivas

$$\text{sobrecarga } 500 \times 4.40 \quad w_L = 2200 \text{ kg/m}$$

2.- PISO TIPICO Y PENT-HOUSE

TRAMO 6-8

- cargas muertas
 - peso propio $0.35 \times 0.50 \times 1.0 \times 2400 = 420 \text{kg/m}$
 - acabado aligerado
 - tabiquería $735 \times 3.50 \quad \underline{= 2570}$
 - $w_D = 2990 \text{kg/m}$

- cargas vivas
 - área de influencia $= 3.50 \times 6.60 = 23.10 \text{ m}^2$
 - % Reducción $= 0.8 \times 23.1 = 18.50 \%$
 - factor de reducción $= 1 - 0.185 = 0.815$
 - sobrecarga $250 \times 3.50 \times 0.815 \quad w_L = 715 \text{ kg/m}$

TRAMO 8-10

- cargas muertas
 - peso propio $0.35 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400 = 420 \text{kg/m}$
 - acabado aligerado
 - tabiquería $610 \times 4.40 \quad \underline{= 2690}$
 - $w_D = 3110 \text{kg/m}$

- cargas vivas
 - área de influencia $= 4.40 \times 6.60 \text{ m}^2$
 - reducción $= 0.8 \times 29 \text{ factor} =$
 - de reducción $= 1 - 0.232 = 23.2\%$
 - sobrecarga $250 \times 4.40 \times 0.768 \quad w_L = 0.768$
 - $= 843 \text{kg/m}$

3.- AZOTEA

TRAMO 6-8

- cargas muertas
 - peso propio $0.25 \times 0.50 \times 1.0 \times 2400 = 300 \text{kg/m}$
 - acabado aligerado $400 \times 3.50 \quad \underline{= 1400}$
 - $w_D = 1700 \text{kg/m}$

- cargas vivas (no hay reducción)
 - sobrecarga $125 \times 3.50 \quad w_L = 440 \text{kg/m}$

TRAMO 8-10

- cargas muertas
 - peso propio $0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400 = 300 \text{kg/m}$
 - acabado aligerado $400 \times 4.40 \quad \underline{= 1760}$

- cargas vivas (no hay reducción) $w_D = 2060 \text{ kg/m}$
 - sobrecarga $125 \times 4.40 \quad \longrightarrow \quad w_L = 550 \text{kg/m}$

B.- PORTICO DE ARRIOSTRE "10"

1.- ESTACIONAMIENTO

- peso propio $0.40 \times 0.40 \times 1.0 \times 2400 =$
- acabado aligerado $1.0 \times 560 \quad 384 \text{kg/m} =$
- sobrecarga $1.0 \times 500 \quad \underline{560}$
- $w_D = 1444 \text{kg/m}$

2. PISO TIPICO Y PENT-HOUSE

peso propio		=	396 kg/m
0.60x0.30x1.0x2400	acabado	=	240
sobrecarga 0.50x480	0.50x250	=	125
muro de fachada	1.0x360	=	360
		w_D	= 1121 kg/m

3.- AZOTEA

peso propio	0.30x0.40x1.0x2400	=	240 kg/m
acabado	aligerado 1.0x400	=	400
sobrecarga	1.0x125	=	125
		w_D	= 765 kg/m

III.- METRADO DE CARGAS EN COLUMNAS

REDUCCION DE SOBRECARGAS-

No se considerará reducción en estacionamiento y en azotea. La reducción será hecha en el piso típico de acuerdo con las recomendaciones de la ASA (American Standard Building Code) sin exceder: $R = 100 \frac{D+L}{4.33L}$ ni el 60%. Según dichas recomendaciones no habrá reducción para sobrecargas mayores que $L=500 \text{ kg/m}^2$, ni tampoco para azotea.

Se considerará una reducción en el elemento estructural, a razón de 0.8% por cada 2 m^2 cuando, ésta exceda a los 15 m^2 de área de influencia, siempre y

De acuerdo con todo esto, la reducción máxima será 60% o $100(250+610)/4.33 \times 250 = 80\%$. Por consiguiente: $R \text{ max.} = 60\%$.

A.- COLUMNA F-1

AREA DE INFLUENCIA:

Azotea	=	$4.40 \times 4.60 = 20.30 \text{ m}^2$
Típico	=	$4.40 \times 3.30 = 14.50 \text{ m}^2$
Estacionamiento	=	$4.40 \times 4.30 = 18.90 \text{ m}^2$

B.- COLUMNA F-3

AREA DE INFLUENCIA:

Azotea	=	$3.30 \times (4.40 + 3.50) = 26.10 \text{ m}^2$
Típico	=	$3.30 \times (4.40 + 3.50) = 26.10 \text{ m}^2$
Estacionamiento	=	$3.30 \times (4.40 + 3.50) = 26.10 \text{ m}^2$
Carga concentrada		$41P$
	$\frac{Pa}{L} = Px \frac{1.80}{4.40} = 0.$	

C.- COLUMNA C-3

AREA DE INFLUENCIA:

Azotea	=	$3.30 \times (4.40 + 5.30) = 32.0 \text{ m}^2$
Típico	=	$3.30 \times (4.40 + 5.30) = 32.0 \text{ m}^2$
Estacionamiento	=	$3.30 \times (4.40 + 5.30) = 32.0 \text{ m}^2$

A.- COLUMNA F-1

Ni veles y es	cargas muertas		sobrecargas	
	Parcial	Total	Parcial	Total reduc.
Nº 9 Alcoba				
V.principal	360x3.30	1185	20.3x125=2540	2540
V.arriostre	240x4.4	1060		
CM techo	20.3x400	8060		
		10305		2540
Nº 8 P. House				
V.principal	450x3.30	1580	14.5x250=3620	3620
V.arriostre	288x4.4	1270		2540
CM techo	14.5x610	8820		
		12910		
		10305		
		23215		6160
Nº 7 Típico				
idem. anterior		12910	2x14.5x250=7240	(1-.8x.29)x7240=5570
		23215		2540
		36125		8110
Nº 6 Típico				
idem. anterior		12910	3x14.5x250=10860	(1-.8x.435)x10860=7070
		36125		2540
		49035		9610
Nº 5 Típico				
idem anterior		12910	4x14.5x250=14480	(1-.8x.58)x14480=7770
		49035		2540
		61945		10310
Nº 4 Típico				
idem. anterior		12910	5x14.5x250=18100	(1-.8x.725)x18100=7600
		61945		2540
		74855		10140
Nº 3 Típico				
idem anterior		12910	6x14.5x250=21720	.40x21720=8700
		74855		2540
		87765		11240
Nº 2 Estacionamiento				
V.principal	720x3.30	2370	18.9x500=9470	9470
V.arriostre	288x4.4	1270		11240
CM.techo	560x18.9	10600		
		15480		
		87765		
		103245		20710

B.- COLUMNA F-3

Niveles y especificación	CARGAS		SOBRECARGAS	
	parcial	MUERTAS total	parcial	Total reduc.
Nº9 Azotea				
V.principal	300x6.60	1980	26.10x125=	3260
V.arriostre	240x4.40	1060	32	
CM.techo		10440	0.60	
concentrada	400x26.10	2380	74.1x1810=	742
	41 x5800	15860		4002
Nº8 R.House V	420x6.60	2770	1x26.10x250=	(1-.8x.26)x
V.principal	60	1690	6520	6520=5150+
V.arriostre	400x26.40	17600	0.41x3625	
CM.techo	.10	4000	=	1485
concentrada	.41x9750	26060+	1485	
		15860		4002
		41920		10637
Nº7 Típico		26060+	2x26.10x250=(1-.8x.26)x	13040
idem anterior.		41920	8x52.1x3040 conc.	2x1485=
		67980	2970	4002
			2970	14502
Nº6 Típico		26060+	3x26.10x250=	0.40x19560 =
idem anterior.		67980	19560	7800
			conc.=3x1485=	4455
			4455	4002
		94040		16257
Nº5 Típico		26060+	4x26.10x250=	0.40x26080=
idem anterior.		94040	26080	10500
			conc.=4x1485=	5940
			5940	4002
		120100		20442
Nº4 Típico		26060 +	5x26.10x250=	0.40x32600=
idem anterior		120100	32600	13100
			conc.=5x1485=	7425
			7425	4002
		146160		24527
Nº3 Típico		26060 +	6x26.10x250=	0.40x39120 =
idem anterior.		146160	39120	15700
			conc.=6x1485=	8910
			8910	4002
		172220		28612
Nº2 Estaciona				
V.principal	80x6.60	3820	26.10x500=	
V.arriostre	385x4.40	1690	13100	13100
CM.techo	560x26.10	15400		
concentrada	.41x8100	3330	0.41x7250=	2970
		24240 +	2970	28612
		172220		
		196460		44682

C.- COLUMNA C-3.

Niveles y especificación	CARGAS		SORRECARGA	
	PARCIAL	MUERTAS TOTAL	PARCIAL	TOTAL REDUC.
Nº9 Azotea				
V.principal	300x6.60	1980	32x125=4000	4000
V.arriostre	240x4.40	1060		
CM Techo	32x400	12800		
		15840		4000
Nº8P.House				
V.principal	480x6.60	3160	32x250=8000	(1-.8x.3
V.arriostre	400x4.40	1740		2)x8000=5960
CM, Techo	32x672	21500		4000
		26400 †		
		15840		
		42240		9960
Nº7 Típico				
idem.ante - rior.		26400 †	2x32x250=	(1-.8x.64)x
		42240	16000	16000=7800 †
		68640		4000
Nº6 Típico				
idem.ante - rior.		26400 †	3x32x250=	40x24000=
		68640	24000	9600
		95040		4000
Nº5 Típico				
idem.ante - rior,		26400 †	4x32x250=	.40x32000 =
		95040	32000	12800 †
		121440		4000
Nº4 Típico				
idem.ante - rior.		26400 †	5x32x250=	.40x40000=
		121440	40000	16000 †
		147840		4000
Nº3 Típico				
idem.ante - rior.		26400 †	5x32x250 =	.40x48000 =
		147840	48000	19200 †
		174240		4000
Nº2 Estaciona - miento				
V.principal	720x6.60	4750	32x500=16000	16000 †
V.arriostre	385x4.40	1690		23200
C.M Techo	32x560	17900		
		24340 †		
		174240		
		198580		39200

D.- COLUMNA C-5

Niveles y especificación	Cargas Muertas		Sobrecarga	
	Parcial	Total	Parcial	T.Reducido
Peso Tanque		15240		
Nº9 Azotea				
V.principal	360x5.50	1960	29.2x125=	3650
V.arriostre	240x5.30	1270	3650	
CM.Techo	29.2x400	11700		
		14930 +		
		15240		
		30170		3650
Nº8P.House				
V.principal	480x5.50	2640	29.2x250=	(1-.8x292) x 7300 = 5600 + 3650
V.arriostre	288x5.30	1530	7300	
CM Techo	29.2x610	17800		
		21970 +		
		30170		
		52140		9250
Nº7Típico				
idem. anterior		21970 + 52140	2x29.2x250= 14600	(1-.8x584) x 14600 = 7800 + 3650
		74110		11450
Nº6Típico				
idem. anterior		21970 + 74110	3x29.2x250= 21900	0.40x21900 = 8770 + 3650
		96080		12420
Nº5 Típico				
idem. anterior		21970 + 96080	4x29.2x250= 29200	0.4x29200 = 11700 + 3650
		118050		15350
Nº4Típico				
idem. anterior		21970 + 118050	5x29.2x250= 36500	0.4x36500 = 14600 + 3650
		140020		18250
Nº3Típico				
idem. anterior		21970 + 140020	6x29.2x250= 43800	0.4x43800 = 17500 + 3650
		161990		21150
Nº2Estacionamiento				
V.principal	720x5.50	3960	29.2x500=	14600 + 21150
V.arriostre	288x5.30	1530	14600	
CM, Techo	29.2x560	16400		
		21980 +		
		161990		
		183880		35750

4.- ALIGERADOS.

ANALISIS DE ALIGERADOS

Para el cálculo de los momentos y de los cortes se tienen dos métodos, los que han sido empleados en la presente Tesis. Esos métodos son:

1.- Empleando coeficientes del ACI-63.- Se aplicará ésta, siempre y cuando, se cumplan las siguientes condiciones:

- cuando el mayor de dos tramos adyacentes no excede al menor en mas del 20%.
- cuando la carga viva unitaria no excede tres veces a la carga muerta unitaria.
- la carga debe ser uniformemente repartida.

2.- Método de Hardy Cross.- Se aplicará cuando no se satisfacen las condiciones anteriormente expuestas.

Cabe indicar, que en los aligerados con tramos de luces iguales, tanto del Estacionamiento como de la Azotea, la existencia de voladizos con muros en los extremos, harían factible la aplicación del método de coeficientes. Sin embargo, es posible en éste caso, considerar los coeficientes del ACI, ya que el efecto de ésta carga concentrada se circunscribe prácticamente solo al tramo adyacente al voladizo. Tomando los valores correspondientes al método de coeficientes en el primer tramo adyacente al voladizo, se está del lado conservador. La única excepción es el corte en el apoyo del voladizo, ya que por la presencia de la carga concentrada, aumenta de valor. Sin embargo, puede adoptarse un valor conservador, considerando la suma de la acción del voladizo mas el corte dado por los coeficientes.

A.- ANALISIS DEL ALIGERADO DEL ESTACIONAMIENTO.-

Del metrado obtenemos:

carga muerta uniformemente repartida (última) = .370 t/m

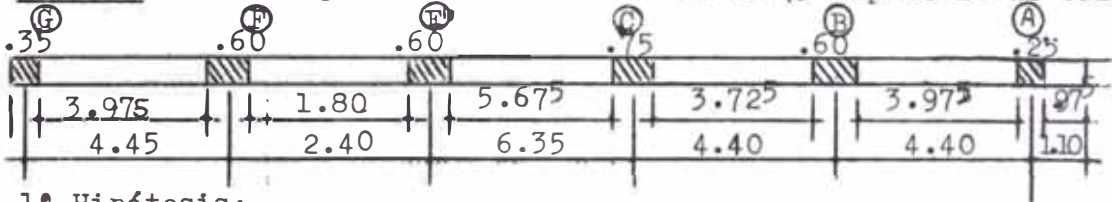
carga total uniformemente repartida (última) = .766 t/m

carga del muro en voladizo (última) = .475 t

TIPO 1: Resuelto por coeficientes del ACI.

coeficientes de momentos	$-\frac{1}{24}$	$-\frac{1}{10}$	$-\frac{1}{11}$	$-\frac{1}{11}$	$-\frac{1}{10}$	$M_A = PLv + 0.5\omega l^2$
coeficientes de cortes	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	$V_A = P + \omega Lv + 0.5\omega L$
Momentos (T-m)	-0.49	-1.14	-0.90	-0.97	-1.13	1.0
cortes (T)	1.50	1.46	1.43	1.43	1.75	

TIPO 2: Resuelto por el método de H. Cross. (5 hipótesis de carga)



1° Hipótesis:

	4.45	2.40	6.35	4.40	4.40	1.10
K	.23	.38	.16	.23	.23	
K	.17	.38	.16	.23	.17	
FD	.31	.69	.70	.30	.41	.59
.62	-1.24	1.24	.21	-2.45	2.45	.60
	.62	-.32	.71	1.57	.67	-.76
	.31	.79	-.35	-.30	.34	.19
	-.34	-.76	.51	.22	-.22	-.31
	--	.26	-.38	-.11	.11	.23
.62	-.08	-.18	.34	.15	-.14	-.20
	.62	.81	-.81	1.90	-1.90	1.78

CORTE

I	1.68	-1.68	.48	-.48	2.38	2.38	.81	-.81	1.68	-1.68	.89
C	-.04	-.04	-.42	-.42	.02	.02	.22	-.22	.02	.02	.02
F	1.64	-1.72	.06	-.90	2.40	-2.38	1.03	-.59	1.70	-1.66	.89

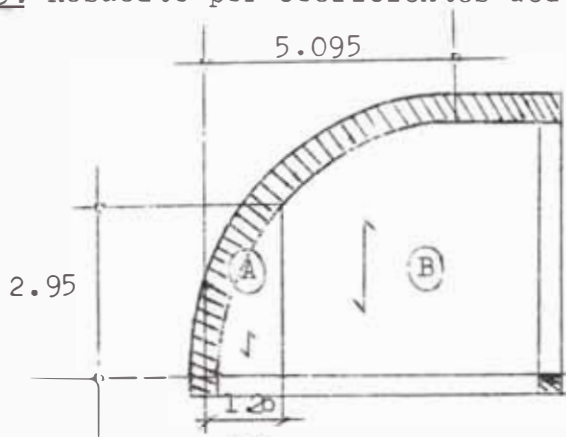
4° HIPOTESIS

	(G)	(F)	(E)	(C)	(B)	(A)	P=
	.370	.766	.766	.370	.766	.766	477T
	4.45	2.40	6.35	4.40	4.40	1.10	
K	.23	.38	.16	.23	.23		
K'	.17	.38	.16	.23	.17		
FD	--	.31 69	.70 30	.41 59	.53 42	--	
30	.60	.50 43	.43 45	2.45 60	.60 42	1.24 98	
	.30	-.05 12	1.41 61	-.76 1.09	.37 27	-.26	
		.15 71	-.06 38	.31 19	-.55 13		
		-.27 59	.31 13	-.21 29	.40 28		
		--	.16 30 11	.07 20	-.15 --		
		-.05 11	.29 12	-.11 16	.09 06		
30	-.30	.38 38	2.08 2.08	1.75 1.75	.76 76	.98 98	
	corte						
I	.81	-.81 1.0 1.0	2.38	-.2.38 81	-.81 1.68	-1.68 1.32	
C	.02	-.02 65 65	.06	.06 22	.22 05	-.05	
F	.79	-.83 35 1.65	2.44	-.2.32 1.03	-.59 1.63	-1.73 1.32	

5° HIPOTESIS

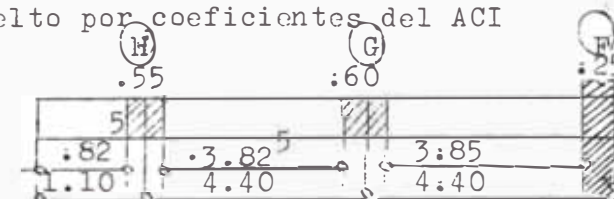
	(G)	(F)	(E)	(C)	(B)	(A)	P=
	.766	.370	.766	.766	.370	.766	475T
	4.45	2.40	6.35	4.40	4.40	1.10	
K	.23	.38	.16	.23	.23		
K'	.17	.38	.16	.23	.17		
FD	--	.31 69	.70 30	.41 59	.58 42	--	
62	.62	1.24 42	.21 21 45	2.45 1.24	1.24 60	.60 98	
		-.32 71	1.57 67	-.50 71	-.37 27	+.38	
		.31 79	-.36 25	.34 19	-.36 19		
		-.34 76	.43 18	-.06 09	.10 07		
		--	.22 38 03	.09 05	-.10 --		
		-.07 15	.29 12	-.06 08	.06 04		
62	.62	.82 82	1.76 1.76	2.26 2.26	.57 57	.98 98	
	corte						
I	1.68	-1.68 .48 48	2.38	-.2.38 1.68	-1.68 81	-.81 1.32	
C	.05	-.05 36 36	.08	-.08 38	.38 09	-.09	
F	1.63	-1.73 .12 84	2.30	-.2.46 2.04	-1.30 72	-.90 1.32	

TIPO 3: Resuelto por coeficientes del ACI



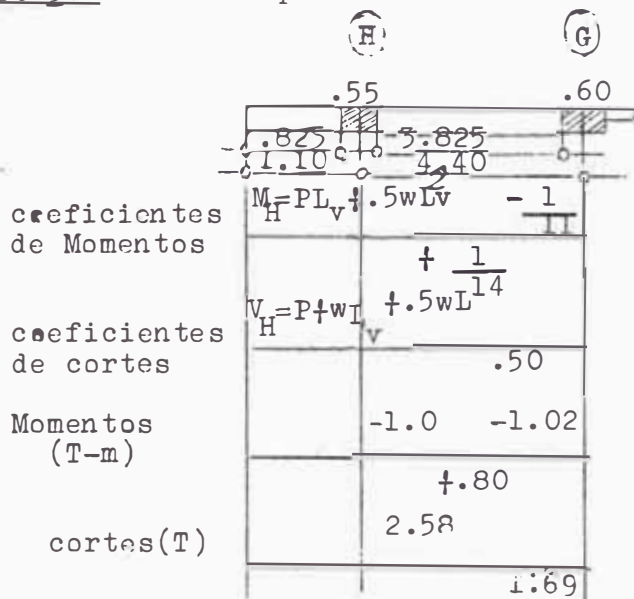
ZONA A		ZONA B	
2.95	.35	4.79 ⁵	.35
-1/12	-1/2	-1/24	-1/24
coeficientes de Momentos		+1/10	
+1/12			
0.5		0.05	
coeficientes de crtes		0.5	
0.5	0.5	-0.75	-0.75
Momentos		+1.80	
-58	-58		
+58		1.86	
1.13		1.86	
crtes		1.86	
	1.13		1.86

TIPO 4. Resuelto por coeficientes del ACI

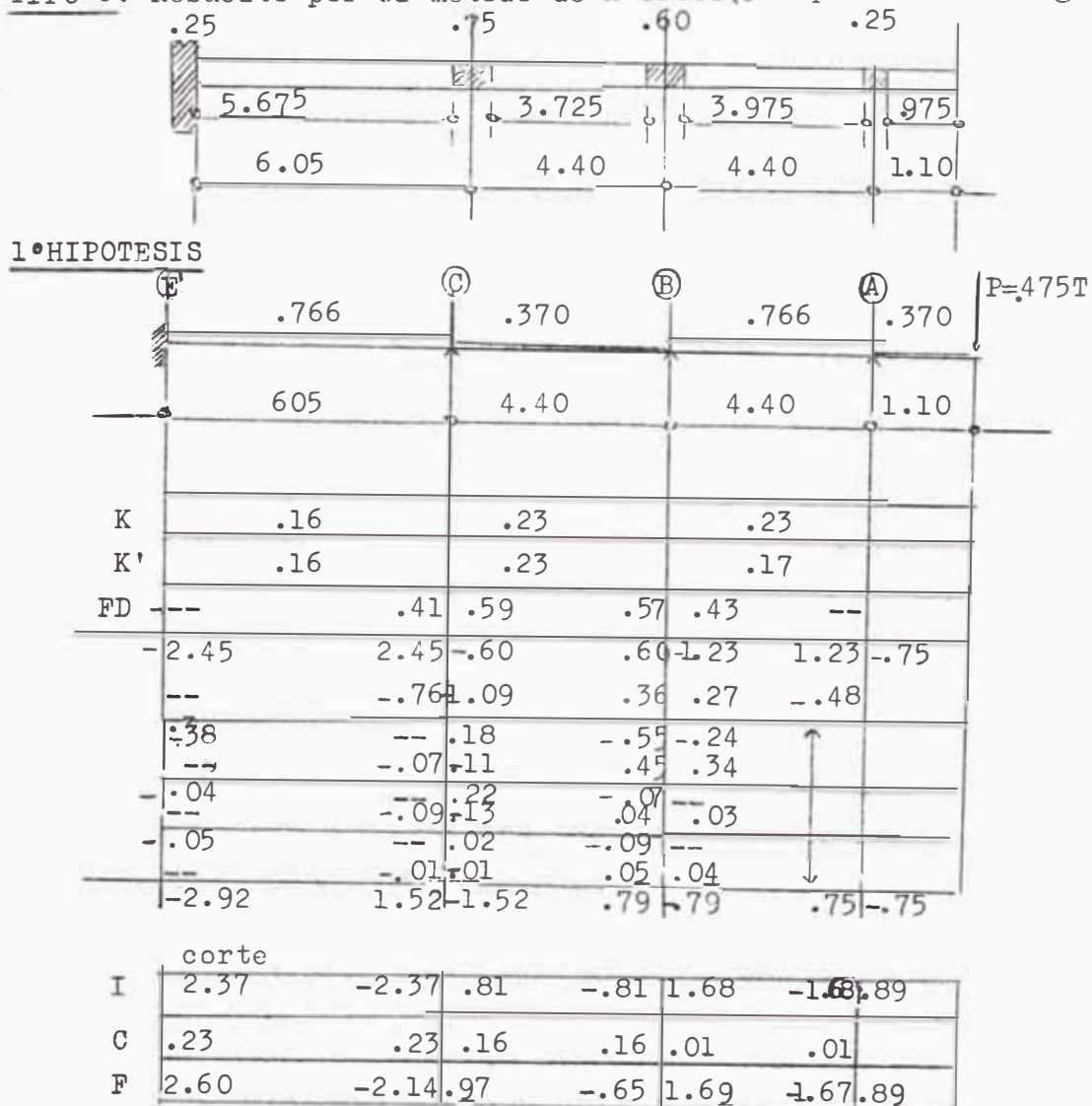


coeficientes de Momentos	$M_H = PL_v + .5wL_v^2$	$-\frac{1}{10}$	$-\frac{1}{11}$
coeficientes de crtes	$V_H = P + wL_v + .5wL$.50	.50
Momentos	-1.10	-1.12	-1.03
crtes	2.58	1.48	1.48

TIPO 5.- Resuelto por coeficientes del ACI



TIPO 6.- Resuelto por el método de H. Cross (5 Hipótesis de carga)



2° HIPOTESIS

	(E)		(C)		(B)		(A)	P=.475 T
		6.05		4.40		4.40	1.10	
K		.16		.23		.23		
K'		.16		.23		.17		
FD	--	.41	.59	.57	.43	--		
	- 1.18	1.18	-1.23	1.23	-.60	.60	-.98	
	--	.02	.03	-.36	-.27	.38		
	.01	--	-.18	.02	.19			
	--	.07	1.11	-.12	-.09			
	.04	--	-.06	.06	--			
	--	.02	.04	-.03	-.03			
	-1.13	1.29	-1.29	.80	-.80	.98	-.98	

corte

I	1.15	-1.15	1.68	-1.68	.81	-.81	1.32
C	-.02	-.02	.11	.11	-.04	-.04	
F	1.13	-1.17	1.79	-1.57	.77	-.85	1.32

3° HIPOTESIS

	(E)		(C)		(B)		(A)	P=.475 T
		.766		.766		.370	.766	
		6.05		4.40		4.40	1.10	
K		.16		.23		.23		
K'		.16		.23		.17		
FD	--	.41	.59	.57	.43	--		
	-2.45	2.45	-1.23	1.23	-.60	.60	-.98	
	--	-.50	-.72	-.36	-.27	.38		
	-.25	--	-.18	-.36	.19			
	--	.07	.11	.09	.08			
	.04	--	.04	.06	--			
	--	-.02	-.02	-.03	-.03			
	-2.66	2.0	-2.0	.63	-.63	.98	-.98	

corte

I	2.37	-2.37	1.68	-1.68	.81	-.81	1.32
C	.11	.11	.31	.31	-.08	-.08	
F	2.48	-2.26	1.99	-1.37	.73	-.89	1.32

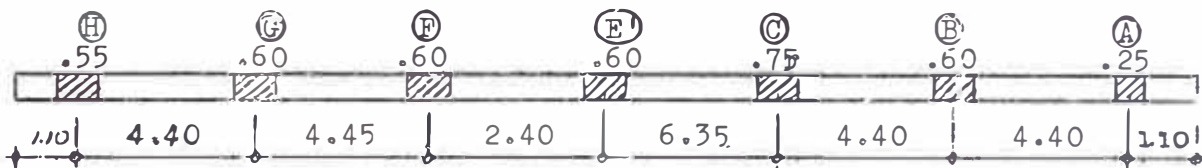
4° HIPOTESIS

	.370	.766	.766	.370	4.75T		
	6.05	4.40	4.40	1.10			
K	.16	.23	.23				
K'	.16	.23	.17				
FD	--	.41 .59	.57 .43	--			
	-1.18	1.18 -1.23	1.23 -1.23	1.23	-0.75		
	--	.02 .03	--	--	-.48		
	.01	--	.02	-.24			
	--	--	.12	.09			
	--	.06	--	--			
	--	-.03	-.03	--			
	-.02	--	-.02	.01			
	-1.19	1.17 -1.17	1.36	-1.36	.75 -0.75		
corte							
I	1.15	-1.15	1.68	-1.68	1.68	-1.68	.89
C	.01	.01	-.04	-.04	.14	.14	
F	1.16	-1.14	1.64	-1.72	1.82	-1.54	.89

5° HIPOTESIS

	.766	.370	.766	.766	4.75T		
	6.05	4.40	4.40	1.10			
K	.16	.23	.23				
K'	.16	.23	.17				
FD	--	.41 .59	.57 .43	--			
	-2.45	2.45 -.60	.60 -1.23	1.23	-.98		
	--	-.76 -1.09	.36 .27	--	-.25		
	-.38	--	.18	-.55	-.12		
	--	-.07	-.11	.38	.29		
	-.04	--	.19	-.06	--		
	--	-.08	-.11	.03	.03		
	-.04	--	.02	-.06	--		
	--	-.01	-.01	.03	.03		
	-2.91	1.53 -1.53	.73	-.73	0.98 -0.98		
corte							
I	2.37	-2.37	.81	-.81	1.68	-1.68	1.32
C	.23	.23	.18	.18	-.06	-.06	
F	2.60	-2.14	.99	-.63	1.62	-1.74	1.32

TIPO 7.- Resuelto por el método de H.Cross (6 hipótesis de carga)



1º Hipótesis
P = .475T

	H	G	F	E	C	B	A
Load	.766	.370	.766	.370	.766	.370	.766
Distance	1.10	4.40	4.45	2.40	6.35	4.40	4.40
K	.23	.23	.38	.16	.23	.23	.23
K'	.17	.23	.38	.16	.23	.17	.17
FD		.42 .58	.38 .62	.70 .30	.41 .59	.58 .42	
	.99	.60 .60	-1.24 1.24	-.21 .21	-2.46 2.46	-.60 .60	-1.24 1.24
		-.39 .27	.37 -.39	-.64 1.58	.67 -.76	-1.10 .37	.27 -.50
		-.19	-.20 .19	.79 -.32	-.38 .34	.19 -.59	-.25
		.17	.23	-.37	-.61 .49	.21 -.22	-.30 .47
			-.19	.12	.25 -.31	-.11	-.11 .23
		.08	.11	-.14	-.23 .30	.13	-.05
	.99	-.99	.93	-.93	.65	-.65	1.95

CORTE

T	1.32	.81	-.81	1.68	-1.68	.48	-.40	2.37	-2.37	.81	-.81	1.68	-1.68	.90
C		.01	.01	.06	.06	-.50	-.50	.05	.05	.19	.19	.02	.02	
F	1.32	.82	-.80	1.74	-1.62	-.02	-.98	2.42	-2.32	1.00	-.62	1.70	-1.66	.90

2º Hipótesis

P = .475T

	H	G	F	E	C	B	A
Load	.370	.766	.370	.766	.370	.766	.370
Distance	1.10	4.40	4.45	2.40	6.35	4.40	4.40
K	.23	.23	.38	.16	.23	.23	.23
K'	.17	.23	.38	.16	.23	.17	.17
FD		.42 .58	.38 .62	.70 .30	.41 .59	.58 .42	
	.74	-1.24 1.24	.60 .60	-.43 .43	-1.19 1.19	-1.24 1.24	-.50 .60
		.50	-.27	-.37	-.06	-.11 .53	.23 .02
			.25	.03	-.19	.27	-.06
			-.09	.13	-.03	-.05 .04	.02 .03
				-.02	-.06	.02	-.03
			.01	.01	.02	.02	
	.74	-.74	1.14	-1.14	.28	-.28	.91

CORTE

T	-.89	1.68	-1.68	.81	-.81	1.00	-1.00	.15	-1.15	1.68	-1.68	.81	-.81	1.32
C		-.09	-.09	.20	.20	.31	-.31	.03	.03	.14	.14	-.05	-.05	
F	-.89	1.59	-1.77	1.01	-.61	.69	-1.31	1.18	-1.12	1.82	-1.54	.76	-.06	1.32

P=475T								P=475T											
3º Hipótesis																			
H				E				C				B				A			
1.10	4.40	4.45	2.40	6.35	4.40	4.40	1.10	1.10	4.40	4.45	2.40	6.35	4.40	4.40	1.10				
K																			
K'																			
FD																			
-.99	1.24	1.24	-.60	.60	-.43	.43	-1.19	1.19	-1.24	1.24	-1.24	1.24	-1.24	1.24	-.74				
.25	-.27	-.37	-.06	-.11	.53	.23	.02	.03	-.03	-.03	-.03	-.03	.03	.03	-.50				
	.13	-.03	-.19	.27	-.06	.01	.12	-.07	.07	.15	.10								
	-.04	-.06	-.03	-.05	.04	.02	-.05	-.07	.07	.15	.10								
	-.01	-.02	-.03	.02	-.03	.01	.07	.07	.15	.10									
	.01	.01	-.01	.01	.04	.02	-.03	-.05	.02	.02									
.99	-.99	1.07	-1.07	.29	-.29	.95	-.95	1.26	-1.26	1.39	-1.39	.74	-.74						
CORTE																			
I	-1.32	1.68	-1.68	.81	-.81	1.0	-1.0	1.15	-1.15	1.68	-1.68	1.68	-1.68	.90					
c	-.02	-.02	.17	.17	-.25	-.25	-.05	-.05	-.03	-.03	.15	.15							
F	-1.32	1.66	-1.70	.98	-.64	.75	1.25	1.10	-1.20	1.65	-1.71	1.83	-1.53	.90					

P=.475T																P=475T															
4º Hipótesis																															
H				E				C				B				A															
1.10	4.40	4.45	2.40	6.35	4.40	4.40	1.10	1.10	4.40	4.45	2.40	6.35	4.40	4.40	1.10																
K																															
K'																															
FD																															
-.74	1.24	1.24	-1.24	1.24	-.21	.21	-2.46	2.46	-1.24	1.24	-.60	.60	-.99																		
.50			-.39	-.64	1.60	.68	-.50	-.72	-.37	-.27	.39																				
	.25	-.20		.80	-.32	-.25	.34	-.15	-.36	.19																					
	.02	-.03	-.30	-.50	.40	.17	-.06	-.09	.09	.07																					
		-.15	-.01	.20	-.25	.03	-.09	.04	-.05																						
	.06	.09	-.07	-.12	.20	.08	.02	.05	.03	.02																					
.74	-.74	1.54	-1.54	.47	-.47	1.84	-1.84	2.17	-2.17	.59	-.59	.99	-.99																		
CORTE																															
I	-1.90	1.68	-1.68	1.68	-1.68	.40	-.40	2.37	-2.37	1.68	-1.68	.81	-.81	1.32																	
c	-.10	-.18	.24	.24	-.53	-.53	-.05	-.05	.36	.36	-.09	-.09																			
F	-.90	1.50	-1.86	1.92	-1.44	-.05	-1.01	2.32	-2.42	2.04	-1.32	.72	-.90	1.32																	

P=475T																P=475T															
5º Hipótesis																															
H				E				C				B				A															
1.10	4.40	4.45	2.40	6.35	4.40	4.40	1.10	1.10	4.40	4.45	2.40	6.35	4.40	4.40	1.10																
K																															
K'																															
FD																															
-.99	-.60	.60	-1.24	1.24	-.43	.43	-1.19	1.19	-1.24	1.24	-.60	.60	-.99																		
-.39	.27	.37	-.31	-.50	.53	.23	.02	.03	-.37	-.27	.39																				
	-.19	-.16	.19	.27	-.25	.01	.12	-.19	.02	.19																					
	.15	.20	-.18	-.28	.17	.07	.03	.04	-.12	-.09																					
		.09	.10	.09	-.14	.02	.04	-.06	.02																						
	.04	.05	-.07	-.12	.08	.04		.01	-.01	.01																					
.99	-.99	.87	-.87	.97	-.97	.82	-.82	1.40	-1.41	.78	-.78	.99	-.99																		
CORTE																															
I	-1.32	.81	-.81	1.68	-1.68	1.0	-1.0	1.15	-1.15	1.68	-1.68	.81	-.81	1.32																	
c	.02	.02	-.03	-.03	.06	.06	-.09	-.09	.14	.14	-.05	-.05																			
F	-1.32	.83	-.79	1.65	-1.71	1.06	-.94	1.06	-1.24	1.82	-1.54	.76	-.86	1.32																	

6° Hipótesis

P=.475 T

P=.475 T

	(H)	(G)	(F)	(E)	(E')	(C)	(B)	(A)
	3.70	.766	.370	.766	.766	.370	.766	.766
	1.10	4.40	4.45	2.40	6.35	4.40	4.40	1.10
K		.23	.23	.38	.16	.23	.23	
K'		.17	.23	.38	.16	.23	.17	
FD	--	.42	.58	.38	.62	.70	.30	.41
	.74	1.24	1.24	-.60	.60	-.43	.43	2.46
		.50	-.27	-.37	-.06	-.11	1.40	.61
			.25	-.03	-.19	.70	-.06	-.38
			-.09	-.13	-.19	-.32	.31	.13
			--	-.10	-.06	-.16	-.16	-.11
			.04	.06	-.04	-.06	.19	.08
	.74	.74	1.17	-1.17	.06	-.06	2.13	-2.13
							1.69	-1.69
							.75	-.75
								.99
								-.99

CORTE

I	.90	1.68	-1.68	.81	-.81	1.0	-.10	2.37	-2.37	.81	-.81	1.68	-1.68	1.32
e		-.10	-.10	.25	.25	-.79	-.79	.08	.08	.21	.21	-.05	-.05	
A	.30	1.58	-1.76	1.06	-.56	.21	-1.79	2.45	-2.29	1.02	-.60	1.63	-1.73	1.32

TIPO 8 Resuelto por coeficientes del ACI

	(H)	(G)	(F)	(E)	(C)	(B)	(A)
	.55	.60	.60	.60	.75	.60	.25
	8.25	3.825	3.80	3.80	3.725	3.725	3.975
	1.10	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	1.10
$M_H = PL_v \cdot \frac{2}{L} + .5wL_v$ coef de			-1/11	-1/11	-1/11		$M_A = PL_v + .5wL$
MTR	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{14}$
$V_H = P + wL_v + .5wL$ Coef de cortes.		.575	.5	.5	.5	.5	$V_A = P + wL_v + .5wL$
	-1.0	-1.11	-1.01	-.99	-.97	-1.03	-1.0
MTR	.80	.69	.69	.66	.66	.86	
Coef	2.58	1.46	1.46	1.43	1.43	1.75	
Tes		1.69	1.46	1.46	1.43	1.43	2.75

B.- Análisis del aligerado del piso típico y del Pent-House del metrado obtendremos:

carga muerta uniformemente repartida (última) = .441 T/m

carga total uniformemente repartida (última) = .621 T/m

TIPO 1.- Resuelto por coeficientes del ACI.

	(G)	(F)	(E)	(C)	(B)
	.60	.40	.40	.40	.60
	3.90	4.00	4.00	3.90	
	4.40	4.40	4.40	4.40	
coef de Mtos	-1/24	-1/10	-1/11	-1/10	-1/24
coef de corte	.50	.50	.50	.575	.50
Mtos	-.39	-.97	-.91	-.97	-.39
corte	+.68	+.62	+.62	+.60	+.60
	1.21	1.25	1.25	1.30	1.21
	1.39	1.25	1.25	1.25	1.21

TIPO 2.- Resuelto por el método de H. Cross (5 Hipótesis de carga).

	(G)	(F)	(E)	(C)	(B)
	.60	.40	.40	.40	.60
	4.40	2.60	6.25	4.40	
1° HIPÓTESIS	.621	.441	.621	.441	
	4.40	2.60	6.25	4.40	
K	.23	.38	.16	.23	
K'	.17	.38	.16	.17	
FD	.31	.69	.70	.48	.52
.51	-1.01	1.01	-.25	.25	-2.0
	.51	-.24	-.52	1.22	.53
	.26	-.61	-.26	.32	.27
	-.27	-.60	.41	.17	-.04
	.22	-.30	.02	.08	.04
.51	-.27	-.15	.22	.10	.04
	-.50	.69	-.69	1.54	-1.54
	1.37	-1.37	.57	-.57	1.94
Corte	.04	-.04	-.33	-.33	-.01
I	1.33	-1.41	.24	-.90	1.93
C	.04	-.04	-.33	-.33	-.01
F	1.33	-1.41	.24	-.90	1.93

2º HIPOTESIS

	(G)	(F)	(E)	(C)	(B)
	.441	.621	.441	.621	
	4.40	2.60	6.25	4.40	
K	.23	.38	.16	.23	
K'	.17	.38	.16	.17	
FD	--	.31	.69	.70	.30
.36	--72	.72	-.35	.35	-1.42
	.48	.52			
	1.42	-1.01	1.01	-1.01	-.51
	.36	-.11	-.26	.75	.32
		.18	.38	-.13	-.10
		-.17	-.39	.16	.07
		--	.08	-.20	.10
		-.02	-.06	.07	.03
.36	-.36	.60	-.60	1.00	-1.00
				1.28	-1.28
				.51	-.51
Corte					
I	.97	-.97	.81	-.81	1.37
C	-.05	-.05	-.15	-.15	-.12
F	.92	-1.02	.66	-.96	1.25
				-1.49	1.54
				-1.20	

3º HIPOTESIS

	(G)	(F)	(E)	(C)	(B)
	.621	.621	.441	.621	
	4.40	2.60	6.25	4.40	
K	.23	.38	.16	.23	
K'	.17	.38	.16	.17	
FD	--	.31	.69	.70	.30
.51	-1.01	1.01	-.35	.35	-1.42
	.48	.52			
	1.42	-1.01	1.01	-1.01	-.51
	.51	-.21	-.45	.75	.32
		.26	.38	-.23	-.10
		-.20	-.44	.23	.10
		--	.12	-.22	.02
		-.04	-.08	.14	.06
.51	-.50	.82	-.82	1.02	-1.02
				1.46	-1.45
				.50	-.51
Corte					
I	1.37	-1.37	.81	-.81	1.37
C	-.07	-.07	-.08	-.08	-.07
F	1.30	-1.44	.73	-.89	1.30
				-1.44	1.57
				-1.17	

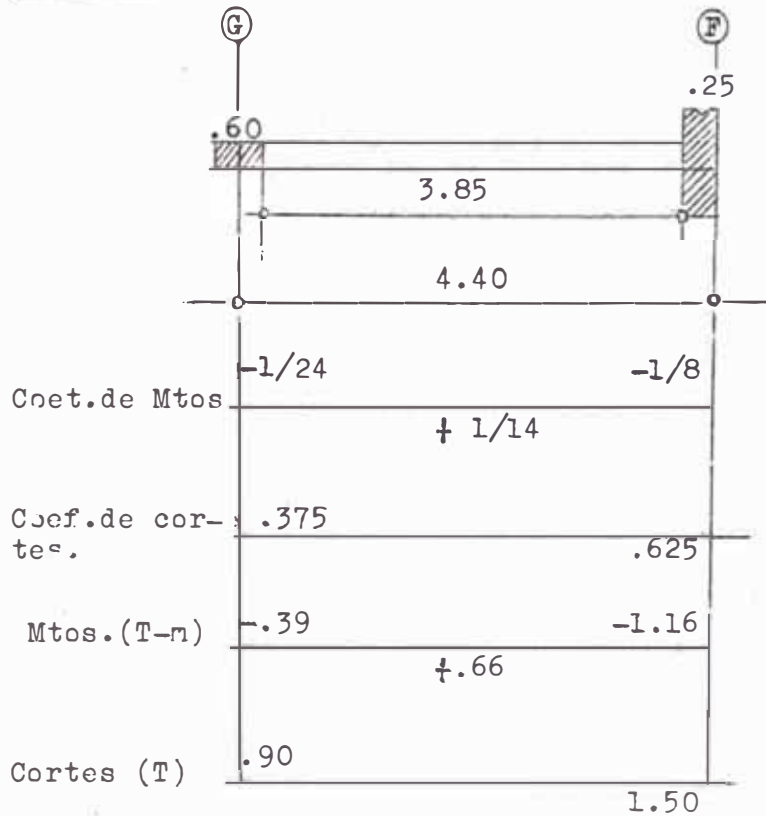
4° HIPOTESIS

	(G)	(F)	(E)	(C)	(B)
	.441	.621	.621	.441	
	4.40	2.60	6.25	4.40	
K	.23	.38	.16	.23	
K'	.17	.38	.16	.17	
FD	--	.31	.69	.70	.30
.36	-.72	.72	-.35	.35	-2.00
	.36	-.11	-.26	1.15	.50
		.18	.58	-.13	-.31
		-.23	-.53	.31	.13
		--	.16	-.27	-.02
		-.05	-.11	.20	.09
.36	-.36	.51	-.51	1.61	-1.61
				1.65	-1.65
					.36
					.36
Corte					
I	.97	-.97	.81	-.81	1.94
C	-.03	-.03	-.42	-.42	-.01
F	.94	-1.00	.39	-1.23	1.93
				-1.95	1.27
					-.67

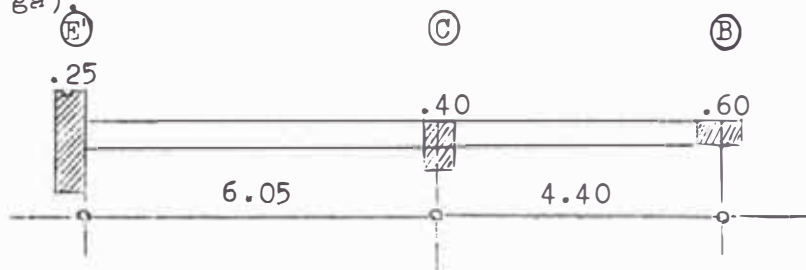
5° HIPOTESIS

	(G)	(F)	(E)	(C)	(B)
	.621	.441	.621	.621	
	4.40	2.60	6.25	4.40	
K	.23	.38	.16	.23	
K'	.17	.38	.16	.17	
FD	--	.31	.69	.70	.30
	-1.01	1.01	-.25	.25	-2.00
	.51	-.24	-.52	1.22	.53
		.26	.61	-.26	-.24
		-.27	-.60	.35	.15
		--	.18	-.30	--
		-.06	-.12	.21	.09
.51	-.50	.70	-.70	1.47	-1.47
				1.82	-1.82
					.51
					.51
Corte					
I	1.37	-1.37	.57	-.57	1.94
C	-.05	-.05	-.30	-.30	-.06
F	1.32	-1.42	.27	-.87	1.88
				-2.00	1.67
					-1.07

TIPO 3.- Resuelto por coeficiente del ACI



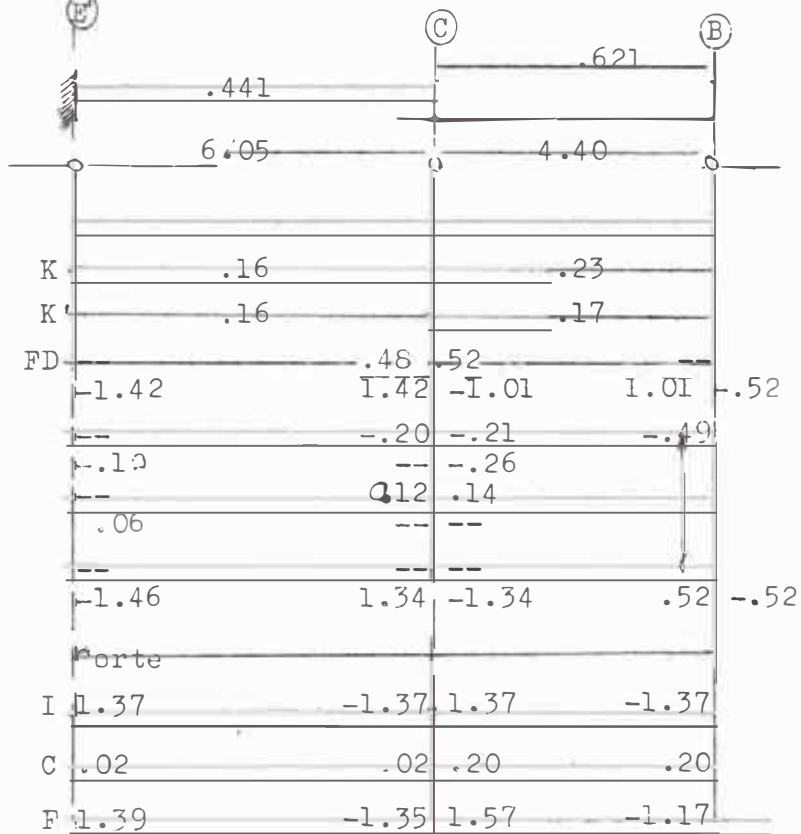
TIPO 4.- Resuelto por el método de H. Cross (3 Hipótesis de carga)



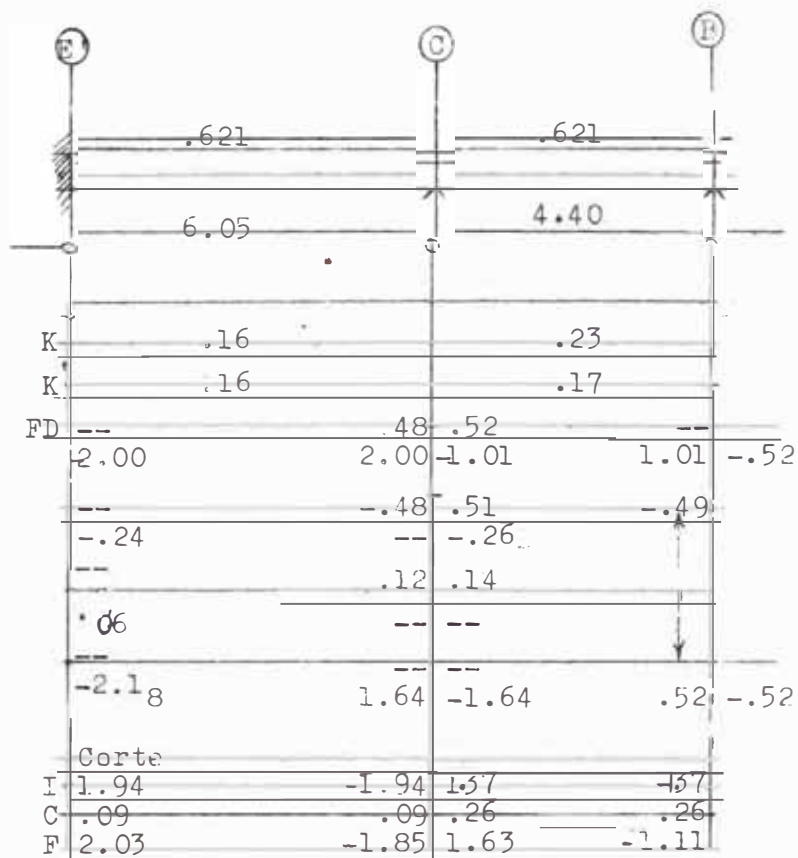
1º HIPOTESIS

	(E)	(C)	(B)	
	.621	.441		
	6.05	4.40		
K	.16	.23		
K	.16	.17		
FD	--	.48	.52	--
	-2.00	2.00	-.72	.72
	--	-.61	-.67	-.36
	-.32	--	-.18	
	--	.09	.09	
	.04	--	--	
	-2.28	1.48	-1.48	.36
Corte				
I	1.94	-1.94	.97	-.97
C	.13	.13	.25	.25
F	2.07	-1.81	1.22	-.72

2° HIPOTESIS



3° HIPOTESIS



C.- Análisis del aligerado de la Azotea.

Del metrado obtendremos:

Carga muerta uniformemente repartida (última) = .240 T/m

Carga total uniformemente repartida (última) = .330 T/m

Carga en el voladizo (última) = .325 T

TIPO 1.- Resuelto por coeficientes del ACI.

	(G)	(F)	(E)	(C)	(B)
	.25	.25	.25	.25	.25
	1.175	4.15	4.15	4.15	4.15
	1.30	4.40	4.40	4.40	4.40
cof. de Mtos.	$M_G = PLv \pm .5\omega Lv^2$				$M_B = M_G$
	$-1/10$				$-1/10$
Cof. de cortes.	$V_G = P \pm \omega Lv \pm .5\omega L$				$V_B = V_G$
	$\pm \frac{1}{16}$				$\pm \frac{1}{14}$
Mtos.	-.71	-.57	-.57	-.57	-.71
	$\pm .41$				$\pm .41$
cortes.	1.31	.69	.69	.69	1.31
	.79				.79

TIPO 2 Resuelto por el método de Cross (5 Hipotesis de carga)

	(G)	(F)	(E)	(C)	(B)
	.25	.25	.25	.25	.25
	1.30	4.375	2.65	6.175	4.40
	1.30	4.375	2.65	6.175	4.40
	1.30	4.375	2.65	6.175	4.40
P=	.325	.33	.33	.33	.325
K	.23	.38	.38	.16	.23
K'	.17	.17	.17	.16	.17
FD	.31	.69	.70	.48	.52
	.70	-.39	.39	-.19	.19
	.77	.77	.77	-.54	.54
	-.62	.54	-.54	.77	.77
	.31	-.06	.14	.41	.17
	-.11	.12	.08	.09	.04
	.04	.04	.04	-.06	-.07
	.02	.05	.05	.02	.05
	.01	.01	.01	.01	.01
	.01	.01	.01	.01	.01
	.70	-.70	.15	-.15	.64
	.64	.64	.74	.74	.62
	.62	.62	.62	.62	.62
CORTE	.76	.53	-.53	.43	-.43
I	.76	.53	-.53	.43	-.43
C	.13	.13	-.19	-.19	.01
F	.76	.66	-.40	.24	-.52
	.64	.64	.68	.76	.76
	.64	.64	.64	.64	.64

2° Hipótesis

P=.325 T P=.325 T

	↓	ⓐ	ⓑ	ⓒ	ⓓ	ⓔ	ⓕ	ⓖ	ⓗ	↓
	.24	.33	.24	.33	.24	.33	.24	.33	.24	.33
	1.30	4.375	2.65	6.175	4.40	1.30				
K		.23	.38	.16	.23					
K'		.17	.38	.16	.17					
FD	--	.31 .69	.70 .30	.48 .52	--					
	.62	-.54	.54 -.14	.14 -1.08	1.08 -.39	.39	-.70			
		-.08	-.12 -.28	.66 .28	-.33 -.36	.31				
			-.04 .33	-.14 -.17	.14 .15					
			-.09 -.21	.22 .10	-.14 -.15					
			-- .11	-.11 -.07	.05 --					
			-.03 -.08	.13 .05	-.02 -.02					
	.62	-.62	.29 -.29	.90 -.90	.78 -.78	.70	-.70			

CORTE

I	-.64	.73	-.73 .31	-.31	1.02	-1.02 .53	-.53	.76
C		.08	.08 -.24	-.24	.02	.02 .02	.02	
F	-.64	.81	-.65 .07	-.55	1.04	-1.00 .52	-.51	.76

3° Hipótesis

P=.325 T P=.325 T

	↓	ⓐ	ⓑ	ⓒ	ⓓ	ⓔ	ⓕ	ⓖ	ⓗ	↓
	.33	.33	.24	.33	.33	.24				
	1.30	4.375	2.65	6.175	4.40	1.30				
K		.23	.38	.16	.23					
K'		.17	.38	.16	.17					
FD	--	.31 .69	.70 .30	.48 .52	--					
	.70	-.54	.54 -.14	.14 -1.08	1.08 -.54	.54	-.62			
		-.16	-.12 -.28	.66 .28	-.26 -.28	.08				
			-.08 .33	-.14 -.13	.14 .04					
			-.07 -.18	.19 .08	-.09 -.09					
			-- .10	-.09 -.05	.04 --					
			-.03 -.07	.10 .04	-.02 -.02					
	.70	-.70	.24 -.24	.86 -.86	.89 -.89	.62	-.62			

CORTE

I	-.76	.73	-.73 .31	-.31	1.02	-1.02 .73	-.73	.64
C		.11	.11 -.24	-.24	--	-- .06	.06	
F	-.76	.84	-.62 .07	-.55	1.02	-1.02 .79	-.67	.64

4° Hipótesis

P=.325 T P=.325T

	Ⓐ	Ⓑ	Ⓒ	Ⓓ	Ⓔ	Ⓕ	Ⓖ	Ⓗ
	.24	.33	.33	.24	.33	.33	.24	.33
	1.30	4.375	2.65	6.175	4.40	1.30		
K		.23	.38	.16	.23			
K ⁱ		.17	.38	.16	.17			
FD	--	.31	.69	.70	.30	.48	.52	--
	.62	.54	.54	.19	.19	.77	.54	.54
	.08	-.11	.24	.41	.17	-.11	.12	.16
		-.04	.22	-.12	.06	.09	.08	
		-.05	-.13	.13	.05	-.08	.09	
		--	.07	-.07	.04	.03	--	
		-.02	-.05	.08	.03	-.01	-.01	
	.62	.62	.32	.32	.62	.62	.69	.69

CORTE

I	-.64	.73	-.73	.43	-.43	.75	-.75	.73	-.73	.76
C		.07	.07	-.12	-.12	-.01	-.01	--	--	
F	-.64	.80	-.66	.31	-.55	.74	-.76	.73	-.73	.76

5° Hipótesis

P=.325 T P=.325T

	Ⓐ	Ⓑ	Ⓒ	Ⓓ	Ⓔ	Ⓕ	Ⓖ	Ⓗ
	.33	.24	.33	.33	.24	.33	.24	.33
	1.30	4.375	2.65	6.175	4.40	1.30		
K		.23	.38	.16	.23			
K ⁱ		.17	.38	.16	.17			
FD	--	.31	.69	.70	.30	.48	.52	--
	.70	-.39	.39	-.19	.19	-1.08	1.08	-.39
	-.31	-.06	-.14	.62	.27	-.33	-.36	.31
		-.15	.31	-.07	-.17	.14	.15	
		-.04	-.12	.17	.07	-.14	-.15	
		--	.09	-.06	-.07	.04	--	
		-.03	-.06	.09	.04	-.02	-.02	
	.70	-.70	-.11	-.11	.94	-.94	.77	-.77

CORTE

I	-.76	.53	-.53	.43	-.43	1.02	-1.02	.53	-.53	.76
C		.14	.14	-.32	-.32	.03	.03	.01	.01	
F	-.76	.67	-.39	.11	-.75	1.05	-.99	.54	-.52	.76

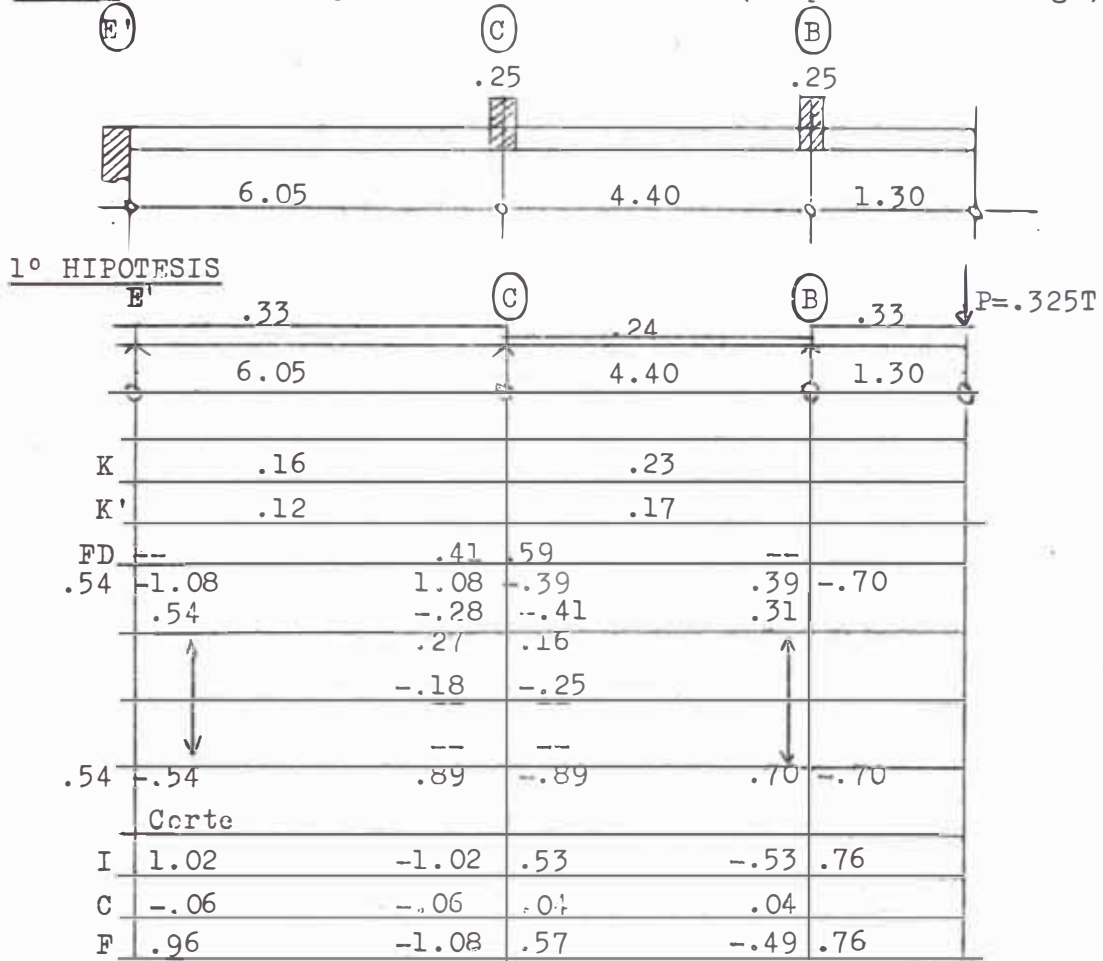
TIPO 3.- Resuelto por coeficientes del ACI.

	(G)	(F')	(F)
	.25	.20	.25
	1.175	1.875	1.95
	1.30	2.10	2.05
Coef.de Mtos.	$M_G = PLv + .5wLv^2$	$-1/12$	$-1/8$
	$+ 1/12$		$+ 1/8$
Coef.de cortes.	$V_G = P + wLv + .5wL$	0.50	
Mtos.	-.71	-.10	-.16
	$+ .10$		$+ .16$
cortes	1.03	.36	.32
			.32

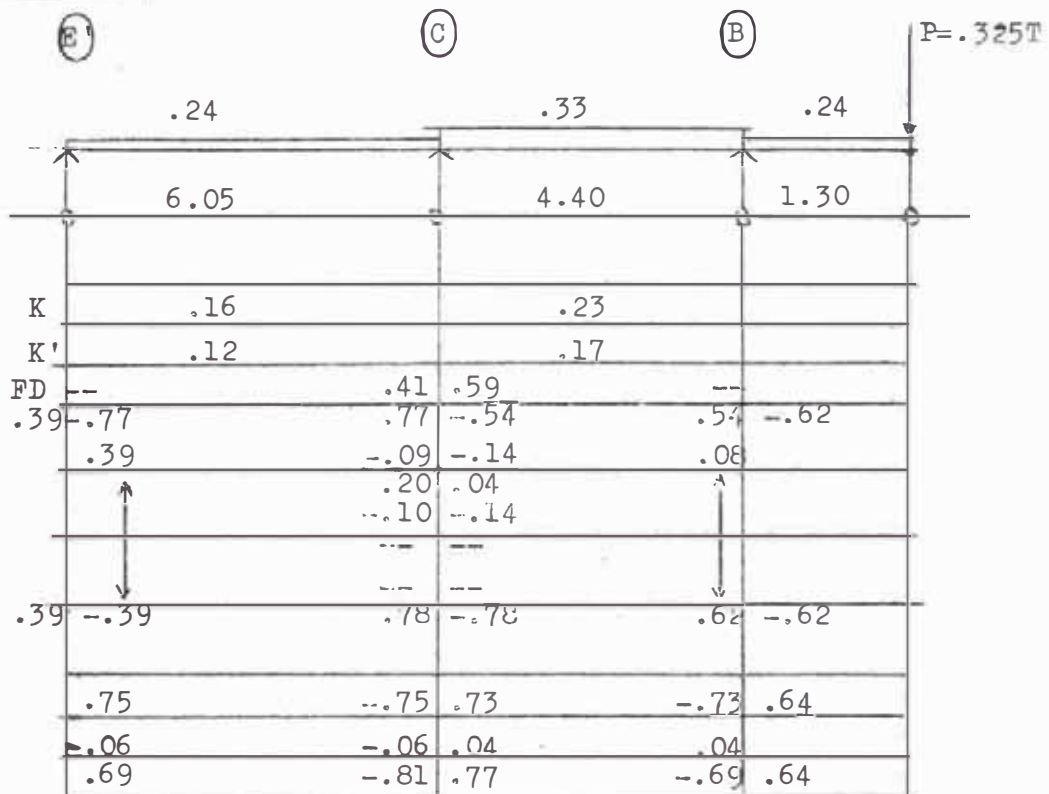
TIPO 4.- Resuelto por coeficientes del ACI.

	(G)	(F')
	.25	.20
	1.175	1.875
	1.30	2.10
Coef.de Mtos.	$M_G = PLv + .5wLv^2$	$-1/12$
		$+ 1/12$
Coef.de cortes.	$V_G = P + wLv + .5wlv$	0.50
Mtos.	-.71	-.10
		$+ .10$
Cortes	1.03	.31

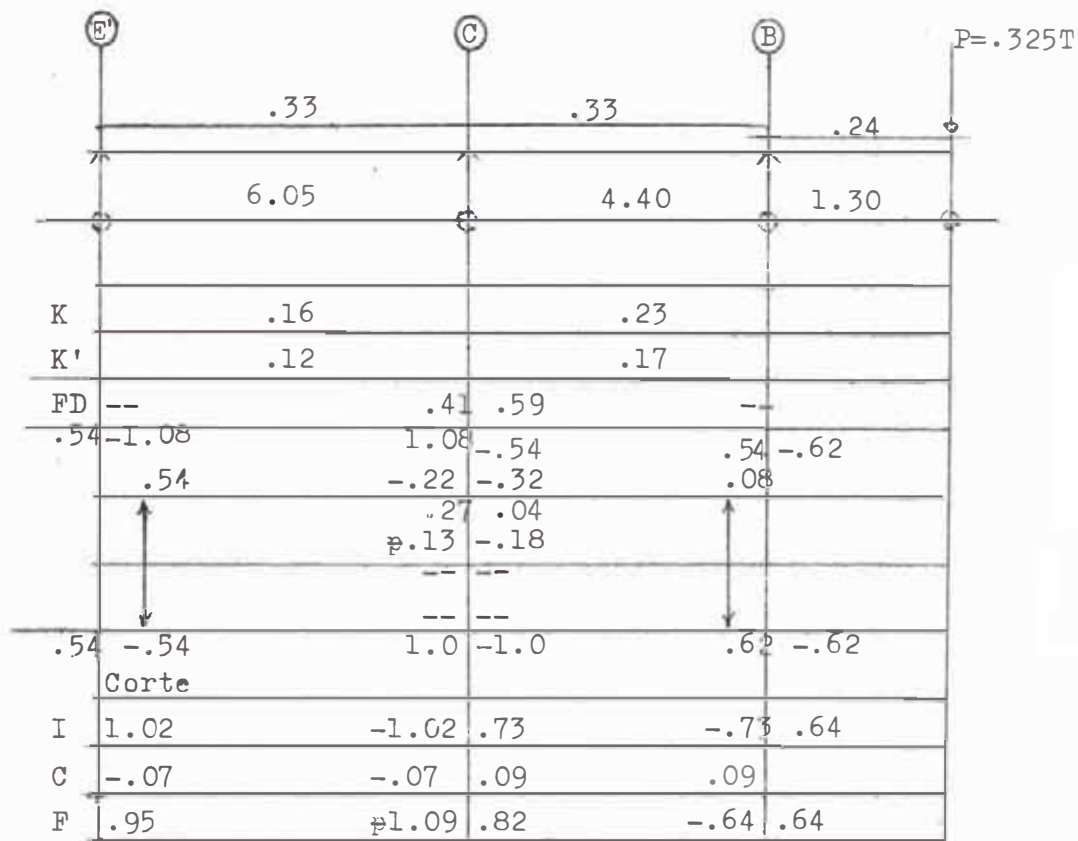
TIPO 5.- Resuelto por el método de Cross (4hipótesis de carga)



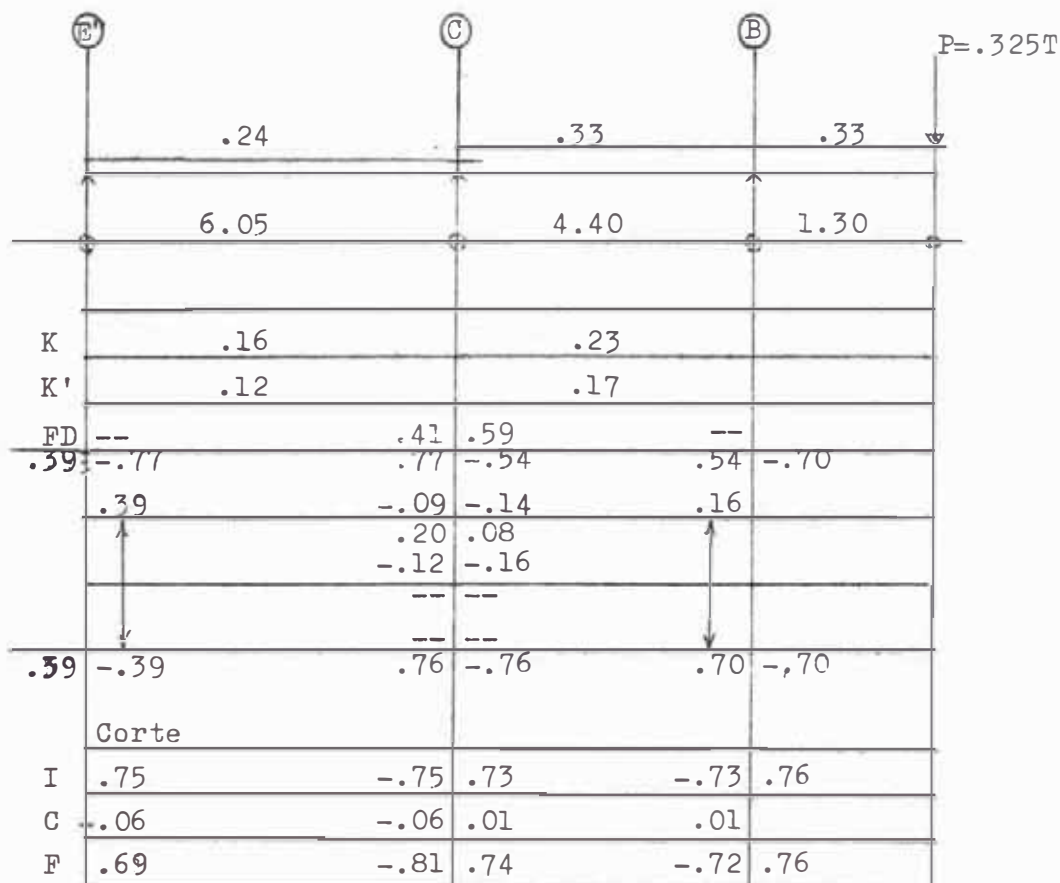
2º HIPOTESIS



3º HIPOTESIS



4º HIPOTESIS



II) DISEÑO DE ALIGERADOS

A.- Consideraciones Generales.

