

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
- PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO

"ANALISIS Y DISEÑO SISMICO, CALCULO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
DE CONCRETO ARMADO"

PABLO A. PASCUAL BALBOA

LIMA-PERU

1,971

A MI MADRE

Por su constancia y noble propósito de hacer
realidad en sus hijos, hombres utiles a la so
ciedad; y que en vida es para mí, fuente de esti
mulo y de realización.

INDICE

	pág.s.
1.-Estructuración	1 — 2
2.-Dimensionamiento previo	3 — 7
3.-Centros de masas	8 — 13
4.-Analisis sismico (método Mutto)	14
- Determinación y distribución del cortante	15 — 18
- Exposición del método Mutto	19 — 21
- Valores D(iniciales), para columnas,placas, caja de ascensor	22 — 39
-Interacción entre muro y marco, valores finales D	40 — 63
-Corrección por torsión	64 — 88
-Momentos y cortes en pórtico principal 4-4,por acción sismica	89 — 92
5.-Analisis por cargas verticales (método Takabeya)	93 — 124
-Momentos finales en portico principal 4-4 por sismo y sistemas D,L	125 — 128
-Envolventes de momentos y cortes	129 — 142
6.-Diseño de vigas principales-pórtico principal 4-4	143 — 162
7.-Portico secundario A-A,analisis y diseño de vigas secundarias	163 — 188
8.-Columnas-Procedimiento de diseño a la rotura	189 — 206
9.-Aligerados,analisis y diseño general	207 — 238
10.-Ascensor -Diseño de la caja de ascensor	239 — 246
11. Diseño de placas	247 — 258
12.. Escaleras	259 — 263
13.-Tanque elevado	264 — 270
14.-Cuarto de máquinas	271 — 275
15.-Cisterna	276 — 282
16.-Cimentación-Caja de ascensor y placas	283 — 300
17.-Viga pared eje 2	300 — 310
18.-Zapata aislada para columnas	311 — 315
19.-Zapata combinada	316 — 319
20.-Columnas de acero en Mezzanine	320 — 323
21.-Losas sólidas en Mezzanine	324 — 325
22..Vigas de amarre	326 — 327

Los elementos resistentes del edificio se han definido de acuerdo a su ubicación en los planos de Arquitectura; y está conformado por pórticos y placas.

La ubicación asimétrica de la caja de ascensores, dará lugar a una excentricidad del centro de masa y centro de rigideces en el edificio. Con la consiguiente producción de un efecto de torsión, que afectará a los elementos resistentes (columnas) exteriores y más alejados, para disminuir dicho efecto se ubicarán 2 placas extremas, siendo efectivas en el sentido principal y no en el sentido secundario, pero como las columnas en este sentido no se hallan muy alejados del centro de rigideces, el efecto de torsión correspondiente se tomará en cuenta reforzándolas.

Además por la arquitectura del edificio no es posible colocar elemento (s) rigidizante (s) en este sentido.

Las vigas tanto principales como secundarias, que en su mayoría tienen igual luz y área tributaria serán dimensionadas en forma uniforme. Se ha seguido el mismo criterio para las columnas; y estarán de acuerdo a las medidas dadas por la arquitectura, esto dará lugar a la economía de encofrados, mano de obra y otras actividades ó partidas en la construcción del edificio.

El armado de las losas aligeradas se han fijado en el sentido de la menor luz.

Además se ha considerado en el nivel Mezzanine el diseño de losas sólidas de concreto, armadas en un sentido por tener s/c mínima y sirviendo solo para la estética del edificio.

Se ha procedido para el diseño de todos estos elementos resistentes haciendo uso del método de rotura del Reglamento ACI - 63, y para las consideraciones sísmicas, se ha seguido de acuerdo a las " Normas Peruanas de Diseño Antisísmico."

TESIS DE GRADO

El diseño de la estructura de concreto armado, como Tesis de Grado, corresponde al edificio de la Cia. de Seguros Sud-América, situado en la Ciudad de Arequipa.

Está conformado de 7 pisos (incluyendo el sótano).

El sótano servirá para depósitos correspondientes a las tiendas del primer piso.

El primer piso destinado a tiendas.

El piso Mezzanine destinado a esparcimiento.

El 2do. piso y típicos serán destinados para oficinas.

DEFINICION DE LOS PORTICOS (Principales)

Distancia entre ejes:

Horizontales: 7 tramos de 445 mts.

Verticales : tramo de 6.40 mts, con volados de 2.00 mts. a cada lado.

Los ejes de pórticos principales serán numerados del 1 al 8.

Ejemplo: pórtico principal eje 1 - 1.

pórtico principal eje 2 - 2, etc.

Los ejes de pórticos secundarios serán designados mediante letras.

Así tendremos: pórtico secundario eje A - A.

pórtico secundario eje B - B, etc.

Altura de pisos:

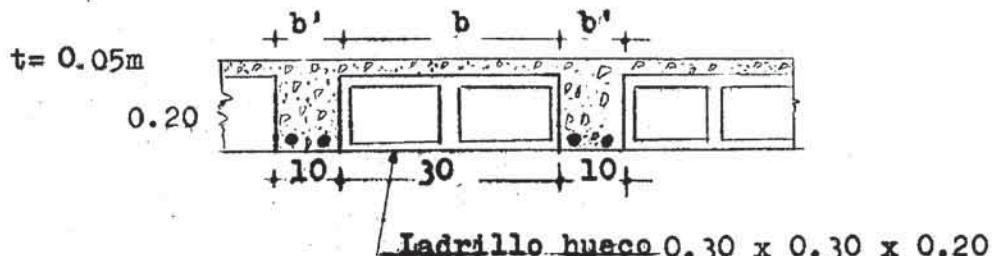
Primer piso: 2.70 mts., Mezzanine 3.97 mts., Segundo piso y típicos 2.80 mts.

EN ALIGERADOS.

$L = 4.45 \text{ mts.}$ (luz común entre pórticos y todos los niveles)

Altura ó espesor $h = L/20 \text{ ó } L/25.$

con $h = 445/20 = 22.25 \text{ cm.}$ tomaremos $h = 25 \text{ cm.}$



De acuerdo a Norma ACI - 63

$b \leq 75 \text{ cm.}$ uso general (adoptado)

$b' \geq 10 \text{ cm.}$ $b = 30 \text{ cm.}$

$h \leq 3 b'$ $b' = 10 \text{ cm.}$

$t \geq \begin{cases} 5 \text{ cm.} & \text{recubrimiento} = 3 \text{ cm.} \\ b/12 & t = 5 \text{ cm.} \end{cases}$

PLACAS (A.C.I. 2202 e)

En los 5 mts. de altura tendrá un espesor no menor de 15 cm. y por cada 7.00 mts. hacia abajo ó fracción, el espesor mínimo se aumentará en 2.5 cm.