1.- Flexión.- El diseño se hará aplicando el método a la rotura, o sea siguiendo la fórmula:

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = \phi b d^2 f'_c q (1 - 0.59 q)$$

donde: $\phi = 0.9$; $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} ; f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{b d}$$

Se usará para el cálculo, el abáco que aparece en el Boletín 16 del Instituto de Estructuras. Para el efecto, el valor "b" a utilizarse será:

b = .10 m (típico y azotea) ó .14m (Estacionamiento) para momento negativo. Y además : b = .40m (Típico y Azotea) o .44m para momento positivo.

Cabe indicar que para momento positivo, queda desechada la posibilidad de que la vigueta se comporte como viga "T" ya que los valores de "c" resultan muy inferiores a los correspondientes al espesor de la losa del aligerado, en cada caso.

En lo relacionado a la cuantía, el reglamento del ACI

exige un mínimo de $r = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{2800} = .005$, aunque admite valores inferiores a éste, siempre y cuando se disponga en cada sección, positiva o negativa, una cuantía un tercio mayor que la requerida por el análisis. Se seguirá ésta última consideración.

2.- Corte.- El esfuerzo cortante no excederá el valor.

$$v_c = 0.50 \phi \sqrt{f'_c}$$

siendo $\phi = 0.85$

En caso de que éste valor sea excedido, se requerirá ensanche de vigueta.

3.- Adherencia y anclaje.- El reglamento del ACI, considera la fórmula:

$$U_u = \frac{V_u}{\phi \sum_o j d} \text{ para esfuerzos de adherencia por}$$

flexión. Exige que sean verificadas las secciones críticas, tales como las caras de los apoyos, puntos de terminación de las barras en tracción y los puntos de inflexión. Sin embargo, es posible no tener en cuenta la adherencia por flexión,

siempre y cuando la longitud de desarrollo por anclaje, sea incrementada en un 25%. Se seguirá ésta última consideración.

Para el anclaje, se tendrán en cuenta los requisitos indicados por el reglamento del ACI en su acápite 918.

4.- Refuerzo por Contracción y Temperatura.- Se proporcionará refuerzo en la dirección perpendicular a la del refuerzo principal para tomar esfuerzos por contracción y temperatura.

$$A_{St} = 0.0025 bt \longrightarrow \text{varillas lisas}$$

$$A_{St} = 0.0020 bt \longrightarrow \text{varillas corrugadas.}$$

siendo t = espesor de la losa del aligerado.

Piso	t	Varilla	$A_S \left(\frac{cm^2}{m} \right)$	Espaciamiento
Estacionamiento	.10	3/8"	2.00	.35
Piso Típico	.05	1/4"	1.25	.25
Azotea	.05	1/4"	1.25	.25

B.- Diseño por Flexión.- Como ya se indicó, se usará el abaco del Boletín N° 16. Se calcularán los valores M/bd^2 en kg/cm^2 , obteniéndose las correspondientes cuantías " ρ ".

Piso	d (m)	Signo del Mto.	b (m)
Estacionamiento	.37	(+)	.44
		(-)	.14
Típico	.27	(+)	.40
		(-)	.10
Azotea	.22	()	.40
		(())	.10

Piso	Tipo de Aligorado	Signo del M ^{±c}	Posición	M (T-m)	b (m)	d (m)	M/bd ² (kg/cm ²)	β	A _S (cm ²)	4/3 A _S (cm ²)	Varillas
ESTACIONAMIENTO	1	(+)	AB	.86	.44	.37	1.43	.0008	1.30	1.73	2Ø½"
			EF	.69	.44	.37	1.15	.0006	0.99	1.32	1Ø3/8" + 1Ø½"
			G	.49	.14	.37	2.60	.0014	.73	.98	1Ø½"
		(-)	F	1.14	.14	.37	6.00	.0027	1.41	1.88	2Ø½"
			E	.98	.14	.37	5.10	.0023	1.21	1.60	1Ø3/8" + 1Ø½"
			A	.834	.14	.37	4.40	.0019	.99	1.32	1Ø3/8" + 1Ø½"
	2	(+)	FF	1.15	.44	.37	1.91	.0010	1.63	2.17	2Ø½"
			FC	1.86	.44	.37	3.10	.0016	2.61	3.50	3Ø½"
			CB	.78	.44	.37	1.30	.0007	1.14	1.52	1Ø3/8" + 1Ø½"
		(-)	BA	1.08	.44	.37	1.80	.0009	1.47	1.96	2Ø½"
			G	.62	.14	.37	3.23	.0016	.84	1.12	1Ø½"
			B	.85	.14	.37	4.42	.0019	.99	1.32	1Ø3/8" + 1Ø½"
			E	1.64	.14	.37	8.60	.0037	1.93	2.57	2Ø5/8" + 1Ø½"
			C	1.47	.14	.37	7.70	.0033	1.72	2.30	2Ø½"
			B	.91	.14	.37	4.75	.0020	1.04	1.39	1Ø3/8" + 1Ø½"
			CB	.40	.14	.37	2.10	.0011	.58	.77	1Ø½"

Piso	Tipo de Aligerado	Signo del Mts	Posición	M (T-m)	b (m)	d (m)	w/bd ² (kg/cm ²)	p	A _s (cm ²)	4/3 A _s (cm ²)	Varillas
3		(+)	Zona "A"	.58	.44	.37	.97	.0006	.98	1.31	2Ø3/8"
			Zona "E"	1.80	.44	.37	3.0	.0014	2.35	3.12	1Ø3/8" + 2Ø1/2"
		(-)	Zona "A"	.58	.14	.37	3.0	.0015	.68	.91	1Ø1/2"
			Zona "B"	.75	.14	.37	3.90	.0013	.94	1.26	2Ø3/8"
4		(+)	HG	.80	.44	.37	1.33	.0008	1.30	1.73	1Ø3/8" + 1Ø1/2"
			GF	.71	.44	.37	1.18	.0007	1.16	1.55	1Ø3/8" + 1Ø1/2"
		(-)	F	1.03	.14	.37	5.40	.0023	1.20	1.60	1Ø3/8" + 1Ø1/2"
			G	1.12	.14	.37	5.80	.0025	1.30	1.73	1Ø3/8" + 1Ø1/2"
5		(+)	HG	.80	.44	.37	1.33	.0008	1.30	1.73	1Ø3/8" + 1Ø1/2"
			G	1.02	.14	.37	5.40	.0023	1.20	1.60	1Ø3/8" + 1Ø1/2"
		(-)	E'C	1.48	.44	.37	2.50	.0013	2.71	2.81	1Ø3/8" + 2Ø1/2"
			CB	.81	.44	.37	1.33	.0008	1.30	1.73	1Ø3/8" + 1Ø1/2"
6		(+)	BA	1.09	.44	.37	1.80	.0009	1.47	1.96	2Ø1/2"
			E'	2.93	.14	.37	15.30	.0065	3.40	4.52	2Ø3/8" + 1Ø5/8"
		(-)	C	1.30	.14	.37	6.80	.0029	1.51	2.01	2Ø3/8" + 1Ø1/2"
			C9	.25	.14	.37	1.30	.0007	.37	.50	1Ø3/8"
			B	.91	.14	.37	4.75	.0020	1.01	1Ø3/8" + 1Ø1/2"	

ESPAÑOL

Piso	Tipo de Aligerado	Signo del Mto	Posición	M ^M (T-m)	b (m)	d (m)	M bd ² (kg/cm ²)	P	A _S (cm ²)	$\frac{4}{3} A_S$ (cm ²)	Varillas
ESTACIONAMIENTO	7	(+) (+)	GF	1.07	.44	.37	1.80	.0009	1.47	1.96	2Ø $\frac{1}{2}$ "
			CB	.77	.44	.37	1.30	.0007	1.14	1.52	1Ø3/8" + 1Ø $\frac{1}{2}$ "
			E1C	1.86	.44	.37	3.10	.0016	2.51	3.50	3Ø $\frac{1}{2}$ "
			HG	.92	.44	.37	1.53	.0008	1.31	1.74	1Ø3/8" + 1Ø $\frac{1}{2}$ "
			H	.79	.14	.37	4.40	.0019	.99	1.32	1Ø3/8" + 1Ø $\frac{1}{2}$ "
			G	1.00	.14	.37	5.10	.0023	1.20	1.60	1Ø3/8" + 1Ø $\frac{1}{2}$ "
	8	(-) (-)	F	.69	.14	.37	3.80	.0017	.89	1.19	2Ø3/8"
			E1	1.65	.14	.37	8.60	.0037	1.93	2.57	2Ø3/8" + 1Ø $\frac{1}{2}$ "
			C	1.32	.14	.37	6.90	.0029	1.51	2.01	2Ø $\frac{1}{2}$ "
			B	.88	.14	.37	4.75	.0020	1.04	1.35	2Ø3/8"
			CB	.35	.14	.37	1.82	.0009	.17	.63	1Ø3/8"
			GF	.69	.44	.37	1.15	.0006	.99	1.32	1Ø3/8" + 1Ø $\frac{1}{2}$ "
8	(+) (+)	BA	.86	.44	.37	1.43	.00085	1.38	1.64	1Ø3/8" + 1Ø $\frac{1}{2}$ "	
		HG	.80	.44	.37	1.33	.0008	1.30	1.73	1Ø3/8" + 1Ø $\frac{1}{2}$ "	

Piso	Tipo de Aligerado	Signo del Mto.	Posición	M (T-m)	b (m)	d (m)	$\frac{M}{bd^2}$ (kg/cm ²)	P	A ₃ (cm ²)	$\frac{4}{3} A_s$ (cm ²)	Varillas	
Estacionamiento.	1	(-)	B	1.03	.14	.37	5.40	.0023	1.20	1.60	1Ø3/8"+11Ø2"	
			G	1.11	.14	.37	5.80	.0025	1.30	1.73	1Ø3/8"+11Ø2"	
			C	.97	.14	.37	5.06	.0045	1.12	1.50	1Ø3/8"+11Ø2"	
		(+) 1	GF	.68	.40	.27	2.34	.0012	1.30	1.74	1Ø3/8"+11Ø2"	
			G	.39	.10	.27	5.40	.0023	.62	.83	2Ø5/8"	
			F	.97	.10	.27	13.3	.0057	1.35	1.80	3Ø3/8"	
	Típico y Pent- House	2	(+) 2	GF	.91	.40	.27	3.13	.0015	1.62	2.16	3Ø3/8"
				E1C	1.44	.40	.27	4.95	.0021	2.27	3.02	1Ø3"+11Ø5/8"
				CB	.62	.40	.27	2.13	.0010	1.08	1.44	1Ø3/8"+11Ø2"
			(-) 2	G	.50	.10	.27	6.90	.0030	.31	1.08	2Ø3/8"
				F	.75	.10	.27	10.30	.0043	1.16	1.55	1Ø3/8"+11Ø2"
				E1	1.35	.10	.27	18.50	.0076	2.11	2.81	2Ø3/8"+11Ø5/8"
3	3	(+) 3	C	1.45	.10	.27	19.90	.0065	2.30	3.00	1Ø3"+11Ø5/8"	
			GF	.66	.40	.27	2.28	.0012	1.30	1.74	1Ø3/8"+11Ø2"	

Piso	Tipo de Aligerado	Signo del Mto.	Posición	M (T-π)	b (m)	d (m)	M _{bd} (kg/cm ²)	P	A _g (cm ²)	$\frac{4 A_s}{s}$ (cm ²)	Varillas
TIPICO Y PENT-HOUSE	3	(-)	G	.39	.10	.27	5.40	.0023	.62	.83	2Ø3/8"
			F	1.16	.10	.27	16.10	.0070	1.89	2.52	2Ø3/8" + 1Ø1/2"
			E'C	1.12	.40	.27	3.90	.0016	1.73	2.31	2Ø1/2"
	4	(+)	CB	.59	.40	.27	2.06	.0010	1.08	1.44	1Ø3/8" + 1Ø1/2"
			E'	2.28	.10	.27	31.3	.0138	3.72	4.96	1Ø5/8" + 1Ø3/4"
			C	1.32	.10	.27	18.50	.0078	2.11	2.61	1Ø1/2" + 1Ø5/8"
AZOTEA	4	(+)	B	.49	.10	.27	6.90	.0030	.81	1.08	2Ø3/8"
			GF	.41	.40	.22	2.11	.0010	.88	1.18	2Ø3/8"
	1	(-)	G	.71	.10	.22	14.7	.0062	1.37	1.93	1Ø3/8" + 1Ø1/2"
			F	.57	.10	.22	11.8	.0050	1.10	1.47	1Ø3/8" + 1Ø1/2"

Pisc	Tipo de Aligerado	Signo del Mto.	Posición	M (T-m)	b (.m)	d (.m)	M/bd ² (kg/cm ²)	P	As (cm ²)	$\frac{4}{3} f_s$ (cm ²)	Varillas
AZOTEA	2	(+))	G F	.35	.40	.22	1.81	.0008	.71	.95	2Ø3/8"
			E' C	.75	.40	.22	3.90	.0016	1.41	1.88	1Ø3/8" + 1Ø1½"
			C B	.12	.40	.22	.62	.0004	.36	.48	1Ø3/8"
		(-))	B	.64	.10	.22	13.30	.0058	1.28	1.71	1Ø3/8" + 1Ø1½"
			F	.30	.10	.22	6.20	.0028	.52	.83	2Ø3/8"
			F'	.86	.10	.22	17.80	.0077	1.70	2.27	2Ø3/8" + 1Ø1½"
	3,4	(+))	F' F	.16	.40	.22	.83	.0003	.27	.36	1Ø3/8"
			G	.71	.10	.22	14.70	.0062	1.37	1.93	1Ø3/8" + 1Ø1½"
			G F'	.30	.10	.22	6.20	.0028	.52	.83	1Ø1½"
		(-))	E' C	.88	.40	.22	4.60	.0019	1.67	2.24	2Ø3/8" + 1Ø1½"
			C B	.10	.40	.22	.52	.0003	.27	.36	1Ø3/8"
			E'	.45	.10	.22	9.30	.0039	.86	1.15	2Ø3/8"
5	(-))	C	.88	.10	.22	18.20	.0078	1.62	2.15	2Ø3/8" + 1Ø1½"	
		B	.60	.10	.22	12.40	.0053	1.17	1.57	1Ø3/8" + 1Ø1½"	

B.- DISEÑO POR CORTE

1.- Fuerza cortante permisible.- Se halla a partir del es_ fuerza permisible, de acuerdo a:

$$V_c = \tau_c x b d. \text{ Siendo:}$$

$$V_c = 0.50 \phi \sqrt{f'c} , \phi = 0.85$$

b = ancho vigueta para M (-)

d = altura efectiva del aligerado.

Se considera el ancho de vigueta para M (-), ya que es en la zona de M (-) donde están los máximos esfuerzos de corte: Asi hallamos:

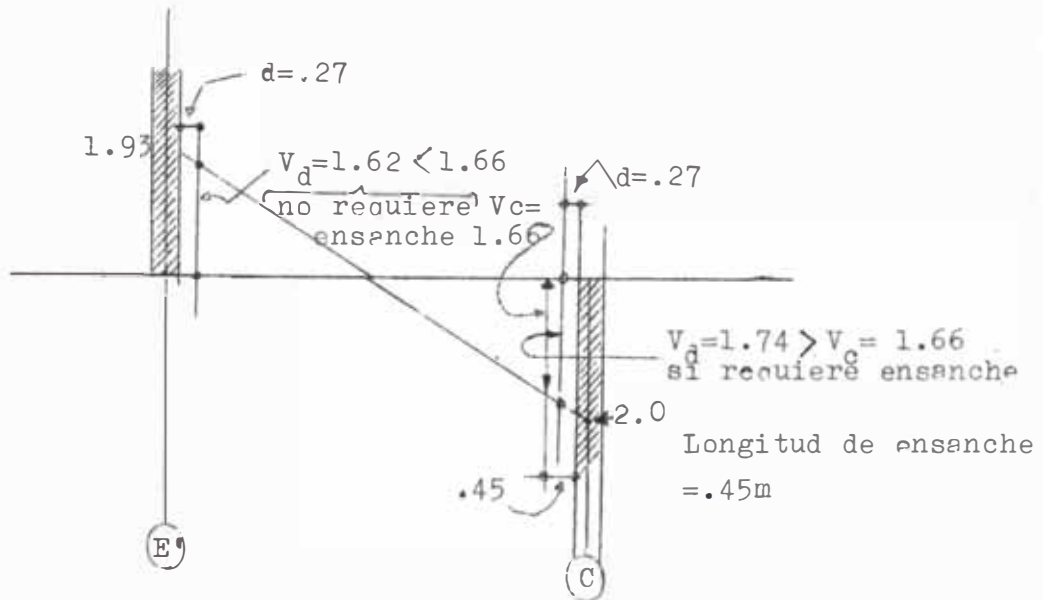
$$\tau_c = 0.50 x 0.85 x \sqrt{210} = 6.20 \text{ kg/cm}^2$$

Piso	h (m)	d (m)	τ_c (T)
Estacionamiento	.14	.37	3.20
Típico y Pent-House	.10	.27	1.66
Azótea	.10	.22	1.37

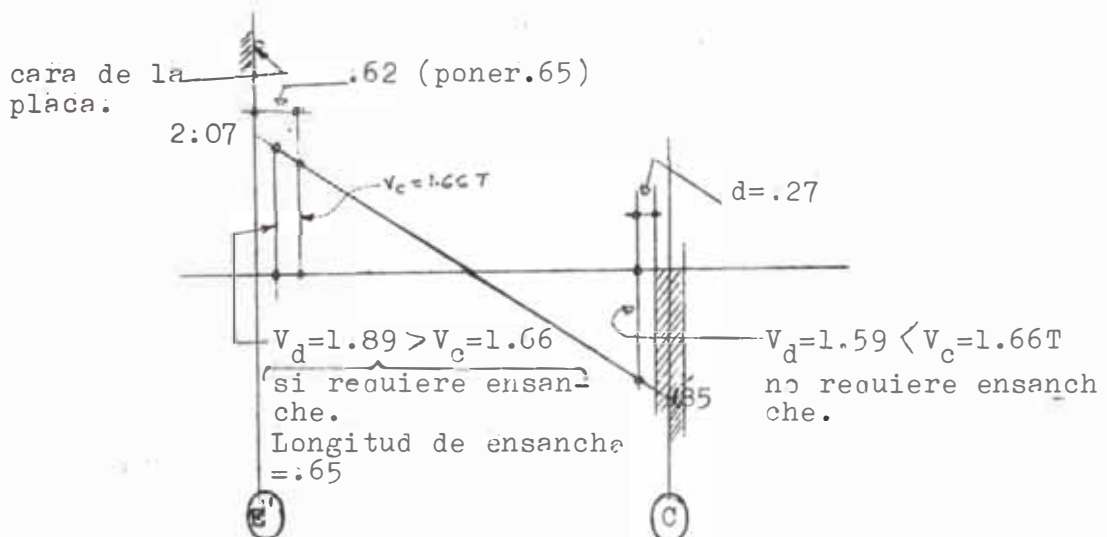
2.- Comprobación de Esfuerzos cortantes.- Para que las viguetas no requieran ensanche, los valores V_c del cuadro anterior, tendrán que ser mayores que los hallados en el análisis de cada aligerado. Tanto en la Azotea como en el estacionamiento, los valores hallados en el análisis resultan menores a los permisibles del cuadro en mención. El reglamento permite la verificación del corte a una distancia "d" de la cara del apoyo, aunque es posible hacerlo en ésta, ya que los cortes son mayores. Si verifican, los cortes en las caras de los apoyos, con mayor razón verificarán las secciones a una distancia "d". En el aligerado del piso Típico y Pent-House, también verifican todos los tipos, con excepción de "2" y "4". En éstos tipos de viguetas, los valores de los cortes en las secciones críticas del tramo M-C, son mayores que el permisible $V_c = 1.66$ Ton. Por tanto habrá que hacer un ensanche de vigueta.

3.- Ensanche de vigueta.- Se hará ensanche, como ya se indicó, en el tramo E'C de las viguetas "2" y "4" del piso típico y Pent-House.

Aligerado Tipo 2



Aligerado Tipo 4



C.- ADHERENCIA, ANCLAJE Y DOBLADO DEL REFUERZO

1.- Adherencia.- Se hará el diseño, en base a la longitud de desarrollo incrementada en un 25%.

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\phi U_u \sum o} \times \frac{1}{0.8}$$

en la que : $\phi = 0.85$; $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$U_u = 4.5 \frac{\sqrt{f'_c}}{D} \leq 40 \text{ kg/cm}^2 \text{ (varillas en tracción de capa superior)}$$

$$U_u = 6.4 \frac{\sqrt{f'_c}}{D} \leq 56 \text{ kg/cm}^2 \text{ (varillas en tracción de capa no superior)}$$

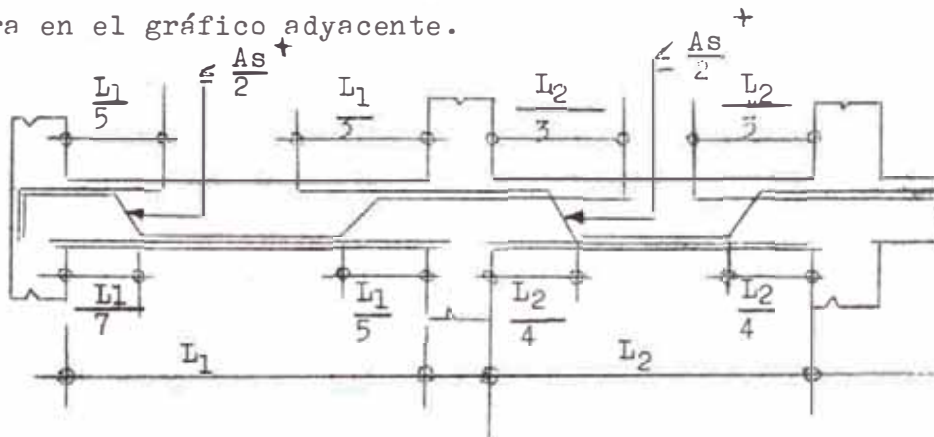
ϕ	$\frac{A_s}{\sum o}$ (cm)	Uu (kg/cm ²)		Ld (cm)	
		Varillas superiores	Varillas no superiores	Varillas superiores	Varillas no superiores
# 3	.236	40	56	24.3	17.4
# 4	.322	40	56	33.3	23.9
# 5	.396	40	56	40.8	29.1
# 6	.475	34.3	48.3	57.1	40.1
# 7	.554	29.4	41.9	77.8	54.5
# 8	.634	25.7	36.6	101.8	71.6

2.- Corte y doblado del refuerzo

Para el corte y doblado de la armadura habrá 2 casos:

1º.- Aligerados resueltos por el método de Cross.- En éste caso se utilizará el diagrama de momentos respectivo, cumpliendo a su vez los requisitos que aparecen en el acápite 918 del Reglamento del ACI.

2.- Aligerados resueltos por coeficientes del ACI. Para éste caso se aplicará el doblado práctico, el mismo que se muestra en el gráfico adjacente.



5.- ANALISIS SISMICO .

ANÁLISIS SISMICO

I.- CONSIDERACIONES GENERALES.- El análisis sísmico será hecho teniendo en consideración los siguientes principios:

a.- Solamente se tendrá en cuenta la componente horizontal de la fuerza sísmica. Se asumirá que ésta fuerza horizontal, actúa separadamente en las direcciones longitudinal y transversal.

b.- Se asume que la fuerza sísmica actúa en el nivel de cada piso.

c.- Se considera que las estructuras de los pisos son rígidos en la dirección horizontal. De acuerdo a esto, se asume que todos los elementos resistentes en cualquier piso, tienen el mismo desplazamiento horizontal relativo.

Cuando exista excentricidad entre el centro de corte (centro de masas G) y el centro de rigidez (centro de valores D), la torsión resultante deberá tenerse en consideración.

d.- La distribución del corte y el análisis de esfuerzos de los elementos resistentes será hecho de acuerdo con la teoría elástica.

Tales, pues, son los principales puntos que sigue el método de K. Muto, el mismo que se aplicará en ésta tesis.

Así mismo, el análisis será hecho usando las Normas Peruanas de Diseño antisísmico.

II.- RESUMEN GENERAL DE LOS PASOS A SEGUIRSE EN EL ANÁLISIS.-

- A.- Medir de cargas y cálculo de P.
- B.- Cálculo de la cortante en la base y su distribución en los diferentes niveles
- C.- Cálculo de las rigideces en vigas y columnas.
- D.- Cálculo del valor D para columnas.
- E.- Cálculo del valor D para placas y efecto de interacción.
- F.- Distribución del corte entre los elementos resistentes
- G.- Corrección por torsión.
- H.- Cálculo de los puntos de inflexión.
- I.- Valores finales para Momentos, cortes y cargas axiales

III.- DESARROLLO DEL METODO DE ANÁLISIS.-

A.- METRO DE CARGAS.-

Nivel del tanque elevado

- 1.- Paredes de tanque y caseta $31.2 \times 2.40 \times 20 \times 2400 = 36000$

2.- Losa sup.e inf. del tanque y caseta	2x9.0x4.40x.15x2400=	28600
3.- Columnas	2x.40x.40x1.15x2400 =	890
4.- Placa	14.20x1.15x0.20x2400 =	7800
5.- Carga en caseta de máquinas	1000x4.40x3.80	= 18300
6.- Carga en techo del tanque de la caseta	100x9.0x4.40	= 4000
7.- Peso del agua	14.6x1.0	= 14600
		<u>D=120190kg</u>

NIVEL 9° (Azotea)

a.- Cargas Muertas

1.- Losa y acabado	669.5x400	=269000
2.- Vigas: principales	.25x.25x145.60x2400	= 21900
arriostre	.15x.25x6x20.4x2400	= 11000
3.- Muro perimetral	1.40x2x54x360	= 54200
4.- Columnas interiores	8x1.50x.40x.40x2400	= 4600
exteriores	2x1.15x.40x.40x2400	= 880
	18x1.50x3.14x.15x.15x2400=	4600
5.- Placa	2.70x.25x1440x2400	= 23400
6.- Escalera	180x0.5x3.14x1.0x1.0	= 280

b.- Cargas Vivas

1.- Techo	664.5x125	=83800
2.- Escalera	0.5x3.14x1.0x1.0x500	= 800
		<u>D=389,860kg</u>
		L= 84600

NIVELES 8°, 7°, 6°, 5°, 4° y 3° (Típicos)

a.- Cargas Muertas

1.- Losa y acabado	517.8x180	= 249000
2.- Vigas: principales	.40x.20x83.6x2400	= 16000
3.- Tabiquería	164.20x2.55x200	= 83700
4.- Muro de fachada	96.80x0.90x360	= 31400
5.- Columnas	26x.45x.45x2.90x2400	= 36600
6.- Placa	2.90x.25x14.40x2400	= 25000
7.- Escaleras	4.40x2.20x.18x2400	= 4200
	2x2.10x.30x.178 2 x 1.10x0.30	= 1000
		<u>D=446900kg</u>

b.- Cargas vivas

1.- Techo	517.8x250	=129000
2.- Escaleras	9.70x500	= 4300
		<u>L =133900kg</u>

NIVEL 2 (Estacionamiento)

a.- Cargas muertas

1.- Aligerado y acabado	699x560	= 392000
2.- Vigas principales y de arriestre	166x80x0.40x2400	= 161000
3.- Muro de fachada	102.40x2.0x360	74000
4.- Columnas	26x.45x.45x1.80x2400	= 23000
	35x.55x.55x2.55x2400	= 65000
	3x.35x.35x255x2400	= 2300
5.- Placa	4.40x14.40x.25x2400	= 38100
6.- Escaleras	3x1.10x4.40x18x2400	= 6300
	$3x2.10x.\frac{30x.178}{2}x1.10x2400=$	$\frac{1600}{0.30}$
		D=763300kg

b.- Cargas vivas

1.- Techo	758x500	= 380000
2.- Escaleras	1.50x4.40x2.20x500	= 7300
		L=387300kg

CALCULO DE P

$$P = \left(\frac{\text{carga muerta}}{\text{Total del edificio}} \right) + 0.25 \left(\frac{\text{carga viva}}{\text{Total del edificio}} \right)$$

Niveles	D (kg)	L (kg)	ω (kg)
Tanque y caseta de máquinas	120190	--	
. Azotea	389,860	84600	407,900
Típico y Pent-House	446,90	133,900	480,000
Estaciona - miento	763,300	387300	860,300

El valor de P será:

$$P = 389,860 + 6x446,900 + 763,300$$

$$+ 0.25 (84600 + 133900 + 387300)$$

$$P = 3'834,560 + 0.25x 605200$$

$$P = 3'985,000$$

$$P = 3985 \text{ Ton}$$

B.- Cálculo de la cortante en la base y su distribución en los diferentes niveles.

1.- Cálculo de la cortante en la base

La cortante en la base del edificio, será hallado para cada dirección, con la siguiente fórmula:

$$H = U K C P$$

En esta fórmula se tiene que:

U= coeficiente que está de acuerdo a la regionalización sísmica y al uso de la edificación. Se considera que el edificio está ubicado en la región 2 y que pertenece al Tipo B de construcciones comunes, ya que es un edificio de oficinas. De acuerdo con todo esto, el valor del coeficiente será 0.80

K= coeficiente sísmico que depende de la estructuración que tenga el edificio y que por lo tanto, considera la respuesta de éste, ante una excitación sísmica. De acuerdo con esto, se considerará el edificio como del Tipo Q y el valor del coeficiente será la unidad.

C= Factor que determina el porcentaje de P que debe tomarse como cortante en la base. Está expresado por la siguiente fórmula:

$$C = \frac{.05}{\sqrt[3]{T}} \longrightarrow T = \frac{.09 h}{\sqrt{D}} \text{ (seg.)}$$

En la que:

h= altura total del edificio (m)

D= Dimensión del edificio en la dirección horizontal considerada (m)

Sentido del portico principal
(x-x)

$$h = 26.25m$$

$$D = 30.80m$$

$$\text{Luego: } T = \frac{.09 \times 26.25}{\sqrt{30.80}} = .426 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{.05}{\sqrt[3]{.426}} = .066$$

Por consiguiente: $H_x = 0.80 \times 1.0 \times .066 \times 3985$

$$H_x = 217 \text{ Ton}$$

Sentido del pórtico de arriostre (y-y)

$h = 26.25 \text{ m}$

$D = 17.60 \text{ m}$

Luego: $T = \frac{.09 \times 26.25}{\sqrt{17.60}} = .562 \text{ seg.}$

$C = \frac{.05}{\sqrt[3]{.562}} = .061$

Por consiguiente: $H_y = 0.80 \times 1.0 \times .061 \times 3985$

$H_y = 200 \text{ Ton}$

2.- Distribución de la cortante en los diferentes niveles

La cortante se distribuirá de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$F_i = 0.95 H \cdot \frac{\omega_i h_i}{\sum \omega_i h_i}$$

El 5% restante de H, así como el 20% del peso de todos los elementos situados encima de la azotea, se consideran concentrados en la parte alta del edificio. En esta fórmula se tiene que:

ω_i = peso del piso considerado

h_i = altura del nivel considerado respecto a la base

Aplicando la fórmula para cada dirección:

Nivel	ω_i (Ton)	h_i (m)	$\omega_i h_i$ (T-m)	$F_i = 0.95 H \frac{\omega_i h_i}{\sum \omega_i h_i}$ (Ton)	
				sentido x-x	sentido y-y
9°	407.9	26.9	10950	37.20	34.30
8°	480	22.85	11000	37.40	34.40
7°	480	20.0	9620	32.60	30.20
6°	480	17.15	8270	28.10	25.90
5°	480	14.80	7120	24.20	22.40
4°	480	11.45	5500	18.70	17.20
3°	480	8.60	4150	14.10	13.00
2°	860.3	5.05	34350	13.90	12.80
			60960		

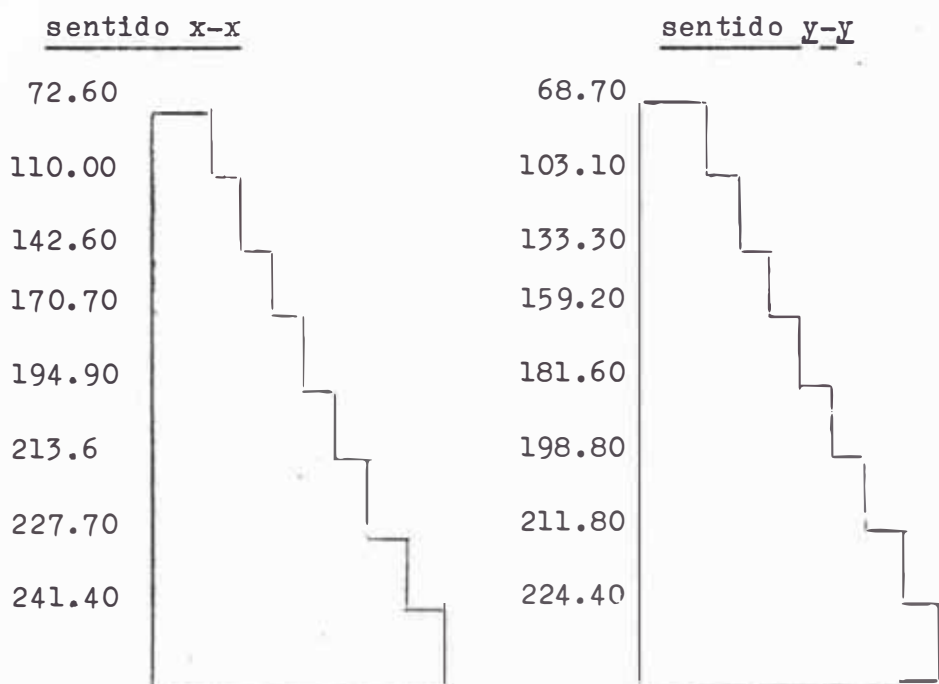
A los valores del cuadro anterior, tendrán que adicionarse los correspondientes al 5% de la cortante y el 20% del peso de todos los elementos situados por encima de la azótea. Esto por supuesto, en lo que se refiere al nivel 9°.

Así: 5% de H = 11 Ton
 5% de H_y = 10 Ton
 20% (peso encima de la azotea) = 24.40 Ton

En tal forma que las fuerzas aplicadas en los distintos niveles son:

nivel	F_{ix} (Ton)	F_{i_y} (Ton)
9°	72.60	68.70
8°	37.40	34.40
7°	32.60	30.20
6°	28.10	25.90
5°	24.20	22.40
4°	18.70	17.20
3°	14.10	13.00
2°	13.90	12.80

Con los valores de F_i del cuadro anterior, pueden obtenerse los cortes que han de resistir todos los elementos de cada piso:



C.- CALCULO DE RIGIDECES EN VIGAS Y COLUMNAS

1.- VIGAS. Con los valores obtenidos del dimensionamiento previo, obtendremos las rigideces que tabulamos en el cuadro siguiente:

VIGAS PORTICOS PRINCIPALES

PORTI CO.	NIVEL	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	TRAMO	L (cm)	$K = \frac{I}{L}$
A	2°	30	40	160,000	Todos	440	365
B, G	2°	60	40	320,400	Todos ex- cepto 5-6	660	485
	excepto G-1,5				5-6	440	730
	DEL 3°	60	30	135,000	Todos ex- cepto 5-6	660	204
	AL 8°				5-6	440	307
	9°	25	50	260,600	Todos ex- cepto 5-6	660	394
					5-6	440	591
G	2°	35	40	187,000	1-5	660	284
E, E', F	2°	60	40	320,400	Todos	660	485
	DEL 3°	40	50	416,000	Todos	660	630
	AL 8°				9°	25	50
C	2°	75	40	400,000	Todos ex- cepto 5-6	660	606
					5-6	440	910
	DEL 3°	40	50	416,000	Todos, ex- cepto 5-6	660	630
	AL 8°				5-6	440	947
	9°	25	50	260,600	Todos ex- cepto 5-6	660	394
					5-6	440	591
H.	2°	55	40	294,000	5-6	440	668
					6-8, 8-10	660	445

VIGAS PORTICOS DE ARRIOSTRE

Porti- co	Nivel	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	Tramo	L (cm)	$K = \frac{I}{L^3}$ (cm ⁻³)
1,3, 8y10	2°	40	40	214,000	Todos	440	487
	Del 3° al 8°	60	30	135,000	Todos	440	307
	9°	30	40	160,200	Todos	440	364
5,6	2°	40	40	214,000	Todos ex- cepto C-E'	440	487
					C-E'	620	345
	Del 3° al 8°	60	30	135,000	Todos ex- cepto C-E'	440	307
					C-E'	620	218
	9°	30	40	160,200	Todos ex- cepto C-E'	440	364
					C-E'	420	258

2.- Columnas.- con los valores del dimensionamiento previo, obtenemos las rigideces en cada dirección y que a continuación tabulamos.

RIGIDECES EN COLUMNAS PARA ANALISIS EN SENTIDO PRINCIPAL

Entre piso	Descripción	Dimensiones (cm)		I (cm ⁴)	L (cm)	$k = \frac{I}{L^3}$ (cm ⁻³)
		Dirección x-x	Dirección y-y			
1°	Todos excep- to G-1,3,5,6y H-5,6,8	55	55	762,000	505	1510
	G-1,3,5,6	55	35	486,000	505	962
	H-5,6,8	35	35	125,000	505	248
2°	Todos excep- to los de los ejes B y G	45	45	342000	345	990
	Los del eje B y G-8.10	45	45	342000	355	960
	G-1,3,5,6	45	35	266000	355	750
3°y4°	Todos excep- to los de los ejes B y G	45	45	342000	285	1200
	Los del eje ByG-8,10	45	45	342000	285	1200
	G-1,3,5,6	45	35	266000	285	933
5°,6°	Todos excep- to los de los ejes ByG	40	40	213500	285	750
	Los del eje ByG-8,10	40	40	213500	285	750
	G-1,3,5,6	40	35	187000	285	657
8°	Interiores	40	40	213500	350	610
	De fachada	circular: D=30		39900	328	122

RIGIDECES EN COLUMNAS PARA ANALISIS EN SENTIDO DE ARRIOSTRE

Entro piso	Descripción	Dimensiones (cm)		I (cm ⁴)	L (cm)	k = $\frac{I}{L^3}$ (cm ³)
		Dirección x-x	Dirección y-y			
1º	Todos excepto G-1,3,5,6 y H-5,6,8	55	55	762000	505	1510
	G-1,3,5,6	55	35	197000	505	390
	H-5,6,8	35	35	125000	505	248
2º	Todos excepto los de los ByG	45	45	342000	355	960
	Los del eje ByG-8.10	45	45	342000	355	960
	G-1,3,5,6	45	35	161400	355	455
3º, 4º	Todos excepto los ejes ByG	45	45	342000	285	1200
	Los del eje ByG-8.10	45	45	342000	285	1200
	G-1,3,5,6	45	35	161400	285	568
	Todos excepto los ejes ByG	40	40	231500	285	750
5º, 6º 7º	Los del eje ByG-8.10	40	40	213500	285	750
	G-1,3,5,6	40	35	143000	285	500
8º	Interiores	40	40	213500	328	650
	De fachada	circular: D=.30		39,900	328	122

D.- Cálculo del valor D para columnas.-

En general el valor D es la fuerza de corte que actúa en el elemento cuando el desplazamiento relativo en el piso considerado, tiene un valor unitario.

Para el caso de columnas de igual altura pueden ser hallados en la siguiente forma:

$$D = a k_c$$

En esta fórmula se tiene:

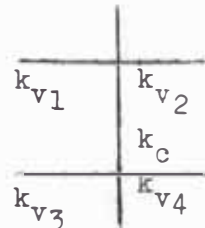
a = coeficiente función de k

k_c = Rígidez de la columna $\frac{I}{L}$ dividido entre k_o

El valor de k_o se tomará como: k_o = 100

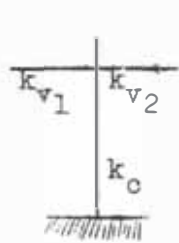
El valor "a" para los distintos casos de columnas, se halla como a continuación se indica:

1.- Caso general


$$\bar{k} = \frac{k_{v1} + k_{v2} + k_{v3} + k_{v4}}{2 k_c}$$

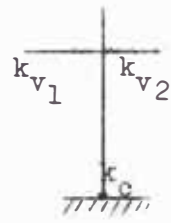
$$a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

2.- Con un extremo empotrado


$$\bar{k} = \frac{k_{v1} + k_{v2}}{k_c}$$

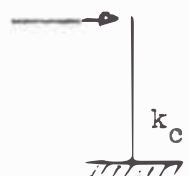
$$a = \frac{0.5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

3.- Con un extremo articulado


$$\bar{k} = \frac{k_{v1} + k_{v2}}{k_c}$$

$$a = \frac{0.5 \bar{k}}{1 + 2\bar{k}}$$

4.- Con un extremo empotrado y el otro libre.



$$D = 0.25 k_c$$

CALCULO DE "D": DIRECCION DE LOS PORTICOS PRINCIPALES (X-X)

Eje	Columna	Entrepiso	K_{V1}	K_{V2}	K_{V3}	K_{V4}	$\sum K_V$	k_c	\bar{k}	a	D	
A	A-1	1º	--	3.65	--	--	3.65	15.10	.241	.331	5.00	
		2º	3.65	3.65	--	--	7.30	15.10	.483	.395	5.95	
	B-1	1º	--	4.85	--	--	4.85	4.85	15.10	.321	.355	5.35
		2º	--	2.04	--	4.85	4.85	6.89	9.60	.36	.152	1.47
		3º, 4º	--	2.04	--	2.04	2.04	4.08	12.00	.17	.078	.94
		5º, 6º, 7º	--	2.04	--	2.04	2.04	4.08	7.50	.272	.12	.90
		8º	--	3.94	--	2.04	2.04	5.98	1.22	2.45	.55	.67
		1º	4.85	4.85	--	--	--	9.70	15.10	.64	.431	6.50
	B	B-3	2º	2.04	2.04	4.85	4.85	13.78	9.60	.72	.265	2.55
			3º, 4º	2.04	2.04	2.04	2.04	8.16	12.0	12.0	.34	.145
B-5		5º, 6º, 7º	2.04	2.04	2.04	2.04	8.16	7.50	7.50	.543	.214	1.61
		8º	3.94	3.94	2.04	2.04	11.95	1.22	1.22	4.90	.71	.87
		1º	4.85	7.30	--	--	12.15	15.10	15.10	.81	.466	7.0
		2º	2.04	3.07	4.85	7.30	17.20	9.60	9.60	.90	.31	2.93
		3º, 4º	2.04	3.07	2.04	3.07	10.22	12.0	12.0	.426	.176	2.11
		5º, 6º, 7º	2.04	3.07	2.04	3.07	10.22	7.50	7.50	.68	.255	1.91
8º		3.94	5.91	2.04	3.07	14.96	1.22	1.22	6.12	.756	.82	

CALCULO DE "D": DIRECCION DE LOS PORTICOS PRINCIPALES (x-x)

Eje	Columna	Entrepiso	k_{v1}	k_{v2}	k_{v3}	k_{v4}	$\sum k_v$	k_c	\bar{k}	a	D
C	C-1	1°	--	6.06	--	--	6.06	15.10	.40	.375	5.65
		2°	--	6.30	--	6.06	12.36	9.90	.623	.239	2.37
		3°,4°	--	6.30	--	6.30	12.60	12.0	.525	.209	2.51
		5°,6°,7°	--	6.30	--	6.30	12.50	7.50	.84	.96	2.22
		8°	--	3.54	--	6.30	10.24	1.14	4.50	.692	7.9
		1°	6.06	6.06	--	--	12.12	15.10	.81	.466	7.0
	C-3	2°	6.30	6.30	6.06	6.06	24.72	9.90	1.25	.385	3.81
		3°,4°	6.30	6.30	6.30	6.30	25.20	12.0	1.05	.345	4.15
		5°,6°,7°	6.30	6.30	6.30	6.30	25.20	7.50	1.68	.456	3.42
		8°	3.94	6.94	6.30	6.30	20.48	6.10	1.69	.458	2.80
		1°	6.06	9.10	--	--	15.16	15.10	1.0	.50	7.55
		2°	6.30	9.47	6.06	9.10	30.93	9.90	1.56	.44	4.36
C-5	3°,4°	6.30	9.47	6.30	9.47	31.54	12.0	1.32	.396	4.75	
	5°,6°,7°	6.30	9.47	6.30	9.47	31.54	7.50	2.10	.51	3.83	
	8°	3.94	5.91	6.30	9.47	25.62	6.10	2.13	.516	3.15	

CALCULO DE "D": DIRECCIÓN DE LOS PORTICOS PRINCIPALES (x-x)

EJE	COLUANA	ENTREPISO	$k_v 1$	$k_v 2$	$k_v 3$	$k_v 4$	$\sum k_v$	k_c	R	a	D
E	E-1	1º	--	4.85	--	--	4.85	15.10	.321	.354	5.32
		2º	--	6.30	--	4.85	11.15	9.90	.563	.22	2.18
		3º, 4º	--	6.30	--	6.30	12.60	12.0	.524	.207	2.49
		5º, 6º, 7º	--	6.30	--	6.30	12.60	7.50	.84	.296	2.23
	8º	--	3.94	--	6.30	10.24	1.14	4.50	.692	.79	
	E-3	1º	4.85	--	--	--	4.85	15.10	.321	.354	5.32
		2º	6.30	--	4.85	--	11.15	9.90	.563	.22	2.18
		3º, 4º	6.30	--	6.30	--	12.60	12.0	524	.207	2.49
5º, 6º, 7º		6.30	--	6.30	--	12.60	7.50	.84	.296	2.23	
8º	3.94	--	6.30	--	10.24	6.10	.84	.206	1.80		
E	E-1	1º	--	4.85	--	--	4.85	15.10	.321	.354	5.32
		2º	--	6.30	--	4.85	11.15	9.90	.563	.22	2.18
		3º, 4º	--	6.30	--	6.30	12.60	12.0	.524	.207	2.49
		5º, 6º, 7º	--	6.30	--	6.30	12.60	7.50	.84	.296	2.23
	8º	--	3.94	--	6.30	10.24	1.22	4.50	.692	.79	

CALCULO DE "D" : DIRECCION DE LOS PORTICOS PRINCIPALES (x-x)

Eje	Columna	Entrepiso	k_{v1}	k_{v2}	k_{v3}	k_{v4}	$\sum k_y$	k_G	\bar{k}	a	D
F	F-3	1°	4.85	4.85	---	---	9.70	15.10	.64	.43	6.50
		2°	6.30	6.30	4.85	4.85	22.30	9.90	1.13	.36	3.57
		3°, 4°	6.30	6.30	6.30	6.30	25.20	12.0	1.05	.344	4.12
		5°, 6°, 7°	6.30	6.30	6.30	6.30	25.20	7.50	1.68	.432	3.25
	8°	3.94	3.94	6.30	6.30	6.30	20.48	6.10	1.68	.432	2.64
	1°	---	2.84	---	---	---	2.84	9.62	.295	.345	3.33
	2°	---	2.04	---	---	2.84	4.88	7.50	.325	.14	1.05
	3°, 4°	---	2.04	---	---	2.04	4.08	9.33	.219	.10	.93
G	G-1	5°, 6°, 7°	---	2.04	---	---	4.08	6.57	.311	.134	.88
		8°	---	3.94	---	---	5.98	1.22	2.45	.55	.67
		1°	2.84	2.84	---	---	5.68	9.62	.59	.42	4.05
		2°	2.04	2.04	2.84	2.84	9.76	7.50	.65	.245	1.84
	3°, 4°	2.04	2.04	2.04	2.04	8.16	9.33	.44	.18	1.68	
	5°, 6°, 7°	2.04	2.04	2.04	2.04	8.16	6.57	.62	.237	1.55	
	8°	3.94	3.94	2.04	2.04	2.04	11.96	1.22	4.90	.71	.87

CALCULO DE "D" DIRECCION DE LOS PORTICOS PRINCIPALES (x-x)

Eje	Columna	Entrepiso	k_{v1}	k_{v2}	k_{v3}	k_{v4}	$\sum k_v$	k_c	\bar{k}	a	D
G	G-5	1°	2.84	7.30	--	--	10.14	9.62	1.06	.51	4.90
		2°	2.04	3.07	2.84	7.30	15.25	7.50	1.02	.34	2.54
		3°, 4°	2.04	3.07	2.04	3.07	10.22	9.33	.55	.215	2.01
		5°, 6°, 7°	2.04	3.07	2.04	3.07	10.22	6.57	.78	.281	1.84
	G-6	1°	3.94	4.85	2.04	3.07	14.96	1.22	6.12	.75	.92
		2°	7.30	4.85	--	--	12.15	9.62	1.26	.47	4.50
		3°, 4°	3.07	2.04	7.30	4.85	17.26	7.50	1.15	.365	2.75
		5°, 6°, 7°	3.07	2.04	3.07	2.04	10.22	9.33	.55	.215	2.01
	G-8	1°	3.07	2.04	3.07	2.04	10.22	6.57	.78	.281	1.84
		2°	5.91	3.94	3.07	2.04	14.96	1.22	6.12	.75	.92
		3°, 4°	4.85	4.85	--	--	9.70	15.10	.64	.431	6.50
		5°, 6°, 7°	2.04	2.04	4.85	4.85	13.79	9.60	.72	.265	2.55
G-8	3°, 4°	2.04	2.04	2.04	2.04	8.16	12.0	.34	.145	1.74	
	5°, 6°, 7°	2.04	2.04	2.04	2.04	8.16	7.50	.543	.214	1.61	
		8°	3.94	3.94	2.04	2.04	11.96	1.22	4.90	.71	.87

CALCULO DE "D": DIRECCION DE LOS PORTICOS PRINCIPALES (x-x)

Eje	Columna	Entrepiso	k_{y1}	k_{y2}	k_{y3}	k_{y4}	$\sum k_y$	k_c	K	a	D
G	G-10	1°	4.85	--	--	--	4.85	15.10	.321	.355	5.35
		2°	2.04	--	4.85	--	6.89	9.60	.36	.152	1.47
		3°,4°	2.04	--	2.04	--	4.06	12.0	.17	.078	.94
		5°,6°,7°	2.04	--	2.04	--	4.08	7.50	.272	.12	.90
H	H-5 H-6 H-8 H-10	8°	3.94	--	2.04	--	5.98	1.22	2.45	.55	.67
		1°	--	6.68	--	--	6.68	2.48	2.70	.68	1.69
		1°	6.68	4.45	--	--	11.13	2.48	4.50	.77	1.92
		1°	4.45	4.45	--	--	8.90	2.48	3.60	.73	1.82
		1°	4.45	--	--	--	4.45	15.10	.295	.346	5.23

CALCULO DE "D": DIRECCION DE LOS PORTICOS DE ARRICERF (y-y)

I	I-A	1°	4.87	--	--	--	4.87	15.10	.323	.355	5.35
		1°	4.87	4.87	--	--	9.74	15.10	.65	.431	6.50
		2°	3.07	--	4.87	4.87	12.81	9.60	.67	.25	2.41
		3°,4°	3.07	--	3.07	--	5.14	12.0	.256	.114	1.36
I	I-B	5°,6°,7°	3.07	--	3.07	--	6.14	7.50	.41	.17	1.27
		8°	3.64	--	3.07	--	6.71	1.22	2.76	.58	.71

CALCULO DE "D": DIRECCIÓN DE LOS PORTICOS DE ARRIOSTRE (Y-Y)

Eje	Columna	Entrepiso	k_{V1}	k_{V2}	k_{V3}	k_{V4}	$\sum k_v$	k_c	F	a	D
1	1-C	1º	4.87	4.87	--	--	9.74	15.10	.65	.431	6.50
		2º	3.07	3.07	4.87	4.87	15.88	9.60	.83	.293	2.81
		3º, 4º	3.07	3.07	3.07	3.07	12.28	12.0	.51	.204	2.44
		5º, 6º, 7º	3.07	3.07	3.07	3.07	12.28	7.50	.82	.293	2.20
	8º	3.64	3.64	3.07	3.07	13.42	1.22	5.50	.733	.89	
	1	--	4.87	--	--	4.87	3.90	1.25	.54	2.10	
	2º	--	3.07	--	4.87	7.94	4.55	.87	.303	1.38	
	3º, 4º	--	3.07	--	3.07	6.14	5.68	.54	.213	1.21	
2	2-A	1º	4.87	4.87	--	--	9.74	15.10	.65	.431	6.50
		2º	3.07	3.07	4.87	4.87	15.88	9.60	.83	.293	2.81
		3º, 4º	3.07	3.07	3.07	3.07	12.28	12.0	.51	.204	2.44
		5º, 6º, 7º	3.07	3.07	3.07	3.07	12.28	7.50	.82	.293	2.20
	8º	3.64	3.64	3.07	3.07	13.42	1.22	5.50	.733	.89	
	1	--	4.87	--	--	4.87	3.90	1.25	.54	2.10	
	2º	--	3.07	--	4.87	7.94	4.55	.87	.303	1.38	
	3º, 4º	--	3.07	--	3.07	6.14	5.68	.54	.213	1.21	
3	3-B	1º	4.87	4.87	--	--	9.74	15.10	.65	.431	6.50
		2º	3.07	3.07	4.87	4.87	15.88	9.60	.83	.293	2.81
		3º, 4º	3.07	3.07	3.07	3.07	12.28	12.0	.51	.204	2.44
		5º, 6º, 7º	3.07	3.07	3.07	3.07	12.28	7.50	.82	.293	2.20
	8º	3.64	3.64	3.07	3.07	13.42	1.22	5.50	.733	.89	
	1	--	4.87	--	--	4.87	3.90	1.25	.54	2.10	
	2º	--	3.07	--	4.87	7.94	4.55	.87	.303	1.38	
	3º, 4º	--	3.07	--	3.07	6.14	5.68	.54	.213	1.21	
Columna Libre											
1º	4.87	4.87	--	--	4.87	15.10	.65	.431	6.50		
2º	3.07	3.07	4.87	4.87	15.88	9.60	.83	.293	2.81		
3º, 4º	3.07	3.07	3.07	3.07	12.28	12.0	.51	.204	2.44		
5º, 6º, 7º	3.07	3.07	3.07	3.07	12.28	7.50	.82	.293	2.20		
8º	3.64	3.64	3.07	3.07	13.42	1.22	5.50	.733	.89		
1	--	4.87	--	--	4.87	3.90	1.25	.54	2.10		
2º	--	3.07	--	4.87	7.94	4.55	.87	.303	1.38		
3º, 4º	--	3.07	--	3.07	6.14	5.68	.54	.213	1.21		

CAJULON DE " D " : DIRECCION DE LOS PORTICOS DE ARRIOSTRE (y-y)

Eje	Columna	Entrepiso	k_{v1}	k_{v2}	k_{v3}	k_{v4}	$\sum k_v$	k_c	K	a	D
3	3-C	1°	4.87	4.87	--	--	9.74	15.10	.65	.431	6.50
		2°	3.07	3.07	4.87	4.87	15.88	9.60	.83	.293	2.81
		3°,4°	3.07	3.07	3.07	3.07	12.28	12.0	.51	.204	2.44
		5°,6°,7°	3.07	3.07	3.07	3.07	12.28	7.50	.82	.293	2.20
	3-G	8°	3.64	3.64	3.07	3.07	13.42	6.50	1.03	.34	2.21
		1°	--	4.87	--	--	4.87	3.90	1.25	.54	2.10
		2°	--	3.07	--	4.87	7.94	4.55	.87	.303	1.38
		3°,4°	--	3.07	--	3.07	6.14	5.68	.54	.213	1.21
5	5-A	5°,6°,7°	--	3.07	--	3.07	6.14	5.00	.614	.235	1.17
		8°	--	3.64	--	3.07	6.71	1.22	2.75	.58	.71
		1°	4.87	--	--	--	4.87	15.10	.323	.355	5.35
		1°	4.87	4.87	--	--	9.74	15.10	.65	.431	6.50
	5-B	2°	3.07	--	4.87	4.87	12.81	9.60	.67	.25	2.41
		3°,4°	3.07	--	3.07	--	6.14	12.0	.256	.114	1.36
		5°,6°,7°	3.07	--	3.07	--	6.14	7.50	.41	.17	1.27
		8°	3.64	--	3.07	--	6.71	1.22	2.76	.58	.71

E.- CALCULO DEL VALOR D PARA PLACAS. EFECTO DE INTFRACCION

Para el análisis sísmico, se considerará la sección Total de la caja de ascensores en el sentido de los pórticos principales (x-x) y las secciones parciales rectangulares, en el sentido de los pórticos de arriostre (y-y). Propiamente, debería considerarse en ambos casos la sección Total, ya que es lógico pensar que la caja de ascensores va a comportarse como un todo. Sin embargo, es posible considerar las secciones parciales en la dirección de los pórticos de arriostre, ya que se está del lado conservador. La razón para adoptar ello, es única y exclusivamente, para ver como se comporta una placa poco rígida, que es la que se tendría, si es que se adopta lo anteriormente indicado .

A continuación se hace un resumen explicativo de los pasos a seguirse para solucionar el efecto de interacción:

- 1º.- Asumir una distribución de fuerza cortante y calcular la deformación del muro considerandolo aislado.
- 2º.- Asumir que los miembros mantienen una deformación continua con el muro. De acuerdo con esto, las deformaciones serán calculadas con las siguientes fórmulas:

ROTACION DE LA COLUMNA

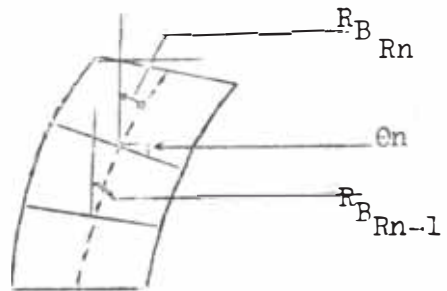
$$R_n = \frac{\delta_n}{h_n}$$

$$R_n = \frac{V_n}{D_n} \cdot \frac{h_n}{2}$$

 unidad: $\left(\frac{1}{6EK_0} \right)$



ROTACION DE LA PARED



- Abajo : el valor de θ_1 corresponde a la rotación de la fundación. Se considerará nula.

- Piso intermedio : θ_n se calcula como el valor promedio de los valores $R_{B Pn}$ de los pisos adyacentes superior e inferior.

$$\theta_n = \frac{R_{B Pn} + R_{B Pn-1}}{2}$$

- Ultimo piso:

$$\theta_u = \frac{R_{B Pn-1}}{B_{Rn-1}}$$

La rotación $R_{B Pn}$ se calcula

$$R_{B Pn} = R_n - R_{sn}$$

donde: R_n = rotación Total considerando la deformación Total

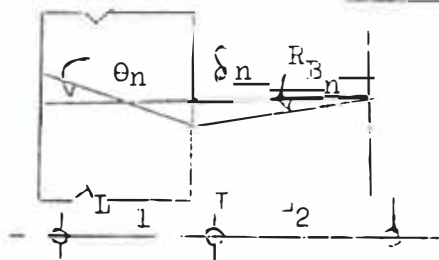
R_{sn} = rotación debida a la deformación por corte

$R_{B Pn}$ = rotación debida a la flexión y rotación de la fundación.

La rotación R_{sn} se calcula mediante la fórmula:

ROTACION DE LA VIGA

$$R_{sn} = \delta_{sn} \cdot \frac{h_n}{2} \quad \text{unidad} \quad \left(\frac{1}{6Eko} \right)$$



$$R_{B Pn} = \frac{\delta_n}{L_2}$$

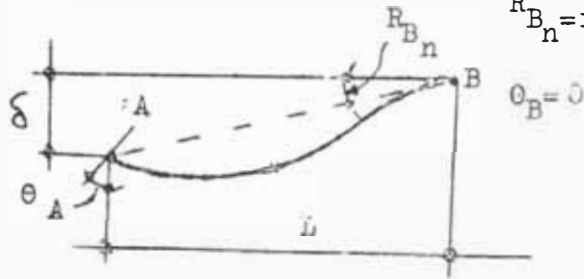
$$R_{B Pn} = - \frac{\theta_n}{2} \cdot \frac{L_1}{L_2}$$

3º.- Cálculo de los momentos en los extremos, debido a las deformaciones anteriores.

EN LAS VIGAS

θ_A = rotación de la pared

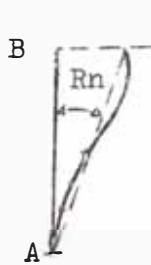
R_{Bn} = rotación de la viga



Los Momentos son:

$M_{AB} = \frac{k_B}{3} (2\theta_A - 3R_B)$
$M_{BA} = \frac{k_B}{3} (\theta_A - 3R_B)$

En Columnas



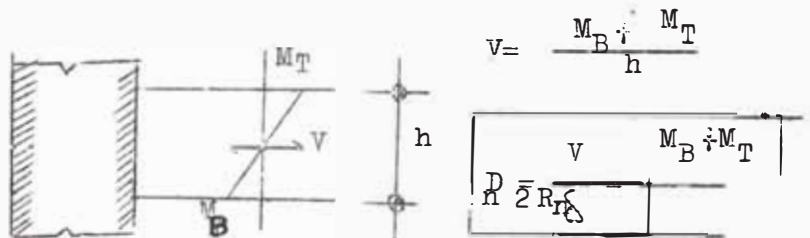
$\theta_A = \theta_B = 0$

R = Rotación de la columna

$M_{AB} = M_{BA} = -\frac{k_c R}{c}$

4.- Debido a que se trata solo de un método aproximado, se realiza solo un ciclo de distribución de momentos.

5.- Se halla el valor D de las columnas adyacentes:



6.- Se determina la reacción de la viga en la pared y se calcula el momento adicional causado por el efecto límite.

7.- Obtención de nuevos valores D.

Al momento M_T de los diagramas anteriores, corresponde una deformación δ_{Rn} por flexión. Sumándole las deformaciones

de corte y de rotación si la hubiera, se tendría la deformación Total. Así:

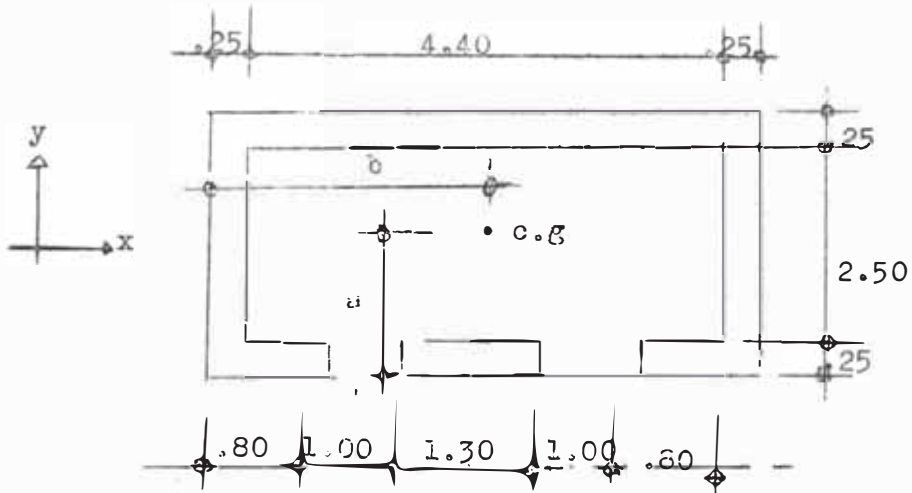
$$D = \frac{V}{\delta_B + \delta_S + \delta_R}$$

8.- Se comparan los valores D iniciales y finales. Si hay una diferencia muy grande entre éstos 2 valores, se repite el procedimiento.

ANALISIS EN LA DIRECCION DE LOS PORTICOS PRINCIPALES (x-x)

1º.- PLACA EN VOLADIZO

- Características de la sección



Las coordenadas, según la figura, del centro de gravedad:

$$a = \frac{\sum A \cdot a_n}{\sum A} = \frac{2.87 \times 4.9 \times 25 + 5.00 \times 1.50 \times 25 + 2.90 \times 25 \times 125}{4.90 \times 25 + 5.00 \times 25 + 2.90 \times 25}$$

$$a = \frac{22.27}{13} = 1.72 \text{ m}$$

$$b \text{ (hay simetría)} = \frac{4.90}{2} = 2.45 \text{ m}$$

$a = 1.72 \text{ m}$ $b = 2.45 \text{ m}$
--

El área de la sección:

$$A = 4.90 \times 25 + 5.00 \times 25 + 2.90 \times 25$$

$A = 3.25 \text{ m}^2$

El momento de Inercia de la sección con respecto a un eje según la dirección y-y, que pase por su centro de gravedad:

$$I = \frac{25 \times (490)^3}{12} + 2 \times \left[\frac{25 \cdot (80)^3}{12} + 25 \times 85 \times (205)^3 \right] \\ + \frac{25(130)^3}{12} + 2 \times \left[\frac{250 \times (25)^3}{12} + 250 \times 25 \times (233)^3 \right]$$

$$I = 26 \times 10^7 + 18.7 \times 10^7 + 0.5 \times 10^7 + 24.1 \times 10^7$$

$$I = 69.3 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$I = 69.3 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

PRIMERA ITERACION

Deformación por corte

Se aplicará la fórmula : $\delta_{S_n} = \frac{R V_n h_n \beta}{G \cdot A_{\omega_n}}$

En la que: R= coeficiente de forma = 1.20

V_n = cortante en el piso n (se asumirán para empezar)

h_n = altura el entrepiso "n"

G = Módulo elástico al corte

A_{ω_n} = área de la sección en el piso considerado "n" = 32,500 cm²

β = coeficiente de deformación plástica (considerar la unidad)

La anterior fórmula se transforma en:

$$\delta_{S_n} = R \frac{V_n}{A_{\omega_n}} \times \frac{27.6 \text{ Kg}}{h_n} \text{ unidad } \left(\frac{h_n^2}{12 E K_o} \right)$$

DEFORMACION POR CORTE

n	h _n (cm)	k _{w n}	V piso Ton	V _n Placa (asumiendo) Ton	δ _{S n}
8	328	21200	72.6	1.0	0
7	285	24200	110.0	8.0	0
6	285	24200	142.6	20.0	01
5	285	24200	170.7	40.0	.01
4	285	24200	194.9	60.0	.02
3	285	24200	213.6	90.0	.03
2	355	19600	227.7	110.0	.03
1	505	13700	241.4	180.0	.04

DEFORMACION POR FLEXION

$$\delta_{Bn} = 4 \cdot \left[\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{k_{w i}} + \frac{1}{2} \cdot \frac{M_n}{k_{w n}} \right] \cdot \frac{3}{h_n} = 4 \Delta_{Bn} \cdot \frac{3}{h_n}$$

n	V _n h _n	M' _n	2M _n	k _{w n}	2 $\frac{M_n}{k_{w n}}$	4 Δ _{B n}	3/h _n	δ _{B n}
8	328	328	328	21200	.02	75.96	.92x10 ⁻²	.70
7	2280	2608	2936	24200	.12	75.82	1.05x10 ⁻²	.80
6	5700	8308	10916	24200	.45	75.25	1.05x10 ⁻²	.79
5	11400	19708	28016	24200	1.16	73.64	1.05x10 ⁻²	.77
4	17100	36808	56516	24200	2.34	70.14	1.05x10 ⁻²	.74
3	25600	62408	99216	24200	4.10	63.70	1.05x10 ⁻²	.67
2	39100	101508	163916	19600	8.40	51.20	.85x10 ⁻²	.435
1	91000	192508	294116	13700	21.40	21.40	.59x10 ⁻²	.126

NUEVA DISTRIBUCION DEL CORTE

n	δ_{B_n}	δ_{S_n}	δ_{Total}	V_{n_i}	D_n	$\sum D_c$	$\sum D$	V_{n_f}
8	.70	0	.70	1	1.4	35.4	36.8	2.8
7	.80	0	.80	8	10	56.3	66.3	16.6
6	.79	.01	.80	20	25	56.3	81.3	43.9
5	.77	.01	.78	40	51.2	56.3	107.5	81.3
4	.74	.02	.76	60	79	64.9	143.9	107
3	.67	.03	.70	90	128.5	64.9	193.4	142
2	.435	.03	.465	110	236	67.5	303.5	177
1	.126	.04	.166	180	1085	208	1293	203

SEGUNDA ITERACION

DEFORMACION POR CORTE

n	h_n	V Piso	V_n	δ_{S_n}
8	328	72.6	2.8	0
7	285	110.0	16.6	.01
6	285	142.6	43.9	.02
5	285	170.7	81.3	.03
4	285	194.9	107	.04
3	285	213.6	142	.05
2	355	227.7	177	.05
1	505	241.4	203	.04

DEFORMACION POR FLEXION

n	Vn hn	M'n	2 Mn	$K_{\omega n}$	$2 \frac{Mn}{K_{\omega n}}$	4 Δ B _n	3/hn	δ B _n
8	920	920	920	21200	.04	127.40	92×10^2	1.17
7	4730	5650	6570	24200	.27	127.10	1.05×10^2	1.34
6	12500	18150	23800	24200	.98	125.9	1.05×10^2	1.32
5	23200	41350	59500	24200	2.46	122.4	1.05×10^2	1.29
4	30500	71850	113200	24200	4.67	115.3	1.05×10^2	1.21
3	40500	112350	184200	24200	7.60	103	1.05×10^2	1.09
2	62900	175250	287600	19600	14.70	80.7	85×10^2	.683
1	103000	278250	453500	13700	33	33	59×10^2	.195

NUEVA DISTRIBUCION DEL CORTE

n	δ B _n	δ S _n	δ Total	Vn _i	D _n	Σ D	Σ D	Vn _f
8	1.17	0	1.17	2.8	2.4	35.4	37.8	4.6
7	1.34	.01	1.35	16.6	12.3	56.3	68.6	19.8
6	1.32	.02	1.34	43.9	32.7	56.3	89	52.4
5	1.29	.03	1.32	81.3	61.8	56.3	118.1	89.4
4	1.21	.04	1.25	107	85.5	64.9	150.4	111
3	1.09	.05	1.14	142	125	64.9	189.9	140
2	.683	.05	.735	177	240	67.5	307.5	178
1	.195	.04	.235	203	865	208	1073	196

TERCERA ITERACION

Deformación por corte

n	h_n	V_{piso}	V_n	δ_{S_n}
8	328	726	4.6	0
7	285	110.0	19.8	.01
6	285	142.6	52.4	.02
5	285	170.7	89.4	.03
4	285	194.9	111	.04
3	285	213.6	140	.05
2	355	227.7	178	.05
1	505	241.4	196	.04

Deformación por flexión

n	$V_n h_n$	M'_n	$2 M_n$	$k_{\omega n}$	$2 \frac{M_n}{k_{\omega n}}$	$4 \Delta B_n$	$3/h_n$	δ_{B_n}
8	1510	1510	1510	21200	.07	134.6	$.92 \times 10^{-2}$	1.24
7	5640	7150	8660	24200	.36	134.2	1.05×10^{-2}	1.41
6	15000	22150	29300	24200	1.21	132.6	1.05×10^{-2}	1.39
5	25500	47650	69800	24200	2.88	128.5	1.05×10^{-2}	1.35
4	31700	79350	127000	24800	5.24	120.3	1.05×10^{-2}	1.27
3	39900	119250	198600	24200	.20	106.8	1.05×10^{-2}	1.13
2	63200	182450	301700	19600	15.4	83.2	$.85 \times 10^{-2}$.71
1	99000	281450	463900	13700	33.9	33.9	$.59 \times 10^{-2}$.20

Nueva distribución del corte

n	δ_{B_n}	δ_{S_n}	Total	V_{ni}	r_n	$\sum D_c$	$\sum D$	V_{n_f}
8	1.24	0	1.24	4.6	3.7	35.4	39.1	6.9
7	1.41	.01	1.42	19.8	14.0	56.3	70.3	21.9
6	1.39	.02	1.41	52.4	37.1	56.3	93.4	56.4
5	1.35	.03	1.38	89.4	64.9	56.3	121.2	91.7
4	1.27	.04	1.31	111	84.8	64.9	149.7	110.7
3	1.13	.05	1.18	140	119	64.9	183.9	138
2	.71	.05	.76	178	234	67.5	301.5	176.6
1	.20	.04	.24	196	820	208	1028	193

Al final de ésta tercera iteración, vemos que los valores de "Vn" y "Dn" se han estabilizado, y ya no es necesario hacer más ciclos. Estos valores de la placa como voladizo, son una buena ayuda para el cálculo de los otros valores de la placa en interacción con los pórticos. El conjunto de placa y pórtico hace que aquella posea una mayor absorción de corte. Por lo tanto, es conveniente tomar valores de "D" algo mayores que los correspondientes a los de la tercera iteración, para empezar el proceso de interacción.

n	D del último ciclo	D asumido	$\sum D_c$	nuevo $\sum D$	V piso	nuevo V_n
8	3.7	5	35.4	40.4	72.6	9
7	14.0	15	56.3	71.3	110.0	23.1
6	37.1	46	56.3	102.3	142.6	64.1
5	64.9	80	56.3	136.3	170.7	100
4	84.8	100	64.9	164.9	194.9	118
3	119	137	64.9	201.9	213.6	145
2	234	257	64.9	324.5	227.7	180.5
1	820	860	208	1068	241.4	194

Deformación por corte

n	h_n	V_n	δ_{S_n}
8	328	9	0
7	285	23.1	.01
6	285	64.1	.02
5	285	100	.04
4	285	118	.04
3	285	145	.05
2	355	180.5	.05
1	505	194	.04

Deformación por flexión

n	$V_n h_n$	M'_n	$2 M_n$	$K \omega_n$	$2 \frac{M_n}{K \omega_n}$	$4 \Delta_{B_n}$	$3/h_n$	δ_{B_n}
8	2950	2950	2950	21200	.14	146.3	$.92 \times 10^2$	1.35
7	6600	9550	12500	24200	.52	145.7	1.05×10^2	1.53
6	18300	27850	37400	24200	1.54	143.6	1.05×10^2	1.51
5	28500	56350	84200	24200	3.50	138.6	1.05×10^2	1.46
4	33600	89950	146300	24200	6.04	129.0	1.05×10^2	1.36
3	41400	131350	221300	24200	9.20	113.3	1.05×10^2	1.19
2	64100	195450	326800	19600	16.70	87.9	$.85 \times 10^2$.75
1	98000	293450	488900	13700	35.60	35.60	$.59 \times 10^2$.21

Las rotaciones normalizadas (PORTICO F):

θ_n	R_{Bn}	R_n
295 (1)	-116 (-.39)	→ 295 (1)
↓ 257 (.88)	↓ -101 (-.34)	→ 220 (.75)
↓ 207 (.71)	↓ -82 (-.28)	→ 193 (.67)
↓ 184 (.63)	↓ -72 (-.25)	→ 173 (.61)
↓ 167 (.57)	↓ -66 (-.23)	→ 168 (.57)
↓ 153 (.52)	↓ -60 (-.20)	→ 151 (.51)
↓ 130 (.44)	↓ -51 (.17)	→ 125 (.43)
↓ 81 (.28)	↓ -32 (-.11)	→ 57 (.20)

3º Momentos debido a las deformaciones anteriores (PORTICO F):

Vigas	Columna
4.15	2.85 -6.10
6.05	4.20 -5.61
4.75	3.26 -5.02
4.24	2.90 -4.60
3.79	2.59 -6.84
3.45	2.35 -6.11
2.92	2.0 -4.25
1.44	.99 -3.02

4º Aplicación del método de distribución de momentos (PORT F)

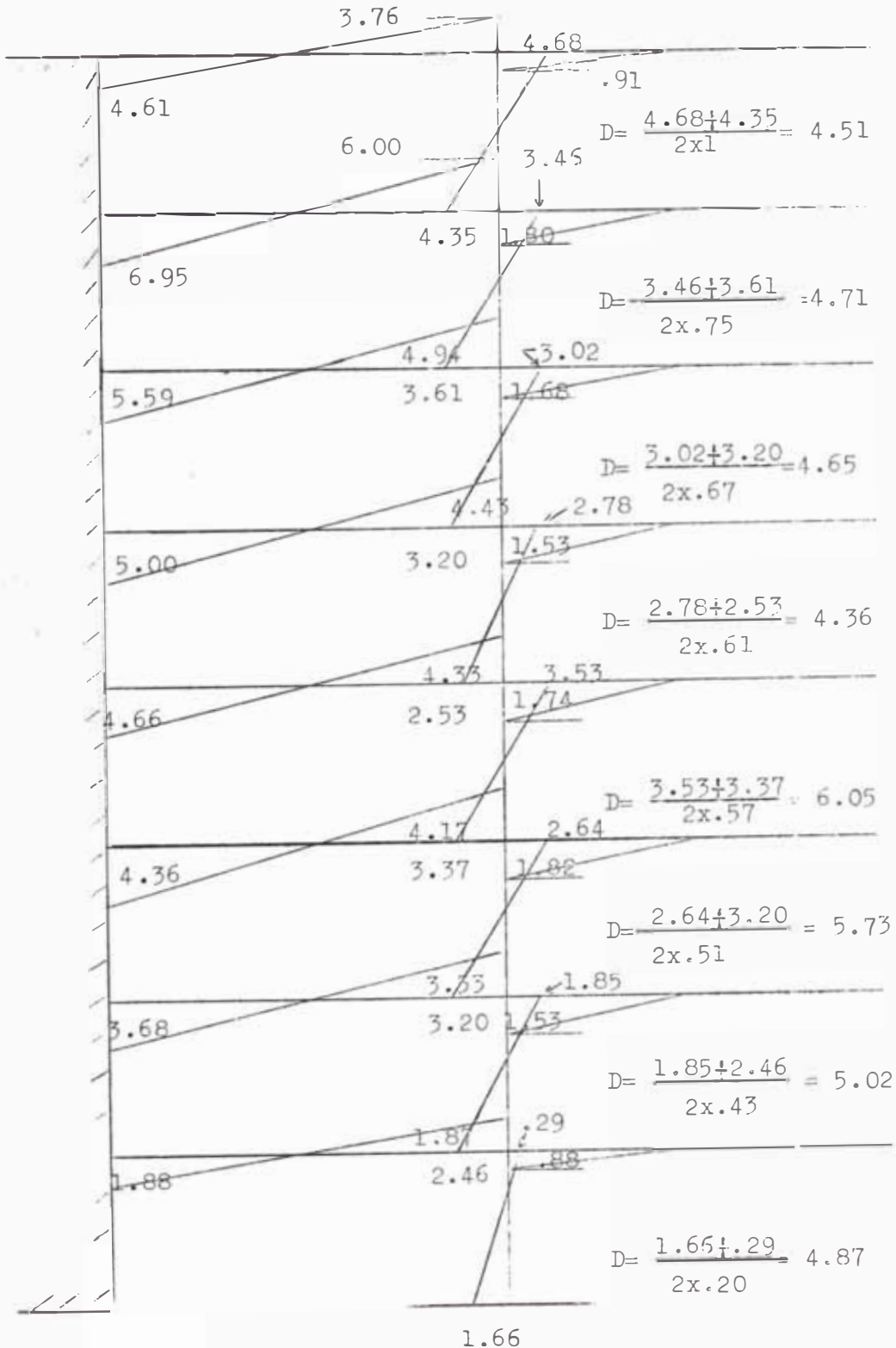
	Vi	Vd	C _{ab.}	C _{arr.}	Vi
FD		.281		.436	.281
M	4.15	2.85		-6.10	
D ₁		.91		1.42	.91
C ₁	.46				
Σ	4.61	3.75		-4.68	.91
DF		.24	.233	.286	.24
M	6.05	4.20	-6.10	-5.61	
D ₁		1.80	1.75	2.15	1.80
C ₁	.90				
Σ	6.95	6.00	-4.35	-3.46	1.80
DF		.228	.271	.271	.228
M	4.75	3.26	-5.61	-5.02	
D ₁		1.68	2.00	2.00	1.68
C ₁	.34				
Σ	5.59	4.94	-3.61	-3.02	1.68
DF		.228	.271	.271	.228
M	4.24	2.90	-5.02	-4.60	
D ₁		1.53	1.82	1.82	1.53
C ₁	.76				
Σ	5.00	4.43	-3.20	-2.78	1.53
DF		.196	.234	.374	.196
M	3.79	2.59	-4.60	-6.84	
D ₁		1.74	2.07	3.31	1.74
C ₁	.87				
Σ	4.66	4.33	-2.53	-3.53	1.74
DF		.172	.327	.327	.172
M	3.45	2.35	-6.84	-6.11	
D ₁		1.82	3.47	3.47	1.82
C ₁	.91				
Σ	4.36	4.17	-3.37	-2.64	1.82
DF		.183	.348	.286	.183
M	2.92	2.00	-6.11	-4.25	
D ₁		1.53	2.91	2.40	1.53
C ₁	.76				
Σ	3.68	3.53	-3.20	-1.85	1.53
DF		.14	.285	.435	.14
M	1.44	.99	-4.25	-3.02	
D ₁		.88	1.79	2.73	.88
C ₁	.44				
Σ	1.88	1.87	-2.46	-.29	.88

Para el extremo inferior de la columna 8-F en el 1º piso:

$$M = -3.02 + \frac{1}{2} \times 2.73 = -1.66 \text{ T-m}$$

5º Cálculo de Momentos finales en Pórtico F y Pórtico E:

- Diagramas de Momentos relativos y valor D en columnas adyacentes, para el Pórtico "F",



- Corte en columna adyacente a la Placa (Pórtico F).

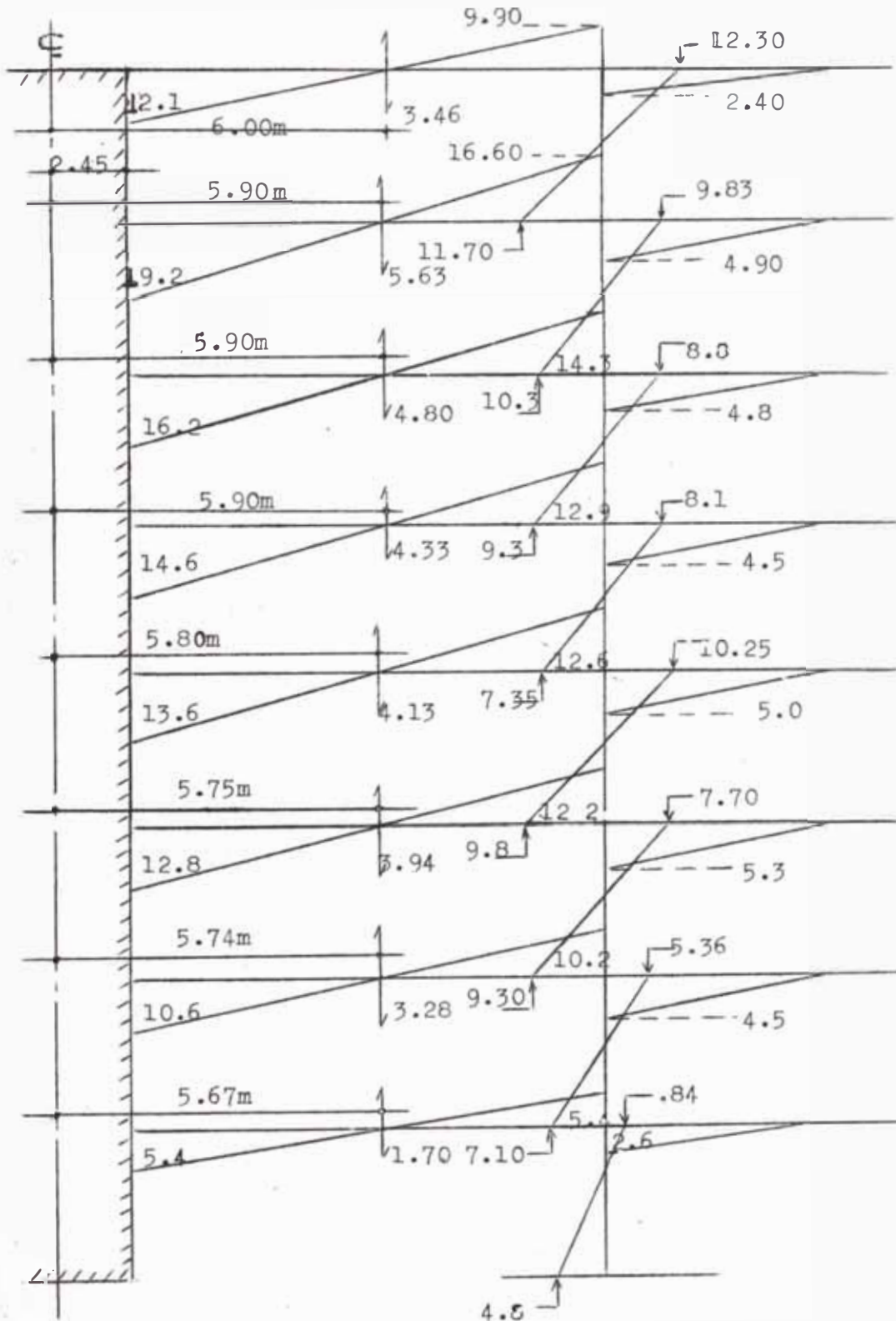
n	$\sum D_c$ anterior	$\sum D_c$	D_n	$\sum D$	v piso	D_c (F-8)	V_c (F-8)
8	35.4	39.1	5	44.14	73.60	4.51	7.40
7	56.3	$\frac{59.22}{4}$	15	74.22	110	4.71	7.00
6	56.3	59.10	46	105.10	142.6	4.65	6.30
5	56.3	58.52	80	138.52	170.7	4.36	5.40
4	64.9	68.76	100	168.76	194.9	6.05	7.00
3	64.9	68.12	137	205.12	213.6	5.73	5.97
2	67.5	70.40	257	327.40	227.7	5.02	3.50
1	208	204.74	860	1064.74	241.4	4.87	1.11

- Cálculo de los valores $V_h/(M_T+M_B)$: columna F-8 del pórtico F

n	v	V_h	$M_T + M_B$	$\frac{V_h}{M_T + M_B}$
8	7.40	24.3	9.03	2.69
7	7.00	20.0	7.07	2.84
6	6.30	18.0	6.22	2.90
5	5.40	15.4	5.31	2.90
4	7.00	20.0	6.90	2.90
3	5.97	17.0	5.84	2.91
2	3.50		4.31	2.89
1	1.11		1.95	2.88

Diagramas de Momentos finales, sin torsión, en PORTICO F

Para hallar los momentos en las columnas se multiplican los momentos relativos por los valores correspondientes de $V_h/(M_T + M_B)$. Los momentos en las vigas, serán proporcionales a los correspondientes momentos relativos hallados por distribución de momentos.

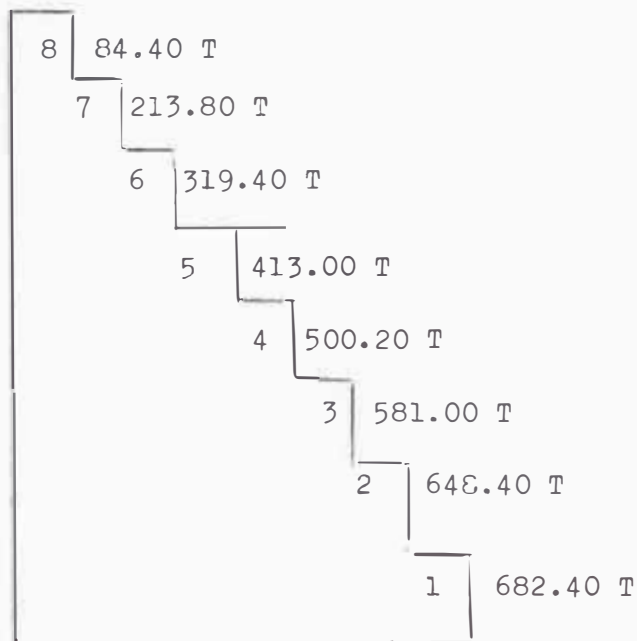


6º Cálculo de los Momentos de corrección en la placa.

Para el efecto se tendrán en cuenta las vigas del pórtico "F" y del pórtico "E". Cabe indicar, que por simetría se ha considerado en el análisis, solamente un lado. Por lo tanto habrá que multiplicar por dos, éstos valores

pisc	Mto. en viga del Pórtico F	Mto. en viga del Pórtico E'	Ambos Pórticos (un solo lado)	Total Por Piso
9	20.80	21.40	42.20	84.40
8	33.30	31.40	64.70	129.40
7	28.40	24.40	52.80	105.60
6	25.50	21.60	46.80	93.60
5	24.00	19.60	43.60	87.20
4	22.60	17.80	40.4	80.80
3	18.90	14.80	33.70	67.40
2	9.60	7.40	17.0	34.00

Los momentos acumulados de corrección serán:



7° Obtención de los nuevos valores de "D"

n	$2M_n$	$2M_n/K$	$4\Delta M_2$	$4\Delta M_1$	$4\Delta M$	δ_{B_n}	δ_s	δ_T	V_i	D
8	-16,880	-.80	-67.54	146.34	78.80	.72	0	.72	9	12.5
7	-42,760	-1.77	-64.97	145.70	80.73	.85	.01	.86	23.1	26.9
6	-63,880	-2.64	-60.56	143.00	83.04	.87	.02	.89	64.1	72.1
5	-82,600	-3.41	-54.51	138.60	84.09	.89	.04	.93	100	107.5
4	-100,040	-4.13	-46.97	129.04	82.07	.86	.04	.90	118	131
3	-116,200	-4.81	-38.03	113.30	75.27	.79	.05	.84	145	172.5
2	-129,680	-6.61	-26.61	87.90	61.29	.52	.05	.57	180.5	316
1	-136,480	-10.0	-10.0	35.60	25.60	.152	.04	.192	194	1010

8° Comparación de valores en la placa iniciales y finales.--

n	D_i	D_f	$\sum D_c$	$\sum D$	v piso	placa V_f	placa V_i
8	5	12.5	39.10	51.60	72.60	17.6	9
7	15	26.9	59.2	86.10	110	34.1	23.1
6	46	72.1	59.1	131.20	142.6	78.8	64.1
5	80	107.5	58.5	166.0	170.7	110	100
4	100	131.0	68.8	199.8	194.9	127.5	118
3	137	172.5	68.1	240.6	213.6	152.5	145
2	257	316.0	70.4	386.4	227.7	186	180.5
1	860	1010	204.8	1214.8	241.4	201	194

Analisis en la dirección de los pórticos de arriostre (y-y)

Características de la sección

Se considera dos secciones rectangulares de 3.0mx.25m.

El área de cada sección rectangular: $300 \times 25 = 7500 \text{ cm}^2$

$$A = 7500 \text{ cm}^2$$

El momento de inercia será:

$$I = \frac{1}{12} \times 25 \times (300)^3$$

$$I = 5.61 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

Los valores de $K\omega_n$:

n	h	I (cm^4)	K_0	$K\omega_n$
8	328	5.61×10^7	100	1720
7	285	5.61×10^7	100	1970
6	285	5.61×10^7	100	1970
5	285	5.61×10^7	100	1970
4	285	5.61×10^7	100	1970
3	285	5.61×10^7	100	1970
2	355	5.61×10^7	100	1585
1	505	5.61×10^7	100	1110

DESARROLLO DEL ANALISIS

1º. La placa como voladizo. - Para empezar el análisis se asumirán los valores correspondientes a V_n .

DEFORMACION POR CORTE

Se aplicará la siguiente fórmula, usando los valores ya indicados:

$$\delta S_n = R \frac{V_n}{A\omega_n} \times \frac{27.6K_0}{h_n} = .441 \frac{V_n}{h_n}$$

PRIMERA ITERACION

Deformación por corte

n	V _{pisc}	V _n (asumido)	h _n	S _n
8	68.7	0.30	328	0
7	103.1	1.0	285	0
6	133.3	3.0	285	.01
5	159.2	5.0	285	.01
4	181.6	12.0	285	.02
3	198.8	25.0	285	.04
2	211.8	40.0	355	.05
1	224.4	50.0	505	.04

Deformación por flexión

n	V _n h _n	M _n	2 M _n	K _{ω_n}	2 $\frac{M_n}{K_{\omega_n}}$	4 Δ _{B_n}	3/h _n	δ _{B_n}
8	99	99	99	1720	.06	229.16	.92x10 ⁻²	2.11
7	285	384	483	1970	.25	228.85	1.05x10 ⁻²	2.40
6	855	1239	1623	1970	.82	227.78	1.05x10 ⁻²	2.39
5	1425	2664	3903	1970	1.98	225.98	1.05x10 ⁻²	2.37
4	3410	6074	8738	1970	4.50	219.50	1.05x10 ⁻²	2.80
3	7120	13194	19258	1970	9.80	205.20	1.05x10 ⁻²	2.15
2	14200	27304	40588	1585	25.60	169.80	.85x10 ⁻²	1.44
1	25200	52594	79983	1110	72.10	72.10	.59x10 ⁻²	.43

DISTRIBUCION DEL CORTE

n	δ_B	δ_S	δ_T	V_{n_i}	Placa I_{n_f}	Placa $\sum D_n$	$\sum D_c$	$\sum D$	V_{piso}	placa V_{n_f}
8	2.11	0	2.11	.30	.14	.28	31.10	31.38	68.7	.31
7	2.40	0	2.40	1.0	.42	.84	45.16	46.0	103.1	.94
6	2.39	.01	2.40	3.0	1.25	2.50	45.16	47.66	133.3	3.50
5	2.37	.01	2.38	5.0	2.10	4.20	45.16	49.36	159.2	6.76
4	2.30	.02	2.32	12.0	5.18	10.36	49.22	59.58	181.6	15.80
3	2.15	.04	2.19	25.0	11.40	22.80	49.22	72.02	198.8	31.50
2	1.44	.05	1.49	40.0	26.90	53.80	62.84	116.64	211.8	49.0
1	.43	.04	.47	50.0	106.30	212.60	196.0	408.60	224.4	58.0

SEGUNDA ITERACION

Deformación por corte

n	V_{piso}	V_n	h_n	δ_{S_n}
8	68.7	.31	328	0
7	103.1	.94	285	0
6	133.3	3.50	285	.01
5	159.2	6.76	285	.01
4	181.6	15.80	285	.03
3	198.8	31.50	285	.05
2	211.8	49.0	355	.06
1	224.4	58.0	505	.05

DEFORMACION POR FLEXION

n	V_n	h_n	M'_n	$2 M_n$	$K_{\omega n}$	$2 \frac{M_n}{K_{\omega n}}$	$4 \Delta_{Bn}$	$3/h_n$	δ_{Bn}
8	102		102	102	1720	.06	283.5	$.92 \times 10^2$	2.61
7	263		370	472	1970	.23	283.2	1.05×10^2	2.98
6	1000		1370	1740	1970	.88	282.1	1.05×10^2	2.97
5	1930		3300	4670	1970	2.37	278.8	1.05×10^2	2.94
4	4500		7800	11,100	1970	5.64	270.8	1.05×10^2	2.86
3	8970		16770	24570	1970	12.45	252.7	1.05×10^2	2.66
2	17400		34170	50940	1585	32.10	208.1	$.85 \times 10^2$	1.77
1	29400		63570	97740	1110	88.0	88.0	$.59 \times 10^2$.52

DISTRIBUCION DEL CORTE

n	δ_B	δ_S	δ_T	V_{ni}	placa D_{nf}	placa $\sum D_n$	$\sum D_c$	$\sum D$	V_{piso}	placa V_{nf}
8	2.61	0	2.61	.31	.12	.24	31.10	31.34	68.7	.26
7	2.98	0	2.98	.94	.32	.64	45.16	45.80	103.1	.72
6	2.97	.01	2.98	3.50	1.18	2.36	45.16	47.52	133.3	3.31
5	2.94	.01	2.95	6.76	2.30	4.60	45.16	49.76	159.2	7.35
4	2.86	.03	2.89	15.80	5.48	10.96	49.22	60.18	181.6	16.45
3	2.66	.05	2.71	31.50	11.60	23.20	49.22	72.42	198.8	31.80
2	1.77	.06	1.83	49.0	26.80	53.60	62.84	116.44	211.8	48.60
1	.52	.05	.57	58.0	101.60	203.20	196.0	399.20	224.4	57.20

Al final de la segunda iteración, se observa que los valores del corte se han estabilizado. Como ya se explicó en el análisis de la otra dirección, es conveniente tomar para la interacción de placa y pórticos, valores algo mayores que aquéllos. Los valores que se asumirán, se muestran en el siguiente cuadro.

n	voladizo zo D_n	asumi- do D_n	ΣD_n	ΣD_o	ΣD	V_{piso}	V_n
8	.12	1.23	2.46	34.3	37.76	68.7	2.30
7	.32	2.10	4.20	47.4	51.60	103.1	4.20
6	1.18	4.84	9.68	48.0	57.68	133.3	11.20
5	2.30	9.20	18.40	47.9	66.30	159.2	22.10
4	5.48	12.34	24.68	53.0	77.68	181.6	28.8
3	11.60	18.0	36.0	52.5	88.50	198.8	40.4
2	26.80	36.3	72.6	55.7	138.30	211.8	55.7
1	101.60	138.5	277.0	190.3	467.30	224.4	66.5

DEFORMACION POR CORTE

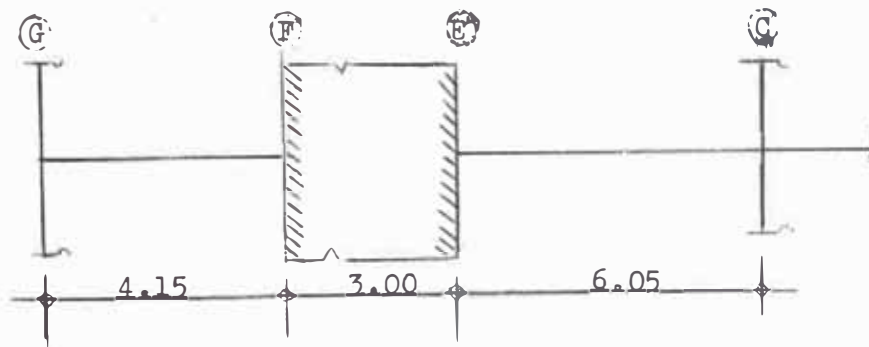
n	V_{piso}	V_n	h_n	δ_{s_n}
8	68.7	2.30	328	0
7	103.1	4.20	285	.01
6	133.3	11.20	285	.02
5	159.2	22.10	285	.03
4	181.6	28.80	95	.04
3	198.8	40.40	285	.06
2	211.8	55.70	355	.07
1	224.4	66.5	505	.06

Deformación por flexión

n	Vn hn	M'n	2Mn	$K_{\omega n}$	$2 \frac{Mn}{K_{\omega n}}$	$4 \Delta_{B_n}$	$3/hn$	δ_{B_n}
8	753	753	753	1720	0.4	449.6	$.92 \times 10^{-2}$	4.14
7	1200	1953	2706	1970	1.4	447.7	1.05×10^{-2}	4.71
6	3200	5153	7106	1970	3.6	442.8	1.05×10^{-2}	4.55
5	6300	11453	16606	1970	8.1	43.11	1.05×10^{-2}	4.54
4	8200	19653	31106	1970	15.8	407.2	1.05×10^{-2}	4.29
3	11500	31153	50806	1970	25.8	365.6	1.05×10^{-2}	3.85
2	18.000	49153	80306	1585	50.9	288.9	$.85 \times 10^{-2}$	2.46
1	33600	82753	131906	1110	119.0	119.0	$.59 \times 10^{-2}$.70

2° DEFORMACIONES EN LOS MIEMBROS COLINDANTES

Como el pórtico en el que se produce la interacción no tiene simetría, no puede hacerse el análisis considerando solamente un lado. Por lo tanto habrá que considerar las deformaciones de los miembros colindantes a ambos lados de la placa. Así, en lo que concierne a las rotaciones de las vigas:



Para el tramo G-F

$$R_{B_n} = - \frac{\Theta_n}{2} \cdot \frac{300}{415} = - .356 \Theta_n$$

Para el tramo E'-C:

$$R_{B_n} = - \frac{\Theta_n}{2} \cdot \frac{300}{605} = - .25 \Theta_n$$

n	V _n	1/D _n	$\frac{hn}{2}$	R _n	δ_{S_n}	R _{S_n}	R _{B_{R_n}}
8	2.30	1/1.23	164	306	0	0	306
7	4.20	1/2.10	142.5	285	.01	1.4	283.6
6	11.20	1/4.84	142.5	330	.02	2.8	327.2
5	22.10	1/7.20	142.5	344	.03	4.3	339.7
4	28.80	1/12.34	142.5	333	.04	5.7	327.3
3	40.40	1/18.0	142.5	319	.06	8.6	310.4
2	55.70	1/36.3	177.5	271	.07	10.6	260.4
1	66.50	1/138.5	252.5	121	.06	15.2	105.8

Piso	θ ₁	R _{B_n}	
		E'C	GF
9	306	-77	-109
8	295	-74	-105
7	306	-77	-109
6	333	-83	-119
5	333	-83	-119
4	319	-80	-114
3	285	-71	-102
2	183	-46	-65
1	0	0	0

Las rotaciones normalizadas:

R_n	R_{B_n}	Θ_n	Θ_n	R_{B_n}	l_n
306 (1)	-109 (-.36)	306 (1)	306 (1)	-77 (-.25)	3 (1.0)
285	-105 (-.34) (.93)		295 (.96)	-74 (-.24)	285 (.93)
330 (1.03)	-109 (-.36)		306 (1.0)	-77 (-.25)	330 (1.08)
344 (1.12)	-119 (-.39)		333 (1.09)	-83 (-.27)	344 (1.12)
333 (1.09)	-119 (-.39)		333 (1.09)	-83 (-.27)	333 (1.09)
319 (1.04)	-114 (-.37)		319 (1.04)	-80 (-.26)	319 (1.04)
271 (.89)	-102 (-.33)		285 (.93)	-71 (-.23)	271 (.89)
121 (.40)	-65 (-.21)		1.83 (.60)	-46 (-.15)	121 (.40)

3º Cálculo de los momentos debido a las deformaciones anteriores.

	Col.			Col.	
-1.22	2.52	3.73	2.36	1.51	-6.50
-4.65	2.03	3.0	1.84	1.15	-7.0
-5.40	2.13	3.15	2	1.27	-8.10
-5.60	2.31	3.45	2.17	1.38	-8.40
-6.19	2.31	3.45	2.17	1.38	-13.1
-5.90	2.20	3.26	2.03	1.32	-12.5
-4.05	1.95	2.92	1.85	1.18	-8.50
-1.56	2.0	2.97	1.9	1.21	-6.03
			90		

4° APLICACION DEL METODO DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS

LADO DERECHO : E'C

	E' Vi	Va	Cab. (C)	Carr)	Vi
DF		.203		.511	.286
M	2.36	1.51		-6.50	
D ₁		1.01		2.55	1.43
C ₁	.52				
Σ	2.88	2.52		-3.95	1.43
DF		.113	.338	.39	.16
M	1.84	1.15	-6.50	-7.0	
D ₁		1.40	4.18	4.81	1.98
C ₁	.70				
Σ	2.54	2.55	-2.32	-2.19	1.98
DF		.108	.37	.37	.152
M	2.0	1.27	-7.0	-8.1	
D ₁		1.50	5.10	5.1	2.10
C ₁	.75				
Σ	2.75	2.77	-1.90	-3.0	2.10
DF		.108	.37	.37	.152
M	2.17	1.38	-8.1	-8.4	
D ₁		1.63	5.60	5.6	2.3
C ₁	.81				
Σ	2.98	3.01	-2.50	-2.80	2.30
DF		.088	.303	.485	.124
M	2.17	1.38	-8.40	-13.1	
D ₁		1.78	6.10	9.8	2.50
C ₁	.89				
Σ	3.06	3.16	-2.30	-3.3	2.50
DF		.074	.411	.411	.105
M	2.08	1.32	-13.1	-12.5	
D ₁		1.80	10	10.0	2.55
C ₁	.90				
Σ	2.98	3.12	-3.1	-2.5	2.55
DF		.081	.447	.358	.115
M	1.85	1.18	-12.5	-8.50	
D ₁		1.51	8.8	7.1	2.28
C ₁	.80				
Σ	2.65	2.79	-3.7	-1.40	2.28
DF		.105	.291	.458	.148
M	1.90	1.21	-8.5	-6.03	
D ₁		1.40	3.9	6.10	1.97
C ₁	.70				
Σ	2.60	2.61	-4.6	.07	1.97

Para la columna C-6, en su apoyo (1° piso):

$$M = -6.05 + \frac{6.10}{2} = -2.98 \text{ T-m}$$

LADO IZQUIERDO G F

	(a)	(b)	Vi	Vd	(F)
	.25		.75		DF
	- 1.22		2.52	3.73	M
	-.32		-.98		D ₁
				-.49	C ₁
	-1.54		1.54	3.24	Σ
	.54	.132	.33		DF
	-4.65	-1.22	2.03	3	M
	2.08	.51	1.27		D ₁
				.64	C ₁
	-2.57	-.71	3.30	3.64	Σ
	.383	.383	.235		DF
	-5.40	-4.65	2.13	3.15	M
	3.04	3.04	1.86		D ₁
				.93	C ₁
	-2.36	-1.61	3.99	4.08	Σ
	.383	.383	.235		DF
	-5.60	-5.40	2.31	3.43	M
	3.33	3.33	2.05		D ₁
				1.02	C ₁
	-2.27	-2.07	4.36	4.45	Σ
	.412	.364	.224		DF
	-6.15	-5.60	2.31	3.43	M
	3.90	3.45	2.13		D ₁
				1.07	C ₁
	-2.29	-2.15	4.44	4.50	Σ
	.393	.393	.213		DF
	-5.90	-6.19	2.20	3.26	M
	3.89	3.89	2.11		D ₁
				1.06	C ₁
	-2.01	-2.30	4.31	4.32	Σ
	.342	.426	.231		DF
	-4.05	-5.90	1.95	2.92	M
	2.74	3.42	1.85		D ₁
				.92	C ₁
Vd	-1.31	-2.43	3.81	3.84	Σ
.268	.214	.25	.268		DF
	-1.56	-4.05	2.00	2.97	M
.97	.77	.90	.97		D ₁
				.48	C ₁
.97	-.79	-3.15	2.97	3.45	Σ

Para ^{1a} columna G-6, en su apoyo (1° Piso) :

$$M = -1.56 + \frac{.77}{2} = -1.17 \text{ T-m}$$

5º Cálculo de los diagramas de Momentos finales en los elementos adyacentes a la placa.

DIAGRAMA DE MOMENTOS RELATIVOS EN COLUMNAS

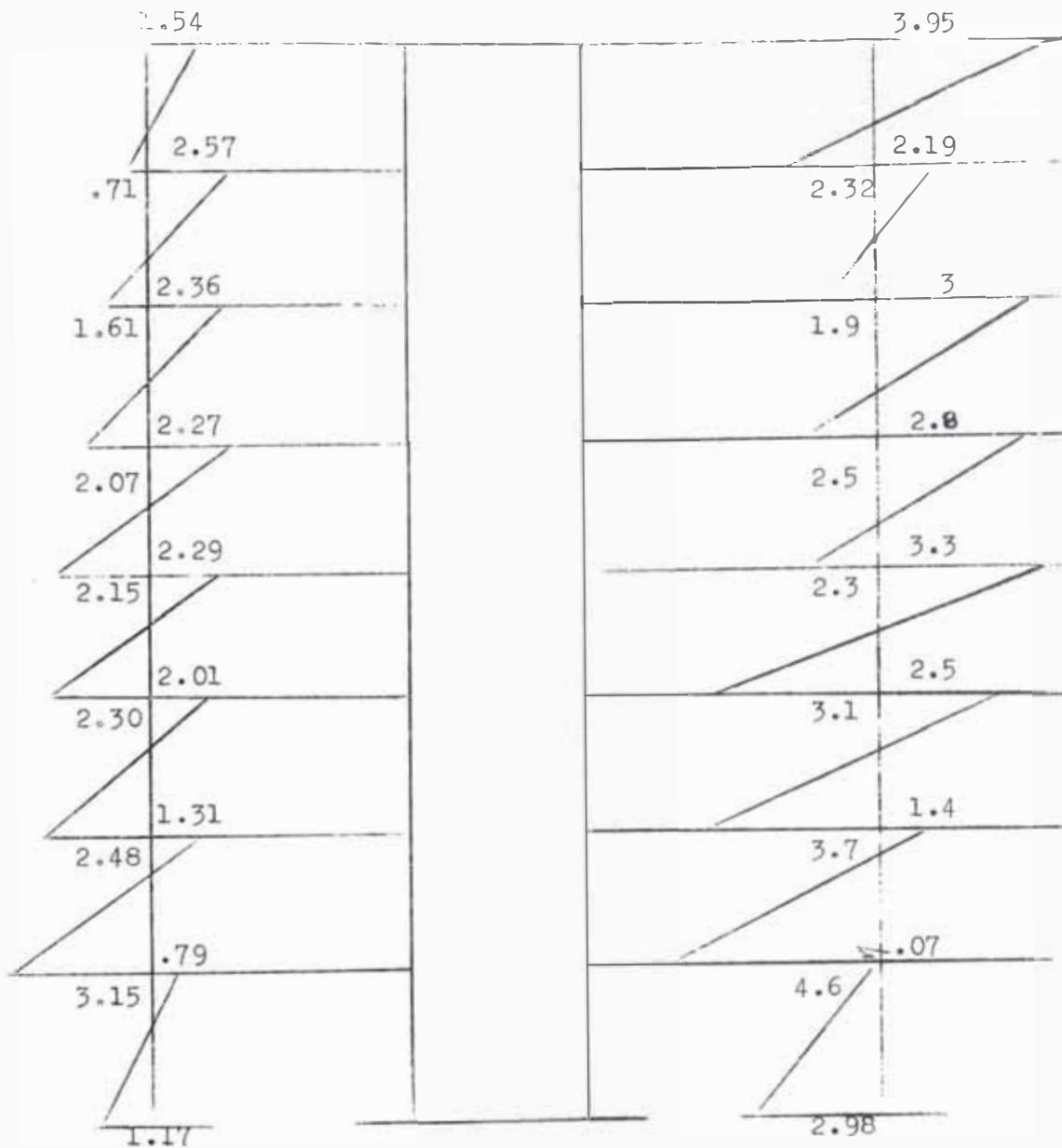
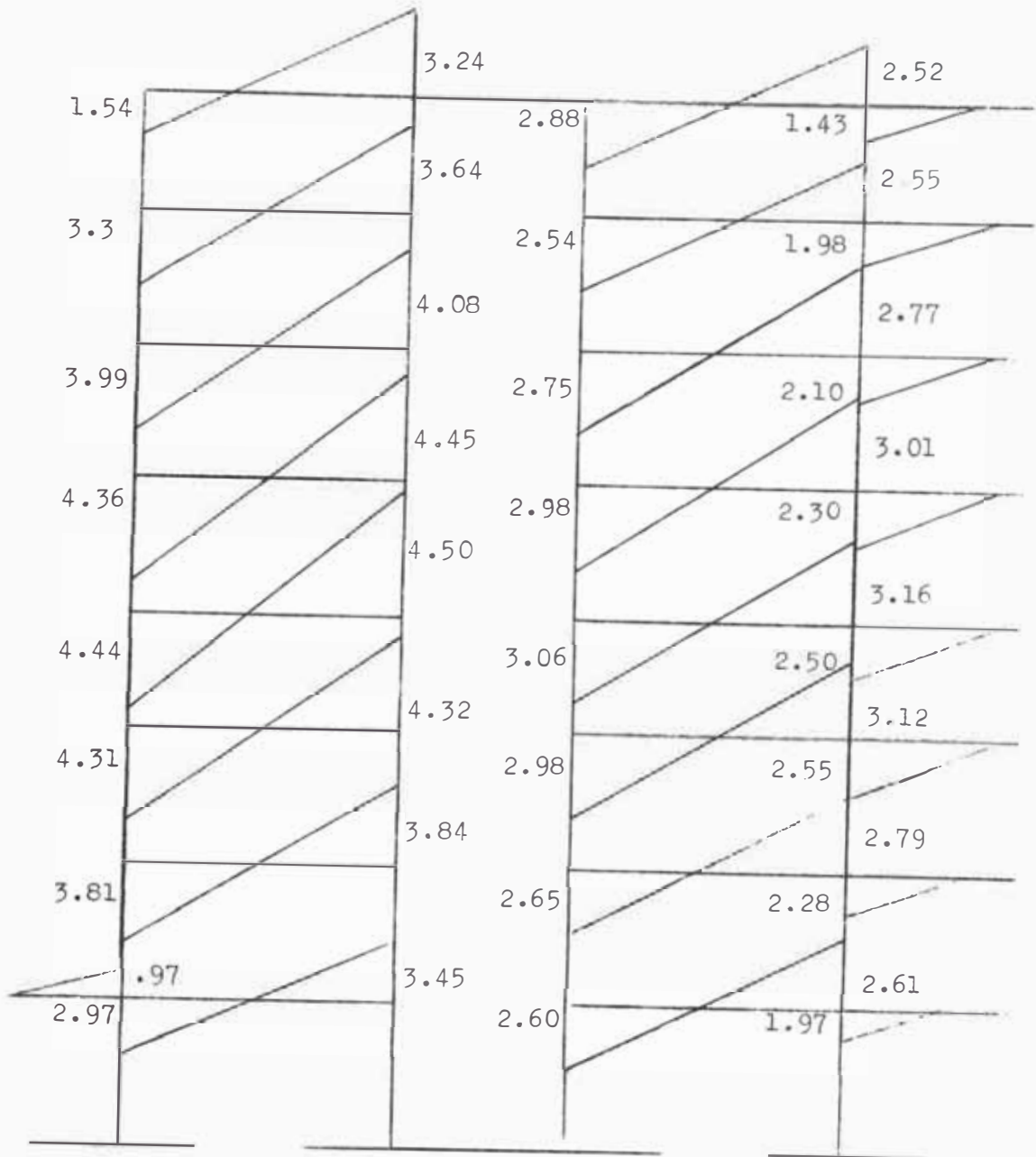


DIAGRAMA DE MOMENTOS RELATIVOS EN VIGAS



Cálculo de los valores "D" en columnas adyacentes.

(G)

(F)

(E)

(G)

$D_c = \frac{1.54 + 1.71}{2 \times 1} = 3.14$		$D_c = \frac{3.95 + 2.32}{2 \times 1} = 3.14$
$D_c = \frac{2.57 + 1.61}{2 \times 0.93} = 2.20$		$D_c = \frac{2.19 + 1.90}{2 \times 0.93} = 2.2$
$D_c = \frac{2.36 + 2.07}{2 \times 1.08} = 2.55$		$D_c = \frac{3 + 2.5}{2 \times 1.08} = 2.55$
$D_c = \frac{2.27 + 2.15}{2 \times 1.12} = 2.28$		$D_c = \frac{2.8 + 2.3}{2 \times 1.12} = 2.28$
$D_c = \frac{2.29 + 2.30}{2 \times 1.09} = 2.94$		$D_c = \frac{3.3 + 3.1}{2 \times 1.09} = 2.94$
$D_c = \frac{2.01 + 2.48}{2 \times 1.04} = 2.98$		$D_c = \frac{2.5 + 3.7}{2 \times 1.04} = 2.98$
$D_c = \frac{1.31 + 3.15}{2 \times 0.89} = 3.37$		$D_c = \frac{1.4 + 4.6}{2 \times 0.89} = 3.37$
$D_c = \frac{.79 + 1.17}{2 \times .40} = 2.45$		$D_c = \frac{2.98 + .07}{2 \times .40} = 3.64$

Cálculo del corte en columnas adyacentes

n	$\sum D_c$	Placa $\sum D_n$	$\sum D$	V piso	V_{5-c}	V_{5-G}
8	34.20	2.46	36.66	68.70	5.88	2.10
7	47.80	4.20	52.0	103.1	4.35	4.46
6	48.10	9.68	57.8	133.3	5.88	4.72
5	47.40	18.40	65.8	159.2	5.52	4.80
4	52.58	24.68	77.3	181.6	6.90	4.93
3	52.76	36.0	88.8	198.8	6.67	4.81
2	65.80	72.60	132.0	211.8	5.40	4.01
1	190.58	277	467.6	224.4	1.74	1.18

Cálculo de los valores $V_h/(M_T+M_B)$

n	h	Col. 5-G			Col. 5-C		
		V_c	(M_T+M_B)	$V_h/(M_T+M_B)$	V_c	M_T+M_B	$V_h/(M_T+M_B)$
8	328	2.10	2.25	3.07	5.88	6.27	3.09
7	285	4.46	4.18	3.04	4.35	4.09	3.03
6	285	4.72	4.43	3.02	5.88	5.50	3.05
5	285	4.80	4.42	3.10	5.52	5.10	3.10
4	285	4.93	4.59	3.05	6.90	6.40	3.08
3	285	4.81	4.49	3.05	6.67	6.20	3.11
2	355	4.01	4.46	3.18	5.40	6.0	3.20
1	505	1.18	1.96	3.05	1.74	2.91	3.02

DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES EN COLUMNAS ADYACENTES

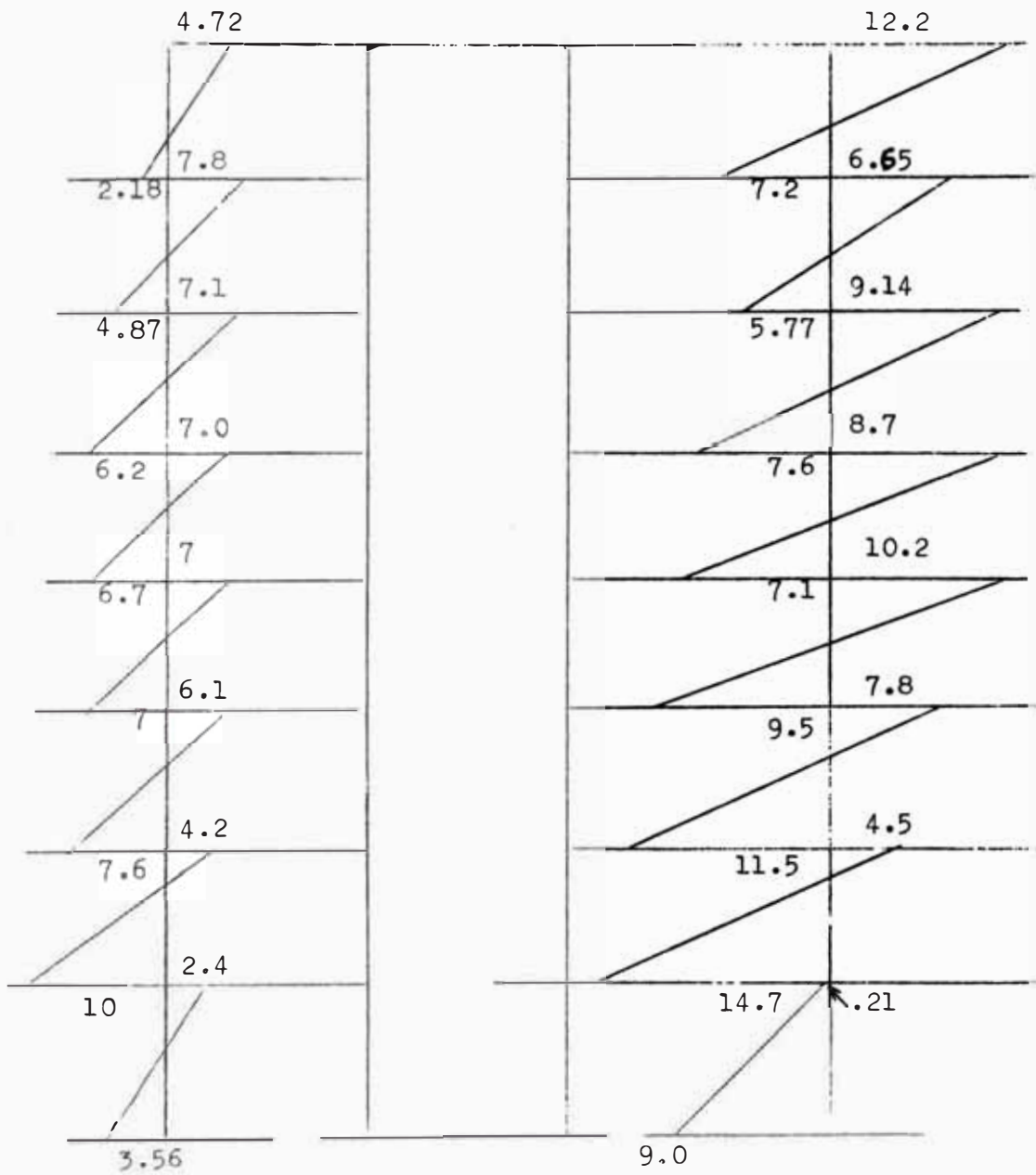
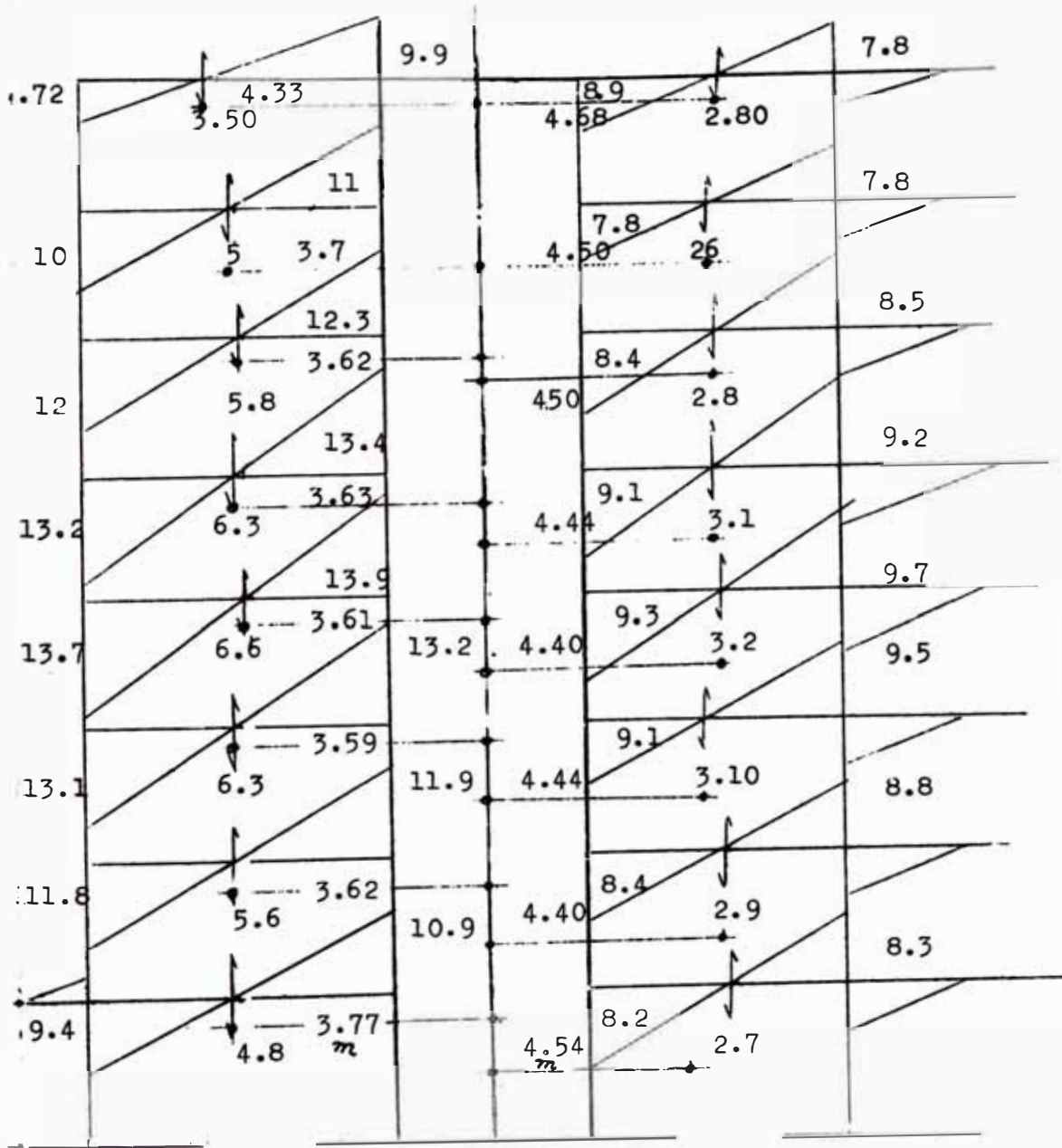


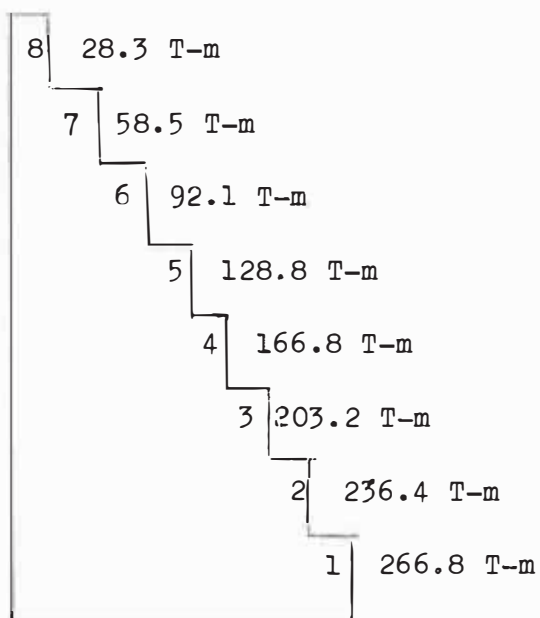
Diagrama de Momentos finales en vigas adyacentes.



6° Efecto límite del pórtico sobre la placa

piso	M (Tramo GF)	M (Tramo F'C)	M (Total)
9	15.2	13.1	28.3
8	18.5	11.7	30.2
7	21.0	12.6	33.6
6	22.9	13.8	36.7
5	23.9	14.1	38.0
4	22.6	13.8	36.4
3	20.4	12.8	33.2
2	18.1	12.3	30.4

Acumulando los valores anteriores, se obtendrán los momentos finales de corrección:



7° CALCULO DE LOS NUEVOS VALORES DE "D"

n	Para corrección de M			$4 \Delta M_1$	$4 \Delta M$	δ_{B_n}	δ_T	D_n
	$2 M_n$	$2 M_n/k$	$4 \Delta M_2$					
8	- 5660	-3.3	-290.9	449.6	158.7	1.46	1.46	1.6
7	-1170	-5.9	-281.7	447.8	166.1	1.74	1.75	2.4
6	-18420	-9.3	-266.5	442.8	176.3	1.85	1.87	6.0
5	-25760	- 13.1	-244.1	431.1	187.0	1.96	1.99	11.1
4	-33360	-16.	-214.1	407.2	193.1	2.03	2.07	13.9
3	-40640	-20.7	-176.5	365.6	189.1	1.98	2.04	19.8
2	-47280	-29.8	-126.0	288.9	162.9	1.39	1.46	38.0
1	-53360	-48.1	-48.1	119.0	70.9	.42	.48	138.5

8° COMPARACION DE VALORES INICIALES Y FINALES

n	D_{n_i}	D_{n_f}	$\sum D_{n_f}$	$\sum D_c$	$\sum D$ (Total)	V piso	V_{n_i}	V_{n_f}
8	1.23	1.60	3.20	34.20	37.40	68.70	2.30	2.94
7	2.10	2.40	4.80	47.80	52.60	103.1	4.20	4.70
6	4.84	6.00	12.00	48.10	60.10	133.3	11.20	13.30
5	9.20	11.10	22.20	47.40	69.60	159.2	22.10	25.40
4	12.34	13.90	27.80	52.60	80.40	181.6	29.80	31.40
3	18.00	19.80	39.60	52.80	92.40	198.8	40.40	42.60
2	36.30	38.00	76.00	65.80	141.80	211.8	55.70	56.90
1	138.50	138.50	277.00	190.60	467.60	224.4	66.50	66.50

**F.- DISTRIBUCION DEL CORTE ENTRE LOS ELEMENTOS DE LOS PORTICOS
A DISEÑARSE**

1.- Dirección de los pórticos principales: Pórtico "1"

Para el efecto, se tomarán los valores con que se hallaron los diagramas de Momentos, ya que se consideran lo suficientemente cercanos a los valores reales. En todos los casos se está del lado conservador.

n	V piso	$\sum D$	Columna F-3		Columna F-10	
			D	V	D	V
8	72.6	40.4	4.51	8.10	.79	1.42
7	110.0	71.3	4.71	7.50	2.23	3.45
6	142.6	102.3	4.65	6.50	2.23	3.10
5	170.7	136.3	4.36	5.50	2.23	2.80
4	194.9	164.9	6.05	7.10	2.49	2.95
3	213.6	201.9	5.73	6.00	2.49	2.62
2	227.7	324.5	5.02	5.50	2.28	1.53
1	241.4	1068	4.87	1.10	5.32	1.21

2.- Dirección de los pórticos de arriostre: Pórtico "10".

Para el efecto, se considerarán los valores al final del ciclo calculado.

n	V piso	$\sum D$	Columna 10-G		Cols. 10-F, 10-B	
			D	V	D	V
8	68.7	37.4	.71	1.30	.89	1.63
7	103.1	52.6	1.27	2.40	2.20	4.32
6	133.3	60.1	1.27	2.81	2.20	4.88
5	159.2	69.1	1.27	2.90	2.20	5.02
4	181.6	80.4	1.36	3.07	2.44	5.50
3	198.8	92.4	1.36	2.92	2.44	5.23
2	211.8	135.6	2.41	3.77	2.81	4.40
1	224.4	467.6	6.50	3.11	6.50	3.11

COLUMNA 10-H: Abarca el primer entrepiso unicamente.

$$D = 5.35$$
$$D = 467.6$$

$$V \text{ piso (1º)} = 224.4$$

$$\text{Luego: } v = \frac{5.35}{467.6} \times 224.4 = 2.56 \text{ T}$$

G.- CORRECCION POR TORSION.

El factor de corrección para la torsión, será calculado mediante la fórmula:

$$\alpha_x = 1 + \frac{e \cdot \sum D_x}{I_x + I_y} \cdot y$$

En ésta fórmula se tiene que:

e = distancia entre la posición del cortante y el centro de valores D (centro de rigidez) en la dirección y piso considerado.

$\sum D_x$ = suma de valores en la dirección considerada.

x, y = coordenadas del elemento en relación con el centro de rigidez.

$$I_x = \sum (D_x \cdot y^2)$$

$$I_y = \sum (D_y \cdot x^2)$$

Para el valor de la excentricidad se usarán las siguientes fórmulas:

$$e_1 = 1.5 e_r + .05 b_x$$

$$e_2 = e_r - .05 b_x$$

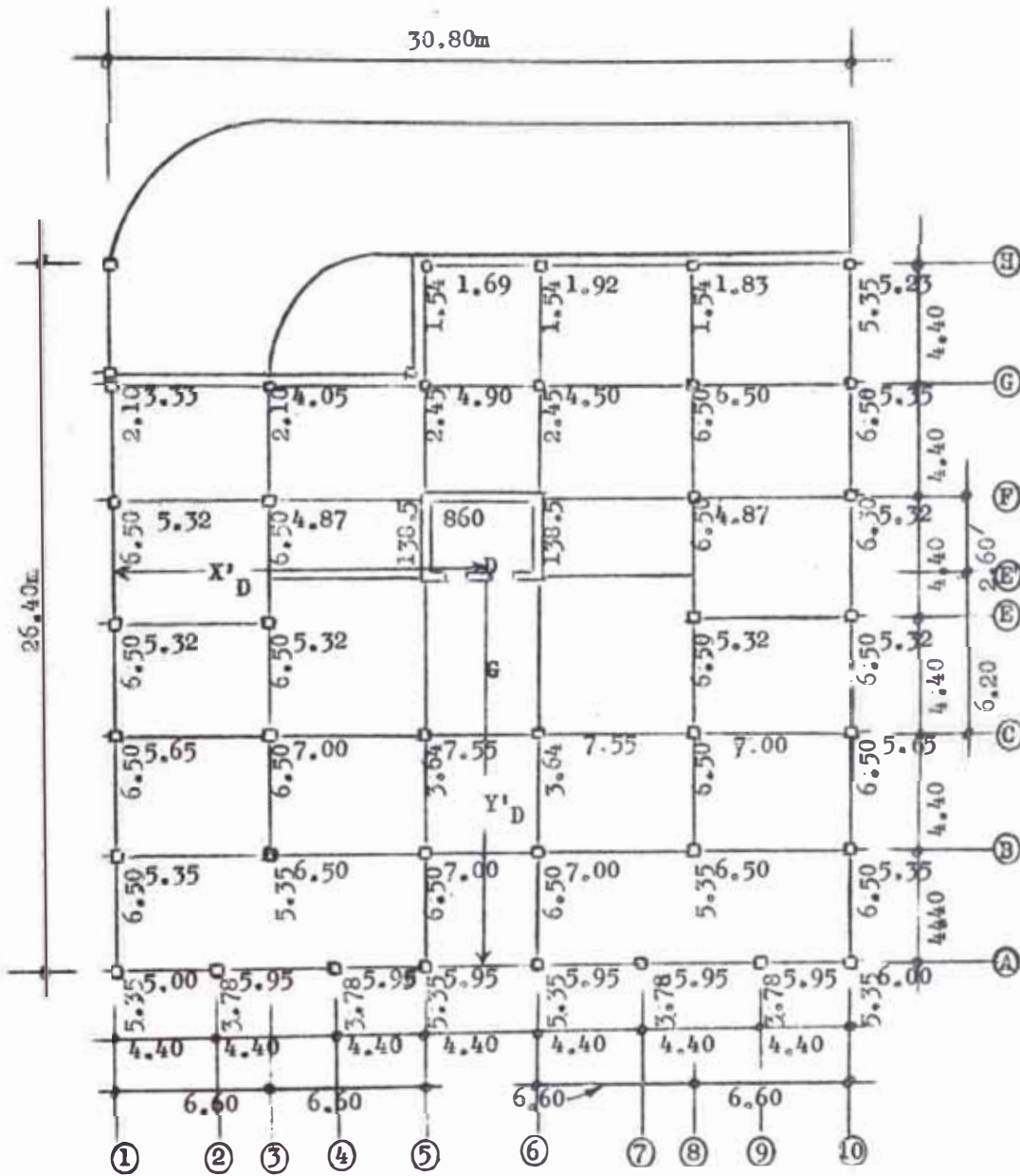
En los que: e_r = excentricidad real

b_x = dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la que se ésta analizando.

Para la excentricidad, se aplicará la fórmula que produzca un valor de " α " mayor que la unidad.

POSICIONES DE LOS CENTROS DE GRAVEDAD (G) Y RIGIDEZ (D).

PRIMER ENTREPISO



$$\sum A = 31 \times 55^2 + 4 \times 35 \times 55 + 3 \times 35^2 + 25 \times 490 + 25 \times 290 + 25 \times 2 \times 250 = 137700 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{\sum A = 137700 \text{ cm}^2}$$

Para la posición del centro de gravedad, con respecto a los ejes 1 y A:

$$X'_G = \frac{\sum (A \cdot X'_G)}{\sum A}; Y'_G = \frac{\sum (A \cdot Y'_G)}{\sum A}$$

$$X'_G \cdot \sum A = 1 \times 55^2 \times 440 + 1 \times 35 \times 55 \times 660 + 4 \times 55^2 \times 660 + 35^2 \times 2 \times 560 + 35 \times 55 \times 2 \times 660 + 25 \times 290 \times 2 \times 660 + 3 \times 55^2 \times 2 \times 660 + 55^2 \times 2 \times 440 + 25 \times 490 \times 1540 + 25 \times 290 \times 1540 + 35 \times 4 \times 440 + 35 \times 55 \times 4 \times 440 + 3 \times 55 \times 4 \times 440 + 35 \times 2420 + 5 \times 55^2 \times 2420 + 55^2 \times 5 \times 440 + 55^2 \times 6 \times 440 + 7 \times 55^2 \times 7 \times 440 + 25 \times 250 \times 176$$

$$Q = 220'440.000$$

$$X'_G = 220'440.000 / 137700 = 1600 \text{ cm}$$

$$Y'_G \cdot \sum A = 6 \times 55^2 \times 440 + 6 \times 55^2 \times 2 \times 440 + 4 \times 55^2 \times 3 \times 440 + 25 \times 290 \times 1500 + 25 \times 250 \times 25 \times 1635 + 4 \times 55^2 \times 4 \times 440 + 25 \times 490 \times 4 \times 440 + 2 \times 55^2 \times 5 \times 440 + 4 \times 35 \times 55 \times 5 \times 440 + 3 \times 35^2 \times 6 \times 440 + 1 \times 55^2 \times 6 \times 440 = 162'550,000$$

$$Y'_G = 162'550,000 / 137,700 = 1180 \text{ cm}$$

$X'_G = 16.0m$ $Y'_G = 11.8m$	<u>Centro de gravedad</u>
----------------------------------	---------------------------

Para la posición del centro de rigidez con respecto a los mismos ejes:

$$X'_D = \frac{\sum (D_y \cdot X'_D)}{\sum D_y} ; Y'_D = \frac{\sum (D_x \cdot Y'_D)}{\sum D_x}$$

$$X'_D \cdot \sum D_y = 378 \times 4.40 + 26.95 \times 6.60 + 3.78 \times 8.80 + 158 \times 13.20 + 158 \times 17.60 + 3.78 \times 22 + 32.9 \times 24.2 + 3.78 \times 26.40 + 43.20 \times 30.8 =$$

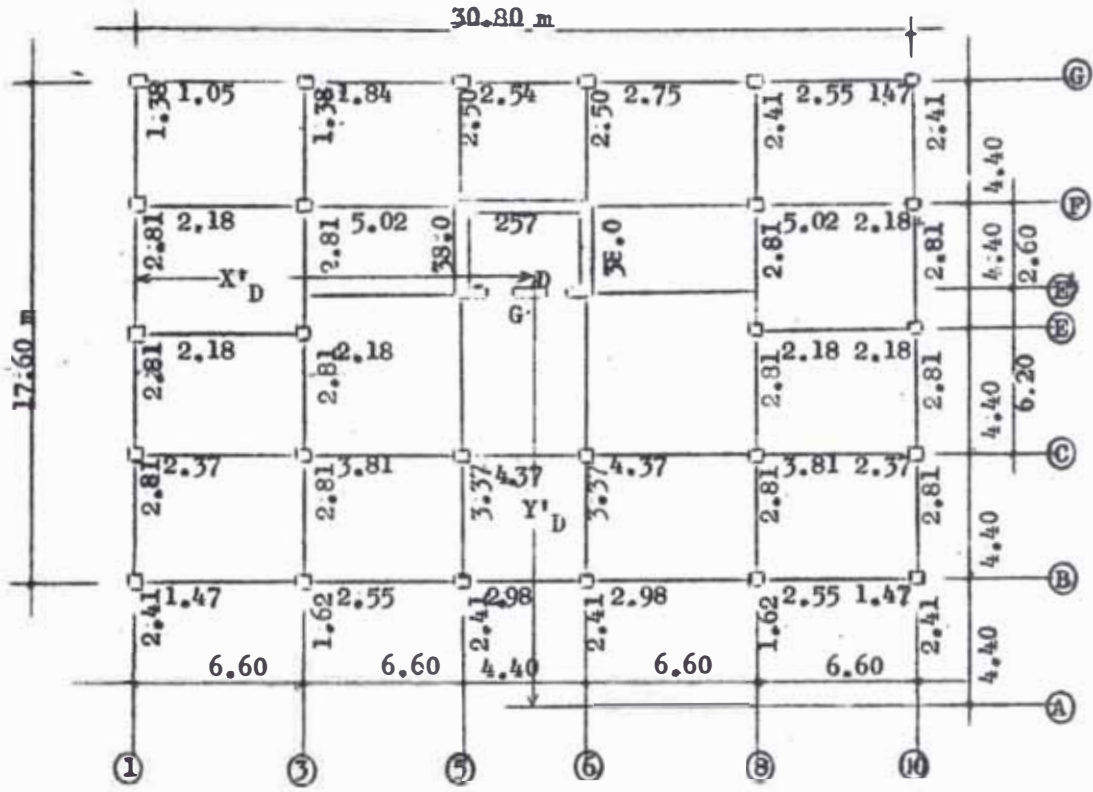
$$X'_D = 7403.7403 / 467.6 = 15.80 \text{ m}$$

$$Y'_D \cdot \sum D_x = 4.40 (37.7 \times 1 + 40.4 \times 2 + 21.80 \times 3 + 860 \times 16.6 + 20.38 \times 4 + 28.63 \times 5 + 1056 \times 6) + 4.40$$

$$Y'_D = 3720.27 \times 4.40 / 1064.74 = 15.40 \text{ m}$$

$X'_D = 15.8 \text{ m}$ $Y'_D = 15.4 \text{ m}$	<u>centro de rigidez</u>
--	--------------------------

SEGUNDO ENTREPISO



$$\Sigma A = 22 \times 45^2 + 4 \times 35 \times 45 + 25 \times (500 + 300) + 2 \times 25 \times 250$$

$$\Sigma A = 83300 \text{ cm}^2$$

Para el centro de gravedad:

$$Y'_G \Sigma A = 6 \times 45^2 \times 440 + 6 \times 45^2 \times 2 \times 440 + 4 \times 45^2 \times 3 \times 440 + 4 \times 45^2 \times 4 \times 440 + 2 \times 45^2 \times 5 \times 440 + 4 \times 35 \times 45 \times 5 \times 440 + 2 \times 250 \times 25 \times 1635 + 25 \times 500 \times 4 \times 440 + 25 \times 300 \times 1500$$

$$Y'_G = 117'460,000 / 83300 = 1410 \text{ cm}$$

$$X'_G \Sigma A = (45^2 \times 1540 + 45^2 \times 880 - 45 \times 35 \times 880 - 45 \times 35 \times 800 - 45 \times 35 \times 1540) + 1540 (\Sigma A)$$

$$X'_G = (1'090,000 / 83300) + 1540 = 13 + 1540 = 1553$$

Para el centro de rigidez:

$$X'_D = \frac{15.40(2.41-1.38) + 8.8(2.41-1.38)}{141.8} + 15.40 = 15.60 \text{ m}$$

$$Y'_D \Sigma D_x = 4.40(14 + 21.1 \times 2 + 8.72 \times 3 + 257 \times 16.60 + 4 \times 14.40 + 12.2 \times 5) = \frac{4.40 \times 1170.96}{4.40}$$

$$Y'_D = 4.40 \times 1170.96 / 327.4 = 15.4 \text{ m}$$

Centro de gravedad

$$X'_G = 15.53 \text{ m}$$

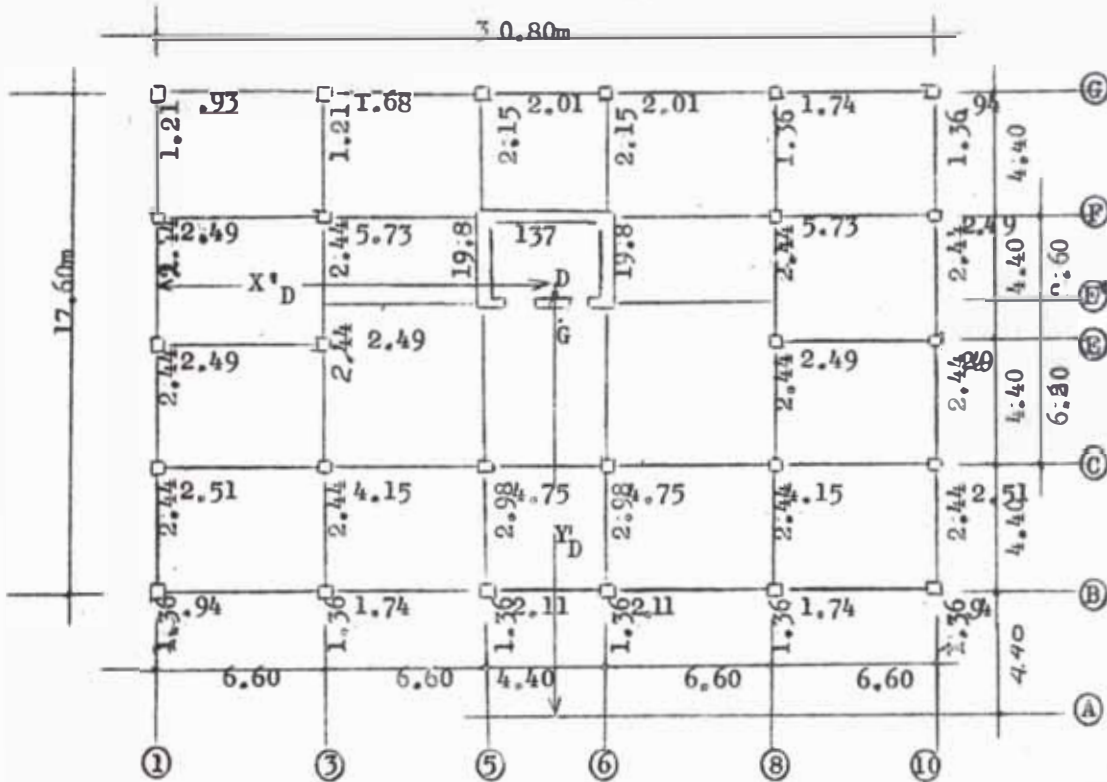
$$Y'_G = 14.10 \text{ m}$$

$$X'_D = 15.60 \text{ m}$$

$$Y'_D = 15.50 \text{ m}$$

Centro de rigidez.