Altura total del edificio $h = 20.67 \text{ mts.}$

$$h' = 20.67 - 5.00 = 15.67 \text{ mts.}$$

Incremento de espesor $e = (15.67/7) \times 2.50$

$$\text{espesor final } e = 15.00 + (15.67/7) \times 2.50 = 20.60 \text{ cm.}$$

Adoptaremos $e = 20 \text{ cm.}$

CUARTO DE MAQUINAS

Losa de piso $A/B = 570 / 2.35 = 2.04 > 1.5,$ será armado en 1 sentido. espesor adoptado $e = 15 \text{ cm.}$

losa de techo $e = 10 \text{ cm.}$ (será continuo con tapa del tanque)

LÓSAS EN MEZZANINE

pag.4

Por tener poca sobrecarga y dos bordes de apoyo será armado en un sentido.

espesor adoptado $e = 15$ cm.

CISTERNA

El techo será aligerado de $e = 25$ cm. (por arquitectura)

losa de fondo $e = 15$ cm.

TANQUE ELEVADO

Capacidad del tanque.

Dotación diaria por oficina 300 lts. (6 lt./día/m²)

Dotación diaria por tienda 950 lts. (20 lt./día/m²)

Dotación diaria por guardianía 1,500 lts.

Dotación Diaria total:

$$D_T = 300 \times 35 + 950 \times 6 + 1,500 = 17,700 \text{ lts.}$$

Capacidad del tanque: $1/2$ de D_T

$$\text{Volumen} = 17,700/2 \approx 9,000 \text{ lts.}$$

El tanque se apoyará sobre placas del ascensor y columnas (ver capítulo de tanque elevado).

Las paredes del tanque serán de un espesor: $e = 20$ cm.

Dimensiones libres del tanque: 2.30 mts. x 4.40 mts.

y la altura de agua será $H' = 9,000/2.30 \times 4.40 = 0.90$ mts.

$$\text{daremos } H' = 1.20 \text{ mts.}$$

La tapa del tanque estará a 15 cm. y el tubo de rebose a 5 cm.

$$\text{Altura del tanque: } 1.20 + 0.05 + 0.15 = 1.40 \text{ mts.}$$

El espesor del fondo : 15 cm.

El espesor de la tapa : 10 cm. (losa continua)

ESCALERAS

Escaleras principales.

a) $L_1 = 4.10 \text{ m.} \quad e_1 = 410/30 = 14 \text{ cm. adoptado } e_1 = 15 \text{ cm.}$

b) $L_2 = 3.80 \text{ m.} \quad e_2 = 380/20 = 13 \text{ cm. adoptado } e_2 = 15 \text{ cm.}$

De forma en U tendrán $e = 10$ cm.

DIMENSIONAMIENTO PREVIO DE VIGAS

CRITERIO ADOPTADO.

La altura de viga se estimará según la luz de viga y al uso al que estará destinado el edificio.

VIGAS QUE SOPORTAN LOSAS ARMADAS EN UN SENTIDO			
$b_o = A/20$			
USO →	DPTO. Y OFICINAS	GARAJES Y TIENDAS	DEPOSITOS
SORRECARGA (kgr./m. ²)	250	500	1,000
h	L/11	L/10	L/8

Se definirá para $h \approx L/10$

Luz entre eje de columnas de la viga principal.

$$L = 7.00 - 0.60 = 6.40 \text{ m.} \quad h_o = 640/10 = 64 \text{ cm.}$$

$$b_o = A/20 = 445/20 = 22.3 \text{ cm.}$$

para satisfacer las exigencias arquitectónicas, se cambiarán las dimensiones por la fórmula $b_o h_o^2 = b_1 h_1^2$ si $b_1 = 40$ cm.

$$h_1 = 22.3 \times 64^2 / 40 = 49 \text{ cm.}$$

Se adoptará como sección de viga principal $b \times h = 40 \times 55$

Siendo la luz única (6.40 m.) en todos los pórticos, se adoptará esta sección a todas las vigas en todos los niveles, además se está satisfaciendo las condiciones arquitectónicas.

VIGAS EN MEZZANINE

Por arquitectura se adoptará la sección $b \times h = 70 \times 45$

VIGAS SECUNDARIAS

Las dimensiones también serán uniformizadas en todos los niveles.

Altura de viga adoptada $h = L/15 = 445/15 = 30 \text{ cm.}$

Ya que la arquitectura limita un $h' = 25 \text{ cm.}$

Se adoptará por razones sísmicas la sección: $b \times h = 60 \times 30$

NIVELES	DENOMINACION
Azotea	V P A°
Piso típico	V P T
Mezzanine	V P M
Primer piso	V P P°
Sótano	V P S°

Se usará la letra P si es principal y S si es secundaria.

DIMENSIONAMIENTO PREVIO DE COLUMNAS

Se ha adoptado la sección de acuerdo a la Tesis de Grado " Diferentes Aspectos sobre diseño de columnas en edificios de concreto armado en regiones sísmicas " Por el Ingº José Merino.

Pisos típicos:

$$\text{Área de Influencia } (1.90 + 3.20) 4.45 = 22.70 \text{ m}^2$$

$$\text{Primer piso y mezzanine: } (3.70/2 + 0.30 + 3.20) 4.45 = 23.81 \text{ m}^2$$