TERCER ENTREPISO



$$\Sigma A \text{ (idem al 2º entrepiso)} = 85500 \text{ cm}^2$$

Para el centro de gravedad:

$$X'_G \text{ (idem al 2º entrepiso)} = 15.53\text{m}$$

$$Y'_G \text{ (idem al 2º entrepiso)} = 14.10\text{m}$$

Para el centro de rigidez:

$$X'_D = \frac{15.4(1.36-1.21) + 8.80(1.36-1.21)}{92.4} + 15.4 = 15.44$$

$$Y'_D \Sigma D_x = 4.4(9.58 + 22.82 \times 2 + 9.96 \times 3 + 137 \times 3.77 + 16.44 \times 4 + 9.31 \times 5) = 715.41 \times 4.40$$

$$Y'_D = 715.41 \times 4.40 / 205.12 = 15.40$$

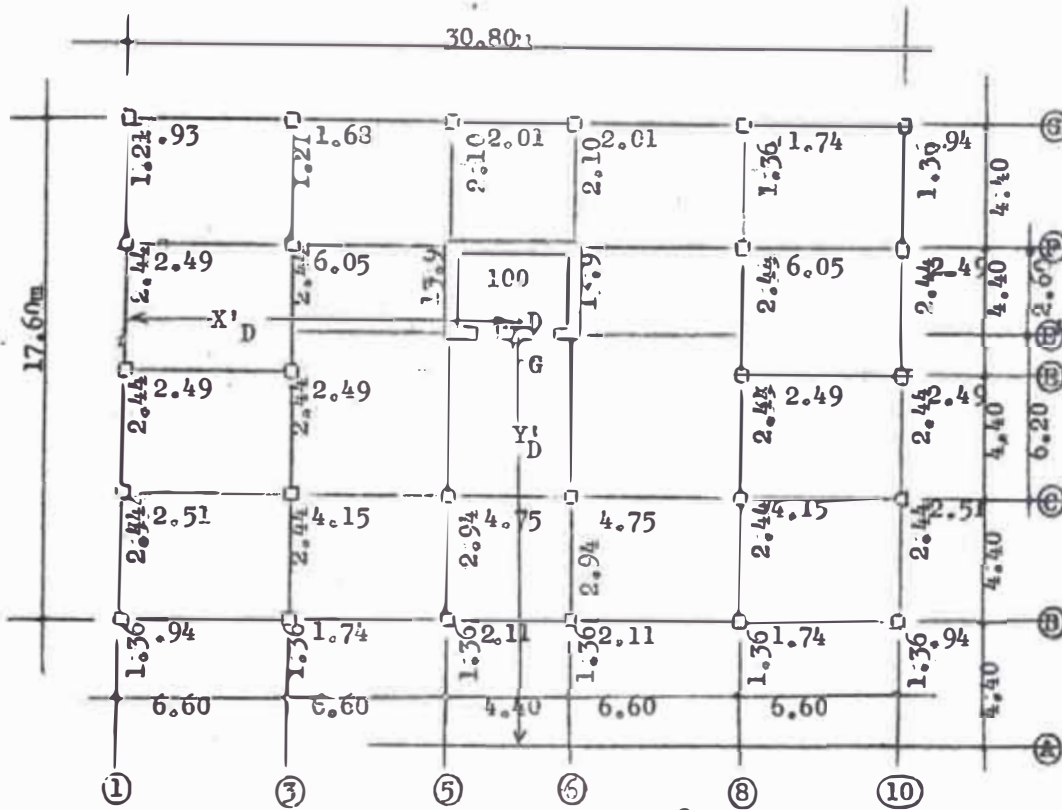
Centro de gravedad

$X'_G = 15.53\text{m}$
$Y'_G = 14.10\text{m}$

$X'_D = 15.44\text{m}$
$Y'_D = 15.40\text{m}$

Centro de rigidez

CUARTO ENTREPISO



$$\sum A (\text{idem al } 2^\circ \text{ entrepiso}) = 83,300 \text{ cm}^2$$

Para el centro de gravedad:

$$X'_G (\text{idem al } 2^\circ \text{ entrepiso}) = 15.53 \text{ m}$$

$$Y'_G (\text{idem al } 2^\circ \text{ entrepiso}) = 14.10 \text{ m}$$

Para el centro de rígeidez

$$X'_D = \frac{15.4(1.36-1.21) + 8.80(1.36-1.21)}{80.4} + 15.4 = 15.45 \text{ m}$$

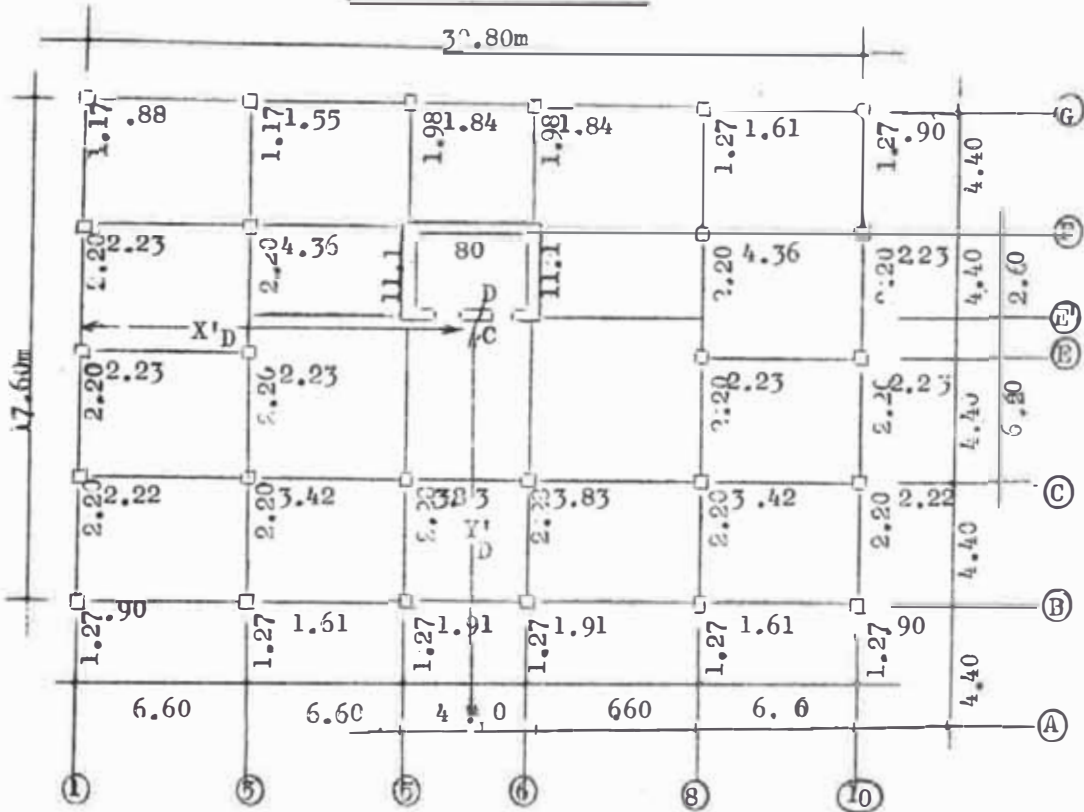
$$Y'_D \cdot \sum D_x = 4.4(9.58 \times 1 + 22.82 \times 2 + 9.96 \times 3 + 100 \times 3.77 + 17.08 \times 4 + 9.31 \times 5) = 4.40 \times 576.97$$

$$Y'_D = 4.40 \times 576.97 / 168.76 = 15.10 \text{ m}$$

<u>Centro de gravedad</u>	$X'_G = 15.53 \text{ m}$
	$Y'_G = 14.10 \text{ m}$

<u>Centro de rígeidez</u>	$X'_D = 15.45 \text{ m}$
	$Y'_D = 15.10 \text{ m}$

QUINTO ENTREPISO



$$\sum A = 22 \times 40^2 + 4 \times 35 \times 40 + 25(490 + 290) + 2 \times 25 \times 250$$

$$\sum A = 73400 \text{ cm}^2$$

Para el centro de gravedad:

$$X'_G = \frac{40^2 \times 2420 - 40 \times 35 \times 2420}{73400} + 1540 = 1547 \text{ cm}$$

$$Y'_G \sum A = 6 \times 40^2 \times 440 + 6 \times 40^2 \times 2 \times 440 + 4 \times 40^2 \times 3 \times 440 + 4 \times 40^2 \times 4 \times 440 + 2 \times 40^2 \times 5 \times 440 + 4 \times 35 \times 40 \times 5 \times 440 + 2 \times 250 \times 25 \times 1635 + 25 \times 490 \times 4 \times 440 + 25 \times 290 \times 1500 = 105'560,000$$

$$Y'_G = 105'560,000 / 73400 = 1440 \text{ cm}$$

Para el centro de rigidez:

$$X'_D = \frac{15.4(1.27 - 1.17) + 8.8(1.27 - 1.17)}{69.6} + 15.4 = 15.43 \text{ m}$$

$$Y'_D \sum I_x = 4.4(8.84 \times 1 + 18.94 \times 2 + 8.92 \times 3 + 80 \times 3.77 + 13.18 \times 4 + 8.62 \times 5) = 4.40 \times 470.9$$

$$Y'_D = 4.40 \times 470.9 / 138.52 = 14.85 \text{ m}$$

Centro de gravedad

$$X'_G = 15.47 \text{ m}$$

$$Y'_G = 14.40 \text{ m}$$

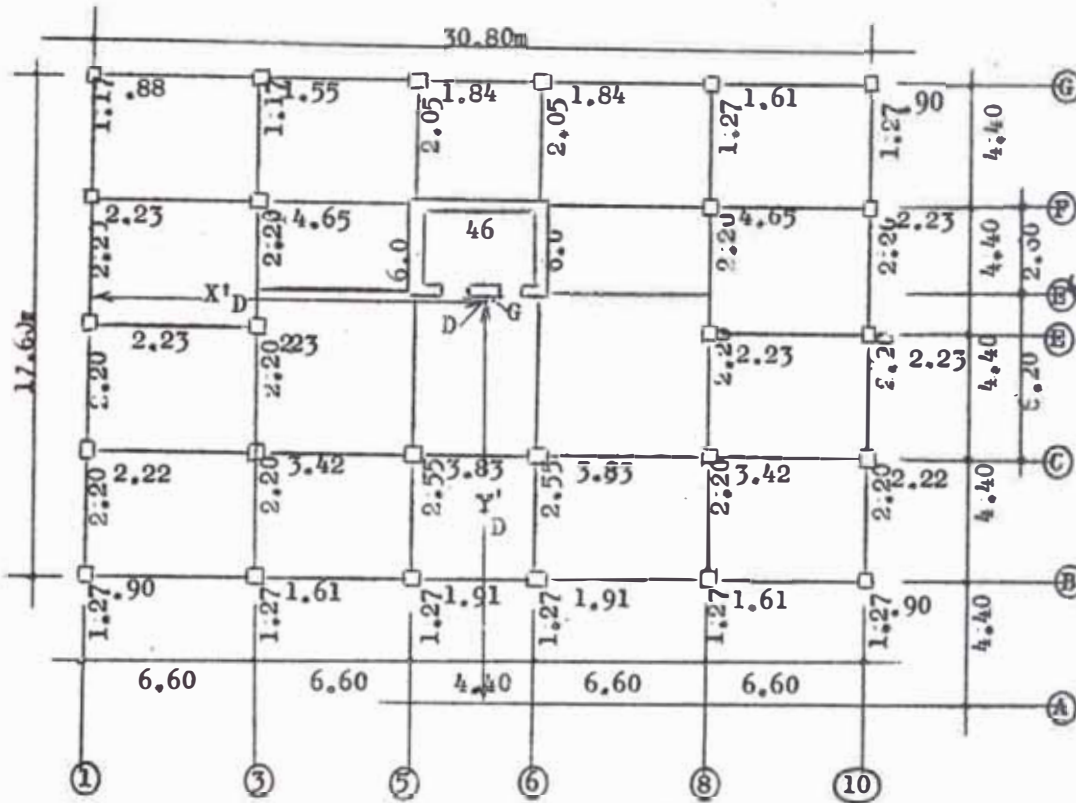
$$X'_D = 15.43 \text{ m}$$

$$Y'_D = 14.85 \text{ m}$$

Centro de

rígidez

SEXTO ENTREPISO



$$\Sigma A(\text{idem al } 5^{\circ} \text{ entrepiso}) = 73400 \text{ cm}^2$$

Para el centro de gravedad:

$$X'_G(\text{idem al } 5^{\circ} \text{ entrepiso}) = 15.47 \text{ m}$$

$$Y'_G(\text{idem al } 5^{\circ} \text{ entrepiso}) = 14.40 \text{ m}$$

Para el centro de rigidez:

$$X'_D = \frac{15.40(1.27-1.17) + 8.8(1.27-1.17)}{60.1} + 15.4 = 15.44$$

$$Y'_D \Sigma D_x = 4.40(8.84x1 + 18.94x2 + 8.92x3 + 46x3.77 + 13.76x4 + 8.62x5) = 4.40x345.58$$

$$Y'_D = 4.40x345.58/105.10 = 14.4 \text{ m}$$

Centro de gravedad

$$X'_G = 15.47 \text{ m}$$

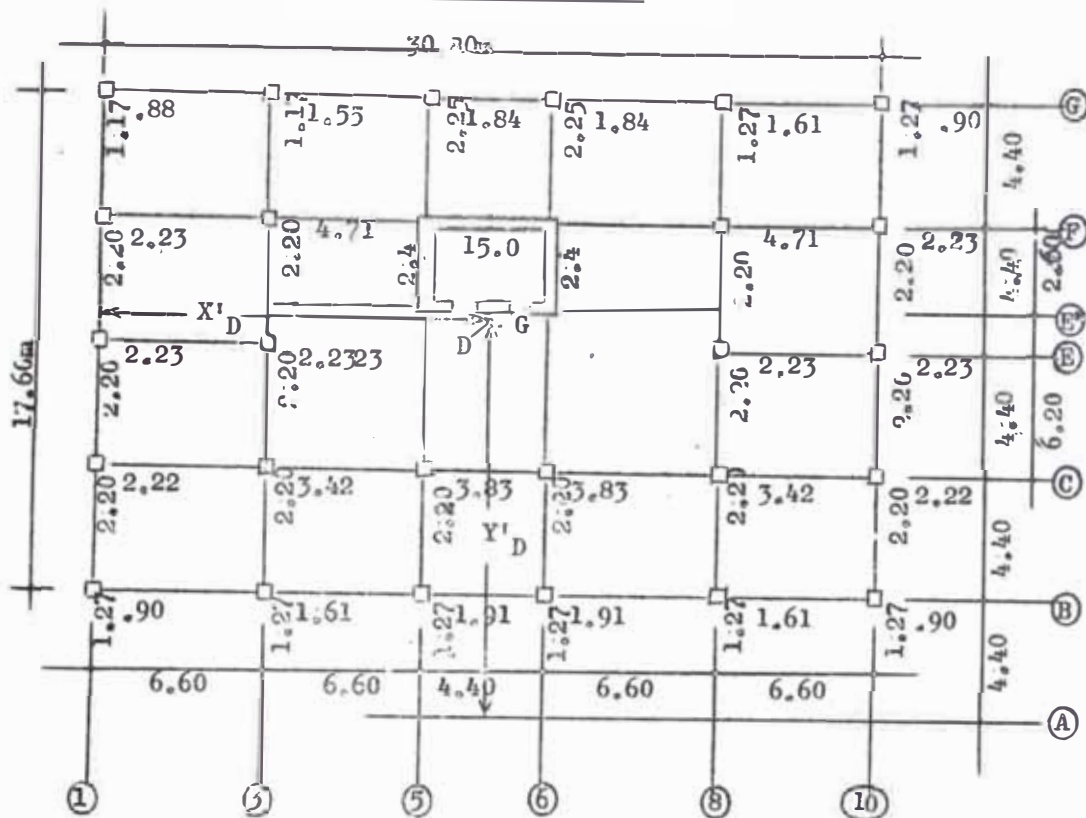
$$Y'_G = 14.40 \text{ m}$$

$$X'_D = 15.44 \text{ m}$$

$$Y'_D = 14.40 \text{ m}$$

Centro de rigidez

SEPTIMO ENTREPISO



$$\sum A (\text{idem al } 5^{\circ} \text{ entrepiso}) = 73400 \text{cm}^2$$

Para el centro de gravedad:

$$X'_G (\text{idem al } 5^{\circ} \text{ entrepiso}) = 15.47 \text{m}$$

$$Y'_G (\text{idem al } 5^{\circ} \text{ entrepiso}) = 14.40 \text{m}$$

Para el centro de rígenes:

$$X'_D = \frac{15.4(1.27-1.17) + 8.8(1.27-1.17)}{52.6} + 15.4 = 15.45 \text{m}$$

$$Y'_D \sum D_X = 4.40(8.84 + 18.94 \times 2 + 8.92 \times 3 + 3.77 \times 15 + 13.88 \times 4 + 8.62 \times 5) = 4.40 \times 229.5$$

$$Y'_D = 4.40 \times 229.9 / 74.22 = 14.60 \text{m}$$

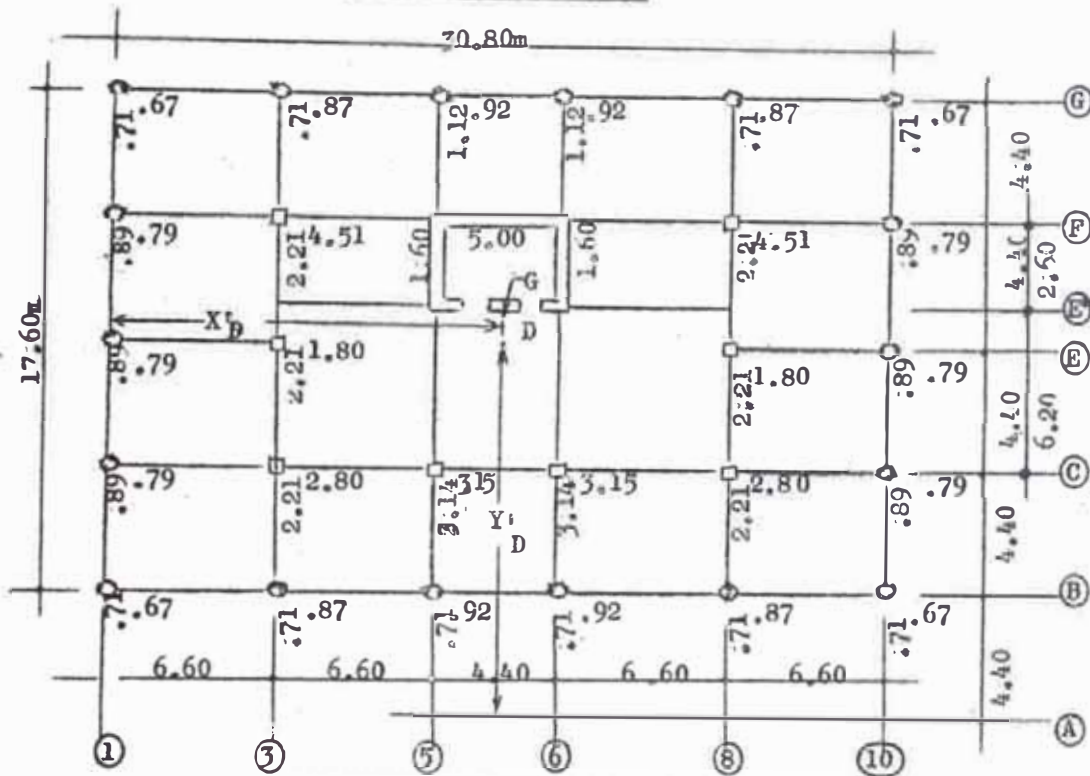
Centro de gravedad

$X'_G = 15.47 \text{m}$
$Y'_G = 14.40 \text{m}$

$X'_D = 15.45 \text{m}$
$Y'_D = 14.60 \text{m}$

Centro de rígenes

OCTAVO ENTREPISO



$$\Sigma A = 18 \times \pi \times 15^2 + 8 \times 40^2 + 25(490 + 290) + 2 \times 25 \times 250$$

$$\Sigma A = 58030 \text{ cm}^2$$

Para el centro de gravedad:

$$X'_G = 15.40 \text{m (por simetría)}$$

$$Y'_G = \frac{440 \times 25 \times 490 + 180 \times 290 \times 25 + 2 \times 315 \times 250 \times 25 - 2 \times 40^2 \times 440}{58030} + 1320 =$$

$$= 1483 \text{ cm}$$

Para el centro de rigidez:

$$X'_D = 15.40 \text{ (por simetría)}$$

$$Y'_D \cdot \Sigma D_x = 4.4(4.92 + 2 \times 13.48 + 3 \times 5.18 + 5 \times 3.77 + 4 \times 10.60 + 5 \times 4.92) =$$

$$= 4.40 \times 133.27$$

$$Y'_D = 4.40 \times 133.27 / 44.14 = 13.30 \text{m}$$

Centro de
Gravedad

$$X'_G = 15.40 \text{m}$$

$$Y'_G = 14.83 \text{m}$$

$$X'_D = 15.40 \text{m}$$

$$Y'_D = 13.30 \text{m}$$

Centro de
rígidez.

CALCULO DE LA POSICION DEL CORTANTE EN CADA ENTREPISO

La posición del cortante en cada entrepiso será hallado por medio de las siguientes fórmulas:

$$X'_C = \frac{\sum (F_{iy} \cdot X_G)}{\sum F_{iy}} ; \quad Y'_C = \frac{\sum (F_{ix} \cdot Y_G)}{\sum F_{ix}}$$

FUERZAS SISMICAS, CORTANTES Y POSICION DEL CENTRO DE GRAVEDAD

Nivel	Entre-Piso	F _{ix}	F _{iy}	Cortante		C. de gravedad	
				V _x	V _y	X' _G	Y' _G
10		24.4	24.4			15.40	15.90
	Azotea			24.4	24.4		
9		48.2	44.3			15.40	14.83
	8			72.6	68.7		
8		37.4	34.4			15.47	14.40
	7			110.0	103.1		
7		32.6	30.2			15.47	14.40
	6			142.6	133.3		
6		28.1	25.9			15.47	14.40
	5			170.7	159.2		
5		24.2	22.4			15.53	14.10
	4			194.9	181.5		
4		18.7	17.2			15.53	14.10
	3			213.6	198.8		
3		14.1	13.0			15.53	14.10
	2			227.7	211.8		
2		13.9	12.8			16.00	11.80
	1			241.4	224.4		

Las fuerzas sísmicas, debidas a pesos por encima de la azotea, se han considerado aplicadas en el centro de gravedad de los elementos estructurales también por encima de la azotea, Los valores son:

$$\sum A = 2 \times 40^2 + 2 \times 490 \times 20 + 2 \times 250 \times 20 = 33600 \text{ cm}^2$$

La posición del centro de gravedad estará dado por:

$X'_G = 15.40$ (por simetría)

$Y'_G = \frac{2 \times 1600 \times 8.80 + 30400 \times 16.40}{33600} = 15.90m$

POSICION DEL CORTANTE

Nivel	Entre Piso	Fix Y _G	Fly.X _G	Σ Fi _x .Y _G	Σ Fiy.X _G	Posición del Cortante	
						X'c	Y'c
10		390	376	390	376		
	Azotea					15.4	15.9
9		717	682	1107	1058		
	8					15.4	15.3
8		523	532	1630	1590		
	7					15.4	14.3
7		470	467	2100	2057		
	6					15.4	14.7
6		405	401	2505	2452		
	5					15.4	14.7
5		341	348	2846	2806		
	4					15.4	14.6
4		264	267	3110	3073		
	3					15.4	14.6
3		199	202	3309	3275		
	2					15.4	14.6
2		164	205	3473	3480		
	1					15.5	14.4

CALCULO DE LOS VALORES I_x e I_y

PRIMER ENTREPISO -

$$I_x = 10.66 \times 11^2 + 28.6 \times 6^2 + 20.38 \times 2.2^2 + 860 \times 1.2^2 + 21.3 \times 2.2^2 + 0.4 \times 6^2 + 37.7 \times 11^2 + 45.70 \times 15^2 = 22560$$

$$I_y = 33.45 \times 15.8^2 + 3.78 \times 11.4^2 + 26.95 \times 9.2^2 + 3.78 \times 4^2 + 158 \times 2.6^2 + 153 \times 1.8^2 + 3.78 \times 6.2^2 + 32.9 \times 8.4^2 + 3.78 \times 10.6^2 + 43.55 \times 225 = 26690$$

$$\boxed{I_x = 22560; I_y = 26690}$$

SEGUNDO ENTREPISO

$$I_x = 12.2 \times 6.5^2 + 14.4 \times 2.1^2 + 257 \times 1.1^2 + 8.72 \times 2.3^2 + 21.1 \times 6.7^2 + 14 \times 11.1^2$$

$$I_y = 12.22 \times 15.6^2 + 11.43 \times 9^2 + 43.18 \times 2.4^2 + 43.18 \times 2^2 + 12.46 \times 6.6^2 + 13.25 \times 15.2^2$$

$$\boxed{I_x = 3903; I_y = 8310}$$

TERCER ENTREPISO

$$I_x = 9.31 \times 6.6^2 + 16.44 \times 2.2^2 + 137 \times 1.2^2 + 9.96 \times 2.2^2 + 22.82 \times 6.6^2 + 9.58 \times 11^2$$

$$I_y = 9.89 \times 15.4^2 + 9.89 \times 8.8^2 + 2 \times 26.3 \times 2.2^2 + 10.04 \times 8.8^2 + 10.04 \times 15.4^2$$

$$\boxed{I_x = 2924; I_y = 6522}$$

CUARTO ENTREPISO

$$I_x = 9.31 \times 6.9^2 + 17.08 \times 2.5^2 + 100 \times 1.5^2 + 9.96 \times 1.9^2 + 22.82 \times 6.3^2 + 9.58 \times 10.7^2$$

$$I_y = 9.89 \times 15.4^2 + 9.89 \times 8.8^2 + 2 \times 20.3 \times 2.2^2 + 10.04 \times 8.8^2 + 10.04 \times 15.4^2$$

$$\boxed{I_x = 2961; I_y = 6477}$$

QUINTO ENTREPISO

$$I_x = 8.62 \times 7.15^2 + 13.18 \times 2.75^2 + 30 \times 1.75^2 + 8.92 \times 1.65^2 + 18.94 \times 6.05^2 + 8.84 \times 10.45^2$$

$$I_y = 9.04 \times 15.4^2 + 9.04 \times 8.8^2 + 16.63 \times 2.2^2 + 9.14 \times 8.6^2 + 9.14 \times 15.4^2$$

$$\boxed{I_x = 2582; I_y = 5861}$$

SEXTO ENTREPISO

$$I_x = 8.62 \times 7.6^2 + 46 \times 2.2^2 + 13.76 \times 3.2^2 + 8.92 \times 1.2^2 + 18.94 \times 5.5^2 + 8.84 \times 10^2$$

$$I_y = 9.04 \times 15.4^2 + 9.04 \times 8.8^2 + 2 \times 11.87 \times 2.2^2 + 9.14 \times 8.8^2 + 9.14 \times 15.4^2$$

$$\boxed{I_x = 2320; I_y = 5615}$$

SEPTIMO ENTREPISO

$$I_x = 8.62 \times 7.4^2 + 13.88 \times 3^2 + 15 \times 2^2 + 8.92 \times 1.4^2 + 18.94 \times 5.8^2 + 8.84 \times 10.2^2$$

$$I_y = 9.04 \times 15.4^2 + 9.04 \times 8.8^2 + 2 \times 8.12 \times 2.2^2 + 9.14 \times 8.8^2 + 9.14 \times 15.4^2$$

$$\boxed{I_x = 2168; I_y = 5779}$$

OCTAVO ENTREPISO

$$I_x = 4.92 \times 8.7^2 + 10.6 \times 4.3^2 + 5 \times 3.3^2 + .10^2 \times 5.18 + 4.5^2 \times 13.48 + 8.9^2 \times 4.92$$

$$I_y = 2 \times 4.09 \times 15.4^2 + 8.05 \times 8.8^2 + 2 + 6.57 \times 2.2^2 \times 2$$

$$I_x = 1343; I_y = 3254$$

CALCULO DE e_x (PARA EL PORTICO "10")

n	X' _D	X' _C	e_r	1.5 e_r	.05 b_x	e_x (mts)
8	15.40	15.40	0	--	1.54	1.54
7	15.45	15.40	-.05	--	1.54	1.49
6	15.44	15.40	-.04	--	1.54	1.50
5	15.43	15.40	-.03	--	1.54	1.51
4	15.45	15.40	-.05	--	1.54	1.49
3	15.44	15.40	-.04	--	1.54	1.50
2	15.60	15.50	-.10	--	1.54	1.44
1	15.80	15.50	-.30	--	1.54	1.24

CALCULO DE e_y (PARA EL PORTICO "F")

n	Y' _D	Y' _C	e_r	1.5 e_r	.05 b_y	e_y (mts)
8	13.30	15.30	2.00	3.00	.88	3.88
7	14.60	14.80	+.20	.30	.88	1.18
6	14.40	14.70	.30	.45	.88	1.33
5	14.85	14.70	-.15	--	.88	.73
4	15.10	14.60	-.50	--	.88	.38
3	15.40	14.60	-.80	-	.88	.08
2	15.50	14.60	-.90	--	.88	-.02
1	15.40	14.40	-1.00	--	1.32	.32

Con valores positivos de e_x y e_y , se tendrán coeficientes " α " mayores que la unidad, para los respectivos pórticos a diseñarse. Para valores negativos se considerará: $\alpha = 1.0$

CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE TORSION

PARA ELEMENTOS DEL PORTICO "F"

n	$I_x + I_y$	e_y	$\sum D_x$	y	$\frac{e_y \cdot \sum D_x}{I_x + I_y}$	∞_x
8	4597	3.88	44.14	4.30	.160	1.160
7	7947	1.18	74.22	3.00	.033	1.033
6	8135	1.33	105.10	3.20	.055	1.055
5	8443	.73	138.52	2.75	.033	1.033
4	9458	.38	168.76	2.50	.017	1.017
3	9446	.08	205.12	2.20	.004	1.004
2	12213	-.02	--	--	--	1.000
1	49250	.32	1064.74	2.20	.015	1.015

PARA ELEMENTOS DEL PORTICO "I0"

n	$I_x + I_y$	e_x	$\sum D_y$	x	$\frac{e_x \cdot \sum D_y}{I_x + I_y}$	∞_y
8	4597	1.54	37.40	15.40	.193	1.193
7	7947	1.49	52.60	15.35	.157	1.157
6	8135	1.50	60.10	15.36	.175	1.175
5	8443	1.51	69.60	15.37	.194	1.194
4	9458	1.49	80.40	15.35	.202	1.202
3	9446	1.50	92.40	15.36	.232	1.232
2	12213	1.44	135.60	15.20	.242	1.242
1	49250	1.24	467.60	15.00	.177	1.177

CORRECCION POR TORSION : PORTICO "F"

n	α_x	Col F-8		Col F-1D	
		corte sin torsión	corte corregido	corte sin torsión	corte corregido
8	1.160	8.10	9.40	1.42	1.65
7	1.033	7.30	7.53	3.45	3.57
6	1.055	6.50	6.88	3.10	3.28
5	1.033	5.50	5.69	2.80	2.89
4	1.017	7.10	7.21	2.95	2.99
3	1.004	6.00	6.03	2.62	2.64
2	1.000	3.50	3.50	1.53	1.53
1	1.015	1.10	1.12	1.21	1.23

CORRECCION POR TORSION : PORTICO "10"

n	α_y	Col. 10-G		Col 10-F,10-E	
		corte sin torsión	corte corregido	corte sin torsión	corte corregido
8	1.193	1.30	1.55	1.63	1.95
7	1.157	2.40	2.78	4.32	5.00
6	1.175	2.81	3.31	4.88	5.74
5	1.194	2.90	3.47	5.02	6.00
4	1.202	3.07	3.69	5.50	6.60
3	1.232	2.92	3.60	5.23	6.43
2	1.242	3.77	4.68	4.40	5.47
1	1.177	3.11	3.67	3.11	3.67

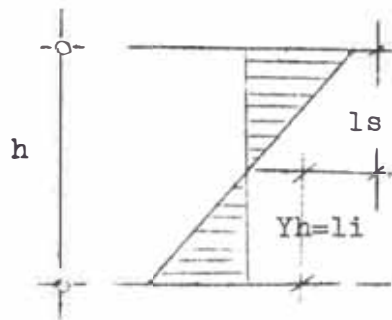
PARA LA COLUMNA 10-H :

n	α_y	corte sin torsión	corte corregido
1	1.177	2.56	3.02

H.- CALCULO DE LOS PUNTOS DE INFLEXION

Se encuentran usando las tablas 1A de puntos de inflexión para fuerzas sísmicas con distribución triangular. El porcentaje "Y" de la altura "h" con respecto al extremo inferior de la columna, es hallado mediante:

$$Y = Y_0 + Y_1 + Y_2 + Y_3$$



PORTICO PRINCIPAL "F": COLUMNA F-10

n	h	K	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y	li	ls
8	3.28	4.50	.62	--	.87	.45	0	--	0	.45	1.48	1.80
7	2.85	.84	1.0	1.15	1.0	.40	0	0	0	.40	1.14	1.71
6	2.85	.84	1.0	1.0	1.0	.45	0	0	0	.45	1.28	1.57
5	2.85	.84	1.0	1.0	1.0	.45	0	0	0	.45	1.28	1.57
4	2.85	.524	1.0	1.0	1.0	.45	0	0	0	.45	1.28	1.57
3	2.85	.524	1.0	1.0	1.25	.50	0	0	-.01	.49	1.40	1.45
2	3.55	.563	.77	.80	1.42	.55	-.06	0	-.05	.44	1.56	1.99
1	5.05	.321	--	.70	--	.88	--	-.04	--	.84	4.24	.81

Para la columna F-8, adyacente a la placa, se usará el diagrama calculado en el proceso de interacción entre placa y columna, aplicándole el respectivo coeficiente de torsión.

PORTICO DE ARRIOSTRE "10" : COLS. 10-E, 10-F

n	h	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y	l_i	l_s
8	3.28	5.50	.97	---	.87	.45	0	---	0	.45	1.47	1.81
7	2.85	.82	1.0	1.15	1.0	.40	0	0	0	.40	1.14	1.71
6	2.85	.82	1.0	1.0	1.0	.41	0	0	0	.41	1.17	1.68
5	2.85	.82	1.0	1.0	1.0	.45	0	0	0	.45	1.29	1.56
4	2.85	.51	1.0	1.0	1.0	.45	0	0	0	.45	1.29	1.56
3	2.85	.51	1.0	1.0	1.25	.45	0	0	-.01	.44	1.25	1.60
2	3.55	.83	.63	.80	1.42	.50	.08	0	-.05	.53	1.88	1.67
1	5.05	.65	---	.70	---	.70	---	-.03	---	.67	3.39	1.66

PORTICO DE ARRIOSTRE "10": col 10-G

n	h	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y	l_i	l_s
8	3.28	2.76	.87	---	.87	.44	---	---	0	.44	1.44	1.84
7	2.85	.41	1.0	1.15	1.0	.30	0	0	0	.30	.86	1.99
6	2.85	.41	1.0	1.0	1.0	.35	0	0	0	.35	1.0	1.85
5	2.85	.41	1.0	1.0	1.0	.40	0	0	0	.40	1.14	1.71
4	2.85	.256	1.0	1.0	1.0	.40	0	0	0	.40	1.14	1.71
3	2.85	.256	1.0	1.0	1.25	.45	0	0	-.05	.40	1.14	1.71
2	3.55	.67	.315	.80	1.42	.50	.25	0	-.05	.70	2.49	1.06
1	5.05	.65	---	.70	---	.70	---	-.03	---	.67	3.39	1.66

PORTICO DE ARRIOSTRE "10" : Col. 10-H

n	h	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y	l_i	l_s
1	5.05	.323	---	---	---	.69	---	---	---	.69	3.49	1.56

H.- VALORES FINALES PARA MOMENTOS, CORTES Y CARGAS AXIALES.

1.- VALORES DE LOS MOMENTOS

PORTICO PRINCIPAL "F"

n	COL F-8					COL. F-10				
	X	Sin torsión		finales		Corte final	l _{sup}	l _{inf.}	finales	
		M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}				M _{sup.}	M _{inf.}
8	1.160	12.30	11.70	14.30	13.60	1.65	1.80	1.48	2.96	2.44
7	1.033	9.85	10.30	10.20	10.60	3.57	1.71	1.14	6.10	4.06
6	1.055	8.80	9.30	9.30	9.80	3.28	1.57	1.28	5.15	4.20
5	1.033	8.10	7.35	8.40	7.60	2.99	1.57	1.28	4.54	3.70
4	1.017	10.25	9.80	10.40	10.00	2.99	1.57	1.28	4.70	3.82
3	1.004	7.70	9.30	7.70	9.30	2.64	1.45	1.40	3.84	3.70
2	1.000	5.36	7.10	5.40	7.10	1.53	1.99	1.56	3.05	2.39
1	1.015	.84	4.80	.84	4.90	1.23	.81	4.24	1.00	5.20

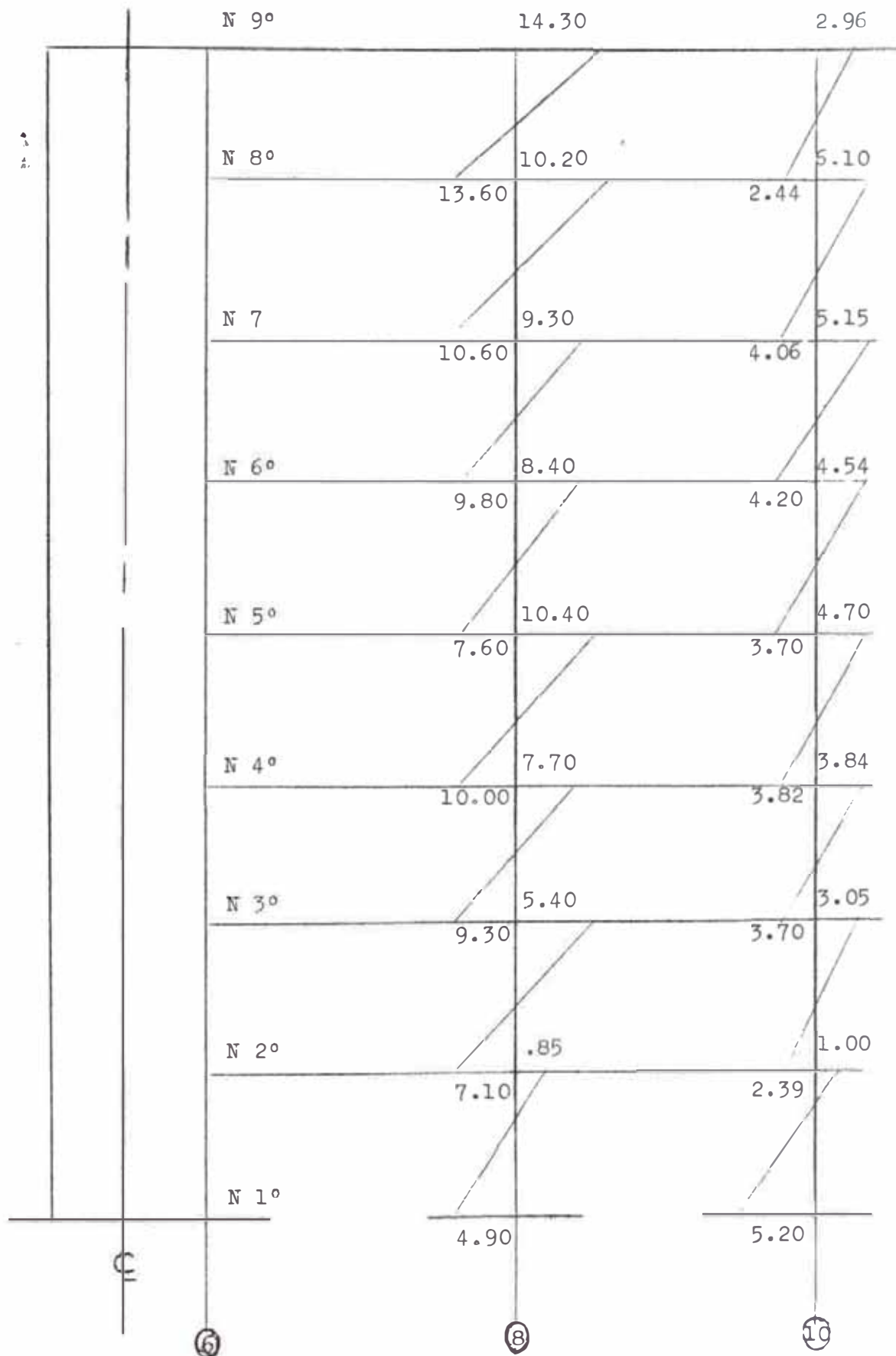
PORTICO DE ARRIOSTRE "10"

n	Cols. 10-F, 10-E					Col. 10-G				
	corte final	l _{sup.}	l _{inf.}	finales		corte final	l _{Sup}	l _{inf.}	finales	
				M _{sup.}	M _{inf.}				M _{sup.}	M _{inf.}
8	1.95	1.81	1.47	3.53	2.87	1.55	1.84	1.44	2.85	2.23
7	5.00	1.71	1.14	8.55	5.70	2.78	1.99	.86	5.53	2.39
6	5.74	1.68	1.17	9.65	6.71	3.31	1.85	1.0	6.12	3.31
5	6.00	1.56	1.29	9.38	7.75	3.47	1.71	1.14	5.92	3.95
4	6.60	1.56	1.29	10.30	8.51	3.69	1.71	1.14	6.30	4.20
3	6.43	1.60	1.25	10.30	8.04	3.60	1.71	1.14	6.15	4.11
2	5.47	1.67	1.88	9.32	10.30	4.68	1.06	2.49	4.96	11.65
1	3.67	1.66	3.39	6.10	12.44	3.67	1.66	3.39	6.10	12.44

COL. 10-H

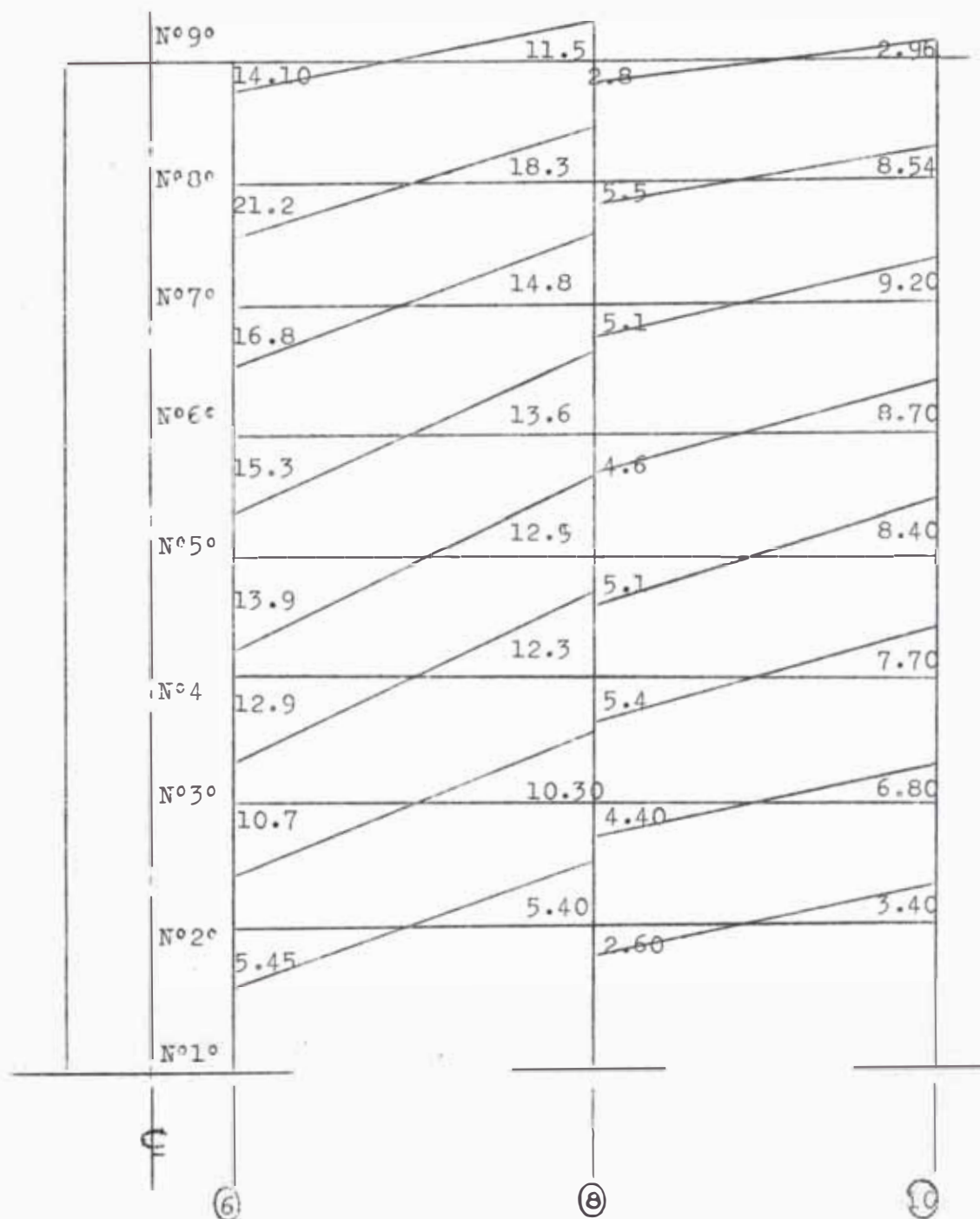
n	corte final	l _{sup.}	l _{inf.}	finales	
				M _{sup.}	M _{inf.}
1	3.02	1.56	3.49	4.71	10.54

PORTICO PRINCIPAL "F": MOMENTOS FINALES DE SISMO EN COLUMNAS

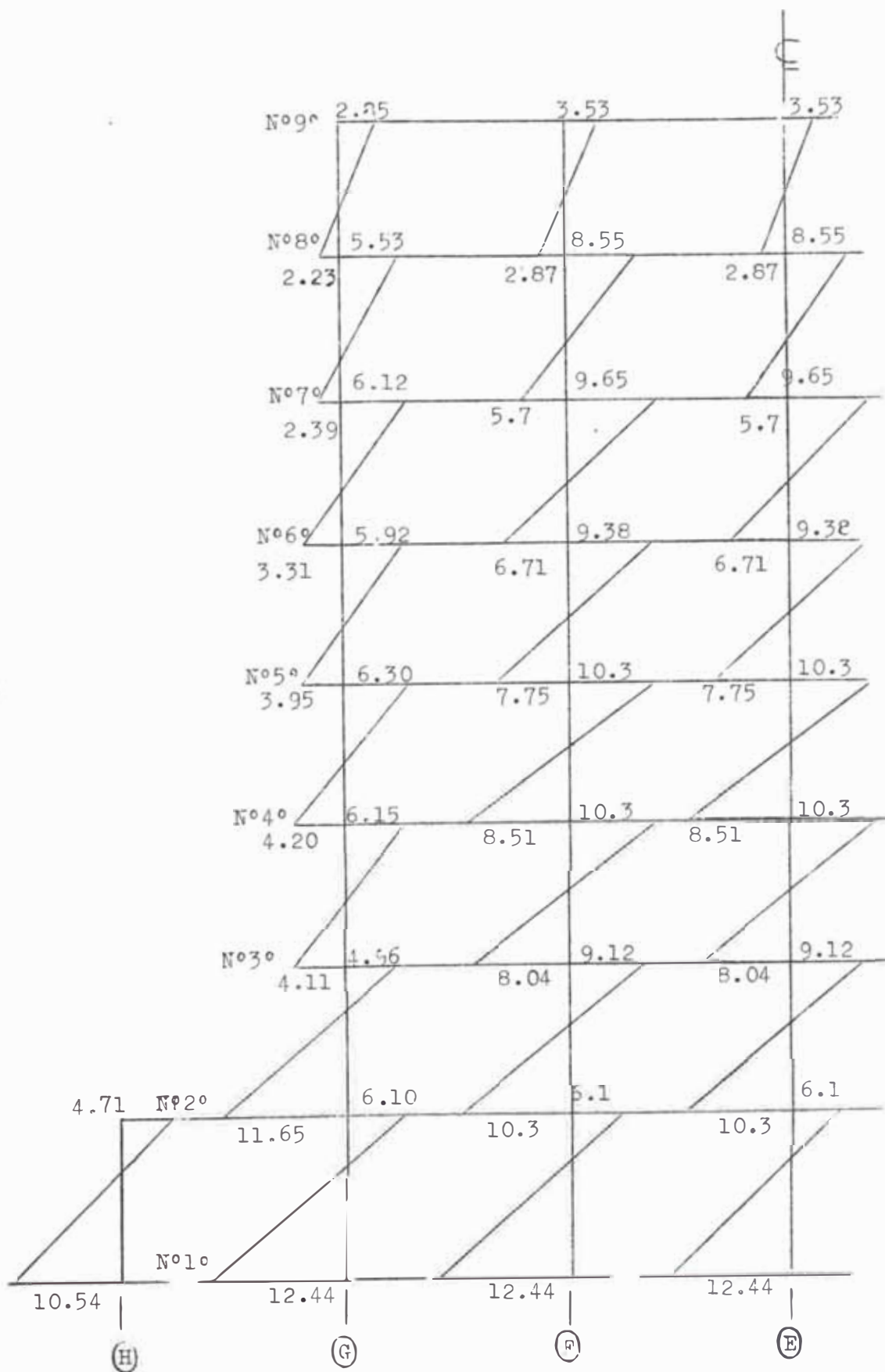


PORTICO PRINCIPAL "F" : MOMENTOS FINALES DE SISMO EN VIGAS

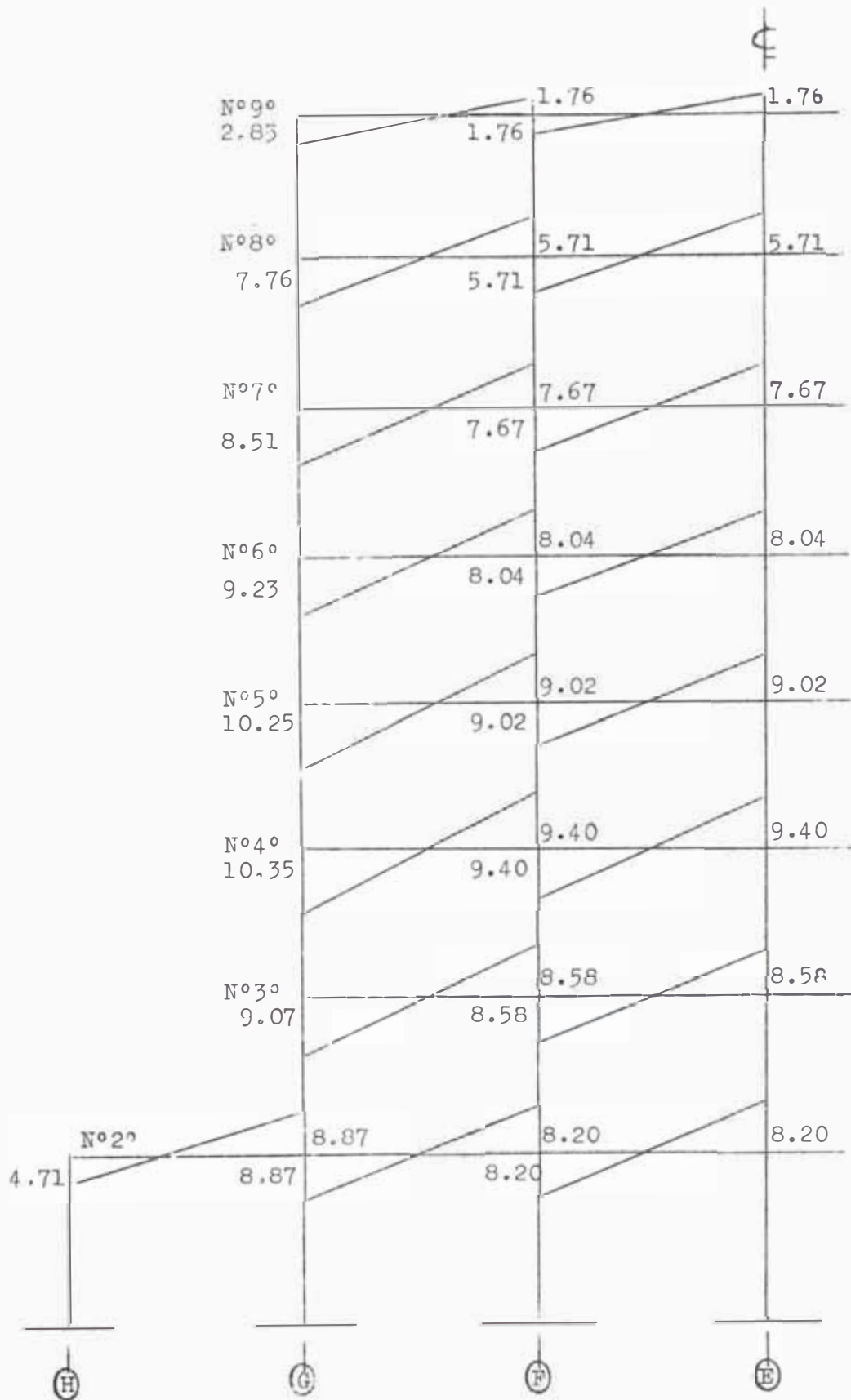
Con los momentos correspondientes a las columnas, se obtiene la suma de momentos en los extremos de las vigas que concurren a un determinado nudo. Si éste es adyacente a una placa, se repartirá la suma en mención, de acuerdo a los diagramas hallados en la interacción. Si no es adyacente, se repartirá de acuerdo a sus rigideces.



PORTICO DE ARRIOSTRE "10" : MOMENTOS FINALES DE SISMO EN COLUMNAS



PORTICO DE ARRIOSTRE "1.0": MOMENTOS FINALES DE SISMO EN VIGAS



2.- VALORES DE LOS CORTES

Para las vigas, los cortes se obtienen dividiendo la suma de momentos de los extremos de un tramo entre la luz de dicho tramo.

VIGAS DEL PORTICO PRINCIPAL "F"

Piso	TRAMO 6-8			TRAMO 8-1D		
	ΣM	Luz	corte(T)	ΣM	Luz	corte(T)
9	25.60	6.35	4.00	5.76	6.60	.87
8	39.50	6.35	6.20	14.04	6.60	2.13
7	31.60	6.35	4.90	14.30	6.60	2.02
6	28.90	6.35	4.50	13.30	6.60	2.02
5	26.80	6.35	4.20	13.50	6.60	2.05
4	25.20	6.35	3.90	13.10	6.60	2.00
3	21.00	6.35	3.30	11.20	6.60	1.70
2	10.95	6.35	1.70	6.00	6.60	.91

VIGAS DEL PORTICO DE ARRIOSTRE "10"

Piso	Tramo G-F			Tramo F-E		
	ΣM	Luz	corte(T)	ΣM	Luz	corte(T)
9	4.61	4.40	1.05	3.52	4.40	.80
8	13.47	4.40	3.06	11.42	4.40	2.60
7	16.18	4.40	3.67	15.34	4.40	3.49
6	17.27	4.40	3.92	16.08	4.40	3.65
5	19.27	4.40	4.38	18.04	4.40	4.10
4	19.75	4.40	4.49	18.80	4.40	4.27
3	17.65	4.40	4.01	17.16	4.40	3.90
2	17.07	4.40	3.88	16.40	4.40	3.73

TRAMO H-G

Piso	ΣM	Luz	corte
2°	13.58	4.40	3.09

3.- VALORES DE LAS CARGAS AXIALES

Se indicarán los valores correspondientes a las columnas que van a ser diseñadas: F-3 y F-10, ésta última en dos sentidos. Estos valores se obtienen de sumar la carga axial de la columna del entrepiso superior con la diferencia de cortes de los extremos de las vigas que llegan al nudo respectivo.

PORTICO PRINCIPAL "F" : CARGAS AXIALES (TON)

nivel	Entre - piso	corte tramo G-8	corte tramo 8-10	Dif. de cortes para col. F-3	col. F-8	col. F-10
9		4.00	.87	3.13		
	8				3.13	.87
8		6.20	2.13	4.07		
	7				7.20	3.00
7		4.90	2.20	2.70		
	6				9.90	5.20
6		4.50	2.02	2.48		
	5				12.38	7.22
5		4.20	2.05	2.15		
	4				14.53	9.27
4		3.90	2.00	1.90		
	3				16.43	11.27
3		3.30	1.70	1.60		
	2				18.03	12.97
2		1.70	.90	0.79		
	1				18.82	13.90

PORTICO DE ARRIOSTRE "10" : CARGAS AXIALES (Ton.)

nivel	Entre-piso	corte tramo G-F	corte tramo F-E	Dif. de cortes para col.10-F	col. 10-F
9		1.05	.80	.25	
	8				.25
8		3.06	2.60	.46	
	7				.71
7		3.67	3.49	.18	
	6				.89
6		3.92	3.65	.27	
	5				1.16
5		4.38	4.10	.28	
	4				1.44
4		4.49	4.27	.22	
	3				1.66
3		4.01	3.90	.11	
	2				1.77
2		3.88	3.73	.15	
	1				1.92

6.- ANALISIS POR CARGAS VERTICALES.
ENVOLVENTES Y VALORES PARA EL DISEÑO.

A.- ANALISIS PARA CARGAS VERTICALES

Se hará el análisis para los pórticos que van a diseñarse: el principal "F" y el de arriostre "10". Estos dos pórticos tienen la característica común de ser completamente simétricos. Para el pórtico de arriostre "10" no se considerará variación de sobrecarga, ya que su carga repartida en las vigas, es bastante pequeña. Se considerará por lo tanto, una carga repartida en todos los tramos, adicionándose al de las cargas muertas. En éste pórtico es posible hacer el cálculo correspondiente, considerando únicamente la mitad del mismo, con respecto a su eje de simetría. Ya que hay simetría, el eje en mención no sufre variación y se comporta como si fuera un empotramiento.

En el caso del pórtico principal "F", la existencia de la placa hace que su eje sea precisamente el de simetría. Es posible, por lo tanto, considerar las distintas hipótesis de sobrecarga en la mitad de la estructura, actuando la placa del ascensor a manera de empotramiento.

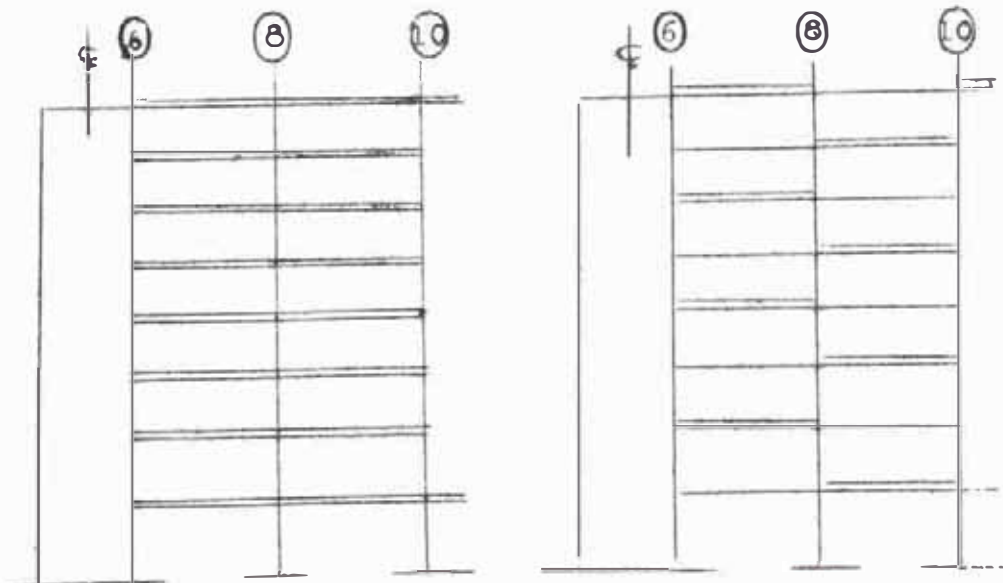
Los cálculos respectivos serán hechos aplicando el método de Kani.

Los cálculos para los dos pórticos serán hechos para las siguientes disposiciones de carga:

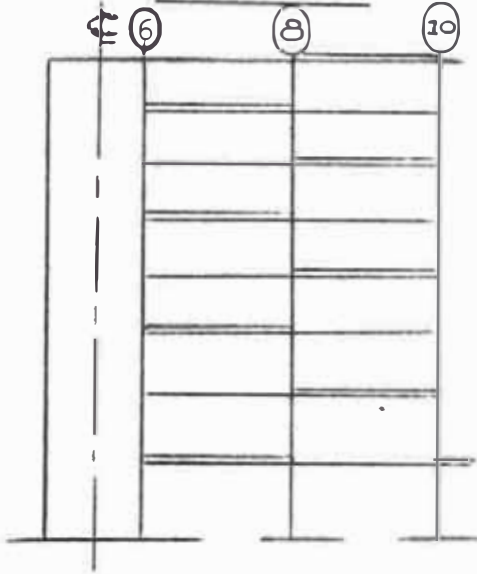
PORTICO PRINCIPAL "F"

cargas muertas

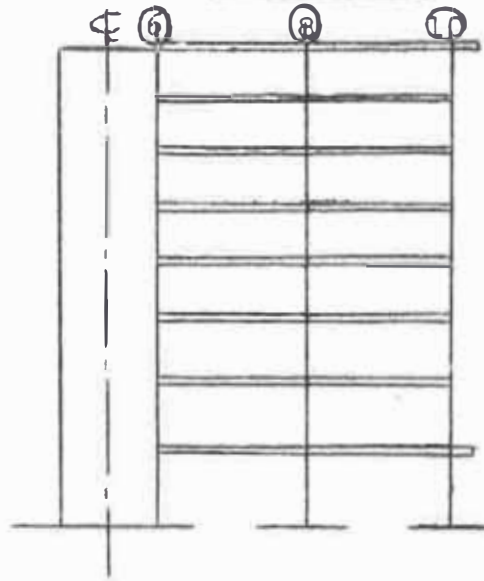
cargas vivas 1



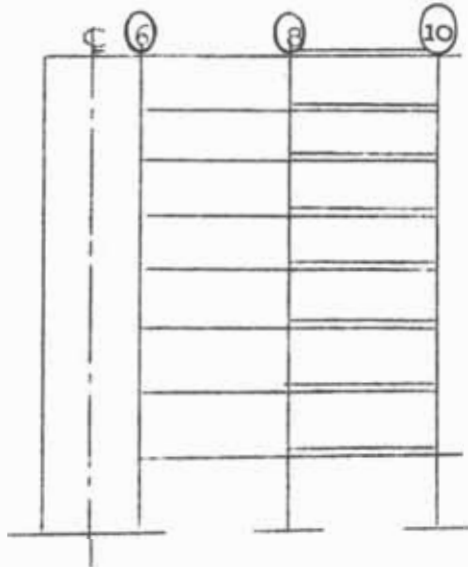
CARGAS VIVAS 2



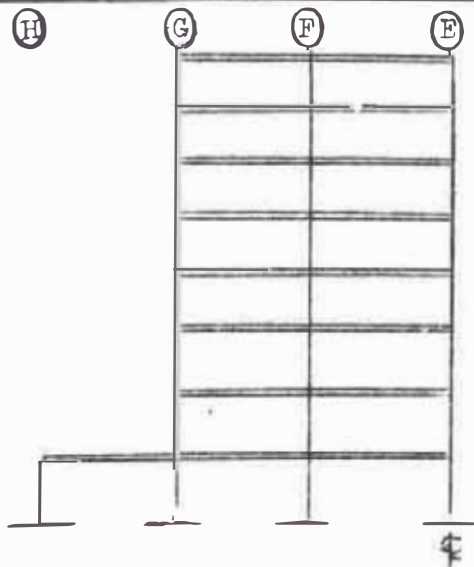
CARGAS VIVAS 3



CARGAS VIVAS 4



PORTICO DE ARRIOSTRE "10": CARGAS MUERTAS



1.- CARGAS UNIFORMEMENTE REPARTIDAS (Kg/m)

Del metrado obtenemos:

Piso	Tipo de carga	P. PRINCIPAL "F"		P. ARRIOSTRE "10" (Todos los tramos)
		Tramo G-8	Tramo 8-10	
AZOTEA	D	1700	2060	765
	L	440	550	
TIPICO y PEN-HOUSE	D	2990	3110	1121
	L	715	843	
ESTACIONA- MIENTO.	D	2537	3037	1444
	L	1750	2200	

2.- RIGIDECES Y FACTORES DE DISTRIBUCION

RIGIDECES PARA VIGAS

PISO	PORTICO P. "F" (Todos los tramos)	PORTICO A. "10" (Todos los tramos)
AZOTEA	3.94	3.64
TIPICO Y P.HOUSE	6.30	3.07
ESTACIONA- MIENTO	4.85	4.87

RIGIDECES PARA COLUMNAS

ENTRE- PISO	Pórtico Princi- pal "F"		Pórtico de arriostre "10"		
	col F-8	col F-10	col 10-F	col 10-G	col 10-H
8	6.10	1.14	1.22	1.22	--
7°6'5"	7.50	7.50	7.50	7.50	--
4°,3'	12.00	12.00	12.00	12.00	--
2°	9.90	9.90	9.60	9.60	--
1°	15.10	15.10	15.10	15.10	15.10

FACTORES DE DISTRIBUCION

Para cada elemento que concurre a un nudo le corresponde un factor de distribución definido como: $-\frac{1}{\sum K} \left(\frac{-K}{-} \right)$

Cada nudo estará representado por el eje de la columna y el respectivo piso.

PORTICO PRINCIPAL "F" : FACTORES DE DISTRIBUCION

PISO	EJE DE COLUMNA "6"				EJE DE COLUMNA "10"			
	col. sup.	8-6	col. inf.	8-10	col. sup.	10-8	col. inf.	Volada
9	--	-. 140	-. 218	-. 140	--	-. 388	-. 112	0
8	-. 117	-. 120	-. 143	-. 120	-. 038	-. 211	-. 250	--
7	-. 136	-. 114	-. 136	-. 114	-. 176	-. 148	-. 176	--
6	-. 136	-. 114	-. 136	-. 114	-. 176	-. 148	-. 176	--
5	-. 117	-. 098	-. 187	-. 098	-. 146	-. 122	-. 233	--
4	-. 164	-. 086	-. 164	-. 086	-. 198	-. 104	-. 198	--
3	-. 174	-. 091	-. 144	-. 091	-. 214	-. 112	-. 176	--
2	-. 143	-. 070	-. 217	-. 070	-. 166	-. 081	-. 254	0

PORTICO DE ARRIOSTRE "10": Factores de distribución.

PISO	EJE DE COLUMNAS "F"				EJE DE COLUMNA "G"				EJE DE COL	
	col. sup.	F-G	col. inf.	F-E	col. sup.	col. inf.	G-F	G-H	col.	H-G
9	--	-.214	-.072	-.214	--	-.126	-.374	--	--	--
8	-.041	-.013	-.252	-.103	-.052	-.318	-.130	--	--	--
7	-.177	-.073	-.177	-.073	-.208	-.208	-.085	--	--	--
6	-.177	-.073	-.177	-.073	-.208	-.208	-.085	--	--	--
5	-.146	-.060	-.234	-.050	-.166	-.266	-.068	--	--	--
4	-.199	-.051	-.199	-.051	-.221	-.221	-.057	--	--	--
3	-.216	-.055	-.173	-.055	-.243	-.195	-.062	--	--	--
2	-.139	-.071	-.220	-.071	-.139	-.071	-.220	-.071	-.378	-.122

3.- MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO (T-m)

Los momentos de empotramiento están por $\frac{1}{12} \omega l^2$. El signo de los momentos será positivo cuando la acción del nudo al elemento siga el sentido de las agujas del reloj.

Para éste caso, el extremo izquierdo de la viga tendrá momento de empotramiento de signo negativo, y el extremo derecho tendrá momento de signo positivo.

PISO	carga	PORTICO PRINCIPAL "F"		PORTICO A. "10" (Todos los tramos)
		Tramo 6-8	Tramo 8-10	
AZOTFA	D	6.18	7.50	1.24
	L	1.60	2.00	
TIPICO Y P. HOUSE	D	10.90	11.30	1.81
	L	2.62	3.06	
ESTACIONAMIENTO	D	9.23	11.05	2.34
	L	6.36	8.00	

4.- APLICACION DEL METCDO DE KANI

Los cálculos serán hechos para las respectivas cargas " ω " de servicio. La presencia de la total simetría en el pórtico de arriostre "10" y el hecho de que sea calculado solamente para cargas muertas, hacen que no existan desplazamientos horizontales en el pórtico.

Otro tanto ocurre en el pórtico principal "F", con la diferencia de que éste si va a ser calculado para distintas hipótesis de sobrecarga, lo que significaría que alguna de éstas, obligaría a considerar el mencionado desplazamiento. Sin embargo, ello queda desechado ya que la placa del ascensor por su gran rigidez, evita cualquier desplazamiento horizontal. La aplicación del método está ampliamente detallado en los respectivos planos.

B.- VIGAS: ENVOLVENTES DE MOMENTOS Y CORTES

En general, para obtener los valores de diseño de los distintos esfuerzos, el reglamento del ACI considera las siguientes fórmulas:

$$U = 1.5 D \pm 1.6L$$

$$U = 1.25 (D \pm L \pm S)$$

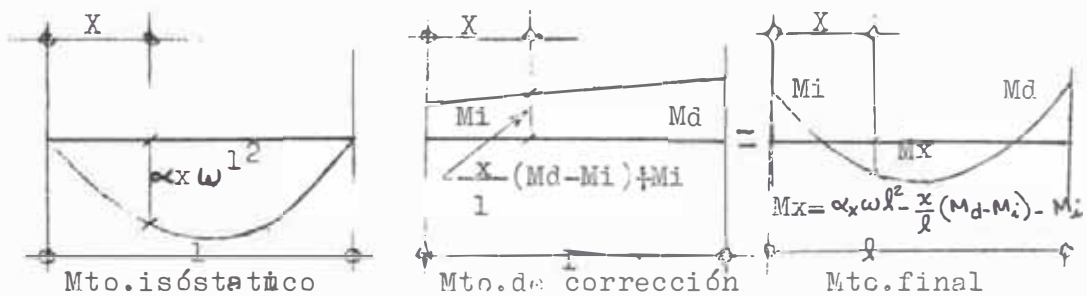
$$U = 0.9 D \pm 1.1S$$

En estas expresiones, D, L y S representan los valores para la carga muerta, carga viva y sismo respectivamente.

Las tres fórmulas anteriormente indicadas serán aplicadas en el pórtico principal "F". Para el pórtico de arriostre "10", se aplicarán solamente las dos últimas fórmulas, ya que la primera no es crítica, debido a que las cargas vivas "L", practicamente son nulas.

1.- ENVOLVENTES DE MOMENTOS

En lo relacionado a las cargas muertas y vivas, una vez obtenidos los valores de los momentos en los extremos de una viga, es posible hallar los valores que correspondan a cualquier punto interior de aquella, por la suma algebraica del respectivo isostático con el correspondiente momento debidamente a los momentos en los apoyos. Esto será hecho a cada décimo de la correspondiente luz del tramo.



En lo que se refiere a los momentos debidos a sismo, éstos siguen una variación rectilínea y el cálculo de los valores se simplifica bastante.

VIGAS DEL PORTICO PRINCIPAL "F"

TRAMO 6-8 DEL NIVEL 9º

pto	D	L		S	1.5D + 1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
i	-5.71	.49	-1.96	14.10	(-)	-12.11	11.10	-27.20	10.36	-20.64
.1	-2.51	.34	-.99	11.84	(-)	-5.54	12.10	-19.20	10.80	-15.32
.2	-.07	.20	-.20	8.98	.25	-.47	11.40	-11.60	9.84	-9.96
.3	1.65	.38	(+)	6.42	3.16	(+)	10.60	-6.00	8.59	-5.61
.4	2.61	.78	-.10	3.86	5.32	(+)	9.10	-1.69	6.60	-1.90
.5	2.86	.98	-.25	1.30	6.05	(+)	6.40	(+)	4.01	(+)
.6	2.32	1.00	-.39	1.26	5.27	(+)	5.70	(+)	3.48	(+)
.7	1.08	.82	-.54	3.82	3.10	(+)	7.20	-4.10	5.17	-3.23
.8	-.92	.46	-.69	6.38	(-)	-2.62	7.40	-9.98	6.17	-7.83
.9	-3.64	(-)	-.96	8.94	(-)	-7.18	6.60	-16.90	6.55	-13.70
d	-7.12	(-)	-1.36	11.50	(-)	-14.05	5.50	-25.60	6.28	-19.11

TRAMO 8-10 DEL NIVEL 9º

pto	D	L		S	1.5D + 1.8L		1.25(D+L+S)		0.90 + 1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)		
i	-8.84	(-)	-2.34	2.80	(-)	-17.51	(-)	-17.50	(-)	-11.07
.1	-4.25	(-)	-1.12	2.22	(-)	-8.39	(-)	-9.50	(-)	-6.27
.2	-.55	.20	-.35	1.65	(-)	-1.46	1.63	-3.19	1.20	-2.20
.3	2.24	.95	-.36	1.07	5.07	(+)	5.32	(+)	3.20	(+)
.4	4.14	1.45	-.36	.50	8.81	(+)	7.60	(+)	4.28	(+)
.5	5.18	1.72	-.37	.08	10.87	(+)	8.73	(+)	4.75	(+)
.6	5.22	1.75	-.38	.66	10.97	(+)	9.53	(+)	5.43	(+)
.7	4.42	1.55	-.38	1.23	9.41	(+)	9.00	(+)	5.34	(+)
.8	2.71	1.10	-.39	1.81	6.04	(+)	7.02	(+)	4.44	(+)
.9	.09	.41	-.39	2.38	.88	-.56	3.60	-3.35	2.65	-2.53
d	-3.41	(-)	-.93	2.96	(-)	-6.79	(-)	-9.12	.19	-6.33

TRAMO 6-8 DEL NIVEL 8°

pto.	D	L		± s	1.5D ± 1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
i	-10.72	.6	-3.14	21.20	(-)	-21.77	13.85	-43.90	13.68	-32.96
.1	-4.87	.42	-1.67	17.85	(-)	-10.32	16.80	-30.50	15.26	-24.02
.2	-.38	.24	-.32	13.30	(-)	-1.15	16.40	-17.50	14.29	14.97
.3	2.85	.63	(+)	9.35	5.41	(+)	14.05	-8.10	12.85	-7.73
.4	4.71	1.24	-.12	5.40	9.33	(+)	14.20	-1.01	10.18	-1.70
.5	5.31	1.57	-.30	1.45	10.83	(+)	10.40	(+)	6.38	(+)
.6	4.61	1.56	-.58	2.50	9.73	(+)	10.80	(+)	6.90	(+)
.7	2.63	1.25	-.66	6.45	6.20	(+)	12.90	-5.60	9.47	-4.73
.8	-.70	.62	-.84	10.40	.07	-2.56	12.90	-14.9	10.81	-12.07
.9	-5.31	(-)	-1.35	14.35	(-)	-10.43	11.30	-26.30	11.00	20.58
D	-11.26	(-)	-2.80	18.30	(-)	-21.94	8.00	-40.50	10.01	30.25

TRAMO 8-10 DEL NIVEL 8°

pto.	D	L		± s	1.5D ± 1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)		
1	-12.95	(-)	-3.44	5.50	(-)	-25.64	(-)	-27.40	(-)	-17.15
.1	-6.30	(-)	-1.65	4.10	(-)	-12.43	(-)	-15.10	(-)	-10.19
.2	-.95	.36	-.60	2.69	(-)	-2.51	2.63	-5.30	2.09	-3.81
.3	2.90	1.36	-.54	1.29	6.81	(+)	6.94	(+)	4.03	(+)
.4	5.50	2.00	-.40	.12	11.25	(+)	9.55	(+)	5.08	(+)
.5	6.72	2.26	-.43	1.52	14.16	(+)	13.10	(+)	7.74	(+)
.6	6.60	2.16	-.37	2.92	13.79	(+)	14.70	(+)	9.16	(+)
.7	5.10	1.70	-.31	4.33	10.71	(+)	13.95	(+)	9.35	-.15
.8	2.35	.86	-.25	5.73	5.07	(+)	11.20	-4.55	8.42	-4.20
.9	-1.90	(-)	-.65	7.14	(-)	-4.02	6.58	-12.10	6.16	-9.58
d	-7.46	(-)	-2.23	8.54	(-)	-15.22	1.35	-22.90	2.69	-16.11

TRAMO 6-8 DEL NIVEL 7°

pto.	D	L		f _s	1.5D+1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.15	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
i	-10.77	.55	-3.10	16.80	(-)	-21.74	8.23	-38.40	8.73	-28.17
.1	-4.91	.39	-1.55	13.64	(-)	-10.17	11.40	-25.10	10.57	-19.43
.2	-.40	.22	-.30	10.43	(-)	-1.14	12.88	-14.00	11.17	-11.39
.3	2.84	.63	(+)	7.32	5.40	(+)	13.50	-5.61	10.60	-5.50
.4	4.72	1.24	..11	4.16	9.32	(+)	12.65	(+)	8.83	-.33
.5	5.33	1.55	-.28	1.00	10.79	(+)	9.90	(+)	5.90	(+)
.6	4.64	1.52	-.44	2.16	9.70	(+)	10.40	(+)	6.55	(+)
.7	2.60	1.21	-.61	5.32	6.20	(+)	11.53	-4.06	8.26	-3.44
.8	-.64	.56	-.77	8.48	.05	-2.55	10.50	-12.40	8.75	-9.91
.9	-5.23	(-)	-1.30	11.64	(-)	-10.21	8.00	-22.65	8.09	-17.51
d	-11.15	(-)	-21.74	14.80	(-)	-21.68	4.55	-35.90	6.21	-26.35

TRAMO 8-10 DEL NIVEL 7°

pto.	D	L		f _s	1.5D+1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.15	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)		
i	-12.15	(-)	-3.25	5.10	(-)	-24.08	(-)	-25.60	(-)	-16.54
.1	-5.76	(-)	-1.52	3.67	(-)	-11.37	(-)	-13.66	(-)	-9.23
.2	-.66	.38	-.54	2.24	(-)	-1.96	2.45	-4.30	1.87	-3.05
.3	2.93	1.33	-.50	.81	6.79	(+)	6.32	(+)	3.53	(+)
.4	5.27	1.91	-.45	.62	11.74	(+)	9.77	(+)	5.42	(+)
.5	6.24	2.12	-.41	2.05	13.18	(+)	13.00	(+)	7.87	(+)
.6	5.86	1.96	-.36	3.48	12.33	(+)	14.15	(+)	9.12	(+)
.7	4.11	1.44	-.32	4.91	8.77	(+)	13.10	-1.40	9.10	-1.70
.8	1.10	.55	-.27	6.34	2.64	(+)	10.00	-6.90	7.97	-5.90
.9	-3.40	(-)	-1.07	7.77	(-)	-7.03	5.48	-15.33	5.47	-13.50
d	-9.21	(-)	-2.70	9.20	(-)	-18.68	(-)	-26.50	1.80	-18.40

TRAMO 6-8 DEL NIVEL 6°

pto	D	L		+ S -	1.5D + 1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
i	10.74	.53	-3.08	15.30	-(-)	-21.65	6.39	-36.50	7.13	-26.47
.1	4.89	.37	-1.53	12.41	(-)	-10.08	9.88	-23.55	9.30	-18.10
.2	-.39	.21	-.29	9.52	(-)	-1.11	11.70	-12.75	10.15	-10.35
.3	2.85	.63	(+)	6.63	5.40	(+)	12.65	-4.74	9.86	4.84
.4	4.71	1.23	-.11	3.74	9.29	(+)	12.10	(+)	8.35	(+)
.5	5.32	1.54	-.27	.85	10.77	(+)	9.65	(+)	5.73	(+)
.6	4.62	1.51	-.42	2.04	9.64	(+)	10.20	(+)	6.39	(+)
.7	2.65	1.19	-.58	4.93	6.13	(+)	10.95	-3.58	7.80	-3.02
.8	-.67	.53	-.74	7.82	(-)	-2.33	9.60	-11.54	8.00	-9.20
.9	-5.27	(-)	-1.32	10.71	(-)	-10.28	6.81	-21.60	7.06	-16.54
d	-11.22	(-)	-2.76	13.60	(-)	-21.80	2.98	-34.50	4.85	-25.05

TRAMO 8-10 DEL NIVEL 6°

pto	D	L		+ S -	1.5D + 1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)		
i	12.27	(-)	-3.27	4.60	(-)	-24.29	(-)	-25.20	(-)	-16.11
.1	5.83	(-)	-1.54	3.27	(-)	-11.53	(-)	-13.35	(-)	-8.85
.2	-.69	.36	-.54	1.94	(-)	-2.00	2.01	-3.96	1.51	-2.75
.3	2.95	1.31	-.48	.61	6.78	(+)	6.09	(+)	3.32	(+)
.4	5.34	1.89	-.42	.72	11.40	(+)	9.94	(+)	5.60	(+)
.5	6.33	2.10	-.37	2.05	13.30	(+)	13.13	(+)	7.98	(+)
.6	6.02	1.94	-.31	3.38	12.52	(+)	14.20	(+)	9.14	(+)
.7	4.31	1.42	-.25	4.71	9.04	(+)	13.10	-.81	9.06	-1.30
.8	1.35	.33	-.19	6.04	2.97	(+)	9.90	-6.10	7.86	-5.42
.9	-5.11	(-)	-.99	7.37	(-)	-6.44	5.33	-14.35	5.31	-10.91
d	-8.88	(-)	-2.62	8.70	(-)	-18.02	(-)	-25.30	1.58	-17.56

TRAMO 6-8 DEL NIVEL 5°

pto.	D	L		f - S	1.5D + 1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
1	-10.79	.47	-3.04	13.90	(-)	-21.68	4.48	-34.75	5.59	24.55
.1	-4.92	.33	-1.50	11.22	(-)	-10.05	8.29	-22.10	7.91	-16.74
.2	-.41	.19	-.28	8.54	(-)	1.11	10.40	-11.55	9.02	5.75
.3	2.83	.64	(+)	5.86	5.39	(+)	11.66	-3.79	9.00	-3.90
.4	4.71	1.22	-.09	3.18	9.26	(+)	11.39	(+)	7.75	(+)
.5	5.34	1.52	-.24	.50	10.74	(+)	9.20	(+)	5.66	(+)
.6	4.66	1.48	-.38	2.18	9.66	(+)	10.40	(+)	6.60	(+)
.7	2.70	1.14	-.52	4.36	6.10	(+)	10.87	-3.35	7.78	-2.92
.8	-.62	.48	-.66	7.54	(-)	-2.12	9.25	-11.03	7.73	-3.85
.9	-5.21	(-)	-1.29	10.22	(-)	-10.13	6.26	-20.90	6.54	15.94
d	-11.12	(-)	-2.72	12.90	(-)	-21.60	2.22	-33.50	4.19	24.19

TRAMO 8-10 DEL NIVEL 5°

pto.	D	L		f - S	1.5D+1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)		
1	-12.10	(-)	-3.23	5.10	(-)	-23.97	(-)	-25.54	(-)	16.51
.1	-5.79	(-)	-1.51	3.75	(-)	-11.41	(-)	-13.81	(-)	-9.33
.2	-.269	.32	-.49	2.40	(-)	1.91	2.54	-4.47	2.02	-3.26
.3	2.93	1.25	-.44	1.05	7.35	(+)	6.53	(+)	3.80	(+)
.4	5.23	1.82	-.39	.30	11.13	(+)	9.20	(+)	5.05	(+)
.5	6.18	2.01	-.34	1.65	12.90	(+)	12.30	(+)	7.39	(+)
.6	5.70	1.85	-.28	3.00	12.01	(+)	13.30	(+)	8.50	(+)
.7	4.04	1.31	-.23	4.35	8.41	(+)	12.12	-.67	8.43	-1.15
.8	1.04	.41	-.18	5.70	2.30	(+)	8.94	-6.05	7.21	-5.33
.9	-.351	(-)	-1.11	7.05	(-)	-7.28	4.42	-14.59	4.60	-10.95
d	-9.37	(-)	-2.75	8.40	(-)	-19.00	(-)	-25.65	.82	-17.66

TRAMO 6-3 DEL NIVEL 4°

pto.	D	L		± S	1.5D ± 1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
i	-10.83	.44	3.02	12.90	(-)	-21.70	3.14	-33.50	4.45	-23.50
.1	-4.94	.31	1.49	10.38	(-)	-10.08	7.19	-21.00	6.97	-15.87
.2	-.43	.18	-.27	7.86	(-)	-1.14	9.51	-10.70	8.26	-9.04
.3	2.84	.64	(+)	5.34	3.41	(+)	11.03	-3.13	8.42	-3.32
.4	4.74	1.22	-.09	2.82	9.31	(+)	10.97	(+)	7.36	(+)
.5	5.37	1.51	-.22	.30	10.80	(+)	8.97	(+)	5.16	(+)
.6	4.70	1.46	-.35	2.22	9.69	(+)	10.46	(+)	6.68	(+)
.7	2.73	1.12	-.48	4.74	6.12	(+)	10.72	-3.11	7.67	-2.75
.8	-.57	.45	-.62	7.26	(-)	-1.98	8.91	-10.55	7.48	-8.50
.9	-5.14	(-)	-1.29	9.78	(-)	-10.04	5.80	-20.25	6.12	-15.40
d	-11.04	(-)	-2.72	12.30	(-)	-21.50	1.58	-32.55	3.58	-23.48

TRAMO 8-10 DEL NIVEL 4°

pto.	D	L		± S	1.5D ± 1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)		
i	-11.94	(-)	-3.20	5.40	(-)	-23.67	(-)	-25.67	(-)	-16.68
.1	-5.63	(-)	-1.49	4.09	(+)	-11.11	(-)	-14.01	(-)	-9.58
.2	-.61	.30	-.46	2.78	(-)	-1.74	2.09	-4.81	2.51	-3.61
.3	2.90	1.23	-.42	1.47	6.55	(+)	7.00	(+)	4.23	(+)
.4	5.16	1.79	-.37	.16	10.94	(+)	8.89	(+)	4.82	(+)
.5	6.05	1.98	-.32	1.15	12.65	(+)	11.47	(+)	6.71	(+)
.6	5.59	1.80	-.27	2.46	11.62	(+)	12.31	(+)	7.73	(+)
.7	3.75	1.26	-.22	3.77	7.89	(+)	10.97	-.30	7.52	-.78
.8	.66	.35	-.18	5.08	1.62	(+)	7.61	-5.75	6.18	-5.00
.9	-3.93	(-)	-1.14	6.39	(-)	-7.94	3.07	-14.32	3.50	-10.56
d	-9.81	(-)	-2.78	7.70	(-)	-19.72	(-)	-25.36	(-)	-17.30

TRAMO 6-8 DEL NIVEL 3°

pto	D	L		+ - S	1.5D + 1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
i	-10.82	.48	-3.08	10.70	(-)	-21.79	.45	-30.75	2.04	-21.50
.1	-4.94	.34	-1.53	8.60	(-)	-10.16	5.00	-18.84	5.01	-13.91
.2	-.43	.19	-.29	6.50	(-)	-1.17	7.82	-9.02	6.76	-7.54
.3	2.84	.63	(+)	4.40	5.38	(+)	9.84	-1.95	7.39	-2.29
.4	4.74	1.23	-1.0	2.30	9.31	(+)	10.34	(+)	6.79	(+)
.5	5.37	1.54	-.24	.20	10.85	(+)	8.89	(+)	5.06	(+)
.6	4.70	1.51	-.38	1.90	9.76	(+)	10.14	(+)	6.32	(+)
.7	2.73	1.19	-.53	4.00	6.24	(+)	9.90	-2.25	6.86	-1.94
.8	-.59	.53	-.67	6.10	.07	-2.10	7.55	-9.20	6.18	-7.24
.9	-5.16	(-)	-1.23	8.20	(-)	-9.94	3.80	-18.24	4.38	-13.66
d	-11.06	(-)	-2.66	10.30	(-)	-21.39	(-)	-30.02	1.38	-21.28

TRAMO 8-10 DEL NIVEL 3°

pto	D	L		+ - S	1.5D + 1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)		
i	-12.10	(-)	-3.19	4.40	(-)	-23.89	(-)	-24.61	(-)	-15.74
.1	-5.79	(-)	-1.49	3.28	(-)	-11.36	(-)	-13.20	(-)	-8.81
.2	-.70	.35	-.52	2.16	(-)	-1.99	2.26	-4.22	1.75	-3.01
.3	2.52	1.27	-.48	1.04	6.67	(+)	6.54	(+)	3.77	(+)
.4	5.22	1.02	-.43	.08	11.10	(+)	8.90	(+)	4.79	(+)
.5	6.16	2.01	-.39	1.20	12.84	(+)	11.71	(+)	6.85	(+)
.6	5.76	1.83	-.34	2.32	11.92	(+)	12.39	(+)	7.73	(+)
.7	3.99	1.28	-.30	3.44	8.30	(+)	10.89	(+)	7.37	-1.19
.8	.96	.36	-.25	4.56	2.09	(+)	7.35	-4.81	5.88	-4.16
.9	-3.60	(-)	-1.22	5.68	(-)	7.60	2.60	-13.12	3.01	-9.49
d	-9.46	(-)	-2.93	6.80	(-)	-19.48	(-)	-23.99	(-)	-15.99

TRAMO 6-8 DEL NIVEL 2°

pto	D	L		† S	1.5D + 1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
i	-9.07	.66	-6.87	5.45	(-)	26.00	(-)	-26.70	(-)	-14.17
.1	-4.12	.46	-3.28	4.37	(-)	12.08	.89	-14.70	1.10	-8.52
.2	-.27	.26	-.46	3.28	.06	-1.24	4.09	-5.00	3.37	-3.85
.3	2.49	1.59	(+)	2.20	6.60	(+)	7.82	(+)	4.06	-.18
.4	4.04	2.88	-.13	1.11	11.23	(+)	10.04	(+)	4.85	(+)
.5	4.59	3.42	-.33	.03	13.04	(+)	10.06	(+)	4.16	(+)
.6	3.94	3.19	-.53	1.06	11.62	(+)	10.20	(+)	4.72	(+)
.7	2.29	2.20	-.73	2.15	7.40	(+)	8.30	-.74	4.43	-.31
.8	-.56	.46	-.92	3.23	(-)	-2.50	3.91	-5.90	3.05	-4.05
.9	-4.50	(-)	-3.19	4.32	(-)	-12.48	(-)	-15.00	.70	-8.80
d	-9.55	(-)	-6.66	5.40	(-)	-26.30	(-)	-27.00	(-)	-14.54

TRAMO 8-10 DEL NIVEL 2°

pto	D	L		† S	1.5D + 1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
		(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
i	-11.37	(-)	-8.22	2.60	(-)	-31.86	(-)	-27.80	(-)	-13.08
.1	-5.26	(-)	-3.79	2.00	(-)	-14.70	(-)	-13.80	(-)	-6.82
.2	-.48	.32	-.63	1.40	(-)	-1.85	1.55	-3.14	1.11	-1.97
.3	2.96	2.75	-.54	.80	9.40	(+)	8.14	(+)	3.54	(+)
.4	5.11	4.18	-.45	.20	15.19	(+)	11.90	(+)	4.82	(+)
.5	5.89	4.70	-.36	.40	17.29	(+)	13.70	(+)	5.74	(+)
.6	5.40	4.22	-.27	1.00	15.70	(+)	13.30	(+)	5.96	(+)
.7	3.54	2.85	-.18	1.60	10.43	(+)	10.00	(+)	4.95	(+)
.8	.39	.46	-.09	2.20	1.42	(+)	3.81	-2.38	2.77	-2.07
.9	-4.10	(-)	-2.95	2.80	(-)	-11.47	(-)	-12.32	(-)	-6.77
d	-9.93	(-)	-7.25	3.40	(-)	-27.94	(-)	-25.70	(-)	-12.67

VIGAS DEL PORTICO DE ARRIOSTRE "10"

NIVEL 9°

pto	TRAMO G-F						TRAMO F-E					
	D	f s	1.25(D+S)		0.9D+1.1S		D	f s	1.25(D+S)		0.9D+1.1S	
			(+)	(-)	(+)	(-)			(+)	(-)	(+)	(-)
1	-.40	2.85	3.06	-4.06	2.68	3.50	1.44	1.76	.40	-4.00	.54	3.24
.1	.16	2.39	3.19	-2.79	2.77	-2.49	-.74	1.41	.84	-2.69	.88	-2.22
.2	.5	1.93	3.10	-1.71	2.62	-1.62	-.20	1.06	1.08	-1.58	.93	-1.35
.3	.83	1.47	2.87	-.80	2.37	-.87	.21	.70	1.14	-.61	.96	-.58
.4	.94	1.01	2.44	-.09	1.95	-.26	.46	.35	1.01	(+)	.80	(+)
.5	.89	.55	1.80	(+)	1.41	(+)	.56	0	.70	(+)	.50	(+)
.6	.71	.08	.99	(+)	.73	(+)	.52	.35	1.09	(+)	.86	(+)
.7	.38	.38	.95	0	.76	-.08	.33	.70	1.29	-.46	1.07	-.47
.8	-.11	.84	.91	-1.15	.82	-1.05	-.02	1.06	1.30	-1.35	1.14	-1.19
.9	-.73	1.30	.71	-2.54	.77	-2.09	-.50	1.41	1.12	-2.39	1.10	-2.00
d	-1.51	1.76	.31	4.09	.58	3.30	1.14	1.75	.77	-3.62	.91	-2.97

NIVEL 3°

pto	TRAMO G-F						TRAMO F-E					
	D	f s	1.25(D+S)		0.9D+1.1S		D	f s	1.25(D+S)		0.9D+1.1S	
			(+)	(-)	(+)	(-)			(+)	(-)	(+)	(-)
1	-1.45	7.76	7.90	-11.51	7.21	9.83	1.85	5.71	4.82	-2.42	4.53	-7.97
.1	-.52	6.41	7.36	-8.68	5.60	7.53	-.86	4.57	4.64	-6.79	4.25	-5.79
.2	.18	5.07	6.57	-6.11	5.74	5.41	-.11	3.43	4.15	-4.41	3.68	-3.88
.3	.68	3.72	5.50	-3.80	4.71	3.48	.45	2.28	3.41	-2.29	2.91	-2.10
.4	.96	2.27	4.16	-1.74	3.47	2.75	.78	1.14	2.40	-.45	1.85	-.56
.5	1.00	1.03	2.54	-.04	2.03	-.23	.89	0	1.11	(+)	.80	(+)
.6	.85	.32	1.46	(+)	1.12	(+)	.80	1.14	2.42	-.43	1.98	-.54
.7	.47	1.67	2.67	-1.50	2.26	1.42	.47	2.28	3.44	-2.26	2.48	-2.09
.8	-.13	3.02	3.61	-3.97	3.20	3.44	-.07	3.43	4.20	-4.38	3.67	-3.79
.9	-.93	4.36	4.28	-6.61	3.35	3.64	-.82	4.57	4.69	-6.72	4.23	-5.75
d	-1.96	5.71	4.69	-9.59	4.53	4.06	-1.79	5.71	4.90	-9.38	4.68	-7.90

NIVEL 7°

pto	TRAMO G-F						TRAMO F-E					
	D	± S	1.25(D±S)		0.9D±1.1S		D	± S	1.25(D±S)		0.9D±1.1S	
			(+)	(-)	(+)	(-)			(+)	(-)	(+)	(-)
i	-1.63	8.51	8.60	-12.65	7.90	-10.85	-1.81	7.67	7.31	-11.85	6.80	-10.05
.1	-.68	6.89	7.77	-9.45	6.96	-8.21	-.83	6.14	6.63	-8.70	6.03	-7.52
.2	.05	5.27	6.64	-6.52	5.81	-5.74	-.08	4.60	5.64	-5.84	5.00	-5.14
.3	.57	3.66	5.28	-3.86	4.54	-3.52	.47	3.07	4.42	-3.25	3.79	-2.95
.4	.87	2.04	3.64	-1.46	3.05	-1.47	.80	1.53	2.91	-.91	2.41	-.96
.5	.94	.42	1.70	(+)	1.31	(+)	.90	0	1.12	(+)	.81	(+)
.6	.82	1.20	2.53	-.48	2.06	-.58	.80	1.53	2.91	-.91	2.41	-.96
.7	.46	2.82	4.10	-2.95	5.51	-2.69	.47	3.07	4.42	-3.25	3.79	2.96
.8	-.12	4.43	5.39	-5.68	4.77	-4.98	-.08	4.60	5.64	-5.84	5.00	-5.14
.9	-.89	6.05	6.44	-8.69	5.85	-7.46	-.83	6.14	6.63	-8.70	6.03	-7.52
d	-1.90	7.67	7.20	-11.96	6.71	-10.85	-1.81	7.67	7.31	-11.85	6.80	-10.05

NIVEL 6°

pto	TRAMO G-F						TRAMO F-E					
	D	± S	1.25(D±S)		0.9D±1.1S		D	± S	1.25(D±S)		0.9D±1.1S	
			(+)	(-)	(+)	(-)			(+)	(-)	(+)	(-)
i	-1.60	9.23	9.53	-13.55	8.72	-11.64	-1.83	8.04	7.78	-12.32	7.23	-10.53
.1	-.65	7.50	5.57	-10.20	7.67	-8.88	-.85	6.43	6.98	-9.10	6.33	-7.85
.2	.07	5.78	7.32	-7.15	6.42	-6.31	-.09	4.82	5.91	-6.14	5.22	-5.38
.3	.59	4.05	5.80	-4.33	4.98	-3.93	.45	3.22	4.60	-3.45	3.96	-3.14
.4	.83	2.32	4.01	-1.79	3.36	-1.76	.79	1.61	3.00	-1.03	2.48	1.06
.5	.96	.60	1.95	(+)	1.52	(+)	.90	0	1.12	(+)	.81	(+)
.6	.83	1.13	2.45	-.38	1.95	-.55	.80	1.61	3.01	1.03	2.48	1.05
.7	.47	2.86	4.16	-2.99	3.57	-2.73	.47	3.22	4.61	-3.44	3.96	-3.13
.8	-.11	4.59	5.60	-5.88	4.96	-5.15	-.08	4.82	5.92	-5.62	5.23	-5.37
.9	-.89	6.31	6.78	-9.00	5.14	-7.77	-.82	6.43	7.01	-9.08	6.35	-7.84
d	-1.90	8.04	7.69	-12.43	7.10	-10.59	-1.80	8.04	7.81	-12.30	7.26	-10.51

NIVEL 5°

pto.	TRAMO G-F						TRAMO F-E					
	D	± S	1.25(D±S)		0.9D±1.1S		D	± S	1.25(D±S)		0.9D±1.1S	
			(+)	(-)	(+)	(-)			(+)	(-)	(+)	(-)
i	-1.63	10.25	10.80	-14.86	9.83	-12.77	-1.81	9.02	9.01	-13.54	8.29	-11.55
.1	-.68	8.32	9.57	-11.24	8.55	-9.77	-.83	7.22	7.99	-10.77	7.20	-8.70
.2	.05	6.40	8.08	-7.92	7.10	-7.00	-.08	5.41	6.67	-6.87	5.88	-6.02
.3	.57	4.47	6.30	-4.87	5.43	-4.41	.47	3.61	5.10	-3.92	4.40	-3.56
.4	.87	2.54	4.26	-2.09	3.57	-2.01	.80	1.80	3.25	-1.25	2.70	-1.26
.5	.94	.62	1.95	(+)	1.53	(+)	.90	0	1.12	(+)	.81	(+)
.6	.82	1.31	2.66	-.61	2.18	-.70	.80	1.80	3.25	1.25	2.70	1.26
.7	.46	3.24	4.63	-3.48	3.97	-3.15	.47	3.61	5.10	-3.92	4.40	-3.56
.8	-.12	5.12	6.32	-6.60	5.59	-5.81	-.08	5.41	6.67	-6.87	5.88	-6.02
.9	-.89	7.09	7.75	-9.98	6.99	-8.59	-.83	7.22	7.99	-10.07	7.20	-8.70
d	-1.90	9.02	8.90	-13.65	8.21	-11.63	-1.81	9.02	9.01	-13.54	8.29	-11.55

NIVEL 4°

pto.	TRAMO G-F						TRAMO F-E					
	D	± S	1.25(D±S)		0.9D±1.1S		D	± S	1.25(D±S)		0.9D±1.1S	
			(+)	(-)	(+)	(-)			(+)	(-)	(+)	(-)
i	-1.69	10.35	10.80	-15.06	9.88	-12.92	-1.81	9.40	9.50	-14.03	8.67	-11.93
.1	-.72	8.36	9.56	-11.36	8.55	-9.85	-.83	7.52	8.37	-10.45	7.53	-9.03
.2	0	6.40	7.99	-8.01	7.01	-7.04	-.08	5.64	6.95	-7.15	6.14	-6.28
.3	.54	4.43	6.20	-4.86	5.36	-4.38	.47	3.76	5.29	-4.11	4.56	-3.72
.4	.85	2.45	4.11	-2.00	3.47	-1.93	.80	1.88	3.35	-1.35	2.79	-1.35
.5	.93	.48	1.76	(+)	1.37	(+)	.90	0	1.12	(+)	.81	(+)
.6	.81	1.50	2.89	-.86	2.38	-.92	.80	1.88	3.35	-1.35	2.79	-1.35
.7	.46	3.48	4.93	-3.78	4.24	-3.42	.47	3.76	5.29	-4.11	4.56	-3.72
.8	-.10	5.45	6.70	-6.95	5.91	-6.09	-.08	5.64	6.95	-7.15	6.14	-6.28
.9	-.83	7.43	8.26	-10.31	7.44	-8.94	-.83	7.52	8.37	-10.45	7.53	-9.03
d	-1.87	9.40	9.40	-14.12	8.62	-11.98	-1.81	9.40	9.50	-14.03	8.67	-11.93

NIVEL 3°

pto.	TRAMO G-F						TRAMO F-E					
	D	± S	1.25(D±S)		0.9D±1.1S		D	± S	1.25(D±S)		0.9D±1.1S	
			(+)	(-)	(+)	(-)			(+)	(-)	(+)	(-)
i	-1.61	9.07	9.32	-13.36	8.52	-11.42	-1.81	8.58	8.47	-13.00	7.79	-11.05
.1	-.66	7.31	8.32	-9.96	7.46	-8.64	-.83	6.86	7.54	-9.60	6.78	-8.28
.2	.07	5.54	7.01	-6.82	6.16	-6.04	-.08	5.15	6.33	-6.54	5.61	-5.75
.3	.58	3.78	5.46	-4.00	4.67	-3.63	.47	3.43	4.87	-3.70	4.19	3.35
.4	.88	2.01	3.61	-1.41	3.00	-1.42	.80	1.72	3.15	-1.15	2.61	1.17
.5	.95	.25	1.50	(+)	1.13	(+)	.90	0	1.12	(+)	.81	(+)
.6	.82	1.52	2.93	-.88	2.41	-.93	.80	.72	3.15	-1.15	2.61	1.17
.7	.46	3.29	4.69	-3.54	4.02	-3.20	.47	3.43	4.87	-3.70	4.19	3.35
.8	-.12	5.05	6.17	-6.46	4.95	-5.17	-.08	5.15	6.33	-6.54	5.61	-5.75
.9	-.90	6.82	7.40	-9.66	6.69	-8.31	-.83	6.26	7.54	-9.60	6.78	-8.28
d	-1.91	8.58	8.33	-13.13	7.70	-11.14	-1.81	8.58	8.47	-13.00	7.79	-11.05

NIVEL 2°

pto.	TRAMO G-F						TRAMO F-E					
	D	± S	1.25(D±S)		0.9D±1.1S		D	± S	1.25(D±S)		0.9D±1.1S	
			(+)	(-)	(+)	(-)			(+)	(-)	(+)	(-)
1	-2.44	8.87	8.03	-14.15	7.53	-11.95	-2.34	8.20	7.31	-13.18	6.92	-11.12
.1	1.15	7.16	7.51	-10.40	6.83	-8.91	1.07	6.56	6.87	-9.53	6.25	-8.17
.2	-.17	5.46	6.60	-7.06	5.85	-6.15	-.10	4.92	6.02	-6.28	5.32	5.50
.3	.56	3.70	5.32	-3.92	4.56	-3.56	.61	3.28	4.85	-3.34	4.16	-2.06
.4	.99	2.04	3.79	-1.31	3.13	-1.35	1.03	1.64	3.34	-1.76	2.74	-.88
.5	1.14	.34	1.85	(+)	1.39	(+)	1.16	0	1.45	(+)	1.05	(+)
.6	1.02	1.37	2.99	-.44	2.43	-.59	1.03	1.64	3.34	-.76	2.74	-.88
.7	.62	3.08	4.62	-3.08	3.95	-2.83	.61	3.28	4.85	-3.34	4.16	-2.06
.8	-.08	4.79	5.90	-6.10	5.19	-5.33	-.10	4.92	6.02	-6.28	5.32	-5.50
.9	-1.03	6.49	6.86	-9.41	6.19	-8.05	-1.07	6.56	6.87	-9.53	6.25	-8.17
d	-2.29	8.20	7.40	-13.15	6.95	-11.07	-2.34	8.20	7.31	-13.18	6.92	-11.12

NIVEL 2° : TRAMO H-C

pto.	D	± S	1.25(D+S)		0.9D + 1.1S	
			(+)	(-)	(+)	(-)
i	-1.23	4.71	3.59	-6.19	3.54	-6.84
.1	-.63	3.35	3.40	-4.97	3.11	-4.25
.2	.27	1.99	2.32	-2.15	2.45	-1.95
.3	.91	.64	1.93	(+)	1.52	(+)
.4	1.26	.72	2.17	(+)	1.92	(+)
.5	1.32	2.08	4.24	-.95	3.45	-1.10
.6	1.13	3.44	5.70	-2.89	4.80	-2.76
.7	.64	4.30	6.80	-5.21	5.86	-4.70
.8	-.14	6.15	7.50	-7.87	6.64	-6.90
.9	-1.18	7.151	7.90	-10.86	7.20	-9.32
d	-2.52	8.87	7.93	-14.22	7.47	-12.01

2.- ENVOLVENTES DE CORTES

Para cargas verticales, el valor del corte será hallado por la suma del corte isostático mas el corte producido por los momentos en los extremos del tramo respectivo. Para el efecto, se usarán los máximos valores del corte, producidos para disposiciones de carga que den los máximos momentos negativos en los apoyos. Esto en lo que respecta al pórtico principal "F". En el pórtico de arriostre, al no existir variaciones de sobrecarga, se considerarán los cortes correspondientes a las cargas muertas y sismo.

Los cortes de sismo son constantes a lo largo del tramo respectivo, y son hallados por la relación de la suma algebraica de los momentos de sismo en los extremos de dicho tramo, entre luz correspondiente.

Los valores de diseño para el pórtico principal "F" serán hallados aplicando: $U = 1.5D + 1.8L$, $U = 1.25(D + L + S)$ y $U = 0.9D + 1.1S$. Se considerarán los valores máximos. Para el pórtico de arriostre se tendrán en cuenta solamente las dos últimas fórmulas.

VIGAS DEL PORTICO PRINCIPAL "F"

TRAMO 6-8 : $V_{6-8}^{(+)}$ máximo (Ton)

Ni- vel	D		$L_{max.}$		S(+)	$1.5D+1.8L$		$1.25(D+L+S)$		$0.9D+1.1S$	
	V_{6-8}	V_{8-6}	V_{6-8}	V_{8-6}		V_{6-8}	V_{8-6}	V_{6-8}	V_{8-6}	V_{6-8}	V_{8-6}
9	5.40	-5.80	1.60	-1.30	4.00	11.00	-11.00	13.80	-13.90	9.30	-8.80
8	9.80	-9.96	2.62	-2.14	6.20	19.40	-18.80	23.30	-7.40	15.62	-2.14
7	9.82	-9.94	2.60	-2.16	4.90	19.40	-18.80	21.60	-9.00	14.23	-3.50
6	9.81	-9.95	2.59	-2.17	4.50	19.40	-18.80	21.10	-7.50	13.80	-4.00
5	9.83	-9.93	2.57	-2.19	4.20	19.40	-18.80	20.80	-9.90	13.50	-4.30
4	9.85	-9.91	2.56	-2.20	3.90	19.50	-18.90	20.40	-10.30	13.20	-4.60
3	9.84	-9.92	2.59	-2.17	3.30	19.50	-18.80	19.60	-11.00	12.50	-5.30
2	8.31	-8.45	6.01	-5.55	1.70	23.20	-22.70	20.00	-15.40	9.40	-5.70

TRAMO 6-8 : $V_{8-6}^{(-)}$ mínimo (Ton)

Ni- vel	D		$L_{max.}$		S(-)	$1.5D+1.8L$		$1.25(D+L+S)$		$0.9D+1.1S$	
	V_{6-8}	V_{8-6}	V_{6-8}	V_{8-6}		V_{6-8}	V_{8-6}	V_{6-8}	V_{8-6}	V_{6-8}	V_{8-6}
9	5.40	-8.80	1.40	-1.50	4.00	10.60	-11.40	3.50	-14.20	.50	-9.60
8	9.80	-9.96	2.34	-2.42	6.20	18.90	-19.30	7.40	-23.30	1.98	-15.73
7	9.82	-9.94	2.35	-2.41	4.90	9.00	-19.30	9.10	-21.60	3.45	-14.34
6	9.81	-9.95	2.35	-2.41	4.50	8.90	-19.30	9.60	-21.10	3.90	-13.00
5	9.83	-9.93	2.36	-2.40	4.20	9.00	-19.30	10.00	-20.60	4.20	-13.60
4	9.85	-2.91	2.36	-2.40	3.90	9.00	-19.30	10.40	-20.30	4.60	-13.20
3	9.84	-9.92	2.37	-2.39	3.30	9.10	-19.20	11.10	-19.50	5.20	-12.60
2	8.31	-8.45	5.71	-5.85	1.70	22.80	-23.20	15.40	-20.00	5.60	-9.50

TRAMO 8-10 : $V_{8-10} (+)$ máximo (Ton)

Ni- vel	D		L_{max}		S(+)	1.5D+1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
	V_{8-10}	V_{10-8}	V_{8-10}	V_{10-8}		V_{8-10}	V_{10-8}	V_{8-10}	V_{10-8}	V_{8-10}	V_{10-8}
9	7.60	-6.00	2.10	-1.60	.90	15.20	-11.80	13.30	-8.40	7.90	-4.40
8	11.13	-9.47	2.98	-2.56	2.13	22.10	-18.80	20.40	-12.40	12.30	-6.10
7	10.75	-9.85	2.80	-2.66	2.20	21.30	-19.60	19.80	-12.90	12.00	-5.44
6	10.81	-9.79	2.90	-2.64	2.02	21.40	-19.50	19.70	-13.00	12.00	-6.60
5	10.71	-9.89	2.87	-2.67	2.05	21.20	-19.60	19.60	-13.20	11.90	-6.60
4	10.62	-9.98	2.86	-2.68	2.00	21.10	-19.80	19.40	-13.00	11.80	-6.80
3	10.70	-9.90	2.84	-2.70	1.70	21.20	-19.80	19.10	-13.50	11.50	-7.00
2	10.25	-9.79	7.43	-7.09	.91	28.80	-27.50	23.20	-20.00	10.20	-7.80

TRAMO 8-10 : $V_{10-8} (-)$ mínimo (Ton)

Ni- vel	D		L_{max}		S(-)	1.5D+1.8L		1.25(D+L+S)		0.9D+1.1S	
	V_{8-10}	V_{10-8}	V_{8-10}	V_{10-8}		V_{8-10}	V_{10-8}	V_{8-10}	V_{10-8}	V_{8-10}	V_{10-8}
9	7.60	-6.00	2.00	-1.60	-.90	15.10	-11.90	10.90	-10.70	5.90	-6.40
8	11.13	-9.47	2.88	-2.66	-2.13	21.80	-19.00	14.90	-17.80	7.68	-10.86
7	10.75	-9.85	2.78	-2.76	-2.20	21.20	-19.80	11.70	-18.50	7.25	-11.50
6	10.81	-9.79	2.80	-2.74	-2.02	21.20	-19.70	14.50	-18.20	7.50	-11.00
5	10.71	-9.89	2.78	-2.76	-2.05	21.10	-19.80	14.40	-18.40	7.40	-11.20
4	10.62	-9.98	2.78	-2.76	-2.00	20.90	-20.00	14.30	-18.50	7.40	-11.20
3	10.70	-9.90	2.77	-2.77	-1.70	21.10	-19.90	14.70	-18.00	7.80	-10.80
2	10.25	-9.79	7.30	-7.22	-.91	28.50	-27.70	20.80	-22.40	8.20	-9.80

CORTES EN VOLADIZOS . (Ton)

Nivel	D	L	1.5D+1.8L
9°	2.68	.71	5.89
2°	3.42	2.42	9.82

VIGAS DEL PORTICO DE ARRIOSTRO "10"

TRAMO G-F : $V_{G-F} (+)$ máximo (Ton)

Nivel	D		S (+)	1.25(D+S)		0.9D+1.1S	
	V_{G-F}	V_{F-G}		V_{G-F}	V_{F-G}	V_{G-F}	V_{F-G}
9°	1.43	-1.93	1.05	3.10	-1.10	2.45	-.58
8°	2.34	-2.58	3.06	6.74	.60	5.46	1.04
7°	2.40	-2.52	3.67	7.60	1.44	6.20	1.77
6°	2.39	-2.53	3.92	7.90	1.74	6.46	2.04
5°	2.40	-2.52	4.38	8.50	2.33	6.98	2.55
4°	2.42	-2.50	4.49	8.65	2.49	7.12	2.69
3°	2.39	-2.53	4.01	8.00	1.85	6.56	2.13
2°	3.21	-3.15	3.88	8.87	.91	7.16	1.43

TRAMO G-F : $V_{F-G} (-)$ mínimo (Ton)

Nivel	D		S (-)	1.25(D+S)		0.9D+1.1S	
	V_{G-F}	V_{F-G}		V_{G-F}	V_{F-G}	V_{G-F}	V_{F-G}
9°	1.43	-1.93	-1.05	.48	-3.73	.13	-2.90
8°	2.34	-2.58	-3.06	-.90	-7.08	-1.26	-5.68
7°	2.40	-2.52	-3.67	-1.59	-7.73	-1.88	-6.31
6°	2.39	-2.53	-3.92	-1.92	-8.08	-2.16	-6.59
5°	2.40	-2.52	-4.38	-2.48	-8.63	-2.65	-7.09
4°	2.42	-2.50	-4.49	-2.60	-8.75	-2.76	-7.19
3°	2.39	-2.53	-4.01	-2.03	-8.20	-2.26	-6.69
2°	3.21	-3.15	-3.88	-.84	-8.80	-1.38	-7.11

TRAMO F-E : $V_{F-E} (+)$ máximo (Ton)

Nivel	D		S (+)	1.25 (D+S)		0.9D+1.1S	
	V_{F-E}	V_{E-F}		V_{F-E}	V_{E-F}	V_{F-E}	V_{E-F}
9	1.75	-1.61	.80	3.19	-1.01	2.46	-.57
8	2.47	-2.45	2.60	6.33	.19	5.09	.65
7	2.46	-2.46	6.49	7.44	1.29	6.06	1.62
6	2.47	-2.45	3.65	7.68	1.50	6.24	1.81
5	2.46	-2.46	4.10	8.20	2.05	6.72	2.30
4	2.46	-2.46	4.27	8.42	2.26	6.91	2.49
3	2.46	-2.46	2.90	7.95	1.80	6.50	2.08
2	3.18	-3.18	3.73	8.64	.69	.96	1.24

TRAMO F-E : $V_{E-F} (-)$ mínimo (Ton)

Nivel	D		S (-)	1.25 (D+S)		0.9D+1.1S	
	V_{F-E}	V_{E-F}		V_{F-E}	V_{E-F}	V_{F-E}	V_{E-F}
9	1.75	-1.61	-.80	1.19	-3.01	.70	-2.33
8	2.47	-2.45	-2.60	-.16	-6.32	-.63	-5.07
7	2.46	-2.46	-3.49	-1.29	-7.44	-1.62	-6.06
6	2.47	-2.45	-3.65	-1.48	-7.62	-1.78	-6.21
5	2.46	-2.46	-4.10	-2.05	-8.20	-2.30	-6.72
4	2.46	-2.46	-4.27	-2.26	-8.42	-2.49	-6.91
3	2.46	-2.46	-3.90	-1.30	-7.95	-2.08	-6.50
2	3.18	-3.18	-3.73	-.69	-8.64	-1.24	-6.96

TRAMO H-G

	Nivel	D		S	1.25(D+S)		0.9D+1.1S	
		V _{H-G}	V _{G-H}		V _{H-G}	V _{G-H}	V _{H-G}	V _{G-H}
V _{H-G} max	2°	3.02	-3.34	3.09	7.65	-.31	6.11	.40
V _{G-H} min	2°	3.02	-3.34	-3.09	-.09	-8.05	-.69	-6.40

C.- COLUMNAS : MOMENTOS Y CARGAS AXIALES PARA EL DISEÑO

Se hallarán los valores para las columnas que van a ser diseñadas: columna F-8, con flexión en un sentido y la columna F-10, con flexión en dos sentidos.

Para los momentos, en lo que respecta a la columna F-8, como ésta solamente va a ser diseñada en el sentido principal, no se considerará la fórmula $U = 1.5D + 1.8L$, aparte de que da valores muy inferiores a $U = 1.25(D+L+S)$, que es la que se va a utilizar. Para la columna F-10 se tendrá en cuenta las fórmulas antes mencionadas, es decir $U = 1.5D + 1.8L$ y $U = 1.25(D+L+S)$. La primera para el sentido x-x y la segunda para el sentido y-y, cuando se trate de flexión biaxial. Para flexión en un solo sentido se considerará también ambas fórmulas, y no se tendrá en cuenta en ninguno de los casos anteriores la expresión $U = 0.9D + 1.1S$, ya que no es crítica.

Para las cargas axiales, se tendrá en cuenta los valores del metrado en los que ya se ha considerado las respectivas reducciones de sobrecarga. A estos valores, tendrán que agregarse el peso de las columnas, que no se consideraron en el metrado de las mismas. No se considerará la corrección debida a momentos en las vigas, ya que son valores muy pequeños. Para los valores de sismo se utilizarán los hallados en el análisis sísmico. Las cargas axiales de diseño serán halladas aplicando las expresiones: $U = 1.5D + 1.8L$ y $1.25(D+L+S)$, aunque es de esperar que aquella de los valores mas críticos.

1.- VALORES DE LOS MOMENTOS

COLUMNA F-8 : MOMENTOS DE DISEÑO SEGUN x-x

n	D		L		S		(D+L+S)		Valores de diseño (D+L+S)
	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}	
8	1.64	1.09	1.42	1.22	14.30	13.60	17.36	15.91	21.70
7	.59	.52	1.20	1.14	10.20	10.60	12.00	12.26	15.40
6	.49	.5	1.11	1.14	9.30	9.80	10.90	11.47	14.40
5	.51	.45	1.08	.99	8.40	7.60	10.00	9.04	12.50
4	.55	.47	1.39	1.34	10.40	10.00	12.34	11.81	15.50
3	.42	.45	1.14	1.06	7.70	9.30	9.30	10.81	13.50
2	.54	.79	1.66	2.63	5.40	7.10	7.65	10.52	13.20
1	1.02	.51	4.10	2.05	.85	4.90	5.97	7.46	9.32

COLUMNA F-10: MOMENTOS PARA 1.25(D+L+S) SEGUN x-x

n	D		L		S		(D+L+S)		1.25 (D+L+S)
	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}	
8	1.68	1.38	.61	.47	2.96	2.44	5.25	4.29	6.60
7	6.08	5.02	1.77	1.47	6.10	4.06	13.95	0.55	17.45
6	4.18	4.40	1.23	1.29	5.15	4.20	10.56	9.89	13.20
5	4.30	3.98	1.24	1.13	4.54	3.70	10.08	8.81	12.60
4	5.38	4.91	1.55	1.48	4.70	3.82	11.63	10.21	14.60
3	4.10	5.16	1.21	1.43	3.84	3.70	9.89	10.29	12.90
2	4.34	4.12	1.81	2.92	3.09	2.39	9.20	9.47	11.90
1	3.90	1.99	4.64	2.32	1.00	5.20	9.62	9.51	12.10

COLUMNA F-10 : MOMENTOS PARA 1.5D+1.8L, Según x-x

n	1.5 D		1.8 L		1.5D+1.8L		Mayor Valor
	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}	
8	2.52	2.07	1.03	.85	3.60	2.92	3,60
7	9.12	7.54	3.19	2.65	12.31	10.19	12.31
6	6.30	6.60	2.21	2.32	8.51	8.92	8.92
5	6.44	6.00	2.23	2.04	8.67	8.04	8.67
4	8.09	7.40	2.79	2.66	10.88	10.06	10.88
3	7.20	7.73	2.18	2.58	9.38	10.31	10.31
2	6.51	6.19	3.26	5.52	9.77	11.51	11.51
1	5.98	3.00	8.33	4.18	14.31	9.18	14.31

COLUMNA F-10 : MOMENTOS DE DISEÑO SEGUN x-x

Para el efecto se comparan los valores de los dos cuadros anteriores.

n	1.5D+1.8L	1.25(D+L)S	Valores de Diseño
8	3.60	6.60	6.60
7	12.31	17.45	17.45
6	8.92	13.20	13.20
5	8.67	12.60	12.60
4	10.88	14.60	14.60
3	10.31	12.90	12.90
2	11.51	11.90	11.90
1	14.31	12.10	14.31

COLUMNA F-10 : FLEXION EN 2 SENTIDOS

MOMENTOS SEGUN Y-Y

n	D		S		1.25(D+S)	
	M _{sup.}	M _{sup.}	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}
8	.07	.05	3.53	2.87	4.50	3.65
7	.09	.06	8.55	5.70	10.80	7.20
6	.03	.03	9.65	6.71	12.10	8.42
5	.03	.03	9.38	7.75	11.80	9.70
4	.04	.02	10.30	8.51	12.91	10.70
3	.02	.04	10.30	8.04	12.90	10.10
2	.03	.03	9.12	10.30	11.45	12.90
1	.02	.01	6.10	12.44	7.65	15.60

MOMENTOS EN AMBOS SENTIDOS, DE DISEÑO

Con los valores del cuadro anterior y los correspondientes a ésta misma columna para 1.5D+1.8L según x-x, obtendremos los valores de diseño para flexión en dos sentidos.

n	sentido x-x 1.5D+1.8L		sentido y-y 1.25(D+S)		Valores de diseño		
	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{sup.}	M _{inf.}	M _{x-x}	M _{y-y}	extremo
8	3.60	2.92	4.50	3.65	3.60	4.50	sup.
7	12.31	10.20	10.80	7.20	12.31	10.60	sup.
6	8.51	8.92	12.10	8.42	8.51	12.10	sup.
5	8.67	8.04	11.80	9.70	8.67	11.80	sup.
4	10.88	10.06	12.91	10.70	10.88	12.91	sup.
3	9.38	10.31	12.90	10.10	9.38	12.90	sup.
2	9.77	11.51	11.45	12.90	11.51	12.90	inf.
1	14.31	7.18	7.61	15.60	14.31	7.65	sup.
					7.13	15.60	inf.

2.- VALORES DE LAS CARGAS AXIALES

PESO DE LAS COLUMNAS (Ton)

n	h	Columna F-10			Columna F-8		
		sec - ción	parcial	acumu- lado	sec- ción	parcial	acumu- lado.
8	3.28	D=.30	.553	.553	.40x.40	1.260	1.260
7	2.85	.40x.40	1.094	1.647	.40x.40	1.094	2.354
6	2.85	.40x.40	1.094	2.741	.40x. 40	1.094	3.448
5	2.85	.40x.40	1.094	3.835		1.094	4.542
4	2.85	45x.45	1.385	5.210	.40x .45x.45	1.385	5.927
3	2.85	45x.45	1.385	6.595	.45x.45	1.385	7.312
2	3.55	.45x.45	1.730	8.325	.45x.45	1.730	9.042
1	5.05	.55x.55	3.660	11.985	.55x.55	3.660	12.702

VALORES DE SERVICIO (Ton)

Con los valores del cuadro anterior y los que corresponden a los del metrado y a los de sismo se tiene lo siguiente:

n	Columna F-10				Columna F-8		
	D	L	S _x	S _x	D	L	S _x
8	10.86	2.54	.87	.25	17.12	4.00	3.13
7	24.86	6.16	3.00	.71	44.27	10.64	7.20
6	38.87	8.11	5.20	.84	71.43	14.50	9.90
5	52.87	9.61	7.22	1.11	98.58	16.26	12.38
4	67.16	10.31	9.27	1.39	126.03	20.44	14.53
3	81.45	10.14	11.27	1.61	153.47	24.53	16.43
2	96.09	11.24	12.97	1.72	181.	26	18.03
1	115.23	20.71	13.90	1.87	28.61	209.16	18.82

44.68

COLUMNA F-10 : CARGAS AXIALES DE DISEÑO (Ton)

n	1.5D + 1.8L			1.25(D+L+S)		Valor de diseño
	1.5D	1.8L	U	(D+L+S)	U	
8	16.30	4.56	20.86	14.30	17.90	20.86
7	37.30	11.10	43.40	34.02	42.50	43.40
6	58.20	14.60	72.80	52.18	65.20	72.80
5	78.10	17.30	95.40	69.70	87.00	95.40
4	101.00	18.55	119.50		108.30	119.50
3	122.20	18.30	140.50	102.86	129.00	140.50
2	144.30	20.30	164.60	120.30	150.50	164.60
1	172.80	37.30	210.10	149.84	187.50	210.10

COLUMNA F-8 : CARGAS AXIALES DE DISEÑO (Ton)

n	1.5D + 1.8L			1.25(D+L+S)		Valor de diseño
	1.5D	1.8L	U	(D+L+S)	U	
8	25.60	7.20	32.80	24.25	30.30	32.80
7	66.20	19.20	85.40	62.11	77.80	85.40
6	107.30	26.10	133.40	95.83	120.00	133.40
5	147.70	29.30	177.00	127.22	159.00	177.00
4	189.00	36.90	225.90	161.00	201.00	225.90
3	230.00	44.20	274.20	194.43	244.00	274.2
2	271.00	51.70	322.70	227.90	284.50	322.70
1	314.00	80.60	394.60	272.66	341.00	394.60

7.- DISEÑO DE VIGAS.

DISEÑO DE VIGAS

A.- CONSIDERACIONES GENERALES.

1.- FLEXION

Para vigas rectangulares el momento último será:

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = \phi b d^2 f'_c p q (1 - 0.59q)$$

En esta fórmula se tiene:

M_u = momento último resistente.

b y h = ancho y peralte de las vigas, respectivamente.

d = peralte efectivo.

A_s = área del acero en tracción

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = \text{cuantía del acero en tracción} = \frac{A_s}{bd}$$

q = valor que es función de la cuantía $= p \frac{f_y}{f'_c}$

a = profundidad del prisma rectangular de esfuerzos.

ϕ = factor de reducción de la capacidad = 0.90.

Según el reglamento del ACI la cuantía "p" debe cumplir:

$$p_{min} = \frac{14}{f_y} = .005 \text{ (para } f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2)$$

$$p_{max} = 0.75 p_b = 0.75 \times 0.85^2 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y} = .028$$

$$p_{deflex.} = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} = .0135$$

Cuando la capacidad de la sección con la cuantía máxima sea sobrepasada, habrá que usar acero en compresión. Para este caso las cuantías deben cumplir:

$$(p - p') \leq 0.75 \times 0.85^2 \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y} = .028$$

$$(p - p') \geq 0.85^2 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{d'}{d} \times \frac{6000}{6000 - f_y} = .016 \text{ (vigas de peralte } (h = .50m))$$

En estas expresiones se tiene :

p y p' = cuantías del acero en tracción y en compresión, respectivamente.

d y d' = distancias a la fibra extrema en compresión, del acero en tracción y en compresión, respectivamente.

Para efectos del diseño, serán utilizados los gráficos del boletín N° 16 del Instituto de estructuras y de la construcción, los mismos que consideran todo lo anteriormente expuesto.

2.- CORTE.-

El área de acero para estribos colocados perpendicularmente a la armadura longitudinal será calculado mediante:

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) \cdot S}{\phi \cdot f_y \cdot d}$$

En esta fórmula se tiene: V_u

-- fuerza cortante última.

V_c = fuerza cortante que toma el concreto.

S = espaciamiento de los estribos.

ϕ = factor de reducción de la capacidad = 0.85

f_y = 2800 kg/cm²

d =

La fuerza cortante que toma el concreto será calculado por:

$$V_c = v_c \cdot b \cdot d$$

En esta fórmula, el esfuerzo cortante permisible v_c estará dado por:

$$v_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c}$$

Según el reglamento del ACI, el esfuerzo en el alma entre la cara del apoyo y la sección a la distancia "d" de ella, será el mismo que se requiera en esta sección. También se estipula que el refuerzo en el alma, será proporcionado hasta una distancia "d" mas allá del punto hasta donde se requiera teóricamente. En lo que respecta al esfuerzo cortante V_u , este no excederá $2.6\phi \sqrt{f'_c}$.

Por otro lado, el espaciamiento entre los estribos no debe ser mayor que la mitad del peralte efectivo "d", ni tampoco, exceder el valor: $A_v / .0015 b$. La primera limitación debe cumplirse cuando: $v_u \leq 1.6\phi \sqrt{f'_c}$, que es lo corriente.

Al igual que la flexión, el diseño por corte será efectuado usando los respectivos gráficos del Boletín N° 16 antes mencionado. Estos gráficos para el diseño por corte han sido hechos utilizando la fórmula anteriormente

3.- ADHERENCIA, ANCLAJE Y CORTO DE REFUERZO.-

El reglamento del ACI especifica que el esfuerzo máximo de adherencia por flexión en cualquier sección transversal se calculará por: $U_u = V_u / \phi \sum A_j d$. Por otro lado, el esfuerzo de adherencia por anclaje o desarrollo, se cal

culará por:

$$U_d = \frac{A_s f_y}{\phi \sum o L_d}$$

En estas expresiones se tiene:

V_u = fuerza cortante total máxima

A_s = área del refuerzo longitudinal

d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo de tensión.

ϕ = factor de reducción = 0.85

$\sum o$ = suma de los perímetros de las barras.

j = relación entre la distancia del centroide de compresión al de tensión y el peralte efectivo " d " = 0.875

L_d = Longitud de anclaje. o desarrollo.

Ninguno de los dos esfuerzos anteriormente indicados, deberá sobrepasar los siguientes límites:

- Para varillas en tensión y superiores:

$$\frac{4.5 \sqrt{f'_c}}{D} \text{ o } 40 \text{ kg/cm}^2$$

- Para varillas en tensión y no superiores:

$$\frac{6.4 \sqrt{f'_c}}{D} \text{ o } 56 \text{ kg/cm}^2$$

- Para varillas en compresión:

$$3.4 \sqrt{f'_c} \text{ o } 56 \text{ kg/cm}^2$$

El reglamento permite sin embargo que los esfuerzos de adherencia por flexión pueden sobrepasar estos límites, siempre y cuando los respectivos esfuerzos por anclaje sean menores que el 80% de los permisibles. Esto quiere decir que no se necesita verificación de adherencia por flexión cuando la longitud de anclaje sea:

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\phi \sum o U_u} \times \frac{1}{0.8}$$

En general, se tratará de seguir ésta última consideración.

En lo que respecta al corte de la armadura, se seguirá el diseño práctico de considerar que el área de acero requerido es cercanamente proporcional a los momentos de flexión. Es así como, es posible usar las envolventes de momentos para efectos del corte de la armadura. Conjuntamente con esto, se aplicarán las especificaciones que aparecen en el artículo 918 del reglamento del ACI.