Área tributaria acumulada (A_T)

$$A_T = 22.70 \times 5 + 23.81 \times 2 = 161.42 \text{ m}^2$$

Asumiendo columna tipo 1 con $p = 2\%$ y $f'_c = 210 \text{ kgr./cm}^2$

hallamos en el gráfico N°1 $A_c = 2,300 \text{ cm}^2$

aproximadamente igual a la sección de arquitectura de 40 x 60

. . . adoptaremos la sección 40 x 60

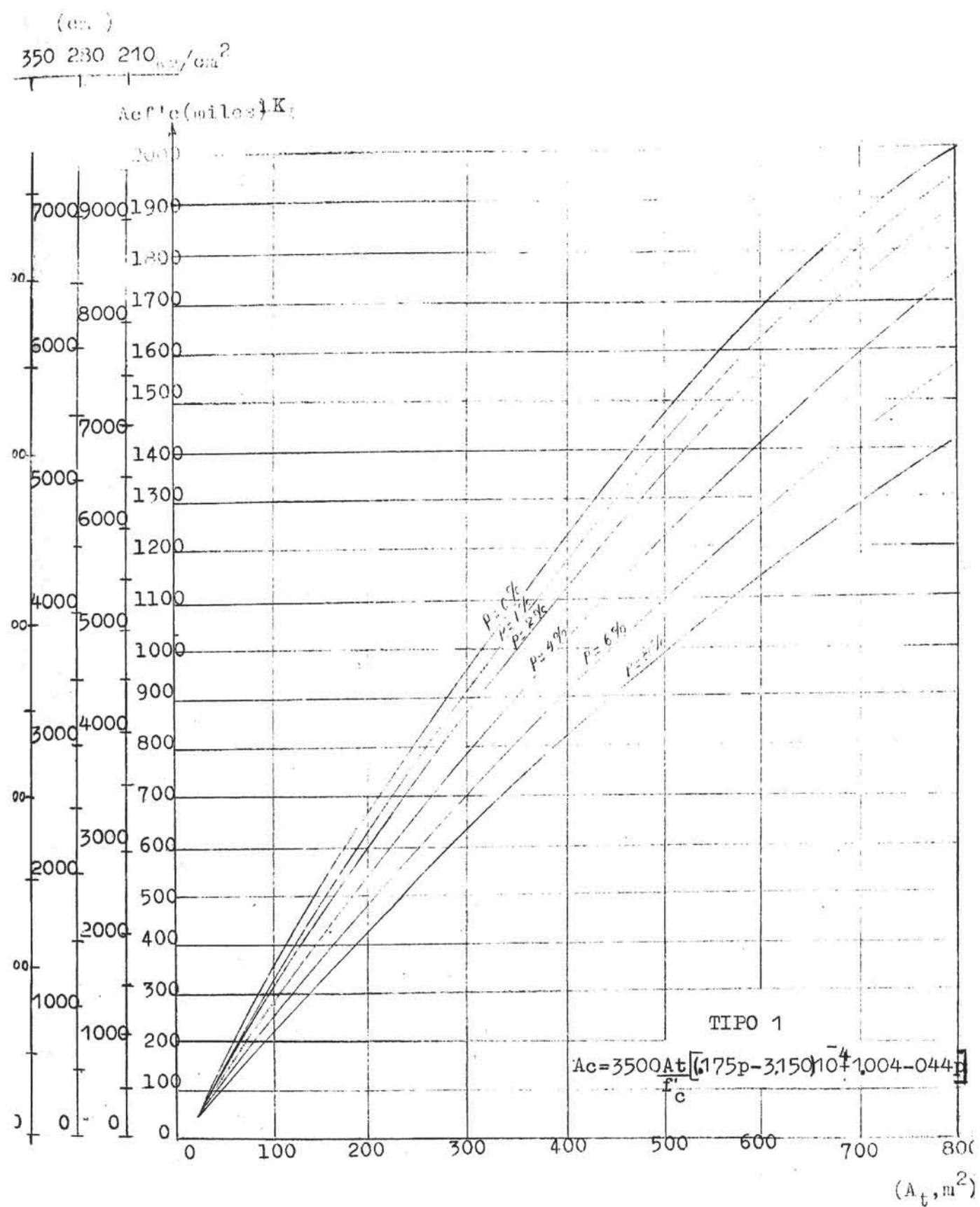
COLUMNAS DE ACERO

Sección adaptada a la arquitectura 6" x 6"

METRADO DE CARGAS PARA ANALISIS SISMICO

Constantes utilizadas en el metrado de cargas.

- Concreto armado	2,400 Kgr./m ³
- Aligerado de 25 cm.	360 Kgr./m ²
- Muro hueco de ladrillo a sogas	200 kgr./m ²
- Muro k.K. a sogas	300 kgr./m ²
- Ventanas metálicas	100 kgr./m ²



- Muro hueco de ladrillo a cabeza

360 kgr./m.²

pág.8

Materiales usados:

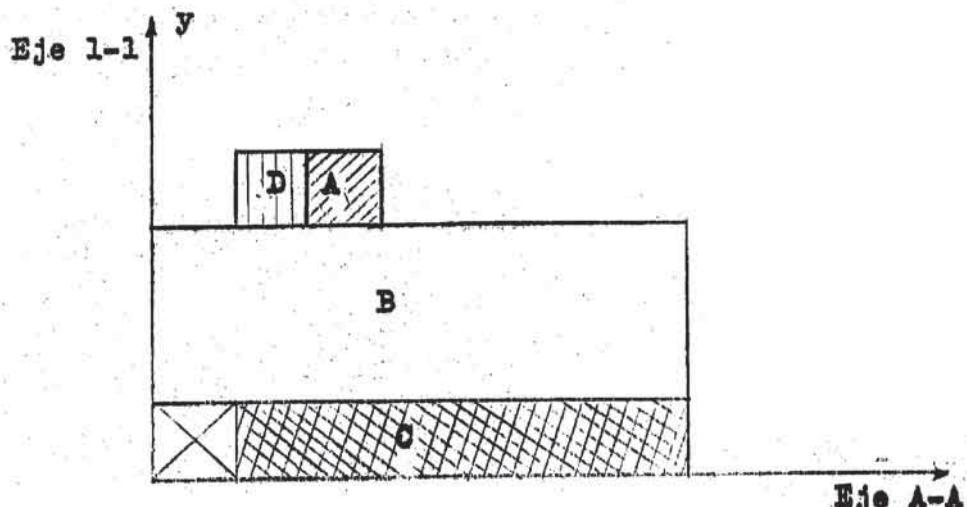
- Resistencia del concreto

$f_c' = 210 \text{ kgr./cm}^2$

- Esfuerzo de fluencia del acero

$f_y = 2,800 \text{ kgr./cm}^2$

ESQUEMA DE DISTRIBUCION DE MASAS



LUGAR DE DISTRIBUCION

A - Escaleras principales, ascensores, aligerados, tanque elevado, etc.

B - Aligerados, vigas, columnas, tabiquerías, etc.

C y D - Losas sólidas, vigas, columnas de acero, etc.

A continuación se muestra el metrado de cargas de elementos dentro de su correspondiente lugar y sus centros de masa.