B.- DISEÑO POR FLEXION.-

1.- VALORES DE LA ALTURA EFECTIVA "d"

Para el recubrimiento de la armadura se tomara 4 cm. el valor de " d " será:

1 capa : $d = h - 4 - \phi_{\text{estribo}} - \frac{1}{2} \phi_{\text{long.}}$

2 capas: $d = h - 4 - (\phi_{\text{estribo}} + \phi_{\text{long.}}) - \frac{1}{2} \times 2.5$

Para estribo de 3/8" y refuerzo longitudinal de 1", se tiene: $\phi_{\text{estribo}} = 1.0 \text{ cm.}$

$\phi_{\text{long.}} = 2.54 \text{ cm}$

Con éstos valores, las alturas efectivas serán:

1 capa: $d = h - 6.3$

2 capas: $d = h - 8.8$

VIGAS: VALORES DE LA ALTURA EFECTIVA "d" (cm)

PISO	Vigas P.Principal "F"			Vigas P. Arriostre "10"		
	h	d(1capa)	d(2 capas)	h	d(1capa)	d(2capas)
AZOTEA	50	43.70	41.20	40	33.70	31.20
TIPICO Y CENT HOUSE	50	43.70	41.20	30	23.70	21.20
ESTACIO- NAMIENTO.	40	33.70	31.20	40	33.70	31.20

2.- REFUERZO MINIMO.-

Como ya se indicó, el área de acero mínimo para flexión será para una cuantía de $14/f_y = .005$. Así, considerando la altura efectiva para una capa, en cada caso tendremos los siguientes valores:

PISO	Vigas P. Principal "F"			Vigas P. Arriostre "10"		
	b (cm)	d (cm)	A _S min (cm ²)	b (cm)	d (cm)	A _S min. (cm ²)
AZOTEA	25	43.70	5.50	30	33.70	5.07
TIPICO Y P. HOUSE	40	43.70	8.80	60	23.70	7.10
ESTACIO- NAMIENTO	60	33.70	10.30	40	33.70	6.73

3.- CALCULO DE LA ARMADURA.-

Se usarán los gráficos del Boletín N° 16 del I. de estructuras y de la construcción.

a.- VIGAS DEL PORTICO PRINCIPAL "F"

NIVEL 9° (AZOTEA) .25 x.50 m

Tramo		d (cm)	M (T-m)	A _s (cm ²)	Varillas
6-8	(-)		27.20		con acero en compresión (ver mas adelante)
	(+)	43.70	12.10	11.50	4∅ # 6
	(-)	41.20	22.30	27.20	6∅ # 8
8-10	(-)	41.20	15.10	16.60	4∅ # 8
	(+)	43.70	11.30	11.00	4∅ # 6
	(-)	43.70	8.00	7.70	3∅ # 6
Voladizo.	(-)	43.70	3.50	min:5.50	2∅ # 6

NIVELES DEL PENT-HOUSE Y TIPICOS .40 x.50 m

PISO	TRAMO		d (cm)	M (T-m)	M/bd ² (kg/cm ²)	p	A _s (cm ²)	VARILLAS
8°	6-8	(-)		43.9				con acero en compresión (ver mas adelante).
		(+)	43.7	17.0	22.3	.0095	16.60	6 ∅ # 6
		(-)	41.2	35.8	52.6	.0263	43.4	5 ∅ # 8
	8-10	(-)	41.2	23.8	35.0	.0157	25.9	6 ∅ # 8
		(+)	43.7	14.7	19.2	.0082	14.4	5 ∅ # 6
		(-)	41.2	20.0	29.4	.0128	21.1	2 ∅ # 7 + 3 ∅ # 8
7°	6-8	(-)		38.4				con acero en compresión (ver mas adelante).
		(+)	43.7	15.5	17.6	.0074	13.0	5 ∅ # 6
		(-)	41.2	31.2	45.9	.0220	36.4	10 ∅ # 7
	8-10	(-)	41.2	21.9	32.1	.0143	23.6	6 ∅ # 7
		(+)	43.7	14.1	18.5	.0077	13.5	5 ∅ # 6
		(-)	43.7	23.1	30.4	.0132	23.1	6 ∅ # 7

NIVELES TIPICOS : .40 x.50m

PISO	TRAMO		l (cm)	M (T-m)	M/bd ² (kg/cm ²)	P	A _s (cm ²)	VARILLAS
6 ^o	6-8	(-)	41.2	36.5	53.8	.0271	44.9	12 Ø # 7
		(+)	43.7	12.8	16.8	.0070	12.3	5 Ø # 6
		(-)	41.2	30.1	44.2	.0210	34.6	9 Ø # 7
	8-10	(-)	41.2	21.6	31.7	.0140	23.1	6 Ø # 7
		(+)	43.7	14.1	18.5	.0078	13.7	5 Ø # 6
		(-)	41.2	21.9	32.1	.0143	23.6	6 Ø # 7
5 ^o	6-8	(-)	41.2	34.8	51.0	.0252	41.6	11 Ø # 7
		(+)	43.7	11.8	15.5	.0065	11.4	4 Ø # 6
		(-)	41.2	29.1	42.9	.0212	35.0	9 Ø # 7
	8-10	(-)	41.2	21.7	31.9	.0141	23.3	6 Ø # 7
		(+)	43.7	13.3	17.4	.0073	12.8	5 Ø # 6
		(-)	41.2	22.3	32.7	.0144	23.7	6 Ø # 7
4 ^o	6-8	(-)	41.2	33.5	49.1	.024	39.6	10 Ø # 7
		(+)	43.7	11.3	14.8	.0063	11.1	4 Ø # 6
		(-)	41.2	28.0	41.1	.0192	31.6	8 Ø # 7
	8-10	(-)	41.2	20.9	30.6	.0134	22.1	6 Ø # 7
		(+)	43.7	12.4	16.3	.0078	13.7	5 Ø # 6
		(-)	41.2	21.3	31.4	.0139	22.9	6 Ø # 7
3 ^o	6-8	(-)	41.2	30.8	45.2	.0215	35.5	10 Ø # 7
		(+)	43.7	10.9	14.3	.0060	10.5	4 Ø # 6
		(-)	41.2	25.9	38.0	.0173	28.6	2 Ø # 6 + 6 Ø # 7
	8-10	(-)	43.7	20.2	26.5	.0115	20.2	6 Ø # 7
		(+)	43.7	12.5	16.4	.0068	11.9	4 Ø # 6
		(-)	43.7	20.2	26.5	.0115	20.2	6 Ø # 7

NIVEL 2° (ESTACIONAMIENTO) .60x.40m

TRAMO		d (cm)	M (T-m)	M/bd ² (kg/cm ²)	p	A _s (cm ²)	VARILLAS
6-8	(-)	31.2	26.70	45.6	.0217	40.8	11 Ø # 7
	(+)	33.7	13.00	19.1	.0082	16.6	6 Ø # 6
	(-)	31.2	22.90	39.0	.0180	33.9	9 Ø # 7
8-10	(-)	31.2	25.30	43.0	.0203	38.1	10 Ø # 7
	(+)	33.7	17.10	25.1	.0108	21.9	8 Ø # 6
	(-)	31.2	21.70	37.0	.0168	31.6	9 Ø # 7
Voladizo	(-)	33.7	3.00	4.4	.0018	min: 10.1	3 Ø # 7

VIGAS CON ACERO EN COMPRESION

Se requiere acero en compresión en las secciones de apoyo de las vigas, adyacentes a la placa, para los niveles 9°, 8°, y 7°

NIVEL 9° (.25x.50m). - $M_u = 27.20$ T-m

Para 3 capas de armadura:

$$d = 50 - 11.3 = 38.7 \text{ cm.}$$

Del gráfico respectivo para la cuantía máxima admisible se tiene:

$$M/bd^2 = 55 \text{ kg/cm}^2$$

El momento máximo, sin acero en compresión que resista la sección será:

$$M_{max.} = 55 \times 10^{-5} \times 25 \times 38.7^2 = 20.60 \text{ T-m}$$

El área de acero en compresión A'_s será:

$$A'_s = \frac{M_u - M_{max.}}{\phi f_y (d - d')} = \frac{(27.2 - 20.6) \times 100}{0.9 \times 2.8 (38.7 - 6)} = 8.0 \text{ cm}^2$$

La porción de área de acero en tracción ($A_s - A'_s$), será hallada para la cuantía máxima:

$$A_s - A'_s = .028 \times 25 \times 38.7 = 27.1 \text{ cm}^2$$

Así : $A_s = 27.1 + 8 = 35.1 \text{ cm}^2$ (4Ø#6 + 5Ø#8)

$$A'_s = 8.0 \text{ cm}^2$$
 (3Ø#6)

NIVEL 8° (.40x.50m). - $M_u = 43.90$ T-m

Para 2 capas de armadura:

$$d = .41.2 \text{ cm}$$

El M_{max} será:

$$M_{max} = 55 \times 10^{-5} \times 40 \times 41.2^2 = 37.40 \text{ T-m}$$

El área A'_s será:

$$A'_s = \frac{(43.9 - 37.4) \times 100}{0.9 \times 2.8 (41.2 - 6)} = 7.32 \text{ cm}^2$$

El valor $A_s - A'_s$, para la cuantía máxima será:

$$A_s - A'_s = .028 \times 40 \times 41.2 = 46.2 \text{ cm}^2$$

ASI: $A_s = 46.2 + 7.32 = 53.52 \text{ cm}^2$ (11 \emptyset # 3)

$$A'_s = 7.32 \text{ cm}^2 \text{ (3 } \emptyset \text{ # 6)}$$

NIVEL 7^o (.40x.50m). - $M_u = 38.40 \text{ T-m}$

En forma similar al nivel 8^o, para $d = 41.2 \text{ cm}$:

$$M_{max} = 37.4 \text{ T-m}$$

$$A_s - A'_s = 46.2 \text{ cm}^2$$

El área será:

$$A'_s = \frac{(38.4 - 37.4) \times 100}{0.9 \times 2.8 (41.2 - 6)} = 1.13 \text{ cm}^2$$

ASI: $A_s = 46.2 + 1.13 = 47.33 \text{ cm}^2$ (12 \emptyset # 7)

$$A'_s = 1.13 \text{ cm}^2$$

b.- VIGAS DEL PORTICO DE ARRIOSTRE "10"

NIVEL 9^o (AZOTEA) .30x.40 m

De las respectivas envolventes de momentos, se observa que el mayor valor corresponde al $M(-)$ del eje "G". Este momento es 3.50 T-m.

Entrando con este momento al gráfico de $b=30\text{cm}$, $F'_c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$ se ve que para $d=33.7 \text{ cm}$ el área de acero da un valor menor que el mínimo. Por lo tanto se considerará el refuerzo mínimo : 5.07 cm^2 (2 \emptyset # 6).

NIVELES DEL PENTHOUSE Y TÍPICOS .60 x.30 m.

PISO	APOYO		d (cm)	M (T-m)	M/bd ² (kg-cm ²)	F.	A _s (cm ²)	VARILLAS
8°	G	(-)	23.7	10.50	30.5	.0134	19.3	7 Ø # 6
		(+)	23.7	7.60	22.1	.0095	13.7	5 Ø # 6
	F	(-)	23.7	8.20	23.9	.0103	14.80	6 Ø # 6
		(+)	23.7	4.80	13.9	.0058	8.35	3 Ø # 6
	E	(-)	23.7	8.40	24.6	.0105	15.2	6 Ø # 6
		(+)	23.7	4.80	13.9	.0058	8.35	3 Ø # 6
7°	G	(-)	23.7	11.00	31.9	.0141	20.30	7 Ø # 6
		(+)	23.7	8.50	24.6	.0105	15.20	6 Ø # 6
	F	(-)	23.7	10.40	30.4	.0132	19.15	7 Ø # 6
		(+)	23.7	7.20	21.9	.0093	13.50	5 Ø # 6
	E	(-)	23.7	10.20	30.1	.0130	19.00	7 Ø # 6
		(+)	23.7	7.20	21.9	.0093	13.50	5 Ø # 6
6°	G	(-)	23.7	12.00	34.90	.0157	22.6	8 Ø # 6
		(+)	23.7	9.40	27.2	.0118	17.0	5 Ø # 6
	F	(-)	23.7	11.00	31.9	.0141	20.30	7 Ø # 6
		(+)	23.7	7.50	22.0	.0093	13.6	5 Ø # 6
	E	(-)	23.7	11.00	31.9	.0141	20.3	7 Ø # 6
		(+)	23.7	7.50	22.0	.0093	13.6	5 Ø # 6
5°	G	(-)	21.2	13.00	44.8	.0213	28.1	10 Ø # 6
		(+)	23.7	10.50	30.5	.0134	19.3	7 Ø # 6
	F	(-)	23.7	11.80	34.75	.0154	22.45	8 Ø # 6
		(+)	23.7	8.80	25.5	.0110	15.80	6 Ø # 6
	E	(-)	23.7	12.00	34.9	.0157	22.6	8 Ø # 6
		(+)	23.7	8.80	25.5	.0110	15.80	6 Ø # 6

NIVELES TIPICOS : .60x.30m

PISO	APOYO		d (cm)	M (T-m)	M/bd ² (kg/cm ²)	p	A _s (cm ²)	VARILLAS
4°	G	(-)	21.2	13.30	45.8	.0218	28.8	10 Ø # 6
		(+)	23.7	10.30	30.4	.0132	19.15	7 Ø # 6
	F	(-)	21.2	12.40	42.7	.0201	26.50	10 Ø # 6
		(+)	23.7	9.20	27.0	.0116	16.8	6 Ø # 6
	D	(-)	21.2	12.20	42.4	.0198	26.2	10 Ø # 6
		(+)	23.7	9.00	26.3	.0114	16.4	6 Ø # 6
3°	G	(-)	23.7	11.80	34.75	.0154	22.45	8 Ø # 6
		(+)	23.7	9.00	26.2	.0113	16.3	6 Ø # 6
	F	(-)	23.7	11.50	33.4	.0149	21.5	8 Ø # 6
		(+)	23.7	8.00	23.2	.010	14.4	5 Ø # 6
	E	(-)	23.7	11.70	34.70	.0153	22.35	8 Ø # 6
		(+)	23.7	8.00	23.2	.010	14.4	5 Ø # 6

NIVEL DEL ESTACIONAMIENTO : .40x.40 m

PISO	APOYO		d (cm)	M (T-m)	M/bd ² (kg/cm ²)	p	A _s (cm ²)	VARILLAS
2°	H	(-)	33.7	6.50	14	.0058	7.90	3 Ø # 6
		(+)	33.7	3.50	7.5	.0031	6.73	3 Ø # 6
	G	(-)	33.7	12.00	26	.0112	15.2	6 Ø # 6
		(+)	33.7	7.80	17.3	.074	10.0	4 Ø # 6
	F	(-)	33.7	11.20	24.5	.0103	14.10	6 Ø # 6
		(+)	33.7	7.20	15.5	.0067	9.10	4 Ø # 6
	E	(-)	33.7	11.50	24.9	.0106	14.40	6 Ø # 6
		(+)	33.7	7.00	15.30	.0065	8.90	4 Ø # 6

C.- DISEÑO POR CORTE

1.- CORTE QUE TOMA EL CONCRETO.- se hallará su valor, median

$$te: V_c = 0.53 \times 10^{-3} \phi \sqrt{f'_c} \cdot bd$$

PISO	VIGAS DEL P. PRINCIPAL "F"			VIGAS DEL P. ARRIOSTRE "10"		
	b (cm)	d (cm)	V _c (Ton)	b (cm)	d (cm)	V _c (Ton)
AZOTEA	25	41.2	6.70	30	31.2	6.10
TIPICO P-HOUSE	40	41.2	10.80	60	21.2	8.40
ESTACIONAMIENTO	60	31.2	12.40	40	31.2	8.20

Estos valores del corte son mayores que los correspondientes a las envolventes, en lo que respecta al pórtico de arriostre "10". En éste pórtico habrá que colocar solamente estribos de montaje. Para el pórtico principal "F", si habrá que hacer el diseño respectivo, ya que los cortes existentes son mayores que los que resiste el concreto.

2.- ESPACIAMIENTOS MAXIMOS.

PORTICO PRINCIPAL "F" (usar ϕ # 3)

PISO	b	d	$S \geq \frac{A_v}{.0015b}$	$S \geq \frac{d}{2}$	S max.
AZOTEA	25	41.2	38	21	21
TIPICO Y P-HOUSE	40	41.2	30	21	21
ESTACIONAMIENTO	60	31.2	15	16	16

3.- CALCULO DE LOS ESTRIBOS.- Como ya se indicó, serán usados los gráficos del Boletín N° 16 del Instituto de Estructuras y la Construcción. Para el efecto, se dibujan las envolventes de corte a las escalas indicadas, o sea: longitudes a 1:25 y cortes a razón de 1 cm por cada 2.5 Ton. Habiendo descontado lo que resiste el concreto, se superponen éstas envolventes a los respectivos gráficos, que varían de acuerdo al diámetro de la varilla a usarse, así como con respecto a los valores de f_y y "d". Cabe indicar que por la similitud tanto en forma como en valores entre las envolventes de cortes de las vigas de los pisos típicos,

Se simplificará el diseño considerando para cada tramo, la envolvente de corte que sea mayor. Una vez superpuesta la envolvente, se observa que barras son cortadas por ésta, ya que son precisamente éstas barras las que representan los estribos a utilizarse. Se tendrá en consideración también, la zona que abarque una distancia "d" mas alla del punto hasta donde se requiera teóricamente refuerzo por corte.

REFUERZO POR CORTE EN VIGAS DEL PORTICO "F" : ESTRIBOS \varnothing # 3

NIVEL	bxh (cms)	TRAMO 6-8		TRAMO 8-10	
		Del apoyo 6 al centro de la viga	Del apoyo 8 al centro de la viga	Del apoyo 8 al centro de la viga	Del apoyo 10 al centro de la viga
9°	25x41.2	1 \varnothing 10	1 \varnothing 10	1 \varnothing 10	1 \varnothing 10
		15 \varnothing 20	15 \varnothing 20	12 \varnothing 20	8 \varnothing 20
8°	40x41.2	6 \varnothing 10	6 \varnothing 10	1 \varnothing 10	1 \varnothing 10
		4 \varnothing 15	4 \varnothing 15	4 \varnothing 15	9 \varnothing 20
		9 \varnothing 20	9 \varnothing 20	8 \varnothing 20	
7°, 6°, 5°, 4°, 3°	40x41.2	1 \varnothing 10	1 \varnothing 10	1 \varnothing 10	1 \varnothing 10
		6 \varnothing 15	6 \varnothing 15	4 \varnothing 15	9 \varnothing 20
		9 \varnothing 20	9 \varnothing 20	8 \varnothing 20	
2°	60x31.2	6 \varnothing 10	6 \varnothing 10	12 \varnothing 8	12 \varnothing 8
		9 \varnothing 15	9 \varnothing 15	8 \varnothing 15	8 \varnothing 15

4.- ESTRIBOS DE MONTAJE.- Se colocarán estribos de montaje donde no se requiera por diseño. Para las vigas del pórtico de arriostre "10" serán usados éstos estribos, ya que por diseño no se requiere refuerzo. Para el efecto se usará armadura de $\frac{3}{8}$ " e irán espaciados a cada 40 cm.

D.- DISEÑO POR ADHERENCIA

1.- ESFUERZOS DE ADHERENCIA POR FLEXION EN LAS CARAS DE LOS APOYOS EXTREMOS

Se hará la verificación para las vigas de la azotea, esta - cionamiento y la que dé valores mas desfavorables en el piso típico.

ESFUERZOS U_u (kg/cm²) : VIGAS DEL PORTICO "F"

PISO	d (cm)	APOYO EJE 6				APOYO EJE 10			
		V_u	ϕ	Σ_o	U_u	V_u	ϕ	Σ_o	U_u
AZOTEA	41.2	13.8	4#6 + 5#8	58.0	7.8	11.3	3 # 6	18.0	20.6
TIPICO Y P. HOUSE	41.2	23.3	11# 8	87.8	8.7	18.7	6 # 7	41.9	14.6
ESTACIONAMIENTO	31.2	23.2	11# 7	76.8	13.1	25.3	9 # 7	62.8	17.4

ESFUERZOS U_u (kg/cm²) : VIGAS DEL PORTICO "10"

PISO	d (cm)	APOYO EXTREMO			
		V_u (Ton)	ϕ	Σ_o (cm)	U_u
AZOTEA	33.7	3.0	2 # 6	12.0	10.0
TIPICO Y PENT HOUSE	21.2	7.5	8 # 6	47.3	10.0
ESTACIONAMIENTO.	33.7	7.0	3 # 6	18.0	15.5

2.- ESFUERZOS PERMISIBLES Y VERIFICACION DE LOS VALORES ANTERIORES.

En el capítulo de aligerados fueron calculados ya los esfuerzos permisibles para varillas superiores en tensión:

$$\frac{4.5 \sqrt{f'c}}{D} \leq 40 \text{ Kg/cm}^2, \text{ y para varillas no superiores en tensión :}$$

$$\frac{6.4 \sqrt{f'c}}{D} \leq 56 \text{ Kg/cm}^2.$$

Para varillas del # 6 al # 8, éstos esfuerzos son:

ESFUERZOS DE ADHERENCIA PERMISIBLES

ϕ	VARILLAS SUPERIORES	VARILLAS NO SUPERIORES
# 6	34.3	48.8
# 7	29.4	41.9
# 8	25.7	36.6

VERIFICACION DE LOS VALORES U_u (kg/cm²)

PISO	VIGAS PORTICO "F"						VIGAS PORTICO "10"		
	APOYO EJE 6			APOYO EJE 10			APOYO EXTREMO		
	ϕ	U_u	$U_{perm.}$	ϕ	U_u	$U_{perm.}$	ϕ	U_u	$U_{perm.}$
AZOTEA	4 # 5	7.3	25.7	3 # 6	20.6	34.3	2 # 6	10.0	34.3
TIPICO									
P.HOUSE	1 # 8	8.7	25.7	6 # 7	14.6	29.4	3 # 6	10.0	34.3
ESTACIONAMIENTO	1 # 7	13.1	29.4	9 # 7	17.4	29.4	3 # 6	19.5	34.3

Como se observa los esfuerzos de adherencia por flexión , son muy inferiores a los valores permisibles.

3.- LONGITUDES DE DESARROLLO.- Para cumplir con los esfuerzos de adherencia por anclaje los valores de las longitudes de desarrollo mínimas serán hallados por la fórmula :

$L_d = A_s f_y / \phi \sum U_u$, considerandose un 25% mas, para el caso de que no se verifique la adherencia por flexión.

LONGITUDES DE DESARROLLO (cm)

ϕ	$L_d = A_s f_y / \phi \sum U_u$		$L_d = \frac{1}{0.8} (A_s f_y / \phi \sum U_u)$	
	VARILLAS SUPERIORES	VARILLAS NO SUPERIORES	VARILLAS SUPERIORES	VARILLAS NO SUPERIORES
# 6	45.3	32.1	57.1	40.1
# 7	62.2	43.6	77.8	54.5
# 8	82.9	57.2	101.8	71.6

8.- DISEÑO DE COLUMNAS.

DISEÑO DE COLUMNAS

A.- CONSIDERACIONES GENERALES.

1.- METODO DE DISEÑO.-- Para el cálculo del refuerzo longitudinal, serán usados los abácos de la publicación SP-7 del ACI.

Las columnas a diseñarse serán las del pórtico principal "F" : la F-8 con flexión en un sentido y la F-10 con flexión en dos sentidos.

Como un primer paso, serán diseñadas ambas columnas en un sólo sentido, considerando que el sismo entra en la dirección del pórtico "F". Luego se considera la flexión biaxial para la columna 10-F, ya que ésta se encuentra precisamente en la intersección de los pórticos escogidos para el diseño. Para el efecto se considera el sismo siguiendo la dirección de los pórticos de arriostre, actuando las cargas verticales en el sentido del pórtico principal.

Para el cálculo de la armadura, es necesario ubicar en el abáco respectivo la curva $p_t m$ definida por los valores:

$$K = \frac{P'u}{f'_c b t} \text{ y } e/t. \text{ En éstas expresiones se tiene:}$$

$$P_t = \text{cuantía total del refuerzo longitudinal} = \frac{A_{st}}{b t}$$

$$m = \text{valor dado por } f_y / 0.85 f'_c$$

b, t = dimensiones de la sección de la columna.

$P'u$ = carga axial última.

$$e = \text{excentricidad de la carga axial} = \frac{M'u}{P'u}$$

$M'u$ = Momento último de diseño.

2.- CORRECCION POR ESBELTEZ.-- Los valores de las cargas axiales P_u y de los momentos M_u , serán afectados por el factor de reducción "R", el que se halla en la forma siguiente:

- CUANDO LA COMPRESION RIGE EL DISEÑO : El valor de "R" será la unidad, ya que la inercia de la placa de ascensor es muy superior a la suma de las inercias de las columnas, aparte de que la relación h/r es menor que 60.

- CUANDO LA TRACCION RIGE EL DISEÑO. se considerará que "R" varia linealmente con la carga axial desde el valor obtenido por: $R = 1.32 - 0.006 \frac{h}{r} \leq 1.0$. para la con-

dición balanceada, hasta un valor igual a 1.0 cuando la carga axial es nula.

3.- VALORES MINIMOS SEGUN EL REGLAMENTO DEL ACI.-

Para la armadura longitudinal no se usarán varillas menores que la N° 5. El número mínimo de varillas será:

- Para columnas con estribos : 4Ø # 5
- Para columnas zunchadas : 6Ø # 5

En lo que respecta a la cuantía, ésta variará dentro de los siguientes límites: $.01 \leq p \leq .08$

La excentricidad no será menor que .05D para columnas con refuerzo helicoidal, ó .10t para columnas con estribos, con respecto a cualquier eje principal.

El recubrimiento del refuerzo no será menor de 4 cm , tanto para columnas con estribos como para las de refuerzo helicoidal.

4.- REFUERZO LATERAL.-

Para columnas con estribos, éstos estarán constituidos por varillas del N° 2 cuando menos, e irán espaciados a no mas de 16 diámetros de la varilla longitudinal 48 , diámetros de la varilla del estribo, o la menor dimensión de la columna.

Para columnas con refuerzo helicoidal el porcentaje de refuerzo, P_s , no será menor que: $P_s = .45 (A_g/A_c - 1) \frac{f_c}{f_y}$

El espaciamiento centro a centro entre dos vueltas consecutivas de la hélice no excederá la sexta parte del diámetro del núcleo y el espaciamiento libre no será mayor que 7.5 cm. ni menor que 3.5 cm ó 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso..

5.- VERIFICACION POR FLEXION BIAxIAL.-

Para el efecto, será utilizada la ecuación de Bresler:

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} + \frac{1}{P'_o}$$

En esta fórmula se tiene que: P'_u = carga última para flexión biaxial con excentricidades e_x y e_y .

P'_x = carga última con e_x solamente ($e_y = 0$)

P'_y = carga última con e_y solamente ($e_x = 0$)

= carga última axial ($e_x = e_y = 0$).

B.- REFUERZO LONGITUDINAL

1.- FACTOR DE REDUCCION POR ESBELTEZ

- Cuando la compresión rige el diseño ; como ya se indicó anteriormente: $R=1.0$
- Cuando la Tracción rige el diseño ; ocurre éstos en los pisos de arriba y se considerarán los valores en esos pisos.

a) Para la columna F-8 (hasta el 7° entrepiso):

$$h = 2.55 \text{ mts}; r = .29 \times .40 = .116 \text{ mts.}$$

$$\text{Luego el valor de R será: } R = 1.32 - .006 \times \frac{2.55}{.116} =$$

$$1.19 > 1.0.$$

Por lo tanto: $R = 1.0$

b) Para la columna F-8 (8° entrepiso):

$$h = 3.00 \text{ mts}; r = .29 \times .40 = .116 \text{ mts.}$$

$$\text{El valor de R será: } R = 1.32 - .006 \times \frac{3.00}{.116} = 1.16 > 1.0$$

Por lo tanto : $R = 1.0$

c) Para la columna F-10 (hasta el 7° entrepiso):

idem al de (a) : $R = 1.0$

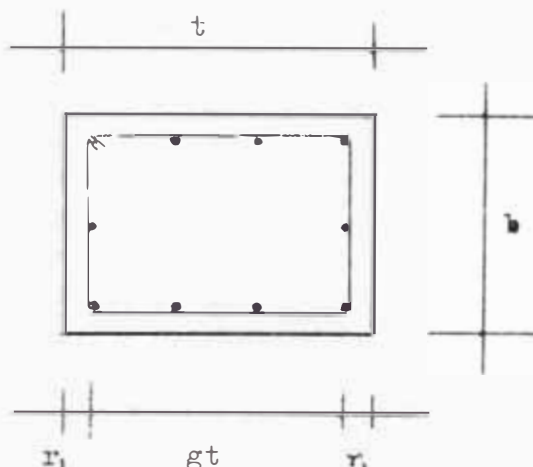
d) Para la columna F-10 (8° entrepiso)

$$h = 3.00 ; r = .25 \times .30 = .075$$

$$\text{El valor de R será: } R = 1.32 - .006 \times \frac{3.00}{.075} = 1.08 > 1.0$$

Por lo tanto: $R = 1.0$

- 2.- CALCULO DE LOS VALORES "g" Para usar los abácos, es necesario determinar los valores "g" definidos de acuerdo con la figura mostrada:



Para refuerzo longitudinal de ϕ 1" y estribos de ϕ 5/8", el valor r_1 será:

$$r_1 = \text{recubrimientos} + \phi \text{ estribo} + \frac{1}{2} \phi \text{ long.}$$

$$r_1 = 4 + 1 + \frac{1}{2} \cdot 2.5 = 6.25 \text{ cm}$$

Así se tiene que :

$$gt = t - 2r_1$$

$$g = \frac{t - 12.5}{t}$$

Para el caso de columna circular, sustituir el valor "t" por el diámetro D".

VALORES "g"

ENTREPISO	Columna F-8		Columna F-10	
	bxt	g	bxt	g
8	40x.40	.70	D = .30	.60
7	.40x.40	.70	.40x.40	.70
6	.40x.40	.70	.40x.40	.70
5	.40x.40	.70	.40x.40	.70
4	.45x.45	.72	.45x.45	.72
3	.45x.45	.72	.45x.45	.72
2	.45x.45	.61	.45x.45	.72
1	.55x.55	.77	.55x.55	.77

El único valor que no fue hallado con $r_1 = 6.25$ cm, corresponde al segundo entrepiso de la columna F-8. Un cálculo previo indica, que no es suficiente una capa. Considerando 2 capas, teniendo 6 varillas la mas cercana a la cara externa y 4 la otra capa, el nuevo valor de r_1 será:

$$r_1 = \frac{6 \times 6.25 + 4 \times 12.75}{10} = 8.85$$

El correspondiente valor de "g" será:

$$g = \frac{45 - 2 \times 8.85}{45} = .61$$

3.- CALCULO DEL REFUERZO CON FLEXION EN UN SENTIDO

Para el efecto, serán utilizados los momentos en el sentido principal x-x y las cargas axiales halladas en el capítulo 6°.

a) COLUMNA INTERIOR F-8 (sentido x-x)

EXCENTRICIDAD DE DISEÑO (cms)

ENTREPI- SO.	b x t	M_u (T-m)	P_u (Ton)	$e = \frac{M_u}{P_u}$	$e_{min} =$ $.10 \ell$	e (diseño)
8	.40x.40	2.70	32.80	66.2	4.0	66.2
7	.40x.40	15.40	85.40	18.0	4.0	18.0
6	.40x.40	14.40	133.40	10.8	4.0	10.8
5	.40x.40	12.50	177.00	7.1	4.0	7.1
4	.45x.45	15.50	225.90	6.9	4.5	6.9
3	.45x.45	13.50	274.20	4.9	4.5	4.9
2	.45x.45	13.20	322.70	4.1	4.5	4.5
1	.55x.55	9.32	394.60	2.4	5.5	5.5

CALCULO DEL REFUERZO

ENTRE PISO	g	e/t	$K = \frac{P_u}{f'_c b t}$	P_{tm}	P_t	$P_{t \text{ min.}}$	A_s	VARILLAS	FA- LLA
8	.70	1.66	.097	.097	.0248	.01	39.6	8 \emptyset 1"	T
7	.70	.45	.255	.215	.0137	.01	21.9	6 \emptyset 1"	T
6	.70	.27	.40	.270	.0172	.01	27.5	6 \emptyset 1"	C
5	.70	.18	.53	.380	.0242	.01	38.7	8 \emptyset 1"	C
4	.72	.15	.53	.270	.0172	.01	34.9	8 \emptyset 1"	C
3	.72	.11	.65	.420	.0268	.01	54.3	8 \emptyset 1" + 4 \emptyset 7/8"	C
2	.61	.10	.76	.680	.0434	.01	88.0	10 \emptyset 1" + 4 \emptyset 5/8"	C
1	.77	.10	.62	.310	.0198	.01	60.0	12 \emptyset 1"	C

b) COLUMNA EXTERIOR F-10 (SENTIDO x-x)

EXCENTRICIDAD DEL DISEÑO (cms)

ENTRE - PISO	$\frac{b \times t}{D}$	M_u (T-m)	P_u (Ton)	$e = \frac{M_u}{P_u}$	$e_{min.} = \frac{10t}{6 \cdot .05 D}$	$e_{diseño}$
8	D=.30	6.60	20.86	31.7	1.5	31.7
7	.40x.40	17.45	48.40	36.0	4.0	36.0
6	.40x.40	13.20	72.80	18.2	4.0	18.2
5	.40x.40	12.60	95.40	13.2	4.0	13.2
4	.45x.45	14.60	119.55	12.2	4.5	12.2
3	.45x.45	12.90	140.50	9.2	4.4	9.2
2	.45x.45	11.90	164.60	7.2	4.5	7.2
1	.55x.55	14.31	210.10	6.8	5.5	6.8

CALCULO DEL REFUERZO

EN- TRE PISO	ρ	e/t	$K = \frac{P_u}{F_c b t}$	P_{tm}	P_t	$P_{tmin.}$	A_s (cm ²)	VARILLAS	FALLA
8	.60	1.05	.11	.79	.050	.01	35.3	7 Ø 1"	T
7	.70	.90	.144	.37	.0216	.01	34.5	4 Ø 1" + 4 Ø 7/8"	T
6	.70	.45	.217	.14	.0090	.01	min= 16.0	4 Ø 1"	T
5	.70	.33	.28	.10	.0064	.01	min= 16.0	4 Ø 1"	C
4	.72	.27	.28	.02	.0013	.01	min= 20.3	4 Ø 1"	C
3	.72	.205	.332	--	--	.01	min= 20.3	4 Ø 1"	C
2	.72	.16	.386	--	--	.01	min= 20.3	4 Ø 1"	C
1	.77	.124	.331	--	--	.01	min= 30.3	6 Ø 1"	C

4.- FLEXION BIAxIAL EN COLUMNA F-10.- Al refuerzo hallado para la flexión en el sentido x-x, se adicionará convenientemente una determinada cantidad de armadura para tener en cuenta la flexión biaxial, cuando ésta sea crítica. Para los valores de los momentos y cargas axiales, se considerarán los calculados para el efecto en el capítulo 6°

OCTAVO ENTREFRISO

$$M_x = 3.60 \text{ T-m} , \text{ Diámetro} = .30 \text{ m}$$

$$M_y = 4.50 \text{ T-m} ; A_{s_t} \text{ (flexión uniaxial)} = 7 \text{ } \emptyset 1''$$

$$P_u = 20.86 \text{ Ton} ; A_g = 708 \text{ cm}^2$$

Cómo la columna es redonda, es posible componer las excentricidades en ambos sentidos para obtener una sola excentricidad y hacer el cálculo respectivo con flexión uniaxial en el correspondiente sentido.

Las excentricidades en los sentidos x e y , son:

$$e_x = \frac{M_x}{P_u} = \frac{3.60 \times 100}{20.86} = 17.3 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_y}{P_u} = \frac{4.50 \times 100}{20.86} = 21.6 \text{ cm}$$

Componiendo e_x y e_y :

$$e' = \sqrt{e_x^2 + e_y^2} = \sqrt{17.3^2 + 21.6^2} = 27.6 \text{ cm}$$

$$e'/D = 27.6/30 = .92$$

Considerando la misma armadura que resultó para la flexión en el sentido x-x:

$$A_{s_t} = 7 \text{ } \emptyset 1'' = 35.5 \text{ cm}^2$$

$$P_{tm} = \frac{35.5}{70.8} \times 15.5 = .79$$

Con los valores $e'/D = .92$ y $P_{tm} = .79$, entrando al abáco para $g = 0.60$, se obtiene: $K = .126$

$$\text{La carga última será } P'_u = K f'_c D^2$$

$$P'_u = .126 \times 210 \times 30^2 = 23.8 \text{ Ton.}$$

Al ser $23.80 > 20.86$, el refuerzo de $7 \text{ } \emptyset 1''$ es correcto.

SEPTIMO ENTREPISO

$$M_x = 12.31 \text{ T-m} \quad ; \quad bxt = .40 \times .40 \text{ mts.} = .16 \text{ m}^2$$

$$M_y = 10.80 \text{ T-m} \quad ; \quad A_{s_t} \text{ (flexión uniaxial)} = 4 \text{ } \emptyset \text{ 1" } \dagger 4 \text{ } \emptyset \text{ 7/8"}$$

$$P_u = 48.40 \text{ T-m} \quad ; \quad g = 0.70$$

Aumentando 4 varillas de 7/8" al refuerzo hallado para el sentido x-x, en forma tal, que estén distribuídas en las 4 caras: $A_{s_t} = 4 \text{ } \emptyset \text{ 1" } \dagger 8 \text{ } \emptyset \text{ 7/8" } = 51.30 \text{ cm}^2$

$$P_t = 51.30/1600 = .0321.$$

Los valores de e/t, serán:

$$e_x/t = 12.31 \times 100 / 48.40 \times 40 = .64$$

$$e_y/t = 10.80 \times 100 / 48.40 \times 40 = .56$$

Entrando al abáco respectivo con $g = 0.70$, $P_t = .0321$ y el correspondiente valor de e/t, se obtiene en cada sentido y axialmente: $K_x = .24$

$$K_y = .27$$

$$K_o = .88$$

Los valores de P'_x , P'_y y P'_o serán:

$$P'_x = K_x f'_c b t = 80.8 \text{ Ton.}$$

$$P'_y = K_y f'_c b t = 90.8 \text{ Ton.}$$

$$P'_o = K_o f'_c b t = .88 \times 210 \times 1600 = 295 \text{ Ton}$$

Por la fórmula de Bresler:

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{80.8} \dagger \frac{1}{90.8} - \frac{1}{295} = .0124 \dagger .011 - .0034$$

$$\frac{1}{P'_u} = .020 \longrightarrow P'_u = 1/.020 = 50.0 \text{ Ton.}$$

Al ser $50 > 48.4 \text{ Ton}$, el refuerzo de $4 \emptyset \text{ 1" } \dagger 8 \emptyset \text{ 7/8"}$ es correcto.

SEXTO ENTREPISO

$$M_x = 8.50 \text{ T-m} \quad ; \quad bxt = .40 \times .40 \text{ m} = .16 \text{ m}^2$$

$$M_y = 12.10 \text{ T-m} \quad ; \quad A_{s_t} \text{ (flexión uniaxial)} = 4 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$$

$$P_u = 72.80 \text{ Tn} \quad ; \quad g = 0.70$$

considerando : $A_{s_t} = 8 \text{ } \emptyset \text{ } 1'' = 40.54 \text{ cm}^2$, distribuidas en las cuatro caras.

$$\text{La cuantía : } P_t = \frac{40.54}{1600} = .0254$$

Los valores de e/t serán:

$$e_x/t = 8.50 \times 100 / 72.80 \times 40 = .26$$

$$e_y/t = 12.10 \times 100 / 72.80 \times 40 = .415$$

Entrando al abáco respectivo con $g = 0.70$, $P_t = .0254$ y el correspondiente valor de e/t, se obtiene en cada sentido y axialmente:

$$K_x = .435 ; K_y = .310 ; K_o = .82$$

Los valores de P'_x , P'_y y P'_o serán:

$$P'_x = .435 \times .210 \times 1600 = 146.3 \text{ Ton}$$

$$P'_y = .31 \times .210 \times 1600 = 104.4 \text{ Ton}$$

$$P'_o = .82 \times .210 \times 1600 = 276.0 \text{ Ton.}$$

Por la fórmula de Bresler:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{146.3} + \frac{1}{104.4} - \frac{1}{276.0} = .00683 + .00958 - .00362$$

$$\frac{1}{P'u} = .0128 \longrightarrow P'u = 1 / .0128 = 78.1 \text{ Ton.}$$

Al ser $78.1 > 72.8 \text{ Ton}$, el refuerzo de $8 \text{ } \emptyset \text{ } 1''$ es correcto

QUINTO ENTREPISO

$$M_y = 8.67 \text{ T-m} ; bxt = .40 \times .40 \text{ m} = .16 \text{ m}^2$$

$$M_y = 11.80 \text{ T-m} ; A_{s_t} \text{ (flexión uniaxial)} = 4 \text{ } \emptyset \text{ } 1''$$

$$P_u = 95.4 \text{ Ton} ; g = 0.70$$

Considerando: $A_{s_t} = 8 \text{ } \emptyset \text{ } 1'' = 40.54 \text{ cm}^2$, distribuidas en

las cuatro caras.

$$\text{La cuantía : } P_t = \frac{40.54}{1600} = .0254$$

Los valores de e/t serán:

$$e_x/t = 8.67 \times 100 / 95.4 \times 40 = .227$$

$$e_y/t = 11.80 \times 100 / 95.4 \times 40 = .309$$

Entrando al abáco respectivo con $g = 0.70$, $P_t = .0254$ y el

correspondiente valor de e/t , se obtiene en cada sentido y axialmente:

$$K_x = .47 ; K_y = .39 ; K_o = .82$$

Los valores de P'_x , P'_y y P'_o serán:

$$P'_x = .47 \times .210 \times 1600 = 158.0 \text{ Ton.}$$

$$P'_y = .39 \times .210 \times 1600 = 131.0 \text{ Ton}$$

$$P'_o = .82 \times .210 \times 1600 = 276.0 \text{ Ton.}$$

Por la fórmula de Bresler:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{158.0} + \frac{1}{131.0} - \frac{1}{276.0} = .00632 + .00762 - .00362$$

$$\frac{1}{P'u} = .01032 \rightarrow P'u = 1/.01032 = 97.0 \text{ Ton.}$$

Al ser $97.0 > 95.4 \text{ Ton}$, el refuerzo de $8 \text{ } \phi \text{ 1"}$ es correcto.

CUARTO ENTREPISO.-

$$M_x = 10.80 \text{ T-m} ; bxt = .45 \times .45 \text{ m} = .2025 \text{ m}^2$$

$$M_y = 12.91 \text{ T-m} ; A_{s_t} \text{ (flexión uniaxial)} = 4 \text{ } \phi \text{ 1"}$$

$$P_u = 119.55 \text{ Ton} ; g = .72$$

Considerando: $A_{s_t} = 8 \text{ } \phi \text{ 1" = } 40.54 \text{ cm}^2$, distribuidas en las cuatro caras:

$$\text{La cuantía: } P_t = 40.54/2025 = .020$$

Los valores de e/t serán:

$$e_x/t = 10.80 \times 100 / 119.55 \times 45 = .202$$

$$e_y/t = 12.91 \times 100 / 119.55 \times 45 = .240$$

Entrando al abáco respectivo con $g = 0.72$, $P_t = .020$ y el correspondiente valor de e/t , se obtiene en cada sentido y

axialmente: $K_x = .47 ; K_y = .425 ; K_o = .774$

Los valores de P'_x , P'_y y P'_o serán:

$$P'_x = .47 \times .210 \times 2025 = 200.0 \text{ Ton.}$$

$$P'_y = .425 \times .210 \times 2025 = 181.0 \text{ Ton.}$$

$$P'_o = .774 \times .210 \times 2025 = 330.0 \text{ Ton.}$$

Por la fórmula de Bresler:

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{200.0} + \frac{1}{181.0} - \frac{1}{550.0} = .0050 + .00552 - .00303$$

$$\frac{1}{P'_u} = .00749 \rightarrow P'_u = 1/.00749 = 133.0 \text{ Ton.}$$

Al ser $133.0 > 119.55$ Ton, el refuerzo de $8 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$ es correcto.

TERCER ENTREPISO

$$M_x = 9.38 \text{ T-m} ; bxt = .45 \times .45 \text{ m} = .2025 \text{ m}^2$$

$$M_y = 12.90 \text{ T-m} ; A_{s_t} = (\text{flexión uniaxial}) = 4 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$$

$$P_u = 140.50 \text{ Ton.} ; g = 0.72$$

Considerando $A_{s_t} = 8 \text{ } \emptyset \text{ 1"} = 40.54 \text{ cm}^2$, distribuídas en las

cuatro caras. La cuantía. $P_t = 40.54/2025 = .020$

Los valores de e/t serán:

$$e_x/t = 9.38 \times 100/140.50 \times 45 = .149$$

$$e_y/t = 12.90 \times 100/140.50 \times 45 = .205$$

Entrando al abáco respectivo con $g = 0.72 \approx .70$, $P_t = .020$ y

el correspondiente valor de e/t , se obtiene en cada sentido y axialmente: $k_x = .535$; $k_y = .46$; $k_o = .774$

Los valores de P'_x , P'_y y P'_o serán :

$$P'_x = .535 \times .210 \times 2025 = 228 \text{ Ton}$$

$$P'_y = .46 \times .210 \times 2025 = 196 \text{ Ton.}$$

$$P'_o = .774 \times .210 \times 2025 = 330 \text{ Ton}$$

Por la fórmula de Bresler:

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{228} + \frac{1}{196} - \frac{1}{330} = .0044 + .0051 - .0030$$

$$\frac{1}{P'_u} = .0065 \rightarrow P'_u = 1/.0065 = 154.0 \text{ Ton}$$

Al ser $154 > 140.5$ Ton, el refuerzo de $8 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$ es correcto

SEGUNDO ENTREPISO

$$M_x = 11.51 \text{ T-m} ; bxt = .45 \times .45 \text{ m} = .2025 \text{ m}^2$$

$$M_y = 12.90 \text{ T-m} ; A_{s_t} = (\text{flexión uniaxial}) = 4 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$$

$$P_u = 164.60 \text{ Ton} ; g = .72$$

Considerando $A_{s_t} = 8 \text{ } \emptyset \text{ 1"} = 40.54 \text{ cm}^2$, distribuídas en las

cuatro caras. La cuantía : $P_t = 40.54/20 \cdot 25 = .020$

Los valores de e/t serán:

$$e_x/t = 11.51 \times 100 / 164.40 \times 45 = .155$$

$$e_y/t = 12.90 \times 100 / 164.60 \times 45 = .174$$

Entrando al abáco respectivo con $g = 0.72 \cong .70$, $P_t = .020$

y el correspondiente valor de e/t , se obtiene en cada sentido y axialmente : $k_x = .54$; $k_y = .51$; $k_o = .774$

Los valores de P'_x , P'_y y P'_o serán:

$$P'_x = .54 \times .210 \times 2025 = 230 \text{ Ton}$$

$$P'_y = .51 \times .210 \times 2025 = 218 \text{ Ton } P'$$

$$P'_o = .774 \times .210 \times 2025 = 330 \text{ Ton}$$

Por la fórmula de Bresler:

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{230} + \frac{1}{218} - \frac{1}{330} = .00435 + .00459 - .00303$$

$$\frac{1}{P'_u} = .00591 \rightarrow P'_u = 1 / .00591 = 169 \text{ Ton.}$$

Al ser $169 > 164.6 \text{ Ton}$, el refuerzo de $8 \text{ } \phi \text{ } 1''$ es correcto

PRIMER ENTREPISO

$$M_x = 7.18 \text{ T-m} \quad ; \quad b_x t = .55 \times .55 = .3025 \text{ m}^2$$

$$M_y = 15.60 \text{ T-m} \quad ; \quad A_{s_t} \text{ (flexión uniaxial)} = 6 \text{ } \phi \text{ } 1''$$

$$P_u = 210.10 \text{ Ton} \quad ; \quad g = .77$$

Considerando $A_{s_t} = 8 \text{ } \phi \text{ } 1'' = 40.54 \text{ cm}^2$, distribuídas en las cuatro caras. La cuantía: $P_t = 40.54/3025 = .0134$

Los valores de e/t serán:

$$e_x/t = 7.18 \times 100 / 210.10 \times 55 = .062 \quad ; \quad \text{considerar } e_x/t = .10$$

$$e_y/t < .10 = 15.60 \times 100 / 210.10 \times 55 = .135$$

Con los correspondientes valores de e/t y el valor $P_t = .0134$ se interpola entre los gráficos para $g = 0.7$ y $g = 0.8$, obteniéndose en cada sentido y axialmente:

Los valores de $P'_x = .55$; $P'_y = .51$; $P'_o = .71$ serán:

$$P'_x = .55 \times .210 \times 3025 = 350 \text{ Ton.}$$

$$P'_y = .513 \times .210 \times 3025 = 327 \text{ Ton.}$$

$$P'_o = .71 \times .210 \times 3025 = 452 \text{ Ton.}$$

Por la fórmula de Bresler:

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{11350}{327} - \frac{1}{452} = .00285 + .00305 = .00221$$

$$\frac{1}{P'_u} = .00369 \quad P'_u = 1/.00369 = 271.0 \text{ Ton}$$

Al ser 271.0 > 210.10 Ton, el refuerzo de 8 Ø 1 to. " es correcto.
 C.-REFUERZO LATERAL.-

1. -ESTRIBOS

COLUMNA F-8 : ESPACIAMIENTOS DE ESTRIBOS (cms)

ENTREPISO	bxt	Ø long.	Ø estribo	16d	48d	menor S
8°	40x.40	8 Ø 1"	3/8"	40	45	40
7°	40x.40	6 Ø 1"	3/8"	40	45	40
6°	40x.40	6 Ø 1"	3/8"	40	45	40
5°	40x.40	8 Ø 1"	3/8"	40	45	40
4°	.45x.45	Ø 1"	3/8"	40	45	45
3°	.45x.45	6 Ø 7/8"	3/8"	35	45	35
2°	45x45	4 Ø 5/8"	3/8"	25	45	25
1°	.55x.55	12 Ø 1"	3/8"	40	45	55

COLUMNA F-10 ESPACIAMIENTOS DE ESTRIBOS (cms)

ENTREPISO	bxt	Ø long.	Ø estribo	16d	48d	menor S
7°	.40x.40	8 Ø 7/8"	3/8"	55	45	35
6°	.40x.40	8 Ø 1" 3/8"	"	40	45	40
5°	.40x.40	8 Ø 1" "	3/8"	40	45	40
4°	.40x.45	8 Ø 1" 3/8"	"	40	45	45
3°	.45x.45	8 Ø 1" 3/8"	"	40	45	45
2°	.45x.45	" 3/8"	"	40	45	45
1°	.55x.55	8 Ø 1" 3/8"	"	40	45	55

2.-REFUERZO HELICOIDAL... La columna redonda en el octavo entrepiso de F-8, tendrá como refuerzo lateral, varillas helicoidales cuyo espaciamiento centro a centro para cada vuelta, no será mayor que la sexta parte del

diámetro del núcleo.

$$D_c = D - 2 \text{ (recubrimiento)}$$

$$D_c = 30 - 2 \times 4 = 22 \text{ cm.}$$

$$\frac{1}{6} D_c \cong 4 \text{ cm}$$

Por otro lado, el espaciamento libre no puede ser menor que 3.5 cm, resultando para $\emptyset 3/8''$, que el espaciamento centro a centro sea 4.5 cm. Este será el valor considerado para el efecto.

El valor del porcentaje de refuerzo será:

$$P_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

En la que:

$$A_g = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{\pi}{4} \times 30^2 = 708 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \frac{\pi}{4} D_c^2 = \frac{\pi}{4} \times 22^2 = 380 \text{ cm}^2$$

Así:

$$P_s = 0.45 \left(\frac{708}{380} - 1 \right) \frac{210}{280} = .0291$$

El área de la varilla zunchada, a_s , será:

$$a_s = 0.25 P_s g D_c$$

En la que:

$$g = 4.5 \text{ cm}$$

$$D_c = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Así : } a_s = 0.25 \times .0291 \times 4.5 \times 22$$

$$a_s = .72 \text{ cm}^2 \text{ (} \emptyset 3/8'' \text{)}$$

Usar: un zuncho de $\emptyset 3/8'' @ 4.5 \text{ cm}$.

9.- DISEÑO DE ESCALERAS.

ESCALERAS

Las escaleras a diseñarse serán:

- A.- ESCALERA DEL 7º ENTREPISO : Dos apoyos de ésta escalera lo constituyen la placa del eje F por un extremo y la viga chata del eje G por el otro.
- B.- ESCALERA DEL PISO TIPICO...: Sus apoyos son los mismos del anterior.
- C.- ESCALERA DEL 1º PISO (primer Tramo) : Se apoyatambién en la placa del eje F y en el

suelo. A.- ESCALERA DEL 7º ENTREPISO

Esta escalera está sometida, aparte de las cargas repartidas muertas y vivas, a una carga concentrada debido a una escalera metálica caracol, cuya columna está ubicada en el descanso mas alto de la escalera en mención. En base a un tanteo previo y con la finalidad de evitar problemas de de flexiones y de esfuerzo cortante, se considerará un espesor de .25 mts.

1.- METRADO DE CARGAS.-

a.- CARGAS REPARTIDAS

Para el peso propio se considerará un espesor medio e_m :

$$e_m = \frac{c}{2} + h \sqrt{1 + \left(\frac{-c}{p}\right)^2}$$

En la que : c= contrapaso = 17.8 cms.

h= espesor de la losa = 25

cms. p= paso = 30 cms.

$$\text{Asi: } e_m = \frac{17.8}{2} + 25 \sqrt{1 + \left(\frac{-17.8}{30}\right)^2} = 8.9 + 29.0$$

$$e_m = 37.9 \text{ cm}$$

ZONA CENTRAL.-

Peso propio .379 x 2400 x 1.0 = 900 kg/m =

Acabado

100

D = 1000 kg/m

Sobrecarga

L = 500 kg/m

La carga última será:

$$U = 1.5D + 1.8L = 1.5 \times 1000 + 1.8 \times 500$$

$$U = 1500 + 900 = 2400 \text{ kg/m}$$

ZONA DE DESCANSOS

Peso propio $.25 \times 2400 \times 1.0 = 600 \text{ kg/m}$

Acabado $= 100$

$D = 700 \text{ kg/m}$

Sobrecarga

$L = 500 \text{ kg/m}$

La carga última será:

$U = 1.5 \times 700 + 1.8 \times 500 = 1050 + 900$

$U = 1950 \text{ kg/m}$

b.- CARGA CONCENTRADA.-

CARGAS MUERTAS.

Peso columna $4.80 \times \frac{\pi}{4} \times 1.6^2 \times 8000 = 770 \text{ kg}$

Peso de gradas: $\times \frac{\pi}{4} \times 1.80^2 \times 8000 = 920 \text{ kg}$

CARGAS VIVAS

$.03 \times 1.5^4$

$\times 8000 = 920$

Sobrecarga $1.5 \times \frac{\pi}{4} \times 1.80^2 \times 500 = 1690$

$D = 1690$

$L = 1910 \text{ kg}$

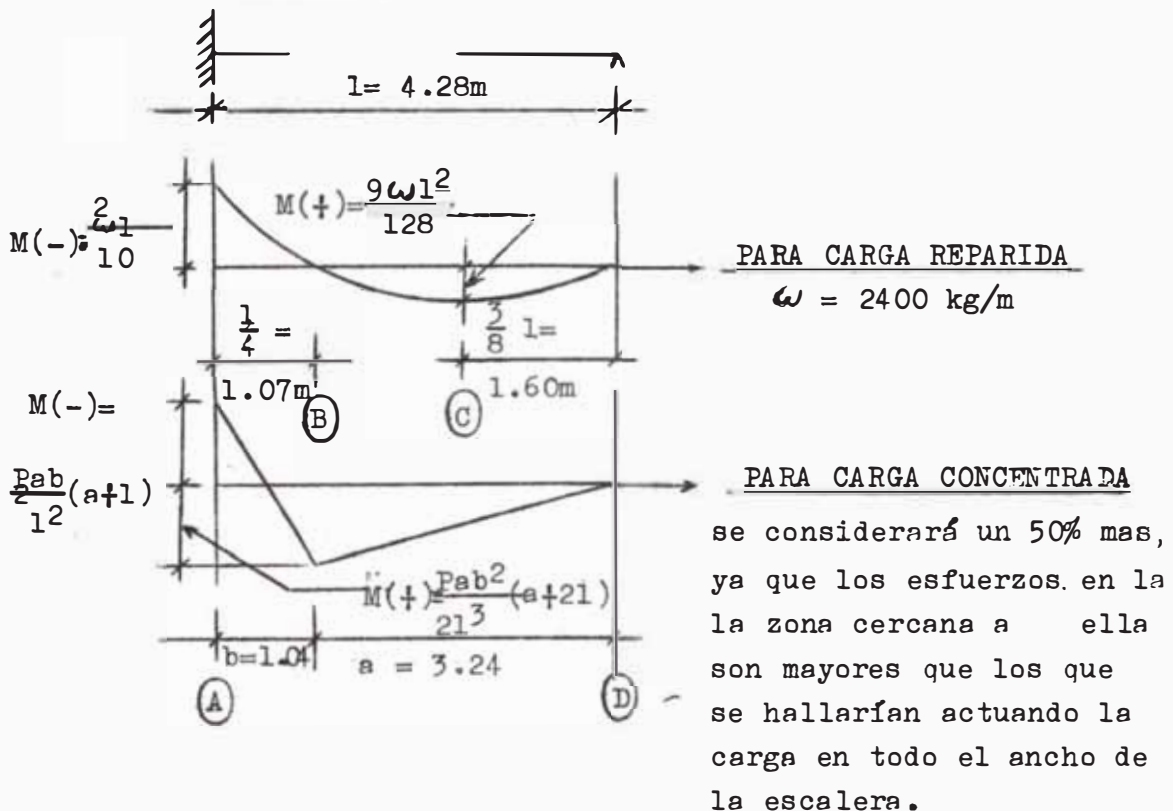
La carga última será:

$U = 1.5 \times 1690 + 1.8 \times 1910 = 2540 + 3440$

$U = 5980 \text{ kg.}$

2.- CALCULO DE MOMENTOS Y CORTES.-

a.- MOMENTOS



Asi:

$$\begin{aligned}
 (-) M_A &= \frac{1}{10} \omega l^2 + \frac{Pab(a+1)}{2l^2} \\
 &= \frac{1}{10} \times 2400 \times 4.28^2 + \frac{1.5 \times 5980 \times 3.24 \times 1.04 \times 7.56}{2 \times 4.28^2} \\
 &= 4400 + 6900
 \end{aligned}$$

$$(-) M_A = 11300 \text{ kg-m}$$

$$(+) M_B = \frac{Pab^2}{2l^3} (a+2l) = \frac{1.5 \times 5980 \times 3.24 \times 1.04^2 (3.24 + 2 \times 4.28)}{2 \times 4.28^3}$$

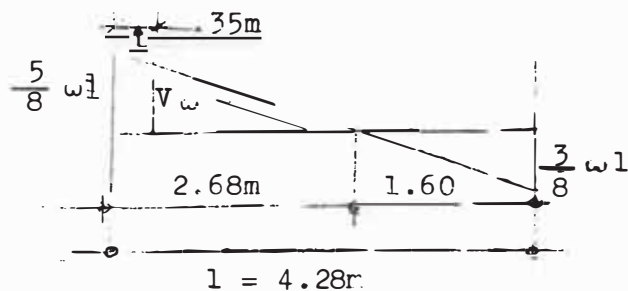
$$(+) M_B = 2250 \text{ kg-m}$$

$$\begin{aligned}
 (+) M_C &= \frac{9}{128} \omega l^2 + \frac{3}{8} \frac{1}{a} M_B \\
 &= \frac{9}{128} \times 2400 \times 4.28^2 + \frac{3}{8} \times \frac{4.28}{3.24} \times 2250 \\
 &= 5100 + 1100
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_C &= 6200 \text{ kg-m} \\
 (+) M_D &= \frac{1}{3} M_A (-) = \frac{1}{3} \times 11300
 \end{aligned}$$

$$(-) M_D = 3800 \text{ kg-m}$$

b.- CORTES.- El máximo corte estará en el apoyo A. Se calculará el valor correspondiente a la sección a una distancia $d = .22\text{m}$, de la cara del apoyo, o sea a $.35\text{m}$ del eje de la placa.



El valor de V_w sera:

$$V_w = \frac{2.68 - .35}{2.68} \times \frac{5}{8} \omega l = \frac{2.33}{2.68} \times \frac{5}{8} \times 2400 \times 4.28$$

$$V_w = 5600 \text{ kg}$$

Para la carga concentrada se tiene:

$$V_p = \frac{Pa}{2l^3} (3l^2 - a^2) = \frac{1.5 \times 5980}{2 \times 4.28^2} \times (3 \times 4.28^2 - 3.24^2)$$

$$V_p = 8300 \text{ Kg.}$$

El valor total será:

$$V = V_w + V_p = 5600 + 8300$$

$$V = 13900 \text{ kg}$$

3.- DISEÑO POR FLEXION Y CORTE

a.- DISEÑO POR FLEXION .- Para el refuerzo mínimo se considerará:

$$A_{S_{\min.}} = .0020 bt = .0020 \times 100 \times 25$$

$$A_{S_{\min.}} = 5 \text{ cm}^2/\text{m} = \underline{\phi 3/8" @ .14}$$

La altura efectiva de "d" será:

$$d = h - (\text{recubrimiento} + \frac{1}{2} \phi)$$

$$d = h - (2 + \frac{1}{2} \times 2) = 25 - 3$$

$$d = 22 \text{ cm.}$$

Para el cálculo del refuerzo se usará el respectivo gráfico del Boletín N° 16 del I. de Estructuras y de la construcción.

ARMADURA LONGITUDINAL (b=1.0 mts)

	M (T-m)	d (cm)	M/bd ² (kg/cm ²)	p	A _S (cm ² /m)	A _S (cm ² /m)	VARILLAS
(-) M _A	11.30	22	23.4	.0100	22.0	5.0	$\phi 5/8" @ .09$
(-) M _D	3.80	22	7.9	.0033	7.3	5.0	$\phi 1/2" @ .17$
(+) M _C	4.20	22	8.7	.0037	8.2	5.0	$\phi 1/2" @ .15$

b.- VERIFICACION POR CORTE

La fuerza cortante permisible será:

$$V_c = \tau_c bd = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 100 \times 22$$

$$V_c = 14300 \text{ kg}$$

El corte actuante es : $V_u = 13900 \text{ kg}$

Al ser $14300 > 13900 \text{ kg}$, el corte verifica.

B.- ESCALERA DEL PISO TIPICO.

1.- DIMENSIONAMIENTO.- Como ya se indicó anteriormente en el capítulo de dimensionamiento, el espesor será:

$$e = 4 \text{ cm/m de luz}$$

Para una luz de 4.40 m

$$e = 4 \times 4.40 = 17.6$$

$$e = \underline{18 \text{ cm}}$$

2.- METRADO DE CARGAS

Para los valores: $h=.18$; $p=.30$ y $c=.178\text{m}$, el espesor medio será:

$$em = \frac{17.6}{2} + 18 \sqrt{1 + \left(\frac{17.8}{30}\right)^2} = 8.9 + 20.9$$

$$em = \underline{29.8 \text{ cm}}$$

a.- ZONA CENTRAL

$$\text{Peso propio } .298 \times 2400 \times 1.0 = 715 \text{ kg/m}$$

$$\text{Acabado } 100 \times 1.0 \quad \underline{=100}$$

$$D = 815 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga } 500 \times 1.0 \quad L = 500 \text{ kg/m}$$

La carga última será:

$$U = 1.5 \times 815 + 1.8 \times 500 = 1244 + 900$$

$$U = \underline{2124 \text{ kg/m}}$$

b.- ZONA DE DESCANSOS

$$\text{Peso propio } .18 \times 2400 \quad = 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{Acabado } 100 \times 1.0 \quad \underline{= 100}$$

$$D = 532 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga } 500 \times 1.0 \quad L = 500 \text{ kg/m}$$

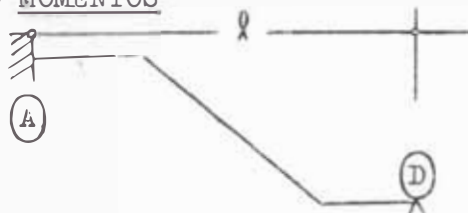
La carga última será:

$$U = 1.5 \times 532 + 1.8 \times 500 = 649 + 900$$

$$U = \underline{1549 \text{ kg/m}}$$

3.- CALCULO DE LOS MOMENTOS Y CORTES

a.- MOMENTOS



$$w = 2124 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$l = 4.28 \text{ m}$$

$$(-) M_A = \frac{1}{10} \cdot w l^2 = \frac{1}{10} \times 2124 \times 4.28^2$$

$$\boxed{(-) M_A = 3.90 \text{ T-m}}$$

$$(-)M_D = \frac{1}{24} \omega l^2 = \frac{1}{24} \times 2.124 \times 4.28^2$$

$$(-)M_D = 1.62 \text{ T-m}$$

$$(+M) = \frac{9}{128} \omega l^2 = \frac{9}{128} \times 2.124 \times 4.28^2$$

$$(+M) = 2.74 \text{ T-m}$$

b.- CORTE.- El máximo corte se presenta en el apoyo A de la placa. Considerando el valor del corte en el apoyo:

$$V = \frac{5}{8} \omega l = \frac{5}{8} \times 2.124 \times 4.28$$

$$V = 5700 \text{ kg}$$

4.- DISEÑO POR FLEXION Y CORTE

a.- DISEÑO POR FLEXION.- Para el refuerzo mínimo se considerará:

$$A_{S_{\min}} = .0020 \text{ bt} = .0020 \times 100 \times 18$$

$$A_{S_{\min}} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m} = \phi \text{ 3/8"} @ .19 \text{ m}$$

La altura efectiva "d" será:

$$d = h - 3 = 18 - 3$$

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

ARMADURA LONGITUDINAL (b = 1.0 mts)

	M (T-m)	d (cm)	M/bd ² (kg/cm ²)	p	A _S (cm ² /m)	A _{S_{min}} (cm ² /m)	Varillas
(-) M _A	3.90	15	17.3	.0073	10.9	3.6	ϕ 1/2" @ .11
(-) M _D	1.62	15	7.2	.0030	4.5	3.6	ϕ 3/8" @ .15
(+) M	2.74	15	12.2	.0052	7.8	3.6	ϕ 1/2" @ .16

b.- VERIFICACION POR CORTE

La fuerza cortante permisible será:

$$V_c = \tau_c b d = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 100 \times 15$$

$$V_c = 9800 \text{ kg.}$$

El corte actuante máximo es : V_u = 5700 kg.

Al ser: 9800 > 5700 kg, el corte verifica.

C.- ESCALERA DEL 1º PISO (Primer Tramo)

1.- DIMENSIONAMIENTO.- Se considerará un espesor igual al de la escalera del piso típico.

$$e = 18 \text{ cm}$$

2.- METRADO DE CARGAS. Será idéntico al del piso Típico.

a.- ZONA CENTRAL.

$$U = 2124 \text{ kg/m}$$

b.- ZONA DEL DESCANSO

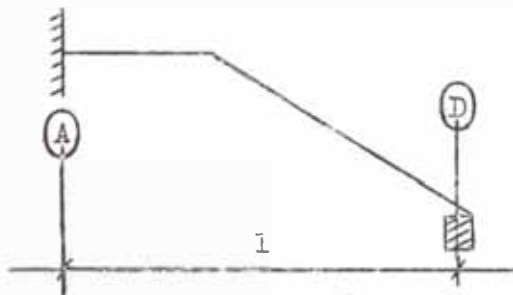
$$U = 1549 \text{ kg/m}$$

3.- CALCULO DE LOS MOMENTOS Y CORTES

a.- MOMENTOS

$$\omega = 2124 \text{ kg/m}$$

$$l = 2.53 \text{ m}$$



$$(-) M_A = -\frac{1}{10} \omega l^2 = -\frac{1}{10} \times 2.124 \times 2.53^2$$

$$\boxed{(-) M_A = 1.36 \text{ T-m}}$$

$$(-) M_D = -\frac{1}{16} \omega l^2 = -\frac{1}{16} \times 2.124 \times 2.53^2$$

$$\boxed{(-) M_D = 0.85 \text{ T-m}}$$

$$(+) M = \frac{9}{128} \omega l^2 = \frac{9}{128} \times 2.124 \times 2.53$$

$$\boxed{(+) M = .953 \text{ T-m}}$$

b.- CORTE. El máximo valor se presenta en el apoyo A de la placa. Considerando el valor del corte en el apoyo:

$$V = \frac{5}{8} \omega l = \frac{5}{8} \times 2124 \times 2.53$$

$$\boxed{V = 3360 \text{ kg}}$$

4.- DISEÑO POR FLEXION Y CORTE

a.- DISEÑO POR FLEXION. El refuerzo mínimo será:

$$A_{S_{\min.}} = .0020 \text{ bt} = .0020 \times 100 \times 18$$

$$\underline{A_{S_{\min.}} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m} = \emptyset 3/8" @ .19}$$

$$\text{La altura efectiva : } d = h - 3 = 18 - 3$$

$$\underline{d = 15 \text{ cm}}$$

ARMADURA LONGITUDINAL (b= 1.0 mts)

	M (T-m)	d (cm)	M/bd ² (kg/cm ²)	p	A _S (cm ² /m)	A _S min (cm ² /m)	VARILLAS
(-) M _A	1.36	15	6.10	.0028	4.20	3.60	Ø 3/8" @ .17
(-) M _D	0.85	15	3.80	.0016	2.40	3.60	Ø 3/8" @ .19
(+) M	0.953	15	4.24	.0018	2.70	3.60	Ø 3/8" @ .19

b.- VERIFICACION POR CORTE

La fuerza cortante permisible será:

$$V_c = \tau_c bd = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 100 \times 15$$

$$V_c = 9800 \text{ kg}$$

El corte actuante máximo es $V_u = 3360 \text{ kg}$

Al ser $3360 < 9800 \text{ kg}$, el corte verifica.

5.- APOYO EN EL TERRENO DE LA ESCALERA.- Se considerará que el apoyo tendrá un ancho y altura de 40 y 50 cms, respectivamente.

6.- ADHERENCIA.- Se considerarán las longitudes de desarrollo según la fórmula:

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\phi \sum U_u} \times \frac{1}{0.8}$$

Para los esfuerzos U_u , se tendrá en cuenta que las varillas no son de capa superior.

LONGITUDES DE DESARROLLO (cms)

Ø	U _u (kg/cm ²)	$L_d = 1.25 \frac{A_s f_y}{\phi \sum U_u}$
# 3	56	17.4
# 4	56	23.9
# 5	56	29.1

10.~ DISEÑO DE LA PLACA DEL ASCENSOR.

DISEÑO DE LA PLACA DEL ASCENSOR

A.- DIMENSIONAMIENTO.- Como ya se indicó, en el capítulo de dimensionamiento, se ha considerado un espesor de .25m que es uniforme desde la base hasta el piso de la azotea. Encima de este piso el espesor de los muros, tanto para la caseta de máquinas como para el tanque elevado, conectado a aquella, tendrá un valor de .20 m.

B.- VERIFICACION DE LA COMPRESION EN LOS MUROS.- Según el reglamento del ACI el esfuerzo de compresión permisible estará dado por:

$$f'_c = .225 f'_c \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right] \times 1.90$$

En ésta fórmula se tiene:

f'_c = resistencia a la compresión del concreto = $210 \frac{kg}{cm^2}$

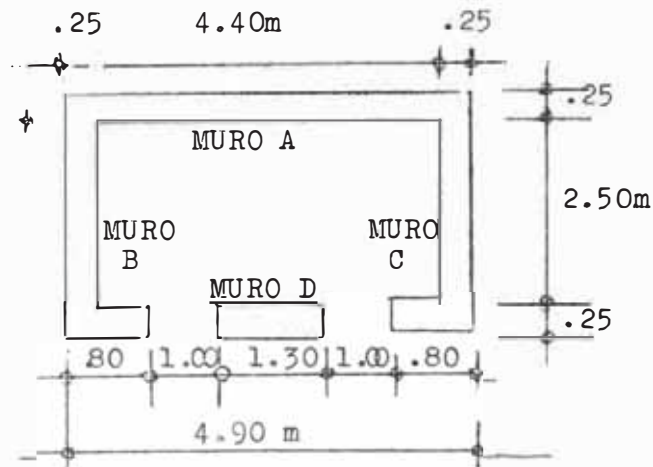
h = distancia vertical entre apoyos.

t = espesor del muro = .25 m

Para calcular los esfuerzos existentes se considerará toda la sección de la caja de ascensores, ya que la carga que incida sobre uno de los muros o paredes daría lugar a esfuerzos en cualquiera de los otros tres.

Se calcularán los esfuerzos de compresión, en el entrepiso mas desfavorable, o sea el primero. Si verifica en éste entrepiso, ya no es necesario hacerlo en los otros ya que los esfuerzos son menores.

1.- AREA DE LA SECCION.-



De acuerdo con la figura anterior:

$$A = 4.90 \times 2.25 + 2 \times 2.50 \times 2.25 + 2.90 \times 2.25$$

$$A = 3.25 \text{ m}^2$$

2.- METRADO DE CARGAS

NIVEL DE AZOTEA a.

- CARGAS MUERTAS

- Muro de concreto .20x12.80x4.95x2.4	30.40 Ton
- Muro de ladrillo 4.40x2.30x.200	2.02
-- Cargas por muro 2x.97x $\frac{1}{2}$ x 6.35x4.40	25.80
M-3	
- Cargas por muros M-1: 2x $\frac{5}{8}$ x3.60x6.05	27.30
- Losa del techo y piso de la caseta de máquinas 2x.15x11.15x2.4	3.00
- Cargas en caseta de máquinas 1.0x11.15x2x	11.15
-- Vigas (2x $\frac{6.20}{2}$ + $\frac{4.40}{2}$)x.29	3.08
4x $\frac{6.60}{2}$ x.30	4.00
- Aligerado y acabado 75.40 x.400	30.10

D = 141.90Ton.

b) CARGAS VIVAS.-

- Cargas por muro M-3: 2x.97x $\frac{1}{2}$ x.54x4.40	2.30Ton.
- Cargas por muros M-1: 2x $\frac{5}{8}$ x.165 x6.05	1.25
- s/c ascensor .100x 11.15	1.12
- s/c en piso 75.40x.125	9.50

L = 14.20Ton

ENTREPISO OCTAVO

a.- CARGAS MUERTAS.