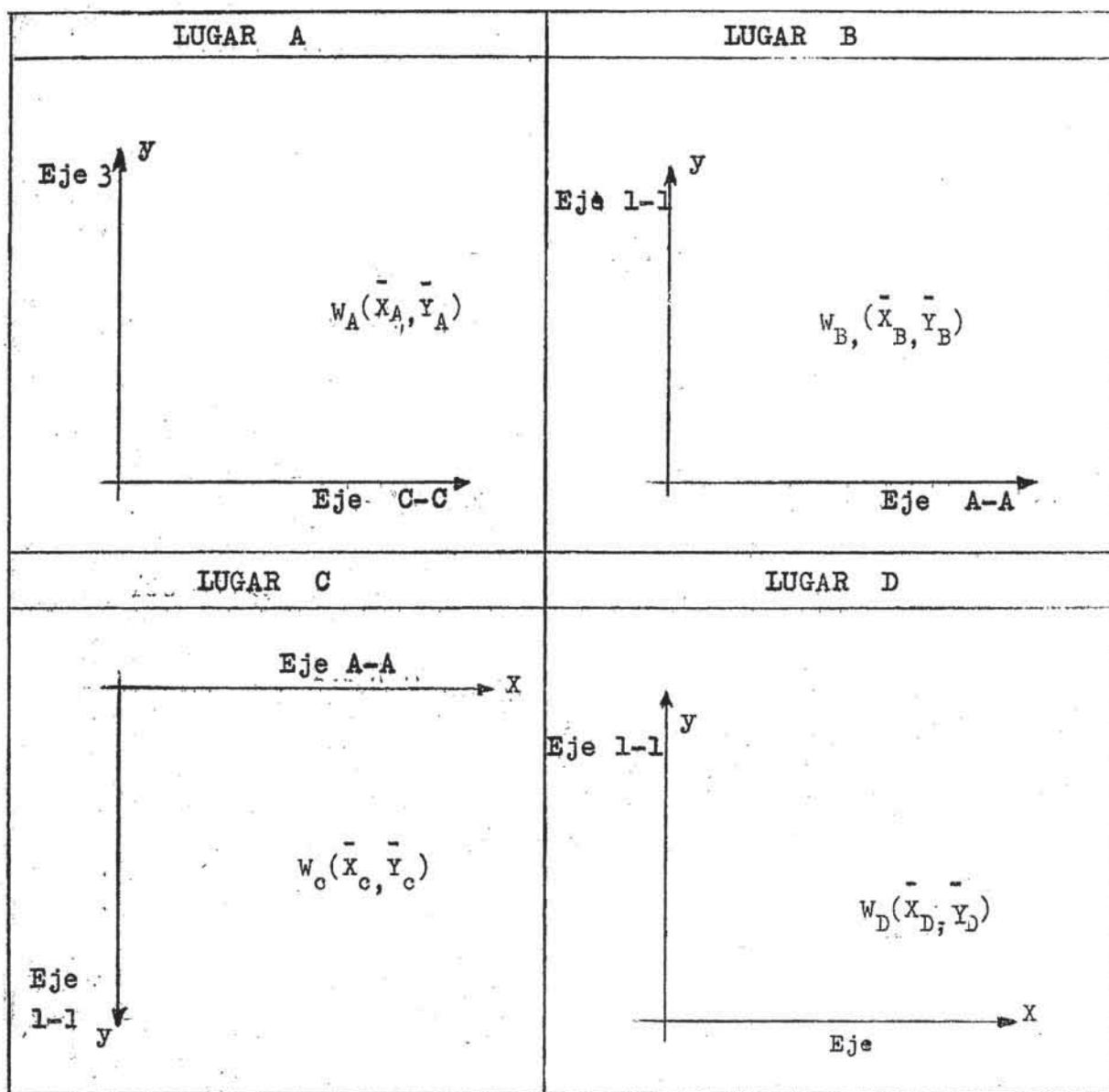
NIVEL	LUGAR A				LUGAR B			
	ELEMENTOS	WA(kg)	X(m)	Y(m)	ELEMENTOS	WB(kg)	X(m)	Y(m)
AZOTEA	VIGA 3	3,063	0.000	2.900	VIGAS PRINC.	33,000	15.575	5.200
	VIGA 4a	3,063	6.950	2.900	COLUMNAS	8,730	15.575	5.200
	VIGA c	3,662	3.475	5.800	ALIGERADOS	148,030	15.575	5.200
	ALIGERADO	8,066	1.562	3.300	VIGAS SECUND.	22,450	15.575	5.200
	CAJA-ASCENS.	7,662	3.400	2.200	VIG. DE BORDE	17,980	15.920	4.450
	PLACA-ESC.	1,680	5.800	1.325	PARAPETOS	12,410	15.920	4.450
	ESCALERAS	10,385	4.862	2.470	VENTANAS EACH	7,526	15.920	4.450
	MUROS DE CERR.	7,196	3.475	4.485	PLACAS	16,240	12.300	5.200
	CAJA-MED. _y BAS.	1,680	5.430	0.596	TABIQ. OFIC.	9,900	15.575	5.200
	COLUMNAS	969	3.475	5.800	VENT.y BAÑO	6,420	17.800	6.140
					POST. A OFIC.	3,950	15.500	8.625
					BAÑO DE ESQ.	1,429	1.815	9.940
	$\Sigma m = 47,376$	$\bar{x} = \Sigma mx / \Sigma m = 3.613$			$\Sigma m = 288,065$	$\bar{x} = \Sigma mx / \Sigma m = 15.362$		
	$\Sigma mx = 170,310$				$\Sigma mx = 4'447,285$			
	$\Sigma my = 149,099$	$\bar{y} = \Sigma my / \Sigma m = 3.142$			$\Sigma my = 1'494,350$	$\bar{y} = \Sigma my / \Sigma m = 5.165$		
PISOS	VIGA 3	3,063	0.000	2.900	VIGAS PRINC.	33,000	15.575	5.200
TIP.	VIGA 4a	3,063	6.950	2.900	COLUMNAS	17,460	15.575	5.200
5to y	VIGA c	3,662	3.475	5.800	ALIGERADOS	158,646	15.560	5.170
4to	ALIGERADO	8,066	1.562	3.300	VIGAS SECUND.	22,450	15.575	5.200
PISOS	CAJA-ASCEN.	13,185	3.700	2.200	VIG. DE BORDE	17,980	15.920	4.450
	PLACA-ESC.	3,360	5.900	1.250	PARAPETOS	12,410	15.920	4.450
	ESCALERAS	8,432	5.900	3.450	VENTANAS FACH.	15,526	15.920	4.450
	MUROS DE CERR.	14,392	3.475	4.485	PLACAS	32,480	12.300	5.200
	CAJA-MED. _y BAS.	3,360	5.430	0.546	TABIQ. OFIC.	19,800	15.575	5.200
	COLUMNAS	1,938	3.475	5.800	VENT.y BAÑO	12,840	17.800	6.140
	ALIG.DE MED.y	1,050	6.375	0.575	POST. A OFIC.	7,900	15.500	8.625
	BASURA				BAÑO DE ESQ.	2,850	1.815	9.940
	$\Sigma m = 63,571$	$\bar{x} = 3.876$			$\Sigma m = 353,142$	$\bar{x} = 15.210$		
	$\Sigma mx = 246,760$				$\Sigma mx = 5'396,180$			
	$\Sigma my = 206,235$	$\bar{y} = 3.235$			$\Sigma my = 1'850,900$	$\bar{y} = 5.218$		

NIVEL	LUGAR B				NIV.	LUGAR B			
	ELEMENTOS	WB	X	Y		ELEMENTOS	WB	X	Y
PERCER	VIGAS PRINC.	33,000	15.575	5.200	2do	VIG. PRINC.	33,000	15.575	5.200
ISO	COLUMNAS	17,460	15.575	5.200	PISO	COLUMNAS	17,460	15.575	5.200
UGAR	ALIGERADO	158,646	15.560	5.170	LU-	ALIGERADO	158,646	15.560	5.170
A	VIGAS SECUND.	22,450	15.575	5.200	GAR	VIG. SECUN.	22,450	15.575	5.200
GUAL	VIGAS DE BORDE	17,980	15.920	4.450	A	VIG. de BORDE	17,980	15.920	4.450
QUE	PARAPETOS	12,410	15.920	4.450	I-	PARAPETOS	12,410	15.920	4.450
NTE-	VENTANAS FACH.	15,526	15.920	4.450	GUAL	VENT. FACH.	15,526	15.920	4.450
IOR	PLACAS	32,480	12.300	5.200	QUE	PLACAS	32,480	12.300	5.200
	TABIQ. OFIC.	14,850	13.800	5.200	AN-	TAB. OFIC.	8,257	13.700	5.160
	VENT.y BAÑO	14,204	18.900	6.390	TE-	VENT.y BAÑO	14,411	18.800	6.210
	POST. A OFIC.	6,540	13.900	8.625	RIOR	POST. a OFIC.	2,590	11.580	8.625
	BAÑO EN ESQ.	2,850	1.815	9.940		BAÑO en ESQ.	1,425	1.815	9.940
	ARCHIVO	1,225	28.925	7.200		DIV. d ESQ.	782	17.800	9.550
						EXTERIOR			
	$\Sigma m = 349,621$ $\Sigma mx = 5'336,080$ $\Sigma my = 1'833,100$	$\bar{x} = 15.320 \text{ mts}$ $\bar{y} = 5.235 \text{ mts}$				$\Sigma m = 337,417$ $\Sigma mx = 5'162,290$ $\Sigma my = 1'749,080$	$\bar{x} = 15.315 \text{ mts}$ $\bar{y} = 5.210 \text{ mts}$		

NI VEL	LUGAR A				LUGAR B				LUGAR C				LUGAR D			
	ELEM.	W _A	X	Y	ELEM.	W _B	X	Y	ELEM.	W _C	X	Y	ELEM.	W _D	X	Y
ME	viga-3	3063	0,000	2900	vigas pr.	3300015575	520	vig.7x45	23,750	1780	2625	vig.70x45	5783	0,000	3825	
ZZA	viga-4a	3063	6,950	2,900	columnas	22700	15,575	520	losas	72820	1780	275	losa	18,225	2,000	3,825
NTI	viga-c	3662	3,475	5,800	alig.	10805015560	5,17	parapetos	30975	1681	275	parapetos	1428	0,570	5,220	
NE	aligerado	8066	15,62	3,300	vig.sec.	22450	15,575	520	par.front	2025	1780	540	muro post	3225	2,025	7,400
	caja-asc.	13185	3700	2,200	alfeizar	10500	17800	170	col.acero	179	1558	370	ventanas	578	-0,30	4500
	placa esc	3360	5900	1,250	vent.fach	8536	13820	4,62	vent.fach	4265	1780	370				
	escaleras	8432	5900	3,450	placas	39850	15510	4,71								
	muros cerr	143923475	4485		tab.ofic	13437	19250	3,21								
	inciner.	5880	5210	0,588	venti.ba	16287	17800	5,81								
	columnas	2410	3475	5,800	tab.ext.	1934	17800	9,55								
					tab.mezz	985	6675	8,60								
					muro esc	11160	19400	9,03								
					mur.fach	10670	19950	10,35								
					escalera	7420	20025	9,675								
					$\Sigma m = 65,513$	$\Sigma m = 306,999$			$\Sigma m = 134,014$				$\Sigma m = 29,269$			
					$\bar{m}_X = 254,070$	$\bar{X} = 3880 \text{ mts}$	$\bar{m}_X = 4'953,320$	$\bar{X} = 1613 \text{ mts}$	$\bar{m}_X = 2'356,235$	$\bar{X} = 1759 \text{ mts}$		$\bar{m}_X = 43,643$		$\bar{X} = 1489 \text{ mts}$		
					$\bar{m}_Y = 208,348$	$\bar{Y} = 3179 \text{ mts}$	$\bar{m}_Y = 1'656,930$	$\bar{Y} = 5385 \text{ mts}$	$\bar{m}_Y = 374,967$	$\bar{Y} = 2795 \text{ mts}$		$\bar{m}_Y = 125,265$		$\bar{Y} = 4310 \text{ mts}$		

nota.-se ha considerado en el metrado el 25% de la carga viva.

el valor W está dado en kgr.



CENTRO DE MASA GLOBAL EN CADA NIVEL CON RELACION A
EJES 1 - 1 Y A - A

NIVEL	MASA (kgr)	\bar{X} (m)	\bar{Y} (m)
AZOTEA	335,441	14.938	4.645
5to TIPICO	416,713	14.864	4.782
4to TIPICO	416,713	14.864	4.782
3rdo TIPICO	413,192	14.965	4.810
2do PISO	400,988	14.910	4.825
MEZZANINE	535,795	15.465	3.463
PESO TOTAL	2518,842		

METRADO DE ELEMENTOS SOBRE NIVEL DE AZOTEA

TANQUE ELEVADO

tapa	2.70x4.80x0.10x2,400	3,110 kgr.
paredes laterales	2(2.70+4.80)0.20x1.20x2,400	8,640 kgr.
fondo	2.70x4.80x0.15x2,400	4,666 kgr.
Sobrecarga:	TOTAL	<u>16,416</u> kgr.
agua	2.30x4.40x1.25x1,000	12,650 kgr.