- Muro de concreto 3.30x12.80x.25x2.4	25.60Ton
-- Vigas (2x $\frac{4.40}{2}$ + 2x $\frac{6.20}{2}$) x.43	4.60
4x $\frac{6.60}{2}$ x.48	6.40
- Aligerado y acabado 68.20x.735	50.00

D= 86.60 Ton

b.- CARGAS VIVAS

- s/c en piso 68.20 x.250	
---------------------------	--

L= 17.00 Ton

ENTREPISO SEPTIMO

a) CARGAS MUERTAS

- Muro de concreto 2.85x12.80x.25x2.4	22.00
- Vigas (2x $\frac{4.40}{2}$ + 2x $\frac{6.20}{2}$) x.43	4.60
4x $\frac{6.60}{2}$ x.48	6.40
- Aligerado y acabado .735 x 70.50	52.00
- Escaleras .815 x 2.10 x 1.00	1.70
1.0 x 2.20 x 1.00	2.20
$\frac{3.25}{4.25}$ x 1.69	<u>1.30</u>

D = 90.20Ton

b) CARGAS VIVAS

- s/c en piso .250 x 70.50	17.60Ton
- Escaleras .500x2.10x1.0	1.05
0.500x2.	1.10
$\frac{2025.00}{4.25}$ x 1.91	<u>1.45</u>

L = 21.20Ton

ENTREPISOS 6º, 5º, 4º, 3º

a) CARGAS MUERTAS

- Muro de concreto (idem al 7º)	22.00Ton
- Vigas (idem al 7º)	11.00
- Aligerado y acabado (idem al 7º)	52.00
- Escalera 2.20 x 2.0 x .815	<u>3.60</u>

D = 88.60 Ton

b) CARGAS VIVAS

- s/c en piso (idem al 7º)	17.60Ton
- Escaleras 2.20 x 2.0 x .500	<u>2.20</u>

L = 19.80Ton

ENTREPISO SEGUNDO

a) CARGAS MUERTAS

- Muro de concreto 3.50x12.80x.25x2.40	27.00Ton
- Vigas (2x $\frac{4.40}{2}$ + 2x $\frac{6.20}{2}$) x.385	4.10
4x $\frac{6.60}{2}$ x.58	7.70
- Aligerado y acabado 70.50 x.560	39.50
- Escaleras (idem al anterior)	<u>3.60</u>

D = 81.90Ton

b) CARGAS VIVAS

- s/c en piso	70.50 x.500	35.30 Ton
- Escaleras (idem al anterior)		2.20

L = 37.50 Ton

ENTREPISO PRIMERO

a) CARGAS MUERTAS

- Muro de concreto	12.80x.25x5.0x2.4	38.50 Ton
	14.80x.25x1.50x2.4	13.30
- Escaleras	2.20x2.0x.815	3.60
	3.45x.815	2.80

D = 58.20 Ton

b) CARGAS VIVAS

- Escaleras	2.20x2.0x.500	2.20 Ton
	3.45x.500	1.75

L = 3.95 Ton

Con los valores en cada entrepiso, es posible obtener la carga total en el primer nivel.

CARGA TOTAL EN EL NIVEL 1º

n	D (Ton)	L (Ton)
AZOTEA	141.90	14.20
8º	86.60	17.00
7º	90.20	21.20
6º	88.60	19.80
5º	88.60	19.80
4º	88.60	19.80
3º	88.60	19.80
2º	81.90	37.50
1º	58.20	3.95
Total en nivel 1º	813.20	173.05

El valor para cargas últimas será:

$$U = 1.5 D + 1.8L = 1.5 \times 813.20 + 1.8 \times 173.05$$

$$U = 1220.0 + 312.0$$

$$U = 1532.0 \text{ Ton}$$

3.- ESFUERZOS DE COMPRESION

a.- ESFUERZO DEBIDO A LAS CARGAS

$$f_c = \frac{1532 \times 10^3 \text{ kg}}{2500 \text{ cm} \times 2}$$

$$f_c = 47.1 \text{ kg/cm}^2$$

b.- ESFUERZO PERMISIBLE

Para los valores en el primer

piso: h = 4.85 m

t = .25 m

El esfuerzo permisible será:

$$f_c = .225 \times 210 \left[1 - \left(\frac{4.85}{40 \times .25} \right)^3 \right] \times 1.9$$

$$f_c = .225 \times 210 \times .886 \times 1.9$$

$$f_c = 79.7 \text{ kg/cm}^2$$

Al ser $79.7 > 47.1 \text{ kg/cm}^2$, el esfuerzo de compresión verifica y ya no es necesario verificar los otros pisos, ya que los respectivos esfuerzos son menores al hallado en el primer piso.

C.- CALCULO DEL REFUERZO MINIMO.-

El reglamento del ACI especifica que el refuerzo horizontal, respecto al área de la sección reforzada, no será menor de 0.0025, y el de refuerzo vertical no menor de 0.0015. Para el presente caso se considerará el refuerzo en un 33% mayor que los valores mínimos anteriormente indicados y se dispondrá la armadura en dos capas, tanto para la placa que va desde la base hasta el nivel de azotea (t=.25m), como para la situada encima de este nivel (t=.20m). En lo que se refiere a los muros de éste espesor (t=.20m), del conjunto tanque y caseta de máquinas, se guardará uniformidad en el refuerzo a usarse. Se tomará por lo tanto, los valores mas desfavorables que resultan de aplicar los criterios de cálculo para placas o paredes del tanque.

1.- REFUERZO HORIZONTAL

a.- PARA t = .25m

$$A_{S_H} = .0025 \times 100 \times 25 \times 1.33 = 8.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Para cada capa: $\frac{A_{S_H}}{2} = 4.16 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Usando varillas: de $\frac{1}{2}'' \text{ @ } \frac{1.27 \times 1.0}{4.16} = .305 \text{ m}$

Usar: $\frac{1}{2}'' \text{ @ } .30 \text{ m (2 capas)}$

b) PARA t = .20m

$$A_{S_H} = .0025 \times 100 \times 20 \times 1.33 = 6.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para cada capa : } \frac{A_{S_H}}{2} = 3.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Usando varillas de } 3/8'' \text{ (a) } \frac{.713 \times 1.0}{3.33} = .215 \text{ m}$$

Usar : $\emptyset 3/8''$ (a) .21m (2 capas)

2.- REFUERZO VERTICAL

a) PARA t = .25m

$$A_{S_V} = .0015 \times 100 \times 25 \times 1.33 = 5.0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Para cada capa : } \frac{A_{S_V}}{2} = 2.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Usando varillas de } 3/8'' \text{ (a) } \frac{.713 \times 1.0}{2.50} = .285 \text{ m}$$

Usar : $\emptyset 3/8''$ a .28m (2 capas)

b) PARA t = .20 m

$$A_{S_V} = .0015 \times 100 \times 20 \times 1.33 = 4.0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Para cada capa : } \frac{A_{S_V}}{2} = 2.0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Usando varillas de } 3/8'' \text{ (a) } \frac{.713 \times 1.0}{2} = .356 \text{ m}$$

Usar : $\emptyset 3/8''$ (a) .35m (2 capas)

D.- COMPROBACION DE LOS ESFUERZOS POR CORTE

1.- DIRECCION y-y (arriestre)

El esfuerzo cortante permisible es:

$$\tau_c = 0.53 \emptyset \sqrt{f'c} = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} = 6.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La dimensión en éste sentido es 3.0m. Considerando una altura efectiva de : d = 2.90m, el valor de la fuerza que toma el concreto V será:

$$V_c = 6.53 \times 25 \times 290 = 47,400 \text{ kg.}$$

El corte último en el 1º entrepiso, según los valores hallados en el análisis sísmico, es el siguiente:

$$V_u = 1.25 \times \frac{D}{D_{\text{Total}}} \times V_{\text{total}}$$

$$V_u = 1.25 \times \frac{138.5}{467.6} \times 224.4 = 83.20 \text{ Ton}$$

El corte que tome el refuerzo será:

$$V'_u = V_u - V_c = 83200 - 47400$$

$$V'_u = 35800 \text{ kg}$$

El área de refuerzo por metro será:

$$\frac{Av}{S} = \frac{V'_u}{\phi f_y d} = \frac{35800}{0.85 \times 2800 \times 2.90} = 5.20 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Al ser el refuerzo mínimo $A_{S_H} = 8.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$, calculado anteriormente, mayor que el requerido de $5.20 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$, el valor del corte para el 1º entrepiso verifica para la armadura mínima.

2.- DIRECCION x-x (principal)

Para la verificación de ésta dirección se **considerará** que el muro macizo A resiste el 80% del cortante **total** en la sección.

La dimensión en éste sentido es 4.90m. Considerando una altura efectiva: $d = 4.80 \text{ m}$, el valor del corte que toma el concreto en el muro A será:

$$V_{C_A} = 6.53 \times 25 \times 480 = 78400 \text{ kg}$$

Los valores del corte último para los 3 primeros entre-pisos, según los valores hallados en el análisis sísmi-co, se calculan mediante el siguiente cuadro:

Entre Piso	D _{pl.}	$\sum D$ (Total)	V _{Total} (T)	V _S (T)	Total en planta $V_u = \frac{1}{\sqrt{s}} \cdot 25 \times V_s$ (T)	Muro A $V_{u_A} = 0.8 V_u$ (T)
3º	177.	245.1	213.6	154	192.5	154.0
2º	322	392.4	227.7	187.0	234.0	187.0
1º	1030	1234.8	241.4	202.0	253.0	202.0

Así se tiene que para el muro A se requiere el refuerzo calculado a continuación:

ENTREPISO	V_{u_A} (kg)	$V_{U_A} = V_{U_A} - V_{C_A}$ (kg)	$\frac{A_s}{S} = \frac{V_{U_A}}{\phi f_y d} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right)$
3º	154,000	75600	6.60
2º	187,000	108600	9.50
1º	202,000	123600	10.80

Se observa que el refuerzo mínimo calculado anteriormente: $A_{S_H} = 8.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$, solo es menor que los valores requere-

dos para el 1° y 2° entrepisos. Por lo tanto, se colocará armadura mínima a partir del 3° entrepiso hacia arriba.

Para el 1° y 2° entrepisos, se considerará el refuerzo de aquél: $10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$; para cada capa: $A_{S_H} = 5.4 \text{ cm}^2$

Usando varillas de $\frac{1}{2}$ " $\phi \frac{1}{2}$ " @ $\frac{1.27 \times 1.0^2}{5.4} = .24 \text{ m}$

A_{S_H} (1° y 2° entrepisos) : $\phi \frac{1}{2}$ " @ .24 m (2 capas)

E.- DISEÑO DE LA CIMENTACION DEL ASCENSOR.- El diseño correspondiente será efectuado en el capítulo 12, referente a cimentaciones.

11.- DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO Y DE
LA CASETA DE MAQUINAS .

DISEÑO DE TANQUE ELEVADO Y CASETA DE MAQUINAS.

A.- VOLUMEN DE AGUA DEL TANQUE ELEVADO Y CISTERNA

1.- DOTACION DIARIA.

El edificio consta en su primer piso, de tiendas; en el segundo, de un estacionamiento y en los pisos restantes de oficinas. Para éstos tipos de ambientes se considerará la siguiente dotación diaria de agua por unidad de área:

Tiendas y oficinas : 6 lt/m²
Estacionamiento : 2 lt/m²

DOTACION DIARIA POR PISO

PISO	DOTACION (lt) POR m ²	AREA UTIL (m ²)	DOTACION POR PISO (lt)
8°	6.0	299.0	1794
TIPICO	6.0	489.0	2934
ESTACIONAMIENTO	2.0	936.0	1872
1°	6.0	642.0	3852

Para todo el edificio se tendrá:

$$\text{Dotación total} = 1794 + 5 \times 2934 + 1872 + 3852$$

$$\text{Dotación total} = 22188 \text{ lt} \cong 22.20 \text{ m}^3$$

$$\text{Dotación diaria del edificio} = 22.20 \text{ m}^3$$

2.- DOTACION PARA INCENDIOS. - se considerará un flujo de agua por 2 mangueras, a razón de 5 lt/seg. durante un lapso de 30 minutos. Así se tiene, que la dotación de agua para incendios será:

$$V_{\text{incend.}} = 5 \frac{\text{lt}}{\text{seg.}} \times (30 \times 60 \text{ seg.})$$

$$V_{\text{incend.}} = 9000 \text{ lts.}$$

3.- VOLUMEN DE AGUA DEL TANQUE ELEVADO Y CISTERNA

Los valores de los volúmenes de agua se hallarán de acuerdo con :

$$V_{\text{Tanque elevado}} = \frac{1}{4} (\text{Dotación diaria}) + V_{\text{incend.}}$$

$$V_{\text{cisterna}} = \frac{3}{4} (\text{Dotación diaria})$$

Con los valores de la dotación diaria y el volumen de agua contra incendios, anteriormente calculados, se tiene:

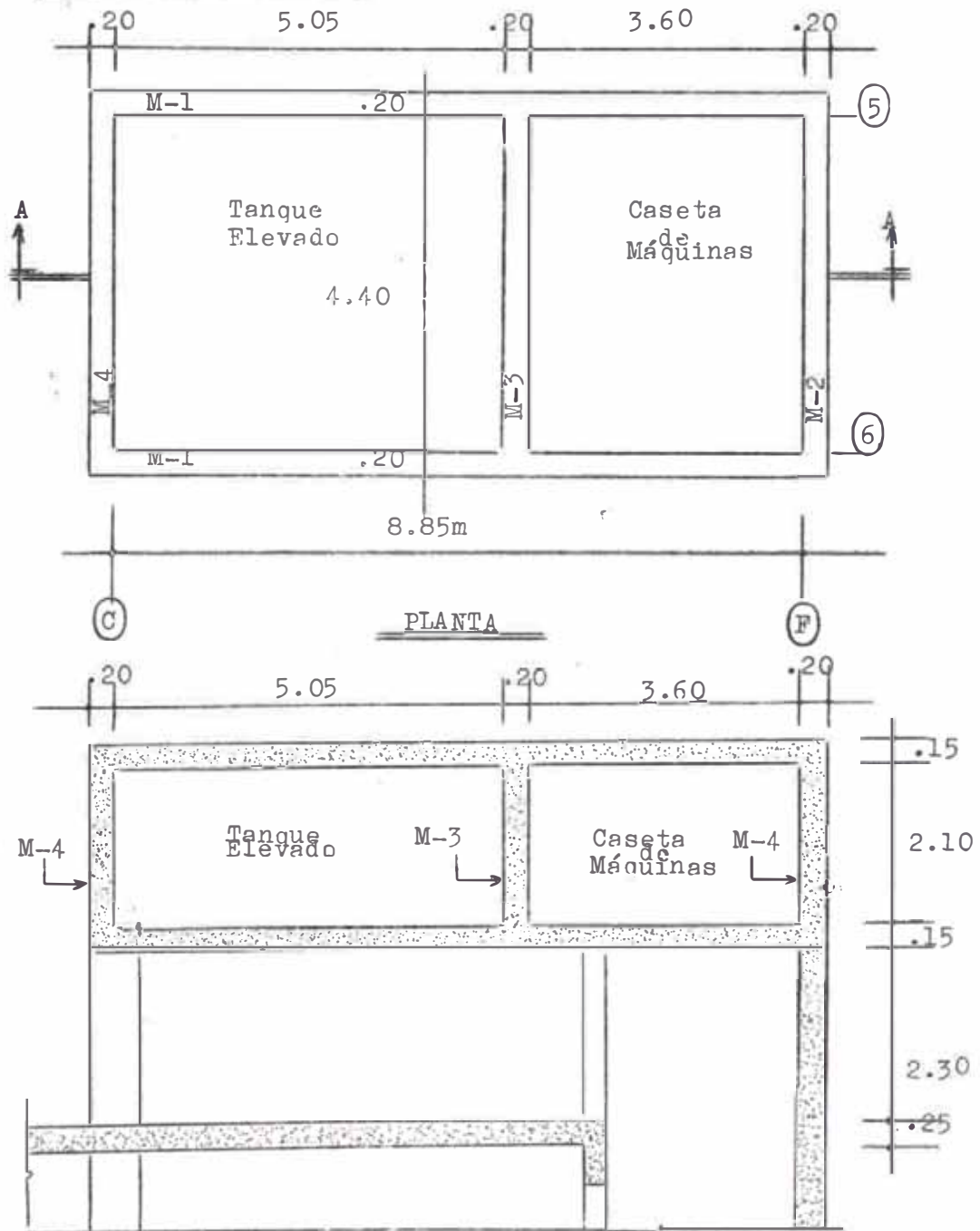
$$V_{\text{tanque elevado}} = \frac{1}{4} \times 22.2 \div 9.0 = 5.6 + 9.0$$

$$V_{\text{tanque elevado}} = 14.60 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{cisterna}} = \frac{3}{4} \times 22.2 = 16.70 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{cisterna}} = 16.70 \text{ m}^3$$

B.- DISPOSICION ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS DEL TANQUE Y CASITA DE MAQUINAS.



CORTE A-A

Como se muestra en los gráficos anteriores, las losas de fondo y techo del tanque y de la caseta de máquinas, se apoyan en los muros M-1, M-2, M-3 y M-4. El muro M-3 tiene como apo-yos a los muros M-1 y ejerce sobre éstos fuerzas concentradas que será necesario considerar en su diseño. Estos muros M-1 se apoyan a su vez, en las columnas C-6 y C-5 por un lado y en la placa del ascensor por otro lado.

Para el volúmen de agua hallado anteriormente, y, el área que abarca el tanque: $4.40 \times 5.05 = 22.2 \text{ m}^2$, la altura de agua será: $h_1 = 14.60/22.2 = .66 \text{ m}$. Para éste valor la altura requerida del tanque sería no mayor de 1.0m. Sin embargo se ha considerado, por razones de arquitectura, una altura igual a la de la adyacente caseta de máquinas (2.10m) que es mucho mayor que la de antes mencionada de 1.0m.

Por la razón expuesta, de que la altura de agua $h_1 = .66 \text{ m}$ es muy pequeña en comparación con la del tanque (2.10m), no se considerará en el diseño de los muros de éste, los esfuerzos producidos por la acción del agua, ya que son muy reducidos. Por lo tanto, el diseño de éstos muros sera hecho en base a su comportamiento como vigas, aparte de la armadura mínima que se requiera.

C.- CALCULO DEL REFUERZO MINIMO EN LOS MUROS DEL TANQUE Y CASETA

Como ya se indicó en el capítulo 10, se tomará los valores mas desfavorables que resultan de aplicar los criterios de cálculo para placas o paredes del tanque, con la finalidad de guardar uniformidad en el refuerzo a usarse.

1.- REFUERZO HORIZONTAL

Considerando el mínimo de 0.0020 bt aumentado en un 33%:

$$A_{SH} = .0020 \times 100 \times 20 \times 1.33 = 5.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Para los muros de la caseta de máquinas, como placas:

$$A_{SH} = .0025 \times 100 \times 20 \times 1.33 = 6.67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

2

Se tomará el mayor, o sea: $6.67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$. Para cada capa corresponde: $A_{SH} = 5.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ usando varillas de 3/8" :

$$\varnothing 3/8" \text{ a } \frac{.713 \times 1.0}{3.33} = .215 \text{ m}$$

Usar: $\varnothing 3/8" @ .21 \text{ m}$ (2 capas)

2.- REFUERZO VERTICAL

Igualmente, considerando el mínimo de .0020 bt aumentado en un 33% :

$$A_{SV} = .0020 \times 100 \times 20 \times 1.33 = 5.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Para los muros de la caseta de máquinas, como placas:

$$A_{SV} = .0015 \times 100 \times 20 \times 1.33 = 4.0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se tomará el mayor, o sea : $5.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$. Para cada capa corresponde :

$$\frac{A_{SV}}{2} = 2.67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} ; \text{ usando varillas de } 3/8''$$

$$\phi 3/8'' @ \frac{.713 \times 100}{2.67} = .27$$

Usar : $\phi 3/8''$ a $.27\text{m}$ (2 capas)

D.- DISEÑO DE LOS MUROS DEL TANQUE COMO VIGAS

El diseño correspondiente será hecho considerando los muros como vigas corrientes, ya que las dimensiones de la luz y el peralte son tales, que son satisfechos los requisitos de vigas no peraltadas.

1.- MURO M-3, como ya se indicó, éste muro tiene como apoyos a los muros M-1, y las reacciones en tales apoyos actuarán como cargas concentradas, los que tendrán que ser considerados en el diseño de los muros M-1, anteriormente indicados. El refuerzo calculado para el muro M-3 será conservadoramente aplicado al muro M-4, pues son similares, aunque éste está apoyado en columnas.

a) METRADO DE CARGAS

- CARGAS MUERTAS

losa sup. e inf.

$\frac{3}{4} \times (1.80 + 2.20) \times 1.0 \times .30 \times 2.4$	2.16 T/m
Acabado	.30

$\frac{3}{4} \times (1.80 + 2.20) \times 1.0 \times 1.00$	1.35
---	------

Máquina $(1 \frac{\text{m}^2}{\text{m}})$ $\frac{3}{4} \times 1.80 \times 1.0 \times 1.0$	1.09
---	------

Agua $\frac{3}{4} \times 2.20 \times 1.0 \times .66$	1.15
--	------

Peso del muro $2.40 \times .20 \times 1.0 \times 2.4$	D= 6.05 T/m
---	-------------

- CARGAS VIVAS

Personas (se supondrá 8 personas por cada ascensor y además se considerará que éste incide sobre un tercio del área de la caja de ascensores. Así se

tiene la carga repartida: $8 \times 80 \text{kg} / 0.333 \times 2.50 \times 4.40 = .175 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$.

Así se tiene : $.175 \times \frac{3}{4} \times 1.80 \times 1.0 = .24 \text{ T/m}$

S/C Techo $\frac{3}{4} \times (1.80 + 2.20) \times 1.0 \times 1.0 = \frac{.30}{L} = .54 \text{ T/m}$

- Carga última

$$\omega_u = 1.5 \times 6.05 + 1.0 \times .54 = 9.10 + .97$$

$$\omega_u = 10.07 \text{ T/m}$$

b) CALCULO DE LOS MOMENTOS Y CORTES

- MOMENTOS (Para una luz = 4.60m)

$$M(+)=\frac{1}{8} \omega_{ul} l^2 = \frac{1}{8} \times 10.07 \times 4.60^2 = 26.60 \text{ T-m}$$

$$M(-)=\frac{1}{24} \omega_{ul} l^2 = \frac{1}{24} \times 10.07 \times 4.60^2 = 8.90 \text{ T-m}$$

- CORTE

$$V = \frac{1}{2} \omega_{ul} l = \frac{1}{2} \times 10.07 \times 4.40 = 22.10$$

c) DISEÑO POR FLEXIÓN (b=.20m)

La altura efectiva será:

$$d = h - .10 = 2.25 - 1.0 = 2.15$$

	M (T-m)	M/bd ² (kg/cm ²)	p	A _S (cm ²)	$\frac{4}{3} A_S$ (cm ²)	Ø
M (+)	26.60	2.88	.0012	5.17	6.90	4 Ø # 5
M (-)	8.90	.96	.0004	1.72	2.30	2 Ø # 5

d) VERIFICACION POR CORTE

Con el corte hallado anteriormente: Vu= 22.10 Ton, el esfuerzo será:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{22100}{20 \times 215} = 5.15 \text{ kg/cm}^2$$

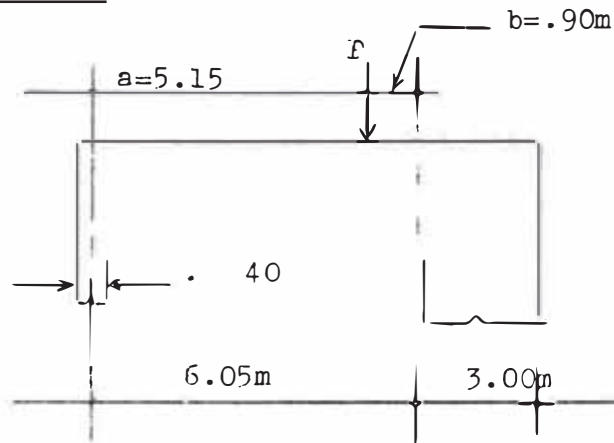
El esfuerzo permisible es:

$$\tau_c = 0.53 \phi \sqrt{f'c} = 0.53 \times .85 \times \sqrt{210}$$

$$\tau_c = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

Al ser $6.53 > 5.15 \text{ kg/cm}^2$, el corte verifica.

2.- MUROS M-1



a) METRADO DE CARGAS

PARA LA ZONA a = 5.15 m: ω_a

- CARGAS MUERTAS

losa sup. e inf.	$\frac{3}{4} \times 2.20 \times 1.0 \times 30 \times 2.4$	1.190T/m
Acabado	$\frac{3}{4} \times 2.20 \times 1.0 \times 100$.165
Agua	$\frac{3}{4} \times 2.20 \times 1.0 \times 66 \text{ Peso}$	1.090
del muro	$2.40 \times 20 \times 1.0 \times 2.4$	<u>1.150</u>
		D = 3.595T/m

- CARGAS VIVAS

S/c en techo	$\frac{3}{4} \times 2.20 \times 1.0 \times 100$	L = .165T/m
--------------	---	-------------

- CARGA ULTIMA

$$\omega_a = 1.5 \times 3.595 + 1.8 \times .165 = 5.40 + .30$$

$$\omega = 5.70 \text{ T/m}$$

PARA LA ZONA b = .90m: ω_b

- CARGAS MUERTAS

losa Sup. e inf.	$\frac{3}{4} \times .80 \times 1.0 \times 30 \times 2.4$.434T/m
Acabado	$\frac{3}{4} \times .80 \times 1.0 \times 100$.060
Máquina	$\frac{3}{4} \times .80 \times 1.0 \times 1.0$.600
Peso del muro	$2.40 \times 20 \times 1.0 \times 2.4$	<u>1.150</u>
		D = 2.244T/m

- CARGAS VIVAS

S/c en techo	$\frac{3}{4} \times .80 \times 1.0 \times 100$.060T/m
Personas	$\frac{4}{3} \times .80 \times 1.0 \times 1.75$	<u>.105</u>
		L = .165 T/m

- CARGA ULTIMA

$$\omega_b = 1.5 \times 2.244 + 1.8 \times 1.65 = 3.37 + .30$$

$$\omega_b = 3.67 \text{ T/m}$$

- CARGA CONCENTRADA : P

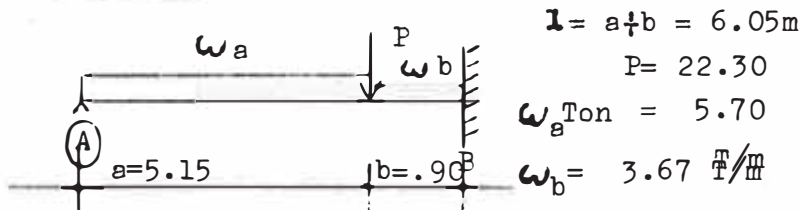
El valor de P corresponde al de la reacción en el apoyo del muro M-3. Así, de la carga última repartida para este muro, se obtiene:

$$P = \frac{1}{2} \times \omega_{M-3} \times l = \frac{1}{2} \times 10.07 \times 4.60$$

$$P = 22.30 \text{ Ton}$$

b) CALCULO DE LOS MOMENTOS Y CORTES

- MOMENTOS



$$(-) M_B = \frac{\omega_b}{2} l^2 \left[\frac{1}{2} (b^2 - a^2) - \frac{1}{4} (b^4 - a^4) \right] + \frac{Pab}{2l^2} (a + l)$$

Para los valores mostrados:

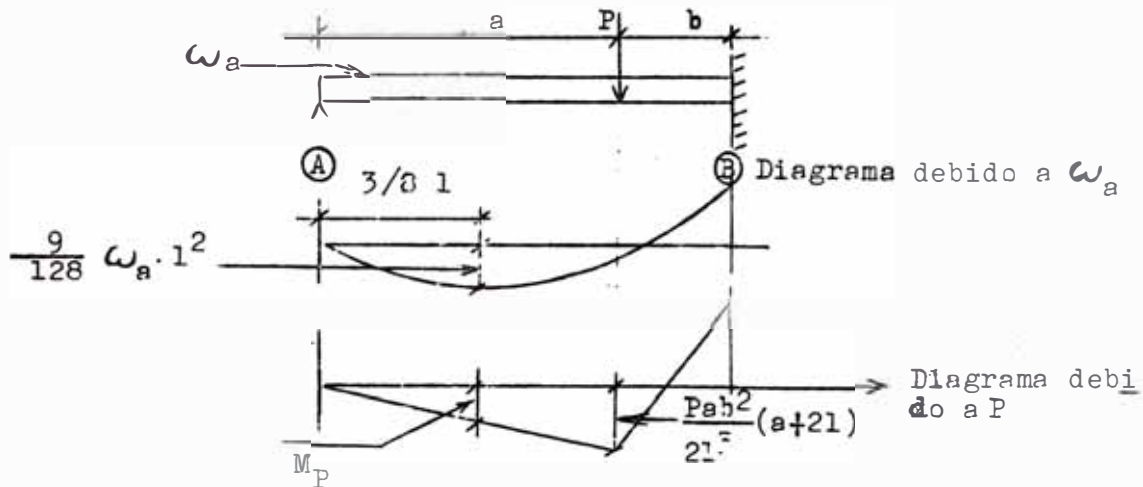
$$(-) M_B = \frac{3.67}{2 \times 6.05^2} \left[\frac{6.05^2}{2} (6.05^2 - 5.15^2) - \frac{1}{4} (6.05^4 - 5.15^4) \right] + \frac{5.70}{2 \times 6.05^2} \left[\frac{6.05^2}{2} \times 5.15^2 - \frac{5.15^4}{4} \right] + \frac{22.30 \times 5.15 \times 0.90}{2 \times 6.05^2} (5.15 + 6.05)$$

$$(-) M_B = 1.30 + 24.30 + 15.60 = 41.20 \text{ T-m}$$

$$\boxed{(-) M_B = 41.20 \text{ T-m}}$$

PARA EL MOMENTO POSITIVO

Se considerará la sección donde la carga repartida ω_a (conservadoramente aplicada en toda la luz) produce el máximo M (+), agregandosele el valor correspondiente a la que produce la carga P.



Según la figura el valor de \$M_p\$ será:

$$M_p = \frac{31}{8a} \cdot \frac{Pab^2}{21^3}(a+21) = \frac{3 \times 6 \cdot 05}{8 \times 5 \cdot 15} \times \frac{22 \cdot 30 \times 5 \cdot 15 \times 90^2}{2 \times 6 \cdot 05^3} (5 \cdot 15 + 2 \times 6 \cdot 05)$$

$$M_p = 1.60 \text{ T-m}$$

El momento total será:

$$(\dagger) M = \frac{9}{128} \omega_a l^2 + M_p = \frac{9}{128} \times 5 \cdot 70 \times 6 \cdot 05^2 + 1.60$$

$$(\dagger) M = 14.70 + 1.60$$

$$\boxed{(\dagger) M = 16.30 \text{ T-m}}$$

- CORTES. -- El corte máximo ocurre en el apoyo B.

$$V_B = \frac{M_B}{1} + \frac{\omega_b}{21}(1^2 - a^2) + \frac{M_B}{1} + \frac{\omega_a \cdot a^2}{21} + \frac{P(31^2 - a^2)a}{21^3}$$

$$\text{Siendo: } M_{B\omega_a} = 24.30 \text{ T-m}$$

$$M_{B\omega_b} = 1.30 \text{ T-m}$$

$$V_B = \frac{1.30}{6.05} + \frac{3.67}{2 \times 6.05} (6.05^2 - 5.15^2) + \frac{24.30}{6.05} + \frac{5.70 \times 5.15^2}{2 \times 6.05} +$$

$$\frac{22.30 \times 5.15}{2 \times 6.05^2} (3 \times 6.05^2 - 5.15^2)$$

$$V_B = .215 + 3.25 + 4.00 + 12.50 + 21.60$$

$$\boxed{V_B = 41.565 \text{ Ton}}$$

c) DISEÑO POR FLEXIÓN (\$b = .20m\$)

La altura efectiva será:

$$d = h - .10 = 2.25 - .10 = 2.15 \text{ m}$$

	M (T-m)	M/bd ² (kg/cm ²)	P	A _S (cm ²)	$\frac{1}{3} A_S$ (cm ²)	Ø
M (+)	16.30	1.77	.0008	3.45	4.60	2 Ø # 6
M _B (-)	41.20	4.46	.0018	7.73	10.40	4 Ø # 6

Para el apoyo A, se considera un momento mínimo de un tercio del momento en el apoyo B. Prolongando dos de las cuatro varillas # 6 del apoyo B hacia el apoyo en mención, serán satisfechas las condiciones por flexión en dicho apoyo.

1) VERIFICACION POR CORTE

Con el corte hallado anteriormente: Vu= 41.565 Ton. el esfuerzo será:

$$v_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{41.565}{20 \times 215} = 9.7 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo el esfuerzo permisible para el concreto:

$v_c = .85 \times .53 \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$, es necesario que el esfuerzo de la sección resista el corte en exceso:

$$V'_u = (v_u - v_c)bd = (9.70 - 6.53) \times 20 \times 215 = 13,650 \text{ kg.}$$

El refuerzo necesario será por lo tanto:

$$\frac{A}{S} = \frac{V'_u}{\beta f_y d} = \frac{13650}{0.85 \times 2800 \times 215} = .0266 \text{ cm} = 2.66 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Al ser el refuerzo mínimo vertical $A_{Sv} = 5.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ (calcula

do en C), mayor que el requerido de $2.66 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$, el corte verifica.

E.- DISEÑO DE LA LOSA DEL FONDO DEL TUNEL Y DE LA CASITA

1.- DIMENSIONAMIENTO.--según el reglamento el espesor no será menor de 9 cm o el valor dado por : $\frac{\text{perímetro}}{180}$

según la planta del conjunto, el mayor perímetro es:

$$p = 2 \times 4.40 + 2 \times 5.05 = 18.90 \text{ m, lo que da un espesor mínimo de : } p/180 = 18.90 \text{ m}/180 = .105. \text{ Considerar:}$$

$c = .15 \text{ m}$

2.- METRADEO DE CARGAS

a.- ZONA DE LA CASITA DE MAQUINAS

- CARGAS MUERTAS

peso de máquinas.....1.00 T/m²

Peso propio .15x2.40

$$D = \frac{.36}{1.36} \text{ T/m}^2$$

- CARGAS VIVAS

Personas (ya calculado en D)

$$L = .175 \text{ T/m}^2$$

- CARGA ULTIMA

$$U = 1.5 \times 1.36 + 1.8 \times .175 = 2.04 + .315$$

$$U = 2.355 \text{ T/m}^2$$

b. - ZONA DEL TANQUE ELEVADO

- CARGAS MUERTAS

Peso propio .15x.2.40

$$.360 \text{ T/m}^2$$

Peso del agua (altura .66m) Acabado

$$.660$$

$$.100$$

- CARGAS VIVAS (nulas en ésta zona)

CARGA ULTIMA U = 1.5x1.12

$$D = 1.120 \text{ T/m}^2$$

$$U = 1.68 \text{ T/m}^2$$

3.- CALCULO DE LOS MOMENTOS Y CORTES.- Para el efecto se aplicará el método 3 de diseño de losas en dos direcciones, considerando los paños correspondientes como interiores (caso 2)

a.- MOMENTOS

- ZONA DE LA CASITA

$$A = \frac{3.60 \text{ m}}{B = 4.40}$$

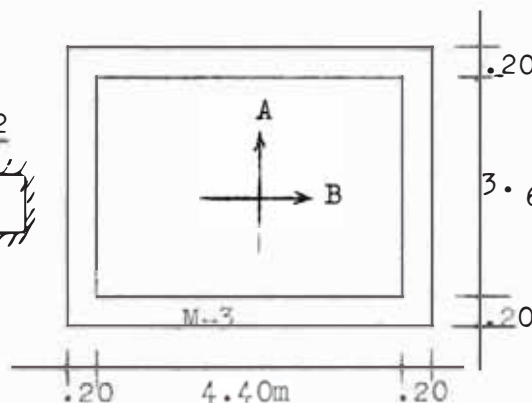
$$m = .82$$

$$.20 \quad \omega_u = 2.36 \text{ T/m}^2$$

$$\omega_{u_D} = 2.04 \text{ T/m}^2$$

$$3.60 \quad \omega_{u_L} = .32 \text{ T/m}^2$$

caso 2



Para el caso 2 y con $m = .82$, los coeficientes de momentos negativos serán: $C_A(-) = .063$ y $C_B(-) = .029$. Los momentos se obtendrán en la siguiente forma:

$$M_{A(-)} = C_{A(-)} \cdot \omega_{uA}^2 = .063 \times 2.36 \times 3.60^2 = 1.93 \text{ T-m/m}$$

$$M_{B(-)} = C_{B(-)} \cdot \omega_{uB}^2 = .029 \times 2.36 \times 4.40^2 = 1.32 \text{ T-m/m}$$

Los coeficientes para momentos positivos:

$$C_A(+)_D = .025 \quad ; \quad C_A(+)_L = .039$$

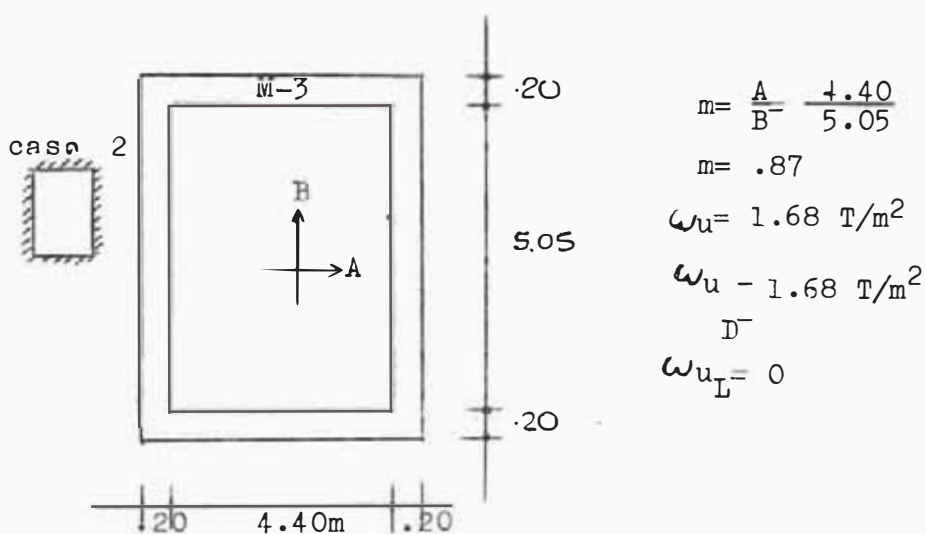
$$C_B(+)_D = .0114 \quad ; \quad C_B(+)_L = .018$$

Los momentos positivos serán:

$$M_A(+)= .025 \times 2.04 \times 3.60^2 + .039 \times 3.15 \times 3.60^2 = .66 + 16 = 82 \frac{T-m}{m}$$

$$M_B(+)= .0114 \times 2.04 \times 4.40^2 + .018 \times 3.15 \times 4.40^2 = .45 + 116 = 566 \frac{T-m}{m}$$

-- ZONA DEL TANQUE



Para el caso 2 y con $m=.87$, los coeficientes de momentos negativos serán: $C_A(-)=.058$ y $C_B(-)=.034$. Con éstos --

tos coeficientes se obtiene:

$$M_A(-) = .068 \times 1.68 \times 4.40 = 1.89 \text{ T-m/m}$$

$$M_B(-) = .034 \times 1.68 \times 5.05 = 1.46 \text{ T-m/m}$$

Los coeficientes para momentos positivos:

$$C_A(+)_D = .023 \quad ; \quad C_B(+)_D = .013$$

Los momentos positivos serán:

$$M_A(+)= .023 \times 1.68 \times 4.40^2 + 0 = .75 \text{ T-m/m}$$

- MOMENTO NEGATIVO COMÚN (en muro M-3)

Este momento tendrá que ser hallado en base a los momentos de ambas losas en el apoyo común M-3.

Zona de la caseta : $M_A(-)=1.93 \text{ T-m/m}$

Zona del Tanque : $M_B(-)=1.46 \text{ T-m/m}$

Como el 80% de $1.93=1.54$, es mayor que 1.46 T-m/m, la diferencia se distribuirá en proporción a las rigideces relativas de las losas.

$$\begin{aligned} \text{Rigidez, zona de la caseta} &= \frac{1}{3.60} = .278 \\ \text{Rigidez, zona del tanque} &= \frac{1}{5.05} = .198 \\ \hline \Sigma k &= .476 \end{aligned}$$

El momento común será:

$$M(-) = 1.93 - (1.93 - 1.46) \times \frac{.278}{.476} = 1.656 \text{ T-m/m}$$

b.- CORTE

- ZONA DE LA CASETA

usando la tabla 4, para $m=.82$ y el caso 2, se tiene:

$$W_A = .69\%$$

$$W_B = .31\%$$

La carga total en el paño será:

$$P = \omega_u AB = 2.36 \times 3.60 \times 4.40$$

$$P = 37.40 \text{ Ton.}$$

La carga por unidad de longitud en el apoyo mas desfavorable será:

$$V_B = \frac{W_A \cdot P}{B} = \frac{.69 \times 37.40}{2 \times 4.40} = 2.95 \text{ T/m}$$

- ZONA DEL TANQUE

En la misma tabla, para el caso 2 y con $m=.87$, se obtiene: $W_A=.64$

$$W_B=.36$$

La carga total en el paño: $P=$

$1.60 \times 4.40 \times 5.05 = 37.477$ La carga por unidad de longitud en el apoyo mas desfavorable será:

$$V_B = \frac{37.40 \times .64}{2 \times 5.05} = 2.38 \text{ T/m}$$

4.- DISÑO POR FLEXION

La altura efectiva considerando un recubrimiento de 2cm. y un refuerzo con varillas del # 4, será:

$$d = e - (r \div 1.5 \phi) = 15 - (2 \div 2) = 11 \text{ cm}$$

El refuerzo mínimo será:

$$A_{S \text{ min.}} = .0020bt = .0020 \times 100 \times 15$$

$$A_{S \text{ min.}} = 3 \text{ cm}^2/\text{m} = \phi 3/8" @ .23 \text{ m}$$

REFUERZO POR UNIDAD DE LONGITUD

LOSA	TIPO	M	M/bd		A _S	A _S	∅
		(T-m)	()	kg/cm ²	(cm ² /m)	(in)	
CASETA DE MÁQUINAS.	M _A (-)	1.9	16.0	.0068	7.50	(7.50 ¹)	∅ ½" @ .16
	M _B (-)	1.32	10.9	.0046	5.07	5.07	∅ ½" @ .25
	M _{Común} (-)	1.656	13.7	.0058	6.40	6.40	∅ ½" @ .19
	M _A (+)	.82	6.8	.0026	3.10	3.10	∅ 3/8" @ .23
	M _B (+)	.56	4.7	.0019	2.10	3.00	∅ 3/8" @ .23
TANQUE	M _B (-)	1.46	12.1	.0051	5.60	5.60	∅ ½" @ .22
	M _A (-)	1.89	15.7	.0067	7.40	7.40	∅ ½" @ .17
	M _A (+)	.75	6.2	.0026	2.90	3.00	∅ 3/8" @ .23
	M _B (+)	.558	4.6	.0018	2.00	3.00	∅ 3/8" @ .23

5.- VERIFICACION DEL CORTE

El mayor corte ocurre en la zona de la caseta de máquinas:

V_B = 2.95 T/m. El esfuerzo correspondiente será:

$$\tau_u = \frac{2950}{100 \times 11} = 2.70 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible es: $\tau_c = 0.53 \times 85 \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$

Al ser $6.53 > 2.70 \text{ kg/cm}^2$, el corte verifica.

F.- DISÑO DE LA LOSA DEL TECHO DEL TANQUE Y DE LA CASETA

- 1.- DIMENSIONAMIENTO.- Aplicando las mismas consideraciones que se siguieron para determinar el espesor de la losa del fondo y teniendo en cuenta que el perímetro es el mismo, se obtiene idéntico espesor.

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

2.- METRADO DE CARGAS

CARGAS MUERTAS

Peso propio de la losa .15x2.40 D = .360 T/m²

CARGAS VIVAS

Sobrecarga L = .100 T/m²

CARGAS ULTIMAS

U = 1.5x.360 + 1.8x.100 = .540 + .180

$$U = .720 \text{ T/m}^2$$

3.- CALCULO DE LOS MOMENTOS Y CORTES.- Para la losa de la casetta se considerará que pertenece al caso 6 del método 3. En lo que respecta a la del tanque, pertenece al caso 7

a.- MOMENTOS

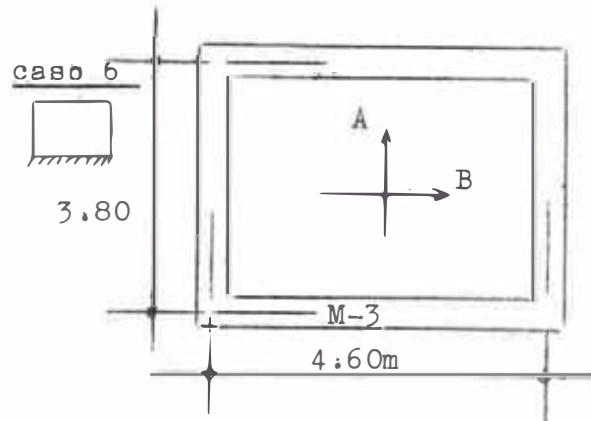
- ZONA DE LA CASETA

$$m = \frac{3.80}{4.60} = .825$$

$$\omega_u = .720 \text{ T/m}^2$$

$$\omega_{u_D} = .540 \text{ T/m}^2$$

$$\omega_{u_L} = .180 \text{ T/m}^2$$



Para el caso 6 y con $m = .825$, el coeficiente de $M(-)$ será : $C_{A(-)} = .0835$. El momento negativo será $M_{A(-)} = .0835 \times .720 \times 3.80^2 = .87 \text{ T-m/m}$.

Los coeficientes para momentos positivos:

$$C_{A(+)_D} = .0435 \quad ; \quad C_{A(+)_L} = .0485$$

$$C_{B(+)_D} = .0160 \quad ; \quad C_{B(+)_L} = .0205$$

Los momentos positivos serán:

$$M_{A(+)} = .0435 \times .540 \times 3.80^2 + .0485 \times .180 \times 3.80^2 = 3.40 + 1.26 = .466 \frac{\text{T-m}}{\text{m}}$$

$$M_{B(+)} = .0160 \times .540 \times 4.60^2 + .0205 \times .180 \times 4.60^2 = .183 + .078 = .261 \frac{\text{T-m}}{\text{m}}$$

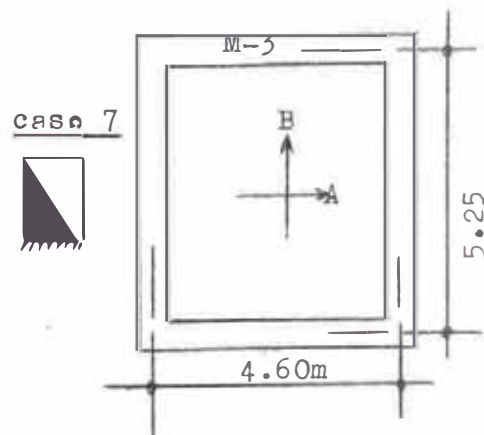
- ZONA DEL TANQUE

$$m = 4.60/5.25 = .875$$

$$\omega_u = .720 \text{ T/m}^2$$

$$\omega_{u_D} = .540 \text{ T/m}^2$$

$$\omega_{u_L} = .180 \text{ T/m}^2$$



Para el caso 7 y con $m = .875$, el coeficiente de $M(-)$ será: $C_A(-) = .0595$. El momento negativo será:

$$M_B(-) = .0595 \times .720 \times 5.25^2 = 1.18 \text{ T-m/m}$$

Los coeficientes para momentos positivos:

$$C_A(+)_D = .0375 ; C_A(+)_L = .0425$$

$$C_B(+)_D = .0265 ; C_B(+)_L = .0275$$

Los momentos positivos serán:

$$M_A(+)_D = .0375 \times .540 \times 4.60^2 + .0425 \times .180 \times 4.40^2 = .435 + .162 =$$

$$.597 \frac{\text{T-m}}{\text{m}}$$

$$M_B(+)_D = .0265 \times .540 \times 5.25^2 + .0275 \times .180 \times 5.25^2 = .394 + .137 =$$

$$.531 \frac{\text{T-m}}{\text{m}}$$

- MOMENTO NEGATIVO COMUN (en muro M-3)

Zona de la caseta: $M_A(-) = .87 \text{ T-m/m}$

Zona del Tanque : $M_B(-) = 1.18 \text{ T-m/m}$

Al ser $.87 < .80 \times 1.18 = .94$, la diferencia se distribuirá en proporción a la rigideces relativas de las losas.

Rigidez, zona de la caseta = $1/3 \times .80 = .263$

Rigidez, zona del tanque = $1/5 \times .25 = .190$
 $\Sigma K = .453$

El momento común será:

$$M(-) = .87 + \frac{.263}{.453} (1.18 - .87) = 1.05 \text{ T-m/m}$$

b.- CORTES.-

- ZONA DE LA CASETA

Usando la tabla 4, para $m = .825$ y el caso 6, se tiene: $W_A = .91$

$$W_B = .09$$

La carga total en el paño será:

$$P = W_u AB = .720 \times 4.60 \times 3.80 = 12.60 \text{ Ton.}$$

La carga por unidad de longitud en el apoyo mas desfavorable será:

$$V_B = .91 \times 12.60 / 2 \times 4.60 = 1.25 \text{ T/m.}$$

- ZONA DEL TANQUE.- usando la tabla 4, para $m = .875$ y el caso 7, se tiene:

$$W_A = .40 ; W_B = .60$$

La carga total en el paño será :

$$P = .720 \times 4.60 \times 5.25 = 17.40 \text{ Tan.}$$

La carga por unidad de longitud en el apoyo mas desfavorable será:

$$V_A = .60 \times 17.40 / 2 \times 4.60 = 1.14 \text{ T/m}$$

4.- DISEÑO POR FLEXION

La altura efectiva será:

$$d = e - (r + 1.5\phi) = 15 - (2 + 2) =$$

11cm. El refuerzo mínimo :

$$A_{S \text{ min.}} = .0020 \times 100 \times 15$$

$$A_S \text{ min.} = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{m} = \phi 3/8" @ .23 \text{ m}$$

Para el refuerzo mínimo la cuantía correspondiente será:

$$p = \frac{A_S}{bd} = \frac{3}{100 \times 11} = .0027 \text{ A ésta cuantía le corresponde en el gráfico respectivo, un valor de } M/bd^2 = 6.8 \text{ kg/cm}^2.$$

El momento resistente de la sección con la cuantía mínima será: $M = 6.8 \times 100 \times 11^2 / 10^5 = .825 \text{ T-m/m}$.

De todos los momentos calculados anteriormente en 3a, el único que excede a $M = .825 \text{ T-m/m}$, corresponde al momento negativo sobre el muro común a los 2 paños, o sea: $M(-) = 1.05 \text{ T-m/m}$. Para éste momento, con $b = 100 \text{ cm}$ y $d = 11 \text{ cm}$, se obtiene: $M/bd^2 = 1.05 \times 10^5 / 100 \times 11^2 = 87 \text{ kg/cm}^2$. Usando el gráfico respectivo, se obtiene la cuantía: $p = .0035$. El área de acero correspondiente será:

$$A_S = .0035 \times 100 \times 11 = 3.85 \text{ cm}^2 = \phi 3/8" @ .19 \text{ m}$$

Para todos los demás momentos usar la armadura mínima.

5.- VERIFICACION DEL CORTE

El mayor corte ocurre en la losa de la caseta de máquinas: $V_B = 1.25 \text{ T/m}$. El esfuerzo correspondiente será:

$$\tau_u = \frac{1250}{100 \times 11} = 1.14 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible es: $\tau_c = .53 \times .85 \times \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$

Al ser $6.53 > 1.14 \text{ kg/cm}^2$, el corte verifica.

12.- DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES

DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES

En general las cimentaciones serán del tipo de zapatas aisladas. Las zapatas aisladas a diseñarse corresponden al pórtico principal "F", cuyas columnas son de sección transversal cuadrada. Por ésta razón dichas zapatas serán también cuadradas.

Para la caja de ascensores se ha optado por el uso de una cimentación que se extiende mas allá de los límites determinados por sus dimensiones. Es decir, que el área de dicha cimentación es mayor que el que corresponde al de la caja de ascensores.

Las cimentaciones serán diseñadas considerando una capacidad soportante del terreno de 2.5 kg/cm^2 (servicio). Se usará un concreto de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y refuerzo de $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

El diseño de las zapatas aisladas será hecho con la ayuda de los gráficos correspondientes del boletín N° 17 del Instituto de estructuras y de la construcción.

I.- ZAPATA AISLADA : Cols. F-1 y F-10

Los valores necesarios para el diseño son:

Lado de la columna cuadrada = .55 mts.

Fuerza axial para cargas muertas = $P_D = 115,230 \text{ kg}$

argas vivas = $P_D = 20,710 \text{ kg}$

de servicio = $P_{(D+L)} = 135,940 \text{ kg}$

última = $1.5 P_D + 1.8 P_L = 210,000 \text{ kg}$

Refuerzo longitudinal en la columna = 8 Ø # 8 (en compresión)

Capacidad soportante del terreno (servicio) = 2.5 kg/cm^2

Las zapatas aisladas se considerarán cargadas concentricamente, ya que los valores de las excentricidades debidas a los momentos en la columna, son muy pequeños.

A. LADO DE LA ZAPATA CUADRADA

como peso de la zapata, la carga total

de servicio que incide en el terreno será:
 $P_{T(D+L)} = 1.08 \times P_{(D+L)} = 1.08 \times 135,940 \text{ kg.}$

$$L) = 147000 \text{ kg}$$

El área necesaria para que el terreno soporte 2.5 kg/cm^2 , será:

$$A = \frac{147000}{2.5} = 59000 \text{ cm}^2$$

El lado de la zapata será:

$$L = \sqrt{59000} = 243 \text{ cm}$$

Considerar:

$$L = 2.45 \text{ m}$$

B.- PERALTE DE LA ZAPATA.- El peralte de la zapata es hallado en función del punzonamiento, ya que por lo general es crítico. Los gráficos están hechos para valores de σ_t de 2.0, 3.0 kg/cm²,

por lo que habrá que interpolar para 2.5 kg/cm². Así, para una sección de columna de 55x55=3030 cm² y una carga axial de rotura de 210.0 Ton, se tienen los siguientes peraltes efectivos:

$$\sigma_t = 2.0 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow d = .39 \text{ m}$$

$$\sigma_t = 3.0 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow d = .37 \text{ m}$$

Para $\sigma_t = 2.5 \text{ kg/cm}^2$, interpolando : $d = .38 \text{ m}$

Para un recubrimiento de 7.5 cm y varillas de 7/8" el peralte de la zapata será:

$$h = 38 + 7.5 + 1.5 \times 2.22 = 48.8 \text{ cm}$$

Considerando un peralte algo mayor: $h = 55.0 \text{ cm}$, la altura efectiva será: $d = h - 7.5 - 1.5 \times 2.22 = 44.2$

$h = .55 \text{ m}$
$d = .442 \text{ m}$

C.- COMPROBACION POR CORTE .-

La longitud del volado de la zapata será:

$$l = \frac{1}{2}(2.45 - .55) = .95 \text{ m}$$

La carga repartida última es:

$$w_u = \frac{P_u}{L^2} = \frac{210.0}{2.45^2} = 35 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

El corte total a una distancia $d = .442 \text{ m}$, será:

$$V_u = 35.0 \times 2.45 \times (.95 - .442) = 43.50 \text{ Ton.}$$

El esfuerzo correspondiente será:

$$v_u = 43500 / 245 \times 44.2 = 4.02 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible es:

$$v_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

Al ser $6.53 > 4.02 \text{ kg/cm}^2$, el corte verifica.

D.- CALCULO DEL REFUERZO POR FLEXION

Los gráficos están en función de la longitud del volado "l" y de la altura efectiva "d", para distintos valores de σ_t y f_y . En el presente caso: $l = .95 \text{ m}$, $d = .442 \text{ m}$, $f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$.

Se interpolará entre $\sigma_t = 2.0$ y $\sigma_t = 3.0 \text{ kg/cm}^2$. Con éstos valores se obtiene.

$$V_t = 2.0 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow A_s = 12.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_t = 3.0 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow A_s = 18.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para $V_t = 2.5 \text{ kg/cm}^2$, interpolando: $A_s = 15.4 \text{ cm}^2/\text{m}$. En todo el ancho de la zapata el refuerzo será:

$$A_s = 2.54 \times 15.4 = 37.8 \text{ cm}^2 = 14 \text{ } \phi \text{ # 6}$$

Usar : 14 ϕ # 6 (en ambas direcciones)

E.- VERIFICACION DE LA ADHERENCIA.-

La longitud de desarrollo requerida: $L_d = \frac{1.25 A_s f_y}{\phi \sum U_u}$

Para varillas del # 6, como ya se calculó en el capítulo de vigas, el esfuerzo U_u para refuerzo no superior en tracción es de: $U_u = 6.4 \frac{\sqrt{f'_c}}{D} = 48.8 \text{ kg/cm}^2$. Así la longitud de desarrollo será:

$$L_{d1} = \frac{2.5 \times 2.85 \times 2800}{5.99 \times 48.8} = 40.1 \text{ cm}$$

La longitud disponible es: $L_{disp} = 147.5 - 7.5 = 87.5 \text{ cm}$

Al ser $87.5 > 40.1 \text{ cm}$ la adherencia en el refuerzo de la zapata verifica.

F.- TRANSFERENCIA ESFUERZOS EN LA BASE DE LA COLUMNA

1.- ESFUERZO DE COMPRESION EN LA BASE DE LA COLUMNA.-

El esfuerzo de compresión en la base es:

$$f_c = \frac{P_u}{A_{col}} = \frac{210,000}{55^2} = 69.4 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible es: $f_{cu} = 1.90 \times 375 \times 210 = 149.5 \text{ kg/cm}^2$

Al ser $149.5 > 69.4 \text{ kg/cm}^2$, la compresión en la base de la columna verifica.

2.- ESFUERZO DE ADHERENCIA EN LA ARMADURA DE LA COLUMNA.

El esfuerzo en la armadura longitudinal de la columna será transferido a la zapata extendiendo las varillas longitudinales dentro de aquélla. Estas varillas se extenderán a través de la zapata la distancia requerida para transferir esos esfuerzos al concreto por adherencia. Como las varillas están en compresión, el esfuerzo de ad

herencia permisible será: $U_u = 3.4 \sqrt{210} = 49.4 \text{ kg/cm}^2 < 56.0$

será:
La longitud de anclaje requerida, para varillas del # 8,

$$L_d = \frac{A_s}{\phi \sum_c} U_u = 0.85 \times 7.98 \times 49.4$$

La longitud disponible es:

$$L_{disp.} = h - (7.5 + 2 \times 1.90) = 55 - 11.30 = 43.70 \text{ cm. Al ser :}$$

43.70 > 42.4 cm, los esfuerzos de adherencia son adecuados .

II.- ZAPATA AISLADA : Cols. F-3, F-8

Los valores necesarios para el diseño son:

Lado de la columna cuadrada = .55 mts.

Fuerza axial para cargas muertas = $P_D = 209,162 \text{ kg.}$

Fuerza axial para cargas vivas = $P_L = 44,682 \text{ kg}$

Fuerza axial total de = $P_{(D+L)} = 253,844 \text{ kg.}$

Fuerza axial total última = $1.5 P_D + 1.8 P_L = 394,600 \text{ kg}$

Refuerzo longitudinal en la columna = 12 \emptyset # 8 (en compresión)

Capacidad soportante del terreno (servicio) = 2.5 kg/cm^2

A.- LADO DE LA ZAPATA CUADRADA

Considerando un 8% de $P_{(D+L)}$, como peso de la zapata, la

carga total de servicio que incide en el terreno será:

$$P_{T(D+L)} = 1.08 \times P_{(D+L)} = 1.08 \times 253,844 \text{ kg.}$$

$$P_{T(D+L)} = 274000 \text{ kg.}$$

El área necesaria de la zapata, para que el terreno soporte 2.5 kg/cm^2 , será:

$$A = \frac{274000}{2.5} = 109,000 \text{ cm}^2$$

El lado de la zapata será: $L = \sqrt{109,000} = 330 \text{ cm}$

$L = 3.30 \text{ m}$

B.- PERALTE DE LA ZAPATA. - De manera similar a la zapata ante-

riormente diseñada, para una sección de columna de $55 \times 55 = 3030 \text{ cm}^2$ y una carga axial de rotura de 394.6 Ton, se obtienen de los gráficos respectivos los siguientes peraltes efectivos:

$$\sqrt{f_c} = 2.0 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow d = .62 \text{ m}$$

$$\sqrt{f_c} = 3.0 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow d = .60 \text{ m}$$

Para $\sqrt{f_c} = 2.5 \text{ kg/cm}^2$, interpolando : $d = .61 \text{ m}$

Para un recubrimiento de 7.5 cm y varillas del # 7, el peralte de la zapata será:

$$h = 61 + 7.5 + 1.5 \times 2.22 = 71.8 \text{ cm}$$

Considerando un peralte de $h = 75$ cm, la altura efectiva será: $d = 75 - 7.5 - 1.5 \times 2.22 = 64.2$ cm

$h = .75m$
$d = .642m$

C.- COMPROBACION POR CORTE.-

La longitud del volado de la zapata

será: $l = \frac{1}{2}(3.30 - .55) = 1.375$ m

La carga repartida última es:

$$w_u = \frac{P_u}{L^2} = \frac{394.60}{3.30^2} = 36.3 \frac{T}{m}$$

El corte a la distancia $d = .642$, será:

$$V_u = 36.3 \times 3.30 \times (1.375 - .642) = 82.0$$
 T

El esfuerzo correspondiente será:

$$\tau_u = 88000 / 330 \times 64.2 = 4.15$$
 kg/cm²

El esfuerzo permisible es : $\tau_c = 0.53 \times 85 \times \sqrt{210} = 6.53$ kg/cm²

Al ser $6.53 > 4.15$ kg/cm², el corte verifica.

D.- CALCULO DEL REFUERZO POR FLEXION

Para los valores : $l = 1.375m$, $d = .642m$ y $f_y = 2800$ kg/cm², usando los respectivos gráficos, se obtiene:

Para $\tau_c = 2.0$ kg/cm² $\longrightarrow A_s = 17.7$ cm²/m

para $\tau_c = 3.0$ kg/cm² $\longrightarrow A_s = 27.0$ cm²/m

Interpolando para $\tau_c = 2.5$ kg/cm², se obtiene: $A_s = 22.4$ $\frac{cm^2}{m}$

En todo el ancho de la zapata, el refuerzo será:

$$A_s = 3.30 \times 22.4 = 73.9$$
 cm² = 19 Ø # 7

Usar : 19 Ø # 7 (en ambas direcciones)

E.- VERIFICACION POR ADHERENCIA.-

Para varillas del # 7, como ya se calculó en el capítulo de vigas, el esfuerzo U_u para refuerzo no superior en tracción

es de : $U_u = 6.4 \frac{\sqrt{F_c}}{D} = 41.9$ kg/cm². Así la longitud de desarrollo será:

$$L_d = \frac{1.25 \times 3.88 \times 2800}{0.85 \times 6.98 \times 41.9} = 54.5$$
 cm

La longitud disponible es : $L_{disp.} =$

Al ser $130 > 54.4$ cm, la adherencia en ~~en 7e5=137u5=705d13Dem~~ zapata verifica.

F.- TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS EN LA BASE DE LA COLUMNA

1.- ESFUERZO DE COMPRESION EN LA BASE DE LA COLUMNA.-

El esfuerzo de compresión en la base es:

$$f_c = \frac{P_u}{A_{col}} = \frac{394,600}{55^2} = 130.5 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo permisible es:

$$f_{c_u} = 1.90 \cdot 375 \times 210 = 149.5 \text{ kg/cm}^2$$

Al ser $149.5 > 130.5$, la compresión en la base de la columna verifica:

2.- ESFUERZO DE ADHERENCIA EN LA ARMADURA DE LA COLUMNA.

Igualmente que en la zapata anteriormente diseñada, la armadura de la columna será extendida dentro de la zapata la distancia requerida para transferir sus esfuerzos al concreto por adherencia.

Al estar las varillas (12 \emptyset # 8) en compresión, el esfuerzo de adherencia permisible sera:

$$U_u = 3.4 \sqrt{210} = 49.4 < 56 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}.$$

La longitud de anclaje requerida, para varillas del # 8, será:

$$L_d = \frac{5.07 \times 2800}{.85 \times 7.98 \times 49.4} = 42.4 \text{ cm}$$

La longitud disponible es : $L_{disp.} = h - (7.5 \dagger 2 \times 2.22) =$

$75 - 11.9 = 63.1 \text{ cm}$. Al ser $63.1 > 42.4 \text{ cm}$, los esfuerzos de adherencia ~~son~~ adecuados.

III.- CIMENTACION DE LA CAJA DE ASCENSORES

Los valores necesarios para el diseño son:

Dimensiones interiores de la caja de ascensores = 2.50x4.40 mts.

Espesor de la placa del ascensor = .25 mts.

Carga Total muerta en la base (ver cap.10) = $P_D = 813.20 \text{ Ton}$

Carga Total viva en la base (ver cap.10) = $P_L = 173.05 \text{ Ton}$

Carga Total de servicio = $P_{(D \dagger L)} = 986.25 \text{ Ton}$

Carga Total última = $1.5 P_D \dagger 1.8 P_L = 1532 \text{ Ton} = P_u$

Capacidad soportante del terreno (servicio) = 2.5 kg/cm^2

A.- DIMENSIONES DE LA ZAPATA EN PLANTA.-

Considerando un 9% de $P_{(D \dagger L)}$ para el peso de zapata, la carga total de servicio que indide en el terreno será:

$$P_{T(D \dagger L)} = 1.09 \times 986.25 = 1060 \text{ Ton}$$

El area necesaria para que el terreno soporte 2.5 kg/cm^2 , será:

$$A = 1060 \times 10^3 / 2.5 \cong 42 \times 10^4 \text{ cm}^2$$

$$A = 42.0 \text{ m}^2$$

Las dimensiones exteriores de la caja de ascensores, son:

$$a = 2.50 + 2 \times 2.25 = 3.00 \text{ m}$$

$$b = 4.40 + 2 \times 2.25 = 4.90 \text{ m}$$

El área de la caja de ascensores será:

$$A_1 = ab = 3.00 \times 4.90 = 14.70 \text{ m}^2$$

Como se observa, el área requerida de zapata: $A = 42.0 \text{ m}^2$, es mucho mayor que el área de la caja de ascensores $A_1 = 14.70 \text{ m}^2$. Habrá que extender la zapata mas allá de los límites determinados por las dimensiones de la caja de ascensores. Así, considerando una misma longitud de volado (l) en ambas direcciones, se tendrán las siguientes dimensiones de la zapata:

$$T = a + 2l = 3 + 2l$$

$$B = b + 2l = 4.9 + 2l$$

Producto de éstas dimensiones dará el área requerida:

$$(3 + 2l)(4.9 + 2l) = 42.0 \text{ m}^2$$

Resolviendo ésta ecuación, la longitud de volado será:

$$l = 1.30 \text{ m}$$

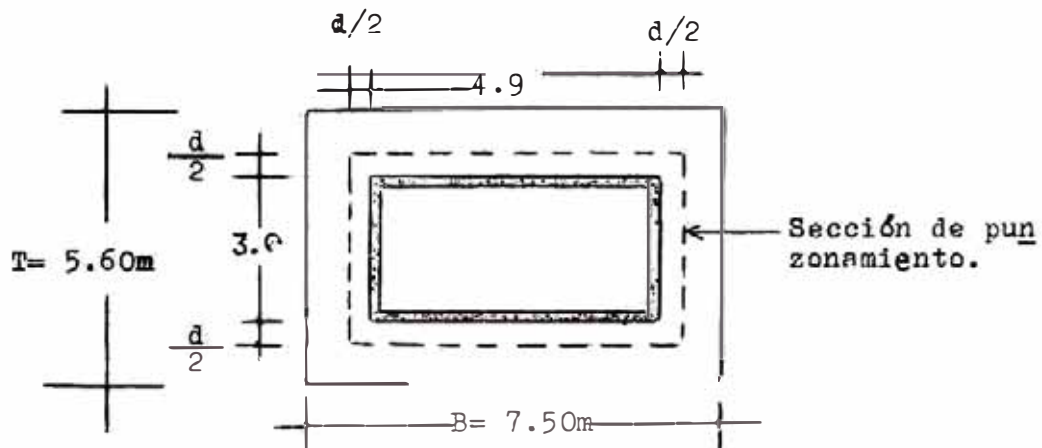
Por lo tanto las dimensiones de la zapata serán:

$$T = 3 + 2 \times 1.30 = 5.60 \text{ m}$$

$$B = 4.9 + 2 \times 1.30 = 7.50 \text{ m}$$

$$T = 5.60 \text{ m}$$
$$B = 7.50 \text{ m}$$

B.- PERALTE DE LA ZAPATA. - Considerando una falla por punzona - miento en la sección determinada según la figura que sigue:



La presión neta de diseño es :

$$w_u = P_u / A_{zapata} = 1532 / 42 = 36.5 \text{ T/m}^2$$

La fuerza sobre la sección punzonada será:

$$P = [42.0 - (3+d)(4.9+d)] \times 36.5$$

La fuerza resistente al punzonamiento será:
 $P'_z = v_c \times (\text{Area efectiva de la sección punzonada})$

El esfuerzo máximo permisible para punzonamiento es:
 $v_c = 131 \text{ Ton/m}^2$

El área efectiva de la sección punzonada será:

$$[2x(4.9+d) + 2x(3+d)] d = (15.80 + 4d) d$$

Con éstos valores, la fuerza resistente será:

$$P'_z = 131 d(15.8 + 4d)$$

Igualando P_z y P'_z se tiene la siguiente ecuación:

$$36.5 [42 - (3+d)(4.9+d)] = 131d(15.8 + 4d)$$

Esta ecuación se transforma en la siguiente de 2º grado:

$$15.4d^2 + 64.8d - 27.30 = 0$$

Resolviendo resulta: $d = .393 \text{ mts.}$

El peralte de la zapata, considerando varillas del # 6 y un recubrimiento de 7.5 cm, será: $h = .393 + 1.5 \times 1.90 + 7.5 = 49.7 \text{ cm.}$

Sin embargo, se considerará un peralte de $h = .85 \text{ m}$ para disminuir la cantidad del refuerzo.