CUARTO DE MAQUINAS

techo	5.90x4.45x0.10x2,400	6,301 kgr.
piso	(2.30x1.40 + 5.90x2.35)0.15x2,400	6,144 kgr.
p.p. de viga	6.95x0.40x0.55x2,400	3,672 kgr.
paredes laterales de cuarto de máquinas y adicionales a su alrededor		
	$[(5.80 + 3 \times 4.55)5.70 + (2.50 \times 2 + 5.80)4.00]200 +$	
	+ 3.60x4.35x0.20x2,400	<u>38,330</u> kgr.
	TOTAL	<u>54,447</u> kgr.

Sobrecarga: (500 kgr/m²)

$$500(5.90x2.35 + 2.30x1.40) \quad 8,543 \text{ kgr.}$$

CAJA DE ASCENSORES

$$1.40x13.40x0.20x2,400 \quad 9,005 \text{ kgr.}$$

El 20 % del peso total de todos los elementos situados encima de la azotea, se considerará como equivalente a una fuerza horizontal actuando a nivel de azotea, (según Normas Peruanas).

PESO TOTAL = tanque + cuarto de máquinas + caja de ascensoros.

$$= (16,416 + 12,650) + (54,447 + 8,543) + 9,005$$

$$= 101,061 \text{ kgr.}$$

fuerza horizontal actuando en la parte alta del edificio

$$0.20 \times 101,061 = 20,212 \text{ Kgr.}$$

METODO PRACTICO DE ANALISIS SISMICO

- 1.- Metrado de cargas
 - 2.- Cálculo del cortante en la base y distribución en los niveles del edificio.
 - 3.- Cálculo de los valores D de las columnas y valores D aproximados para placas (Método de Muto).
 - 4.- Distribución del cortante del entrepiso a los elementos resistentes.
- $$V_n = V_T \frac{D_n}{\sum D}$$
- 5.- Corrección del cortante por interacción de pórticos y placas sísmicas.
 - 6.- Corrección por torsión.
 - 7.- Puntos de inflexión (tablas) para columnas sin interacción,
 - 8.- Cálculos de fuerzas y momentos.

1.- METRADO DE CARGAS

Se presenta en los cuadros anteriores, con sus respectivas coordenadas y sus centros de masas halladas finalmente.

2.- CORTANTE EN LA BASE

La mínima fuerza sísmica que se considera sobre una estructura se calculará por la fórmula:

$$H = U K C P \quad (\text{Normas Peruanas})$$

H = Fuerza horizontal ó cortante total en la base del edificio.

U = Coeficiente que depende del uso de la edificación y del índice sísmico de la región.

K = Factor de modificación, en el que se tiene en cuenta la respuesta de la estructura a la excitación sísmica de acuerdo a

su capacidad de absorción de energía, su grado de amortiguamiento, flexibilidad, ductibilidad.

C = Coeficiente sísmico que determina el porcentaje del peso que debe tomarse como cortante en la base.

P = Peso muerto del edificio más un porcentaje de la sobrecarga (25 % C.V. según 5 de las Normas Peruanas de Diseño Antisísmica).

DETERMINACION DE U

Arequipa por encontrarse en la región 1 y edificio tipo B corresponderá a un valor de $U = 1.00$

DETERMINACION DE K

Del Proyecto de Normas Peruanas, el tipo de estructuración corresponde al valor $K = 0.80$

DETERMINACION DE C

$$C = 0.05 / \sqrt[3]{T}$$

Siendo T el período de vibración fundamental, cuyo valor para edificios con pocas placas de concreto armado, grandes vertanales y pocos muros de relleno, se determina por la fórmula:

$$T = 0.07 h / \sqrt{D}$$

donde D = dimensión del edificio en la dirección considerada.

h = altura del edificio en mts.

DIRECCION Y (PORTICOS PRINCIPALES)

$h = 17.97$ m.

$$D = \frac{7.00}{2} + (7.00 + 7.60) / 2 = 10.80 \text{ m.}$$

$$\therefore T = 0.07 \times 17.97 / \sqrt{10.80} = 0.38 \text{ -seg.}$$

$$C = 0.05 / \sqrt[3]{0.38} = 0.069$$

P = Peso del edificio + 25 % s/c = 2,518.80 Tn.

$$H_y = 1.0 \times 0.8 \times 0.069 \times 2,518,80$$

$$H_y = 140 \text{ Tn.}$$

DIRECCION X (PORTICOS SECUNDARIOS)

$$h = 17.97 \text{ mts.} \quad P = 2,518.80 \text{ Tn.}$$

$$D = 31.15 \text{ mts..}$$

$$T = 0.07 \times 17.97 / \sqrt{31.15} = 0.23 \text{ seg.}$$

$$C = 0,05 / \sqrt[3]{0.23} = 0.082$$

$$H_x = 1.0 \times 0.8 \times 0.082 \times 2,518.80 = 166 \text{ Tn.}$$

DISTRIBUCION DEL CORTANTE EN CADA NIVEL

$h/D \text{ min.} = 17.97/10.80 << 5/1$. Por Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, la fuerza de Distribución será:

$$F_i = 0.95 H \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

$$= (0.95 H / \sum w_i h_i) w_i h_i$$

El 5 % se considerará actuando en el último piso, (además del 20 % de todas las cargas situadas sobre la azotea).

$$(0.95 H_y / \sum w_h) = \text{cte.} \text{ y } (0.95 H_x / \sum w_h) = \text{cte.} \times$$

NIVEL	COTA(m)	w_i	h_i	$w_i h_i$	$\frac{Cte\ y}{Cte\ x}$	$F_y(tn)$	$F_x(tn)$
A°	17.97	335.44	17.97	6,037.20	0.00505 0.00604	30.48	36.46
5°	15.17	416.71	15.17	6,333.84	0.00505 0.00604	31.97	38.26
4°	12.37	416.71	12.37	5,154.70	0.00505 0.00604	26.03	31.14
3°	9.57	413.19	9.57	3,954.32	0.00505 0.00604	19.97	23.88
2°	6.77	400.99	6.77	2,714.77	0.00505 0.00604	13.71	16.40
M°	3.97	535.79	3.97	2,127.09	0.00505 0.00604	10.74	12.85
Σ				26,321.92		132.90	153.99

Fuerza horizontal adicional a nivel de azotea

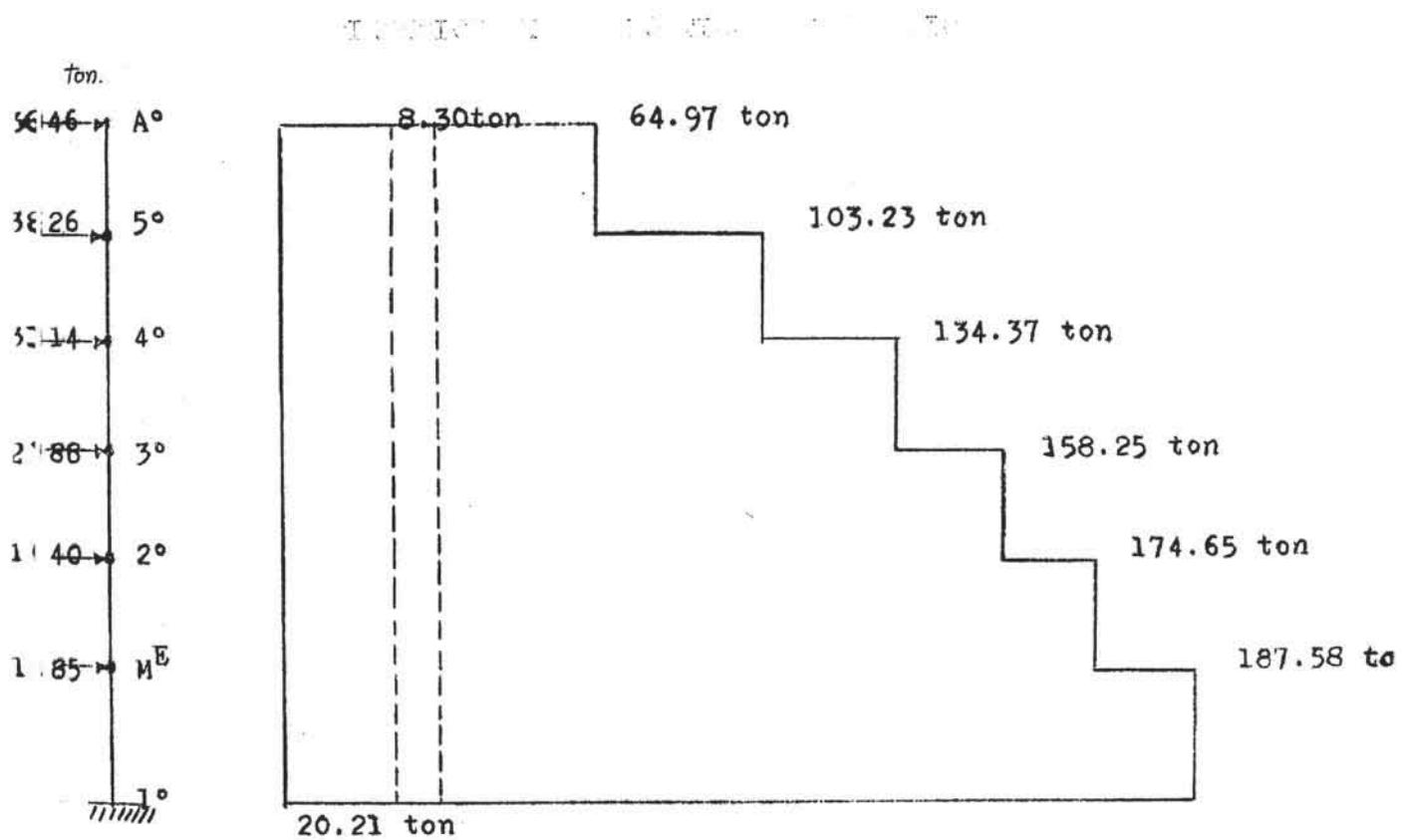
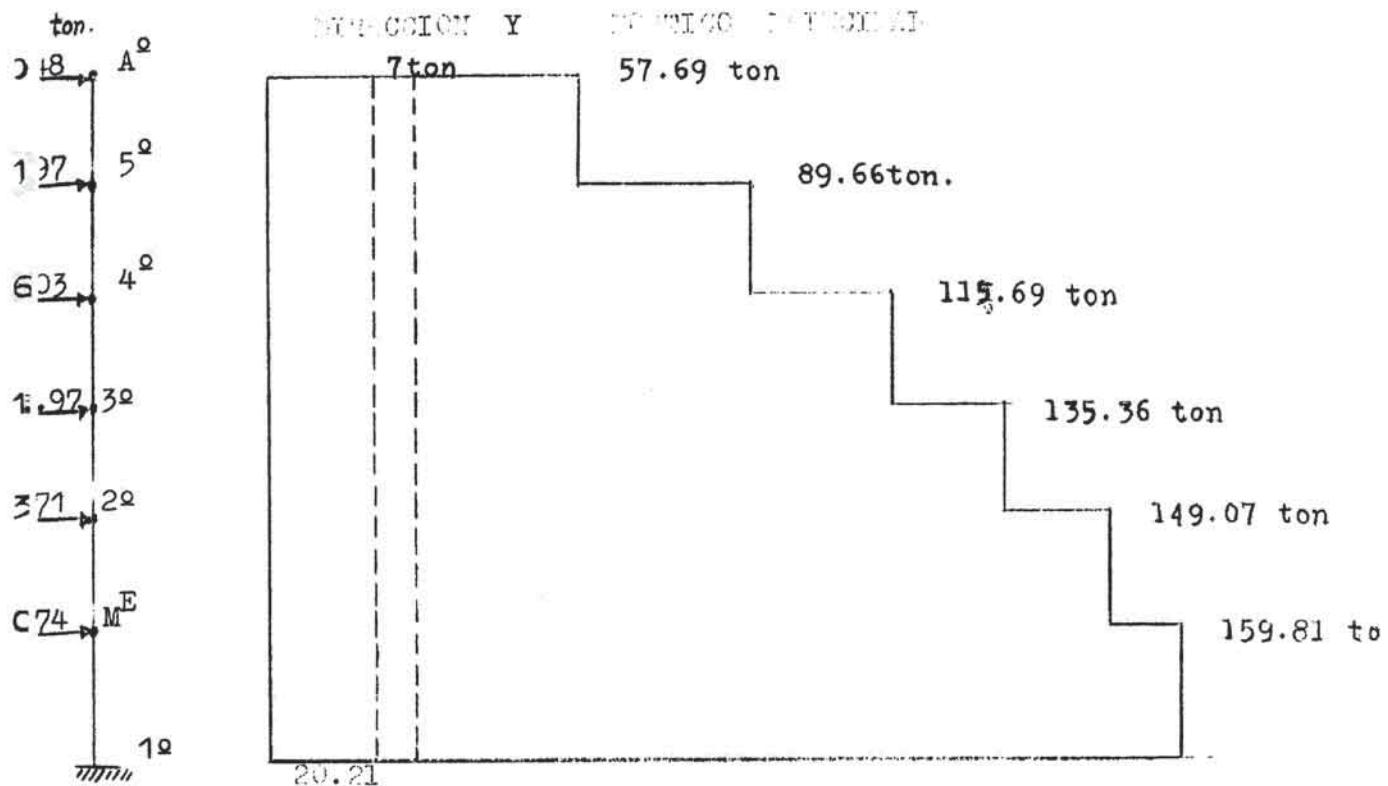
El 20 % de la suma de pesos de elementos encima de azotea