Los valores de la alturas efectivas, considerando varillas del # 5 y un recubrimiento de 7.5 cm, serán:

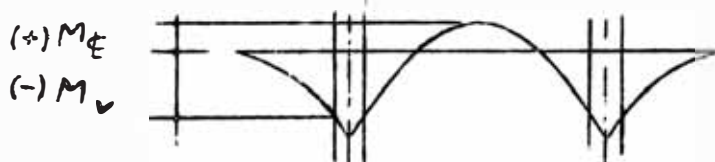
$$d_{\text{mayor}} = .85 - \frac{1}{2} \times .016 - .075 = .767$$

$$d_{\text{menor}} = .85 - 1.5 \times .016 - .075 = .751$$

$h = .85 \text{ m}$ $d_{\text{mayor}} = .767 \text{ m}$ $d_{\text{menor}} = .751 \text{ m}$

C.- MOMENTOS Y CORTES DE DISEÑO.

1.- MOMENTOS. - El diagrama de momentos en ambas direcciones será de la siguiente forma:



a.- SENTIDO CORTO DE LA ZAPATA.-

El momento en el voladizo será:

$$(-) M_V = \frac{1}{2} \omega_u l^2 = \frac{1}{2} \times 36.5 \times 1.30^2$$

$$(-) M_V = 30.90 \text{ T-m/m}$$

Para el momento positivo se considerará conservadoramente un estado intermedio de los casos 1 y 2 del método 3 del ACI, para losas armadas en dos sentidos.

Las presiones netas para cargas vivas y muertas son:

$$\omega_D = 1.5 P_D/A = 29.0 \text{ T/m}^2$$

$$\omega_L = 1.8 P_L/A = 7.5 \text{ T/m}^2$$

Para el caso 1, siendo $m = (2.50 \div 4.40) = .60$, se obtienen los siguientes

coeficientes:; (+) $C_{A_D} = .081$

Para el caso 2, también con $m = .60$, se obtiene:

$$(+) C_{A_D} = .034 ; (+) C_{A_L} = .058$$

Los momentos serán:

$$\text{caso 1: } (+) M_{\pm} = .081 \times 29.0 \times 2.75^2 + .081 \times 7.5 \times 2.75^2 = 17.8 + 4.6 = 22.4$$

$$\text{caso 2 : } (+) M_{\pm} = .034 \times 29 \times 2.75^2 + .058 \times 7.5 \times 2.75^2 = 7.5 + 3.3 = 10.8$$

Para un caso intermedio entre los dos anteriores, se tomará el promedio de los valores.

$$(+) M_{\pm} = \frac{1}{2} \times (22.4 + 10.8) = 16.6 \text{ T-m/m}$$

$$(+) M_{\pm} = 16.60 \text{ T-m/m}$$

b.- SENTIDO LARGO DE LA ZAPATA.-

Para el momento en el voladizo, se halla el mismo valor que en el sentido corto, ya que la longitud del volado es la misma .Asi:

$$(-) M_V = 30.90 \text{ T-m/m}$$

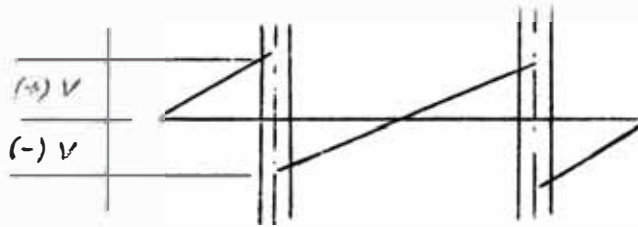
Para el momento positivo se considerará conservadoramente el que corresponde al caso 1. Con $m = .60$ se halla los siguientes coeficientes:

$$(+) C_B = .010 ; (+) C_{B_L} = .010$$

El momento será:

$$(+) M_{\pm} = .010 \times 29.0 \times 4.65^2 + .010 \times 7.5 \times 4.65^2 = 6.3 + 1.62 = 7.92$$

2.- CORTE.- El diagrama de cortes en ambas direcciones será de la siguiente forma:



Se hallarán solamente los cortes en la dirección corta, ya que son los mas críticos.

El valor del corte debido al voladizo en la cara del apoyo será:

$$(\dagger) V = 1.30 \times 36.5 = 47.50 \text{ Ton/m}$$

El valor (-) V mostrado en la figura anterior, será hallado con la tabla 4 del método 3 del ACI. Para $m = .60$ y

siendo el caso 1, se halla: $W_A = 0.89$

La carga total según el sentido corto será:

$$0.89 \times 2.75 \times 4.65 \times 36.5 = 415.0 \text{ ton}$$

(2) ~~Por expresión siguiente, el valor de (-) V será:~~

$$(-) V = 44.70 \text{ Ton/m}$$

D.- VERIFICACION POR CORTE DEL PERALTE DE LA ZAPATA.

Se hará la verificación con los valores de corte hallados en C. Si verifica con éstos valores, con mayor razón verificará a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Considerando el mayor valor: $(\dagger) V = 47.50 \text{ Ton/m}$, el esfuerzo producido será:

$$v_u = \frac{V}{bd} = \frac{47.50 \times 10^3}{100 \times 75.1} = 6.32 \text{ kg/cm}^2$$

El máximo esfuerzo permisible es:

$$v_c = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/cm}^2 \text{ A1}$$

ser $6.53 > 6.32$, el corte verifica.

E.- CALCULO DEL REFUERZO

El acero mínimo será verificado para el refuerzo en toda la sección y se calcula mediante:

$$A_{S_{\min.}} = .0020 \text{ bt} = .0020 \times 100 \times 85$$

$$A_{S_{\min.}} = 17 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Para los momentos calculados anteriormente, el refuerzo es hallado según el siguiente cuadro.

REFUERZO POR METRO LINEAL DE ZAPATA (b = 1.0 m)

Sentido	Tipo	M T- (m/m)	d (cm)	(M/bd ²) (kg/cm ²)	p	A _s (cm ² /m)	Ø
largo	(-) M _v	30.90	75.1	5.50	.0023	17.25	Ø # 5 @ 12
	(±) M _t	7.92	75.1	1.40	.0007	5.30	Ø # 4 @ 24
corto	(-) M _v	30.90	76.7	5.20	.002	1	-----
	(±) M _t	16.60	76.7	2.83	16.10	.0012	Ø # 4 @ 14

En la dirección corta, en cuanto a $(-)^{9.20} M_v$, se aplicará el criterio de considerar el refuerzo de una banda de ancho igual al lado corto de la zapata según la relación:

$$A_{S \text{ Banda T}} = A_{S \text{ Total}} \times \left(\frac{2}{S + 1} \right)$$

El valor de "S" es ; S = B/T = 7.50/5.60 = 1.34

El refuerzo total en la dirección corta es:

$$A_{S \text{ Total}} = 16.1 \times 7.50 = 121 \text{ cm}^2$$

Con éstos valores se obtiene:

$$A_{S \text{ Banda T}} = 121 \times \frac{2}{1.34 + 1} = 103.5 \text{ cm}^2$$

El refuerzo por unidad de longitud en esa banda será: $\frac{103.5}{5.60} = 18.5 \text{ cm}^2/\text{m}$. Se considerará conservadoramente, que éste refuerzo está aplicado en toda la extensión de la zapata. Usando varillas del # 5, el espaciamiento será $1.98 \times 100 / 18.5 = 11 \text{ cm}$.

Usar en el sentido corto: Ø # 5 @ .11m

13.- DISEÑO DE LA RAMPA.

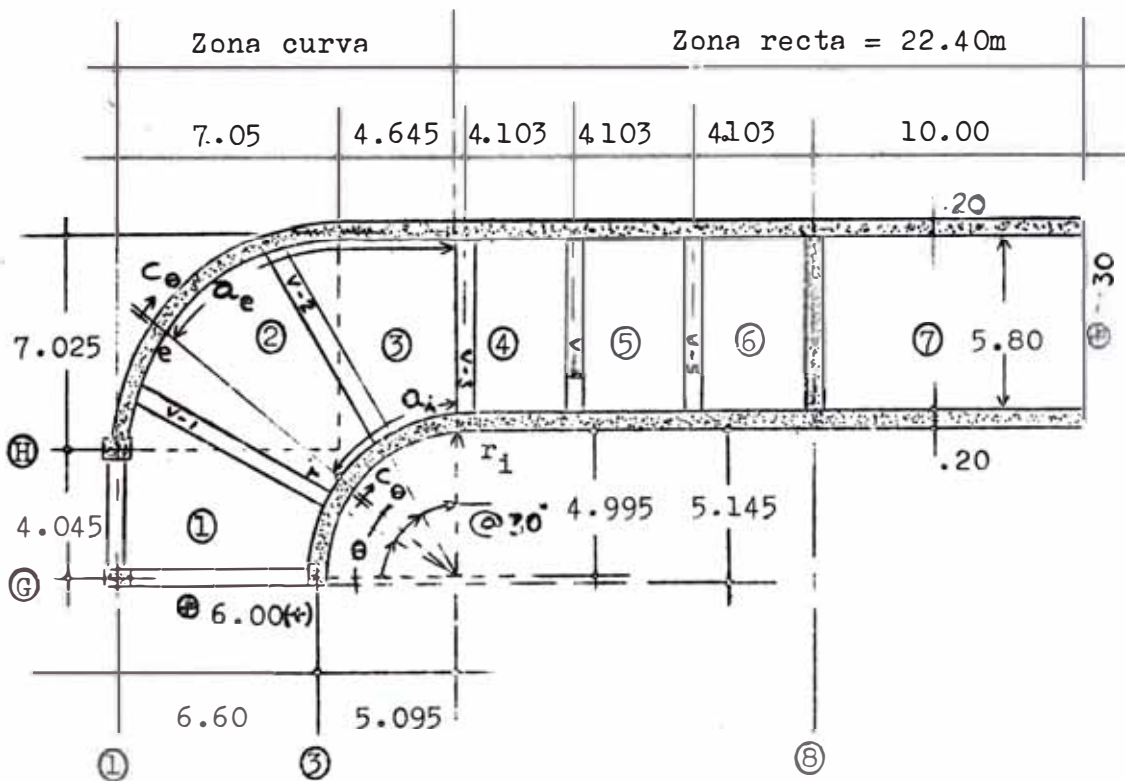
DISÑO DE LA RAMPA

A.-- DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.--

Como ya se indic6 en el capitulo 1º, la estructura de la rampa está separada de la estructura principal tal como se muestra en los planos de arquitectura. La junta de separaci6n está ubicada a lo largo del eje G en su tramo 1-5 y continúa a lo largo del eje 5 en su tramo G-H.

Es asi como, que una porci6n del piso del estacionamiento, adyacente a la rampa y a los ejes G y 5, está unida a la estructura de la rampa y separada, por lo tanto, de la estructura principal.

La rampa está constituida por una losa armada en dos sentidos, cuyos distintos paños se apoyan en un par de placas, en el sentido longitudinal a la rampa. Otro tipo de apoyos de la losa lo constituyen las vigas dispuestas transversalmente a la rampa y que a su vez se apoyan en las placas anteriormente indicadas. Cabe indicar, que las placas en secci6n extienden siguiendo el contorno longitudinal de la rampa y que a su vez se apoyan en las placas anteriormente indicadas. Cabe indicar, que las placas en secci6n extienden siguiendo el contorno longitudinal de la rampa y que a su vez se apoyan en las placas anteriormente indicadas. Cabe indicar, que las placas en secci6n extienden siguiendo el contorno longitudinal de la rampa y que a su vez se apoyan en las placas anteriormente indicadas.



Como se muestra en la figura anterior, la losa de la **rampa** está constituida por siete paños, seis de los que se apoyan como anteriormente se indicó. El paño N° 7 tiene a la **losa** de la rampa colocada directamente encima del terreno, por lo que su refuerzo no será hallado como los de los otros seis paños.

Tal como se muestra en la figura, la rampa permite el acceso de los vehículos, desde el nivel -0.30 hasta el nivel de $+6.00$. Así, la diferencia de cotas dará una altura de 6.30m . Para determinar la posición exacta de la losa y vigas transversales de la rampa, serán valuados las alturas h_i y h_e , que representan las cotas con respecto al nivel $+0.75\text{m}$ de los puntos "i" y "e" respectivamente, (en su parte inferior, ya sea para losas o vigas) y que se muestran en el gráfico anterior.

- 1.- ELEVACION DE LA LOSA DE LA RAMPA EN SU ZONA RECTA
 Para una pendiente de 20.9% , la rampa se elevará desde el nivel -0.30m , una altura de : $.209 \times 22.40 = 4.70\text{m}$.

Descontando el espesor de la losa y considerando una altura con respecto a la cota $+0.75\text{m}$, se obtiene:

$$h = 4.70 - 0.15 - (0.75 + 0.30) = 3.50\text{m}$$

$$h_i = h_e = 3.50 \text{ m}$$

- 2.- ELEVACION DE LA LOSA DE LA RAMPA EN SU ZONA CURVA

La altura que debe cubrir la zona curva de la rampa será:

$$h_c = 6.00 - (4.70 - 0.30) = 1.60\text{m}$$

Para la losa, la distancia horizontal en que se cubrirá la altura h_c , según la placa exterior será:

$$l_e = 6.95 \times \frac{\pi}{2} + 4.645 = 15.565 \text{ m}$$

La correspondiente pendiente será:

$$P_e = \frac{h_c}{l_e} = \frac{1.60}{15.565} = .103$$

Para la losa, la distancia horizontal en que se cubrirá la misma altura h_c , según la placa interior será:

$$l_i = 5.195 \times \frac{\pi}{2} - 0.20 = 7.97 \text{ m}$$

$$P_i = \frac{h_c}{l_i} = \frac{1.60}{7.97} = .201$$

Los valores h_e y h_i serán hallados para distintos ángulos θ , según las siguientes fórmulas:

$$h_e = 3.50 + p_e a_e$$

$$h_i = 3.50 + p_i a_i$$

Donde los valores a_i y a_e son las distancias horizontales desde los puntos "i" y "e", respectivamente, a los apoyos de la viga V-3, según se muestra en la figura.

CUADRO DE VALORES h_i y h_e PARA LA LOSA

θ	θ°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
a_e	--	--	15.45	13.20	10.90	8.55	6.32	4.05	1.94	0
h_e	5.10	5.10	5.09	4.86	4.62	4.38	4.15	3.92	3.70	3.50
a_i	--	7.23	6.33	5.42	4.53	3.63	2.72	1.82	.91	0
h_i	5.10	4.96	4.77	4.59	4.41	4.23	4.05	3.87	3.68	3.50

3.- ELEVACION DE LAS VIGAS TRANSVERSALES

Las vigas V-1 y V-2 tienen una dirección según los ángulos 30° y 60° respectivamente. Según el dimensionamiento, el peralte de todas las vigas transversales es de .60m : Descontando éste valor a las cotas de la losa en los apoyos de las vigas, es posible obtener los correspondientes valores de h_e y h_i para las vigas transversales.

VALORES h_e y h_i PARA LAS VIGAS TRANSVERSALES

	V-1	V-2	V-3	V-4	V-5	2.11
h_e (m)	4.24	3.53	2.98	1.26		
h_i (m)	3.95	3.41	2.98	2.11	1.26	

B.- DISEÑO DE LA LOSA DE LA RAMPA

La losa armada en dos sentidos de la rampa, será diseñada de acuerdo con el método 3 del ACI. Para los paños rectangulares 4,5 y 6, la aplicación del método es directa. No así para los paños, 1,2 y 3 que tienen una forma irregular, con 2 lados rectos y los otros dos curvos. Sin embargo, es posible considerar para cada uno de éstos paños, uno de forma rectangular cuyas dimensiones sean halladas en base a las de su respectiva forma irregular. Para el paño 1, se considerarán los valores mas desfavorables entre los casos 4 y 8 del método 3 del ACI.

1.- DIMENSIONAMIENTO.. Considerando el perímetro del paño 2, el espesor mínimo será:

$$e = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{6.78 + 7.70 + 7.25 + 2.68}{180}$$

$$e = 24.41/180 = .135 \text{ m}$$

considerar :

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

2.- METRADO DE CARGAS

a) CARGAS MUERTAS

- Peso de la losa	.15x2.4	.360 T/m ²
- Acabado(.100 T/m ²)		.100.460
		<u>D = T/m²</u>

b) CARGAS VIVAS

$$L = .500 \text{ T/m}^2$$

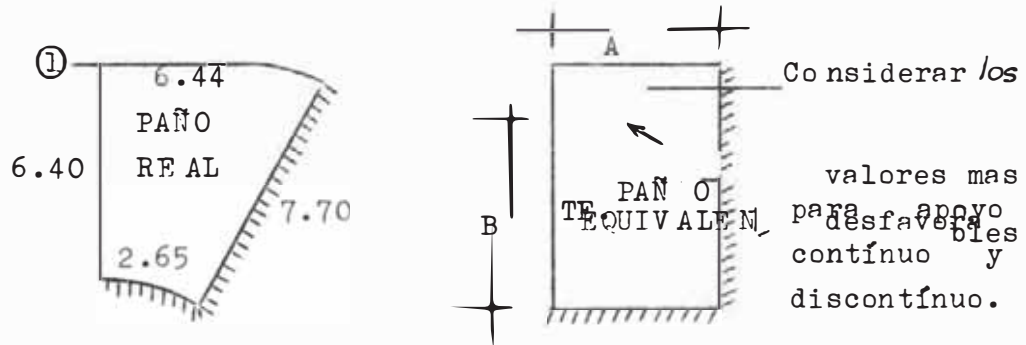
c) CARGAS ULTIMAS

$$\omega_u = 1.5x.460 + 1.8x.500 = .690 + .900$$

$$\omega_u = 1.59 \text{ T/m}^2$$

3.- CALCULO DE LOS MOMENTOS.-

a.- PAÑO N° 1.- La dimensión B será hallada como un promedio entre los respectivos valores reales.



$$\text{El valor de B será: } B = \frac{1}{2}(6.40+7.70) = 7.05 \text{ m}$$

Para la dimensión A se considerará un valor algo mayor que el promedio:

$$A = 2.65 + \frac{2}{3}(6.44-2.65) = 5.17 \text{ m}$$

La relación "m" será:

Para el caso $m = A/B = .74$ se obtienen los coeficientes de las tablas del ACI:

$$(+)\ e_{AD} = .043 \quad (+)\ e_{BC} = .053$$

$$(+)\ c_{BD} = .013 \quad (+)\ c_{BL} = .016$$

$$(-)\ c_A = .077 \quad (-)\ c_B = .023$$

Los momentos positivos para: $\omega_u = .69 \text{ T/m}^2$ y $\omega_u = .90 \text{ T/m}^2$

serán:

$$(\dagger) M_A = .043 \times .69 \times 5.17^2 + .053 \times .90 \times 5.17^2 = .79 + 1.27 =$$

$$2.06 \frac{\text{T-m}}{\text{m}}$$

$$(\dagger) M_B = .013 \times .69 \times 7.05^2 + .016 \times .90 \times 7.05^2 = .44 + .71 =$$

$$1.15 \frac{\text{T-m}}{\text{m}}$$

Los momentos negativos para $\omega_u = 1.59 \text{ T/m}^2$, serán :

$$(-) M_A = .077 \times 1.59 \times 5.17^2 = 3.27 \text{ T-m/m}$$

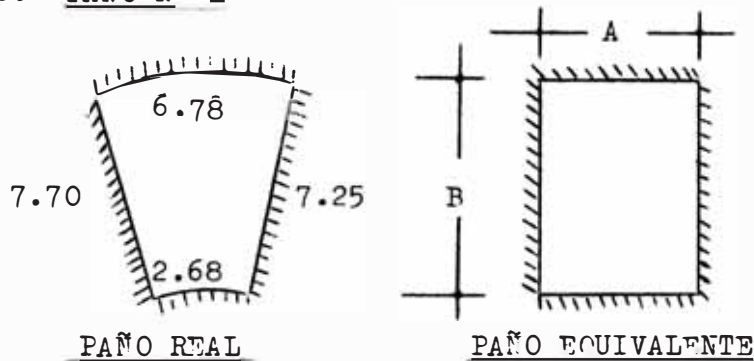
$$(-) M_B = .023 \times 1.59 \times 7.05^2 = 1.80 \text{ T-m/m}$$

$$(-) M_A \text{ (apoyo discontinuo)} = \frac{1}{3} (\dagger) M_A = .69 \text{ T-m/m}$$

Para el $M(-)$ en el eje 1 se aplicará el caso 8. El coeficiente para $m = .74$, será: $(-) C_B = .016$. Por consiguiente:

$$(-) M_B = .016 \times 1.59 \times 7.05^2 = 1.25 \text{ T-m/m}$$

b.- PAÑO N° 2



La dimensión B será el promedio entre 7.70 y 7.25
 $m: B = \frac{1}{2} (7.70 + 7.25) = 7.47 \text{ m}$

Para la dimensión A se considerará un valor algo mayor que el promedio:

$$A = 2.68 + \frac{2}{3} (6.78 - 2.68) = 5.42 \text{ m}$$

La relación "m" será : $m = A/B = .72$

Para el caso 2 y con $m = .72$, se obtienen los coeficientes de las tablas del ACI.

$$(\dagger) C_{A_D} = .030 \quad ; \quad (\dagger) C_{A_L} = .049$$

$$(\dagger) C_{B_D} = .007 \quad ; \quad (\dagger) C_{B_L} = .013$$

$$(-) C_A = .074 \quad ; \quad (-) C_B = .019$$

Los momentos positivos serán:

$$(\dagger) M_A = .030 \times .69 \times 5.42^2 \dagger .049 \times .900 \times 5.42^2 = .61 \dagger 1.30 =$$

$$1.91 \text{ T-m/m}$$

$$(\dagger) M_B = .007 \times .69 \times 7.47^2 \dagger .013 \times .90 \times 7.47^2 = .27 \dagger .65 =$$

$$.92 \text{ T-m/m}$$

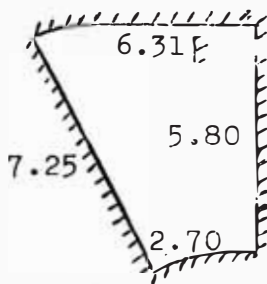
Con el valor $U_u = 1.59 \text{ T/m}^2$, se obtienen los momentos negativos:

$$M_A (-) = .074 \times 1.59 \times 5.42^2 = 3.46 \text{ T-m/m}$$

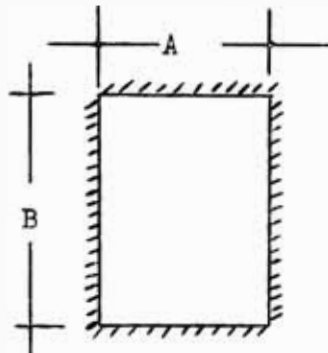
$$M_B (-) = .019 \times 1.59 \times 7.47^2 = 1.68 \text{ T-m/m}$$

Para determinar el momento negativo común a dos paños adyacentes en la zona curva de la rampa, se considerará conservadoramente el mayor valor de los momentos negativos hallados para cada paño, separadamente.

c. -PAÑO N°3



PAÑO REAL



PAÑO EQUIVALENTE

La dimensión B será el promedio entre 7.25 y 5.80 m: $B =$

$$\frac{1}{2} (7.25 + 5.80) = 6.52 \text{ m}$$

Para la dimensión A se tendrá en forma similar a los paños anteriores:

2.

$$A = 2.70 \dagger \frac{1}{2} (6.31 - 2.70) = 5.11 \text{ m}$$

$$\text{La relación "m" será: } m = 5.11 / 6.52 = .79$$

Para el caso 2 y con $m = .79$, se obtienen los coeficientes de las tablas del ACI:

$$(\dagger) C_{\bar{A}D} = .026 \quad ; \quad (\dagger) C_{\bar{A}L} = .041$$

$$(\dagger) C_{\bar{B}D} = .011 \quad ; \quad (\dagger) C_{\bar{B}L} = .017$$

$$(-) C_A = .065 \quad ; \quad (-) C_B = .027$$

Los momentos positivos serán:

Los momentos positivos serán:

$$(+M)_A = .026 \times 69 \times 5.11^2 + .041 \times .90 \times 5.11^2 = .68 + .96 = 1.64 \text{ T-m/m}$$

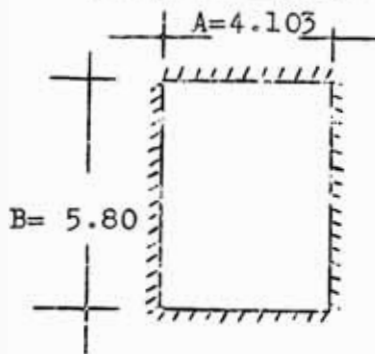
$$(+M)_B = .011 \times .69 \times 6.52^2 + .017 \times .90 \times 6.52^2 = .323 + .65 = .97 \text{ T-m}$$

con el valor $\omega_u = 1.59 \text{ T-m/m}^2$, se obtienen los momentos

$$(-M)_A = .055 \times 1.59 \times 5.11^2 = 2.70 \text{ T-m/m}$$

$$(-M)_B = .027 \times 1.59 \times 6.52^2 = 1.83 \text{ T-m/m}$$

d.- PAÑOS N° 4° y 5°



La relación "m" será:

$$m = 4.103 / 5.80 = .70$$

Para el caso 2 y con $m = .70$, se obtienen de las tablas del ACI:

$$(+C)_{AD} = .030; (+C)_{AL} = .049$$

$$(+C)_{BD} = .007; (+C)_{BL} = .012$$

$$(-C)_A = .074; (-C)_B = .017$$

Los momentos positivos serán:

$$(+M)_A = .030 \times .69 \times 4.103^2 + .049 \times .90 \times 4.103^2 = .345 + .734 = 1.08 \text{ T-m/m}$$

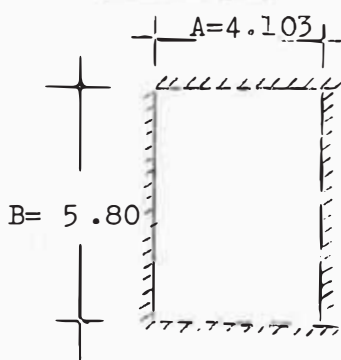
$$(+M)_B = .007 \times .69 \times 5.80^2 + .012 \times .90 \times 5.80^2 = .16 + .36 = .52 \text{ T-m/m}$$

Los momentos negativos serán:

$$(-M)_A = .074 \times 1.59 \times 4.103^2 = 1.96 \text{ T-m/m}$$

$$(-M)_B = .017 \times 1.59 \times 5.80^2 = .91 \text{ T-m/m}$$

e.- PAÑO N° 6°



La relación "m" será:

$$m = 4.103 / 5.80 = .70$$

Para el caso 8 y con $m = .70$, se obtienen de las tablas del ACI:

$$(+C)_{AD} = .040; (+C)_{AL} = .054$$

$$(+C)_{BD} = .011; (+C)_{BL} = .014$$

$$(-C)_A = .063; (-C)_B = .029$$

Los momentos positivos serán:

$$(+M)_A = .040 \times .69 \times 4.103^2 + .054 \times .90 \times 4.103^2 = .46 + .81 = 1.27 \text{ T-m/m}$$

$$(+M)_B = .011 \times .69 \times 5.80^2 + .014 \times .90 \times 5.80^2 = .26 + .42 = .68 \text{ T-m/m}$$

Los momentos negativos serán:

$$(-)M_A = .068 \times 1.59 \times 4.103^2 = 1.80 \text{ T-m/m}$$

$$(-)M_B = .029 \times 1.59 \times 5.80^2 = 1.55 \text{ T-m/m}$$

$$(-)M_A (\text{apoyo discontinuo}) = \frac{1}{3} (+)M_A = .42 \text{ T-m/m}$$

4.- CALCULO DEL CORTE

Se hallará el corte en el paño N°2. La carga total en todo el paño será: $1.59 \times 5.42 \times 7.47 = 64.40 \text{ Ton}$. Para el caso 2° y $m = .72$ se obtiene de las tablas: $W_A = .79$. La carga por unidad de longitud en el apoyo largo será:

$$V_B = \frac{0.79 \times 64.40}{2 \times 7.47} = 3.41 \text{ T/m}$$

$$V_B = 3.41 \text{ T/m}$$

5.- CALCULO DEL REFUERZO

El refuerzo mínimo será:

$$A_{S_{\text{min.}}} = .0020 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{S_{\text{min.}}} = 3 \text{ cm}^2/\text{m} = \underline{\phi \# 3 \text{ a.23 (en paño N° 7)}}$$

Los valores de la altura efectiva, para $\phi 5/8"$ y $r = 2 \text{ cm}$, serán:

$$d_{\text{mayor}} = 15 - (2 + 0.5 \times 1.60) = 12.2 \text{ cm}$$

$$d_{\text{menor}} = 15 - (2 + 1.5 \times 1.60) = 10.6 \text{ cm}$$

Para el refuerzo transversal en la zona curva de la rampa, se indicará el número total de varillas a usarse en cada paño. Para el efecto, serán usados los siguientes valores de los anchos de los paños:

(-)M (en placa exterior): se usará la dimensión real.

(+)M (al centro de la losa): se usará la dimensión del paño equivalente.

(-)M (en placa interior): se usará una dimensión mayor que el correspondiente valor real pero menor que el promedio de los dos valores reales del paño.

En lo que se refiere al refuerzo longitudinal en la zona curva se considerará en una franja adyacente a la placa interior, un espaciamiento de un 50% mayor que el correspondiente al hallado en la franja central. Para la franja adyacente a la placa exterior se considerará el mismo refuerzo que para la franja central.

Para el refuerzo en la zona recta de la rampa, se dividirán los respectivos paños en franjas centrales y latera

les (o de apoyo). El espaciamiento en ésta última franja será un 50% mayor que el que corresponde a la franja central.

REFUERZO TRANSVERSAL A LA RAMPA (Zona curva)

PAÑO	M (T-m)	d (cm)	M/bd ² (kg/cm ²)	p	A _S /m	A _S /m final	Ancho de pa- ño.	Total de varillas	
1	M(-)	.83	10.6	7.4	.0030	3.18	3.18	6.07	28Ø#3
	M(+)	1.15	10.6	10.3	.0042	4.45	4.45	4.80	30Ø#3
	M(-)	1.80	10.6	16.0	.0067	7.10	7.10	3.55	20Ø#4
2	M(-)	1.68	10.6	14.8	.0063	6.70	6.70	6.38	34Ø#4
	M(+)	.92	10.6	8.1	.0035	3.70	3.70	5.02	27Ø#3
	M(-)	1.68	10.6	14.8	.0063	6.70	6.70	3.64	19Ø#4
3	M(-)	1.83	10.6	16.0	.0067	7.10	7.10	5.91	33Ø#4
	M(+)	.97	10.6	8.6	.0035	3.70	3.70	4.71	25Ø#3
	M(-)	1.83	10.6	16.0	.0067	7.10	7.10	3.50	19Ø#4

REFUERZO LONGITUDINAL A LA RAMPA (Zona curva)

PAÑO	M (T-m)	d (cm)	M/bd ² (kg/cm ²)	p	A _S /m	A _S /m final	Ø	
1	M(-)	.69	10.6	6.2	.0027	2.86	3.00	Ø#3 @.23
	M(+)	2.06	10.6	18.3	.0078	8.30	8.30	Ø#4 @.15
2	M(-)	3.46	12.2	23.2	.0100	12.20	12.20	Ø#4 @.10
	M(+)	1.91	10.6	17.0	.0073	7.73	7.73	Ø#4 @.16
3	M(-)	2.70	18.1	12.1	.0077	9.40	9.40	Ø#4 @.13
	M(+)	1.64	14.6	10.6	.0061	6.50	6.50	Ø#4 @.19

REFUERZO TRANSVERSAL A LA RAMPA (Zona recta)

PAÑO	M (T-m)	d (cm)	M/bd ² (kg/cm ²)	p	A _S /m	A _S /m final	Ø	
4 y 5	M(-)	.91	10.6	8.1	.0035	3.70	3.70	Ø#3 @.19
	M(+)	.52	10.6	4.6	.0018	1.91	3.00	Ø#3 @.23
6	M(-)	1.55	10.6	13.8	.0058	6.15	6.15	Ø#4 @.20
	M(+)	.68	10.6	6.1	.0025	2.65	3.00	Ø#3 @.23

REFUERZO LONGITUDINAL A LA RAMPA (Zona recta)

PAÑO	M (T-m)	d (cm)	M/bd ² (kg/cm ²)	p	A _S /m	A _S /m final	Ø	
4 y 5	M(-)	1.96	10.6	17.5	.0075	7.95	7.95	Ø#4 @.16
	M(+)	1.08	10.6	9.6	.0039	4.14	4.14	Ø#3 @.17
6	M(-)	.42	10.6	3.7	.0015	1.59	3.00	Ø#3 @.27
	M(+)	1.27	10.6	11.3	.0647	5.00	5.00	Ø#3 @.14

6.- VERIFICACION POR CORTE

La carga en el apoyo largo del paño N° 2: $V_B = 3.41$ T/m, produce el siguiente esfuerzo: $\tau_u = 3410/100 \times 10.6 = 3.22$ kg/cm².

El esfuerzo máximo permisible es: $\tau_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} = 6.53$ kg/cm².

Al ser $6.53 > 3.22$, el corte verifica.

A.- DISEÑO DE LAS VIGAS TRANSVERSALES.- Se hará el diseño de las vigas V-1, V-2, V-3, V-4, y V-5. Por similitud de luces y cargas se considerará un mismo diseño para V-1 y V-2, tomándose los valores del primero. En cuanto a las vigas V-4 y V-5, por ser iguales, también se hará un diseño único para ambas.

1.- METRADO DE CARGAS

a) vigas V-1 y V-2; tomando los valores de V-1:

Area de Influencia	= 0.5(4.73+4.55)	= 4.64 m ² /m
Peso propio	.40x.60x1.0x2.4	.58 T/m
Peso de la losa	4.64x1.0x.15x2.4	1.68
Acabado	4.64x1.0x.100	.47
		<u>D = 2.73 T/m</u>
Sobrecarga	4.64x1.0x.500	L = 2.32 T/m
Carga última	= 1.5x2.73+1.8x2.32	= 4.10+4.20

$$\omega_u = 8.30 \text{ T/m}$$

b) viga V-3

Area de Influencia	= 0.5(4.50+4.10)x1.0	= 4.30m ² /m
Peso propio	.40x.60x1.0x2.4	.58 T/m
Peso de la losa	4.30x1.0x.360	1.55
Acabado	4.30x.100	.43
		<u>D = 2.56 T/m</u>
Sobrecarga	4.30x.500	L = 2.15 T/m
Carga última	= 1.5x2.56 + 1.8x2.15	= 3.85 + 3.87

$$\omega_u = 7.72 \text{ T/m}$$

o) Vigas V-4 y V-5

Considerando los paneles 4 y 5, y con el respectivo valor de "m", se obtiene ; $w_A = .75$

La carga total en cada panel será: $1.59 \times 4.103 \times 5.80 = 37.8 \text{ T}$.

Sobre la viga V-4 incidirá: $2 \times \frac{0.5 \times 0.75 \times 37.8}{5.80} = 4.85 \frac{\text{T}}{\text{m}}$

Por peso propio se tendrá: $1.5 \times .30 \times .60 \times 1.0 \times 2.4 = .65 \text{ T/m}$

Luego: $w_u = 4.85 + .65$
 $w_u = 5.50 \text{ T/m}$

2.- CALCULO DE LOS MOMENTOS

Los momentos serán hallados como sigue:

$$M(-) = \frac{1}{12} \omega L^2 \text{ (en apoyos)}$$

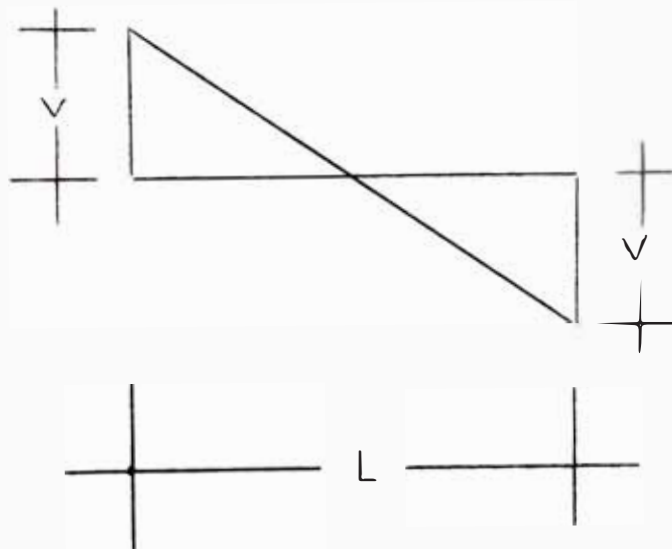
$$M(+)= \frac{1}{16} \omega L^2 \text{ (centro de la viga)}$$

Para las distintas vigas, los momentos serán:

VIGA	ω ($\frac{\text{T}}{\text{m}}$)	L (m)	M(-) (T-m)	M(+) ($\frac{\text{T}}{\text{m}}$)
V-1, V-2	8.30	7.70	41.0	30.8
V-3	7.72	5.80	21.6	16.2
V-4, V-5	5.50	5.80	15.4	11.6

3.- CALCULO DE LOS CORTES

EL corte será : $V = \frac{1}{2} \omega L$



Para las distintas vigas, los cortes serán:

VIGA	(T/m)	L (m)	V (Ton)
V-1, V-2	8.30	7.70	32.00
V-3	7.72	5.80	22.40
V-4, V-5	5.50	5.80	15.95

4.- CALCULO DEL REFUERZO POR FLEXION.

Las alturas efectivas para las vigas serán de: $d=51.5\text{cm}$, considerando 2 capas de refuerzo en una altura de $h=60\text{cm}$.

Para los momentos positivos hay que determinar si las vigas se comportan como de sección rectangular o "T". Así, para la viga V-1, considerando un valor de: $a=t=15\text{cm}$, se tiene un área de acero: $A_s = 30.8 \times 1.00 / 0.90 \times 2.8 (51.5 - \frac{15}{2})$
 27.75 cm^2 .

Para obtener la cuantía, se escogerá para "b", el menor de los valores: $\frac{Luz}{4} = 192\text{ cm}$, $16t = 16 \times 15 = 240\text{cm}$ y Espaciamiento entre vigas = 463cm . Con $b=192\text{cm}$, la cuantía $p = A_s / bd = 27.75 / 192 \times 51.2 = .0028$. El valor de "c" será: $c = p \cdot d / 0.85 K_1 f'c = .0028 \times 2.8 \times 51.5 / .85 \times 21 \times .85 = 2.7$. Al ser $2.7\text{ cm} < t=15\text{cm}$, la viga se comporta como rectangular, lo cual ocurre también en todas las demás vigas.

Para las vigas V-3, V-4 y V-5, teniendo en cuenta que el criterio de $b = \frac{Luz}{4}$ es el determinante, los valores de "b" estarán dados por: $b = 580 / 4 = 145\text{ cm}$.

Para el cálculo del refuerzo se utilizarán los gráficos del Boletín N° 16 del Instituto de estructuras y de la construcción.

Cuando la cuantía sea menor que la mínima se tomará un valor de un 33% mayor que los calculados.

REFUERZO POR FLEXION EN VIGAS TRANSVERSALES

VIGA	M (T-m)	b (cm)	d (cm)	M/bd ² (kg/cm ²)	p	A _s	$\frac{4}{3} A_s$	Ø	
V-1	(-)	41.0	40	51.5	38.3	.0178	36.6	48.6	12Ø#7
V-2	(+)	30.8	192	51.5	6.05	.0027	26.7	36.5	10Ø#7
V-3	(-)	21.6	40	51.5	20.4	.0037	18.0	24.0	6Ø#7
	(+)	16.2	145	51.5	4.22	.0018	13.45	18.0	5Ø#7
V-4	(-)	15.4	30	51.5	19.4	.0083	12.9	17.2	2Ø#6 + 3Ø#7
V-5	(+)	11.6	145	51.5	3.03	.0014	10.5	14.0	4Ø#7

5.- DISEÑO POR CORTE

La maxima fuerza por corte que resiste cada seccion de

concreto será: $V_c = (0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210}) b d \times 10^{-3}$

$V_c = 6.52 b d \times 10^{-3}$

CORTE RESISTENTE DE LA SECCION DE CONCRETO

Vigas	b (cm)	d (cm)	V (T.C)
V-1, V-2 7-3	40	51.5	13.40
V-4, V-5	30	51.5	10.10

El espaciamiento maximo de los estribos se hallará en el siguiente cuadro para armadura de 3/8"

ESPACIAMIENTO MAXIMO (cm)

VIGA	b (cm)	d (cm)	$S \geq \frac{Av}{.0015b}$	$S \geq \frac{d}{2}$	Smax. (cm)
V-1, V-2, V-3	40	51.5	24	25.7	24.0
V-4, V-5	30	51.5	32	25.7	25.7

Calculando los estribos con los correspondientes gráficos del Boletín N° 16 del I. de estructuras y de la construcción, se obtienen los valores del siguiente cuadro:

ESTRIBOS PARA VIGAS TRANSVERSALES (De cada apoyo al centro de la viga)

VIGA	□ ó 3/8" (estribos de montaje @ .40)
V-1, V-2	9 @ .10, 3 @ .15, 6 @ .24, Resto @ .40
V-3	1 @ .10, 3 @ .15, 6 @ .24, Resto @ .40
V-4, V-5	1 @ .10, 7 @ .25, Resto @ .40

14.- DISEÑO DE LA CISTERNA.

DISEÑO DE LA CISTERNA

A.- UBICACION.- La cisterna estará ubicada debajo de la rampa , en su zona curva. Es así como, que no existen cargas adicionales al empuje de tierras sobre las paredes del tanque enterrado.

B.- VOLUMEN DE AGUA.- Según ya se calculó en el capítulo 11, a la cisterna le corresponde un volúmen del 75% de la dotación diaria.

$$V_{\text{agua}} = .75 \times 22.20 \quad \boxed{V_{\text{agua}} = 16.70 \text{ m}^3}$$

C.- DIMENSIONAMIENTO.- Se considerará una cisterna cuadrada de lado interior de 3.00mts. de longitud. La altura de agua será:

$$h_{\text{agua}} = \frac{16.70}{3.00^2} = 1.85\text{m}$$

Para la altura interior de la cisterna, se considerará un valor mayor en .25 mts. Por lo tanto:

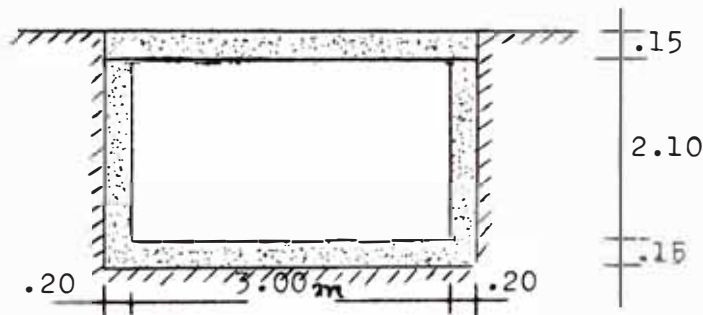
$$h_{\text{cisterna}} = 1.85 + .25 = 2.10\text{m}$$

Dimensiones interiores de la cisterna

$$\boxed{\text{Lado} = 3.00\text{mts}}$$

$$\text{Altura} = 2.10$$

Para el espesor de la pared se tomará un valor de .20mts y para las losas de la tapa y de fondo el espesor será de .15mts



D.- DISEÑO DE LAS PAREDES DE LA CISTERNA.- Para el efecto serán usadas las tablas del PCA (Portland Concrete Association). Se considerará los siguientes datos:

$$\omega_T = \text{peso específico del terreno} = 1.80 \text{ T/m}^3$$

$$\omega_a = \text{peso específico del agua} = 1.00 \text{ T/m}^3$$

$$\phi = \text{ángulo de fricción interna del terreno} = 35^\circ$$

$$S/C = \text{Sobrecarga} = .100 \text{ T/m}^2$$

1.- CONDICIONES DE CARGA.- Se tendrá en cuenta dos casos:

a.- Cisterna vacía.- En éste caso actuará la presión del terreno y se considerará la eventual sobrecarga.

b.- Cisterna llena.- En éste caso actuarán las presiones contrarias del agua y del terreno.

2.- VALORES DE "ω" EQUIVALENTES.- Para el uso de las tablas

del PCA, es necesario tener una variación triangular de presiones actuando en el muro. En el caso de cisterna llena se tendrá una variación de presiones triangular, que es obtenida por la diferencia de las correspondientes a la del agua y de la tierra. Así para este caso, el " ω " equivalente será:

ω

En esta fórmula, $K_{llena} = \omega_a - K_a \omega_T$ es el empuje activo del terreno y está definido por:

$$K_a = \frac{1}{2} (45 - \frac{2}{\sin^2 \phi})$$

Para $\phi = 35^\circ$, el valor de K_a será:

$$K_a = \frac{1}{2} (45 - \frac{2}{\sin^2 35}) = 0.27 \text{ para}$$

El " ω " cisterna llena será:

$$\omega_{llena} = (1.00 - 0.27 \times 1.80) = 1.49$$

$$\omega_{llena} = .51 \text{ T/m}^3$$

Para cargas últimas:

ω

$$\omega_{llena} = 1.5 \times .51 = .77 \text{ T/m}^3$$

$$\omega_{llena} = .77 \text{ T/m}^3$$

Para el caso en que la cisterna esté vacía, la presión a la profundidad máxima "h", será:

$$P_h = K_a \omega_{s/c} h + \omega_T h$$

En esta fórmula se tiene:

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

$$\omega_T = 1.5 \omega_T = 1.5 \times 1.80 = 2.70 \text{ T/m}^3$$

$$\omega_{s/c} = 1.8 \omega_{s/c} = 1.8 \times 1.00 = .180 \text{ T/m}^2$$

$$K_a = .27$$

El valor de P_h será:

$$P_h = .27 \times 2.70 (2.10 + \frac{.180}{2.70}) = 1.57 \text{ T/m}^2$$

Considerando que existe una variación triangular, en forma aproximada se tendrá:

$$P_h = h \cdot \omega_{vacía}$$

Por lo tanto:

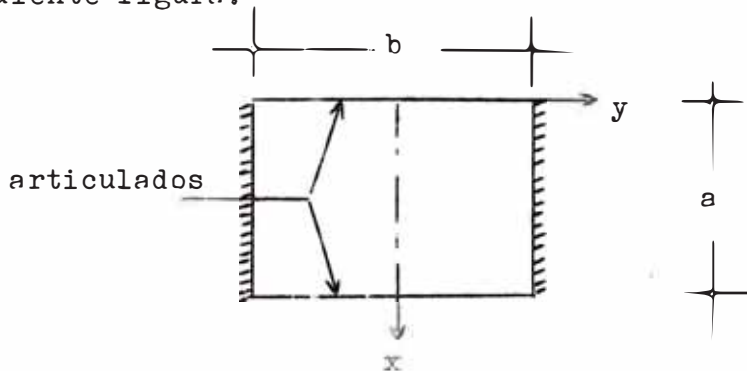
$$\omega_{u \text{ vacía}} = \frac{Ph}{h} = \frac{1.57}{2.10}$$

$$\omega_{u \text{ vacía}} = .75 \text{ T/m}^3$$

Se observa que de los dos casos considerados, el correspondiente a la cisterna llena es el más crítico. Por lo tanto, para el cálculo de los valores de diseño se empleará:

$$\omega = .77 \text{ T/m}^3$$

3.- CALCULO DE LOS MOMENTOS.- Las paredes de la cisterna serán consideradas articuladas en sus bordes en contacto con las losas de fondo y de la tapa, tal como se muestra en la siguiente figura:



Los momentos serán calculados según la fórmula:

erán calculados

Los valores de los coeficientes serán hallados en las tablas del PCA. Para las condiciones de borde anteriormente indicadas, será usada la tabla N° 1. La relación entre los lados de la pared será:

$$\frac{b}{a} = \frac{3.00}{2.10} = 1.43$$

Para la relación $b/a = 1.43$, los coeficientes serán hallados de la tabla N° 1, según el cuadro siguiente:

b/a	x/a	Y = 0		Y = $\frac{b}{4}$		Y = $\frac{b}{2}$	
		M _x	M _y	M _x	M _y	M _x	M _y
1.43	$\frac{1}{4}$.013	.013	.07	.006	-.006	-.031
	$\frac{1}{2}$.025	.020	.015	.010	-.010	-.050
	$\frac{3}{4}$.028	.017	.018	.010	-.010	-.047

El coeficiente de mayor valor es de .050 y corresponde al punto determinado según: $X = a/2$, $y = b/2$ usando los valores $\omega = .77 \text{ T/m}^3$, $a = 2.10$ y coef. = .050, el momento en el punto

considerado será:

$$M_{max.} = .050 \times .770 \times 2.10^3 = .357$$

$$M_{max.} = .357 \frac{T-m}{m}$$

4.- CALCULO DEL CORTE

Se usará la fórmula : $V = coef. \times \omega a^2$

Usando la tabla N° 7, se observa que el mayor coeficiente corresponde al punto extremo del borde inferior. Así para $b/a = 1.43$, e interpolando por lo tanto entre los coeficientes .4397 y .5833 que corresponden a $b/a=1$ y $b/a=2$ respectivamente, se obtiene:

$$coef. = .50$$

El corte máximo será:

$$V_{max.} = .50 \times .770 \times 2.10^2 = 1.70 \text{ T/m}$$

$$V_{max} = 1.70 \text{ T/m}$$

5.- CALCULO DEL REFUERZO

a.- REFUERZO MINIMO.

Para el espesor del muro $t = 20\text{cm}$, el refuerzo mínimo aumentado en 33% será:

$$A_{S_{min.}} = .0020 \times 100 \times 20 \times 1.33 = 5.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando el uso de 2 capas, a cada una le corresponderá: $5.34/2 = 2.67 \text{ cm}^2/\text{m}$. Para varillas del # 3, el espaciamiento en cada capa será: $\frac{1.0 \times .71}{2.76} = .26\text{mts.}$

Refuerzo mínimo = Ø #3 @ .26m (2

capas) b.- REFUERZO POR FLEXION

Considerando un recubrimiento de 4 cm y el uso de armadura del # 4, la altura efectiva será:

$$d = 20 - (4 + 1.5 \times 1.27) = 14.1$$

considerar : $d = 14 \text{ mts.}$

Para el momento máximo el valor de M/bd^2 será:

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{.357 \times 10^3}{100 \times 14^2} = 1.82 \text{ kg/cm}^2$$

Entrando con éste valor al correspondiente gráfico, se obtiene la cuantía: $p = .0009$

El área de acero será:

$$A_S = .0009 \times 100 \times 14 = 1.26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cada capa del refuerzo mínimo tiene un área de acero:

$A_s = 2.67 \text{ cm}^2/\text{m}$. Al ser : $2.67 > 1.26 \text{ cm}^2/\text{m}$, se usará la armadura mínima en todos los puntos del muro , ya que el momento considerado era el de máximo valor
Usar : \emptyset (mínimo) : #3 @ .26m (2 capas)

6.- VERIFICACION DEL CORTE

Para el corte máximo de 1.70 T/m, el esfuerzo producido será: $v_u = \frac{1700}{100 \times 14} = 1.21 \text{ kg/cm}^2$

El esfuerzo máximo permisible es:

$$v_c = .53 \times .85 \times \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

Al ser $6.53 > 1.21 \text{ kg/cm}^2$, el corte verifica ampliamente.

E.- DISEÑO DE LA LOSA DE LA TAPA

1.- METRADO DE CARGAS

a.- CARGAS MUERTAS

Peso propio 1.0x.15x2.40..... D = .360 T/m²

b.- CARGAS VIVAS

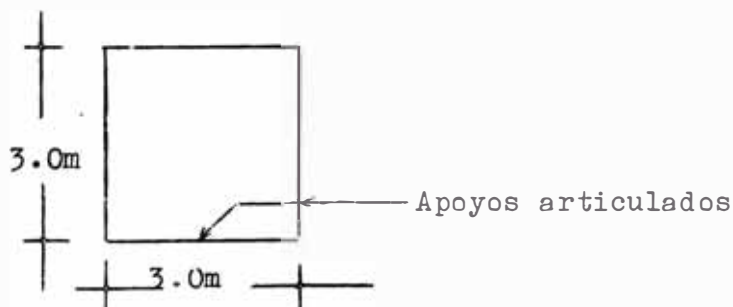
Sobrecargas..... L = .100 T/m²

c.- CARGAS ULTIMA

$$\omega_u = 1.5 \times .360 + 1.8 \times .100 = .540 + .180$$

$$\omega_u = .720 \text{ T/m}^2$$

2.- CALCULO DE LOS MOMENTOS.- Para el cálculo de los momentos se empleará el método "3" del ACI. La relación de los lados será la unidad, ya que la cisterna es cuadrada.



La relación de lados será: $=A/B \quad 3.0/3.0 = 1.0$

Empleando las tablas para el caso 2º, se obtienen los coeficientes de momentos positivos:

$$(+)\ C_{A_D} = (+)\ C_{B_D} = .036$$

$$(+)\ C_{A_L} = (+)\ C_{B_L} = .036$$

El momento será:

$$\begin{aligned} (+)M_A &= (+)M_B = .036 \times .540 \times 3.0^2 + .036 \times .180 \times 3.0^2 \\ (+)M_A &= (+)M_B = .175 + .058 = .233 \text{ T-m/m} \end{aligned}$$

El momento negativo en el apoyo será:

$$(-)M_A = -M_B = \frac{1}{3} \times .233 = .080 \text{ T-m/m}$$

$$(+)\ M_A = (+)\ M_B = .233 \text{ T-m/m}$$

$$(-)\ M_A = (-)\ M_B = .080 \text{ T-m/m}$$

3.- CALCULO DEL CORTE.- Para el 1º caso y usando A/B= 1.0 se obtiene de la tabla 4º:

$$W_A = W_B = 0.50$$

El corte en cada apoyo

$$V = \frac{.720 \times 3.0 \times 0.50}{2 \times 3.0} = .54 \text{ T/m}$$

$$V = .54 \text{ T/m}$$

4.- CALCULO DEL REFUERZO

a.- REFUERZO MINIMO

El refuerzo mínimo estará dado por:

$$A_{S \text{ min.}} = .0020 \times 100 \times 15 =$$

$$A_{S \text{ min.}} = 3 \text{ cm}^2/\text{m} = \emptyset \ 3/8" \ @ \ .23\text{m}$$

b.- REFUERZO POR FLEXION

Considerando un recubrimiento de 2 cm y el uso de armadura del # 3, la altura efectiva será:

$$d = 15 - (2 + 1.5 \times 1.0) = 11.5 \text{ cm}$$

Para (+) M= .233 T-m/m, el valor de M/bd^2 será:

$$\frac{M}{b} = \frac{.233 \times 10^5}{100 \times 11.5^2} = 1.75 \text{ kg/cm}^2$$

Entrando con éste valor al correspondiente gráfico, se obtiene la cuantía: $p = .0008$

El área de acero será:

$$A_S = .0008 \times 100 \times 11.5 = .92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Al ser $.92 < A_{S \text{ min.}} = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$, se usará el refuerzo mínimo.

Usar \emptyset mínimo: # 3 @ .23m

5.- VERIFICACION DEL CORTE

Para el corte en los apoyos de .54 T/m, el esfuerzo producido será:

$$v_u = 540/100 \times 11.5 = .47 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo permisible es:

$$v_c = .53 \times .85 \times \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

Al ser $6.53 > .47 \text{ kg/cm}^2$, el corte verifica ampliamente.

F.- LOSA DE FONDO DE LA CISTERNA.- Para la losa del fondo se usará refuerzo mínimo dispuesto en una capa en cada sentido. Para un espesor de 15 cm el refuerzo será:

$$A_{S_{\text{mín.}}} = .0020 \times 15 \times 100$$

$$A_{S_{\text{mín.}}} = 3 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{Ø} \# 3 \text{ @ } .23 \text{ m.}$$

15.- DISEÑO DE MEZCLAS.

DISEÑO DE MEZCLAS

El diseño de mezclas será hecho en base al método desarrollado por el comité 613 del American Concrete Institute.

Se hará el diseño para dos grupos de elementos estructurales. Dentro del primer grupo se incluirán los correspondientes a vigas, columnas, muros, aligerados y escaleras. Dentro del segundo grupo se considerará las de las cimentaciones.

A.- PROPIEDADES DE LOS MATERIALES A EMPLEARSE

1.- CEMENTO

- Será del portland ASTM tipo 1
- peso específico : 3.15
- peso del saco de cemento : 42.5 kg.
- volumen del saco de cemento: 1 pie³

2.- AGREGADO FINO

- peso específico : 2.70
- módulo de finesa : 2.80
- contenido de humedad : 5%
- porcentaje de absorción : 1%

3.- AGREGADO GRUESO

- peso específico : 2.70
- contenido de humedad : 1%
- porcentaje de absorción : 0.7%
- peso seco compactado: 1680 kg/m³ (3/4")
- 1620 kg/m³ (2")
- tamaño máximo (ver tabla 2):
vigas, columnas, muros, aligerados: 3/4"
cimentaciones: 2"

B.- DOSIFICACION DE MEZCLAS PARA VIGAS, COLUMNAS, ALIGERADOS Y MUROS (f'_c = 210 kg/cm²)

1.- VALORES OBTENIDOS DE LAS TABLAS

- a.- ASENTAMIENTO.- Se usa la tabla N° 1, dando 6' y 3" como máximo y mínimo respectivamente. Se considerará un asentamiento de 4"
- b.- RELACION AGUA-CEMENTO.- Esta relación se determinará en base a consideraciones de resistencia únicamente, ya que no existen limitaciones por razones de durabilidad. Usando la tabla N° 5 para concretos sin aire incorporado y una resistencia a los 28 días de 210 kg/cm², se obtiene una relación de 7.3 gal/saco.

- c.- VOLUMEN UNITARIO DE AGUA.- Para el efecto se usará la tabla N° 6. Con un asentamiento de 4" y un tamaño máximo del agregado grueso de 3/4" se obtiene por cada metro cúbico de concreto un volumen de agua de 54 galones.
- d) CONTENIDO DE AIRE EN LA MEZCLA.- Se usa la tabla N° 7. Para un tamaño máximo del agregado de 3/4 se obtiene 2% de aire atrapado en el concreto.
- e) VOLUMEN DE AGREGADO GRUESO POR UNIDAD DE VOLUMEN DE CONCRETO.- El volumen de agregado grueso, seco y compactado, por unidad de volumen de concreto se halla en la tabla N° 8. Para un tamaño máximo del agregado grueso de 3/4 y un módulo de fineza del agregado fino de 2.8, se obtiene 0.61 metros cúbicos de agregado grueso por cada metro cúbico de concreto.

2.- DETERMINACION DEL FACTOR CEMENTO.

Para determinar éste factor, se dividirá la cantidad total de agua por unidad de volumen de concreto entre la relación agua-cemento..

$$\text{Factor cemento} = \frac{54 \text{ gal}}{\text{ca } 1. \text{ m}^3}$$
$$\text{Factor cemento} = 7.40 \text{ sacos/m}^3$$

3.- CANTIDAD DE AGREGADO GRUESO

Habiendo determinado a partir de la tabla N° 8 que por cada metro cúbico de concreto se usará 0.61 metros cúbicos de agregado grueso, seco y compactado, bastará multiplicar dicha cantidad por el peso seco y compactado del agregado grueso para obtener la cantidad de éste material por metro cúbico de concreto.

$$\text{peso del agregado grueso} = 1680 \times 0.66$$

$$\text{Agregado grueso} = 1025 \text{ kg/m}^3$$

4.- CANTIDAD DEL AGREGADO FINO

Una vez determinadas las cantidades de agua, cemento, aire total y agregado grueso, por metro cúbico de concreto, el contenido de agregado fino puede calcularse mediante la determinación de los volúmenes absolutos de éstos cuatro elementos y la subsiguiente sustracción de la suma de esos volúmenes de la unidad. Este volumen de agregado fino, multiplicado por el peso sólido del mismo nos dará el peso de agregado fino, suelto y seco, por u-

nidad de volúmen de concreto.

-Volúmen absoluto del cemento	$7.4 \times 42.5 / 3.15 \times 10^3$	= .100 m ³
-Volúmen absoluto del agua	$54 \times 3.785 / 1000$	= .204 m ³
-Volúmen absoluto del aire	$.02 \times 1.0$	= .020 m ³
-Volumen absoluto del agreg.grueso	$1025 / 2.7 \times 1000$	= .379 m ³
-Suma de volúmenes absolutos		= <u>.703 m³</u>
-Volúmen absoluto del agreg.fino	= 1-.703	= .297 m ³
-Peso del agreg. fino, seco y suelto	= .297 x 2.7 x 1000	= 803 kg/m ³

5.- CANTIDADES DE MATERIALES

Para un metro cúbico de concreto, las cantidades de materiales sin corregir por humedad del agregado serán:

Cemento (7.4 sacos)	315 kg/m ³
Agua (54 galones)	204 lt/m ³
Agregado fino seco	803 kg/m ³
Agregado grueso seco	1025 kg/m ³

6.- CORRECCION POR HUMEDAD DEL AGREGADO

La cantidad de agregado fino húmedo, se obtendrá adicionando a la cantidad de agregado seco el peso del agua contenida:

$$\text{Agreg. fino húmedo} = 1.05 \times 803 = 843 \text{ kg/m}^3$$

La cantidad de agregado grueso húmedo, se obtendrá en forma similar:

$$\text{grueso húmedo} = 1.01 \times 1025 = 1035 \text{ kg/m}^3$$

La humedad superficial para cada agregado será hallada por la diferencia entre el contenido de humedad y el porcentaje de absorción correspondiente. Así, en cuanto al agregado fino, para un contenido de humedad del 5% y un porcentaje de absorción del 1%, la humedad superficial o porcentaje de agua libre será:

$$\text{humedad superficial (fino)} = 5 - 1 = 4\%$$

Para el agregado grueso, con un contenido de humedad del 1% y un porcentaje de absorción del 0.7%, la humedad superficial será:

$$\text{humedad superficial (grueso)} = 1 - 0.7 = 0.3\%$$

La contribución del agregado fino será:

$$\text{contribución del fino} = .040 \times 803 = 32 \text{ lt/m}^3$$

La contribución del agregado grueso será:

$$\text{contribución del grueso} = .003 \times 1025 = 31 \text{ lt/m}^3$$

La contribución de ambos agregados será:

$$\text{contribución de los agregados} = 32 + 3 = 35 \text{ lt/m}^3$$

La verdadera cantidad de agua a utilizarse en un metro cúbico de concreto será:

$$\text{Agua de mezcla} = 204 - 35 = 169 \text{ lt/m}^3$$

7.- CANTIDADES DE MATERIALES POR METRO CUBICO DE CONCRETO.

Las cantidades verdaderas de materiales a ser utilizados en la preparación de un metro cúbico de concreto serán:

$$\text{Cemento (7.4 sacos)} \dots \dots \dots 315 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Agua} \dots \dots \dots 169 \text{ lt/m}^3$$

$$\text{Agregado fino húmedo} \dots \dots \dots 843 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Agregado grueso húmedo} \dots \dots \dots 1035 \text{ kg/m}^3$$

8.- EXPRESION DE LAS PROPORCIONES EN PESO

para el efecto se dividirán las cantidades de todos los ingredientes de la mezcla entre la cantidad correspondiente al cemento.

$$\frac{315}{315} : \frac{843}{315} : \frac{1035}{315} / \frac{169}{315} = 1 : 2.68 : 3.29 / .54$$

C.- DOSIFICACION DE MEZCLAS PARA LAS CIMENTACIONES ($f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)

1.- VALORES OBTENIDOS DE LAS TABLAS

a.- ASENTAMIENTO.- Usando la tabla N° 1, ésta da 5" y 2" como valores máximo y mínimo respectivamente. Se considerará un asentamiento de 3" a 4".

b.- RELACION AGUA CEMENTO.- Usando la tabla N° 5 para concretos sin aire incorporado y una resistencia a los 28 días de 210 kg/cm^2 , se obtiene una relación agua-cemento de 7.3 galones/saco.

c.- VOLUMEN UNITARIO DE AGUA.- Con un asentamiento de 3" a 4" y un tamaño máximo del agregado de 2", se obtiene de la tabla N° 6 un volumen de agua de 44 galones por cada metro cúbico de concreto.

d.- CONTENIDO DE AIRE EN LA MEZCLA.- Para un tamaño máximo de agregado grueso de 2" se obtiene de la tabla N° 7 un porcentaje de aire atrapado en el concreto de 0.5%.

e.- VOLUMEN DE AGREGADO GRUESO POR UNIDAD DE VOLUMEN

CONCRETO

Para un tamaño máximo del agregado grueso de 2" y un módulo de fineza del agregado fino de 2.8, se obtiene de la tabla N°8 0.75 metros cúbicos de agregado grueso por cada metro cúbico de concreto.

2.- DETERMINACION DEL FACTOR CEMENTO

Dividiendo la cantidad total de agua por unidad de volumen de concreto entre la relación agua-cemento se obtendrá el factor cemento:

$$\text{factor cemento} = \frac{44 \text{ gal/m}^3}{7.5 \text{ gal/saco}}$$

$$\text{factor cemento} = 6.02 \text{ sacos/m}^3$$

3.- CANTIDAD DE AGREGADO GRUESO

El peso del agregado seco se obtendrá multiplicando el valor de su volumen por metro cúbico de concreto por el peso seco y compactado del mismo.

$$\text{peso del agregado grueso} = 1620 \times 0.75$$

$$\text{Agregado grueso} = 1215 \text{ kg/m}^3$$

4.- CANTIDAD DEL AGREGADO FINO

-volumen absoluto

$$\text{del cemento} \dots \dots \dots 6.02 \times 42.5 / 3.15 \times 10^3 = .082 \text{ m}^3$$

-Volumen absoluto

$$\text{del agua} \dots \dots \dots 44 \times 3.785 / 10^3 = .167 \text{ m}^3$$

-Volumen absoluto

$$\text{de aire} \dots \dots \dots .005 \times 1.0 = .005 \text{ m}^3$$

-Volumen absoluto

$$\text{de agregado grueso} \dots \dots \dots 1215 / 2.7 \times 10^3 = .450 \text{ m}^3$$

$$\text{-Suma de volúmenes absolutos} = .704 \text{ m}^3$$

-Volumen absoluto

$$\text{del agreg. fino} = 1 - .704 = .296 \text{ m}^3$$

-Peso del agregado.

$$\text{fino, seco y suelto} = .296 \times 2.7 \times 1000 = 800 \text{ kg/m}^3$$

5.- CANTIDADES DE MATERIALES

Para un metro cúbico de concreto, las cantidades de materiales sin corregir por humedad de los agregados

$$\text{Cemento (6.02 sacos)} \dots \dots \dots 256 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Agua (44 galones)} \dots \dots \dots 167 \text{ lt/m}^3$$

$$\text{Agregado fino seco} \dots \dots \dots 800 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Agregado grueso seco} \dots \dots \dots 1215 \text{ kg/m}^3$$

6.- CORRECCION POR HUMEDAD DEL AGREGADO

La cantidad de agregado fino húmedo, se determinara adici^ocionando a la cantidad de agregado seco el peso del agua contenida:

$$\text{Agreg.fino húmedo} = 1.05 \times 800 = 840 \text{ kg/m}^3$$

La cantidad de agregado grueso húmedo, se obtendrá en forma similar:

$$\text{Agreg. grueso húmedo} = 1.01 \times 1215 = 1227 \text{ kg/m}^3$$

La humedad superficial para el agregado fino será:

$$\text{humedad superficial (fino)} = 5-1=4\%$$

La humedad superficial para el agregado grueso será:

$$\text{humedad superficial (grueso)} = 1-0.7=0.3\%$$

La contribución del agregado fino será:

$$\text{contribución del fino} = .04 \times 800 = 32 \text{ lt/m}^3$$

La contribución del agregado grueso será:

$$\text{contribución del grueso} = .003 \times 1215 = 4 \text{ lt/m}^3$$

La contribución de los dos agregados será:

$$\text{contribución de los agregados} = 32 + 4 = 36 \text{ lt/m}^3$$

La verdadera cantidad de agua a utilizarse en un metro cúbico de concreto será:

$$\text{agua de mezcla} = 167 - 36 = 131 \text{ lt/m}^3$$

7.- CANTIDADES DE MATERIALES POR METRO CUBICO DE CONCRETO

Las cantidades verdaderas de materiales a ser utilizados en la preparación de un metro cúbico de concreto serán:

$$\text{Cemento (6.02 sacos)} \dots \dots \dots 256 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Agua} \dots \dots \dots 131 \text{ lt/m}^3$$

$$\text{Agregado fino húmedo} \dots \dots \dots 840 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Agregado grueso húmedo} \dots \dots \dots 1227 \text{ kg/m}^3$$

8.- EXPRESION DE LAS PROPORCIONES EN PESO

Dividiendo las cantidades de todos los componentes de la mezcla entre la cantidad correspondiente al cemento, se obtendrá:

$$\frac{256}{256} : \frac{840}{256} : \frac{1227}{256} / \frac{131}{256} = 1 : 3.29 : 4.80 / .51$$

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

- 1.- Proyecto de normas peruanas de diseño antisísmico..... Julic Kuroiwa H.
- 2.- Seismic analysis of reinforced concrete buildings..... Kiyoshi Muto
- 3.- Cálculo de pórticos de varios pisos..... Kani
- 4.- Design of concrete structures..... George Winter
- 5.- Theory and problems of Reinforced concrete design..... Noel Everard
- 6.- Reglamento de las construcciones de concreto reforzado..... ACI 318-63
- 7.- Gráficos para el diseño de vigas por el método de la rotura (Boletín N° 16). Instituto de Estructuras y de la construcción.
- 8.- Gráficos para el diseño de zapatas aisladas por el método de la rotura (Boletín N° 17)..... Instituto de Estructuras y de la construcción.
- 9.- Ultimate Strength design of reinforced concrete columns (Publicación SP-7, ACI)..... Noel Everard
- 10.- Introducción al diseño de mezclas de concreto..... Enrique Rivva