5 % H 20.21 tn.

dirección Y 5 % 140 7.00 tn.

dirección X 5 % 166 8.30 tn.

CORRIENTE ACUMULADA EN CADA VÍA



Estos cortantes son tomados por los miembros que conforman la estructura del edificio.

para la distribución del cortante a cada uno de estos miembros de la estructura, se ha empleado el método del Profesor K. MUTO.

METODO DEL PROFESOR K. MUTO.

HIPOTESIS

- En el análisis solo se considera la componente horizontal de la fuerza sísmica, asumiendo además que actua separadamente en las direcciones longitudinal y transversal.
- La fuerza sísmica actua en el nivel de cada piso.
- La estructura del piso es suficientemente rígida (losas y vigas) en la dirección horizontal, de manera que todos los elementos resistentes tengan el mismo desplazamiento horizontal relativo.
- La distribución del cortante y el análisis de esfuerzos de los elementos resistentes serán hechos de acuerdo a la teoría elástica.

EXPOSICION DEL METODO MUTO

Consiste en determinar las solicitudes (cortes y momentos), al que se hallan sometidos los elementos resistentes de la estructura, debido a la acción de la componente horizontal de la fuerza sísmica.

El cortante total que actua a un nivel cualquiera del edificio, se distribuye sobre cada elemento resistente proporcionalmente a D (definido como la cantidad de cortante que toma el elemento, cuando el desplazamiento horizontal relativo en el piso considerado, tiene un valor unitario)

Si existe excentricidad entre el centro de corte (centro de masas) y el centro de rigidez (centroide de valores D), la torsión resultante se tomará en cuenta.

El grado de exactitud está limitado por el valor \bar{K} , el error será mayor cuanto más pequeño sea \bar{K} , si $\bar{K} < 0.2$ el método falla.

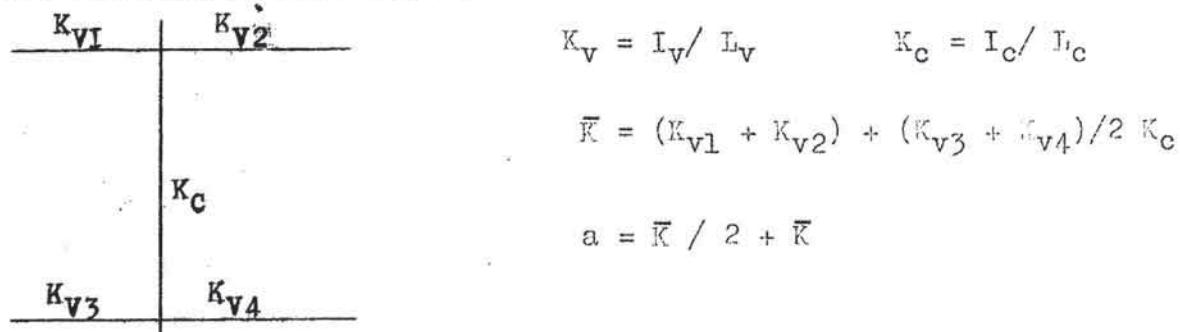
a) Altura de piso uniforme

$$D = a K_c$$

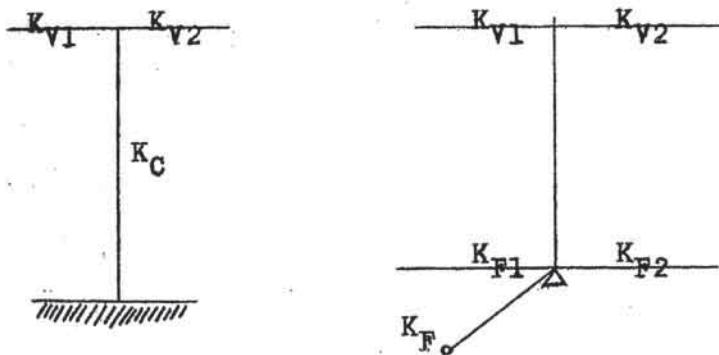
a = constante que depende de \bar{K} .

K_c = Rigididad relativa de la columna considerada.

para columnas de piso superior



Para columnas de piso inferior



K_{F1}, K_{F2} coeficiente de rigidez relativa de las vigas de cimentación. K_{Fo} coeficiente de rigidez relativa equivalente del suelo de cimentación.

$$\bar{K} = (K_{v1} + K_{v2}) / K_c$$

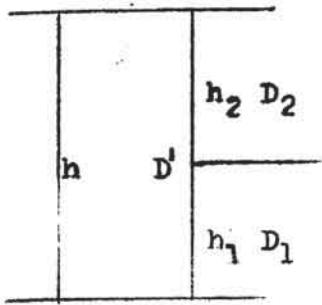
$$\bar{K} = K_{v1} + K_{v2} + K_{F1} + K_{F2} / 2 K_c$$

$$a = (0.5 + \bar{K}) / (2 + \bar{K})$$

$$a = \bar{K} / (2 + \bar{K})$$

Si el valor $(K_{v1} + K_{v2})$ es mucho mayor que $(K_{v3} + K_{v4})$ ó viceversa para evaluar "a" se tendrá en cuenta otras consideraciones.

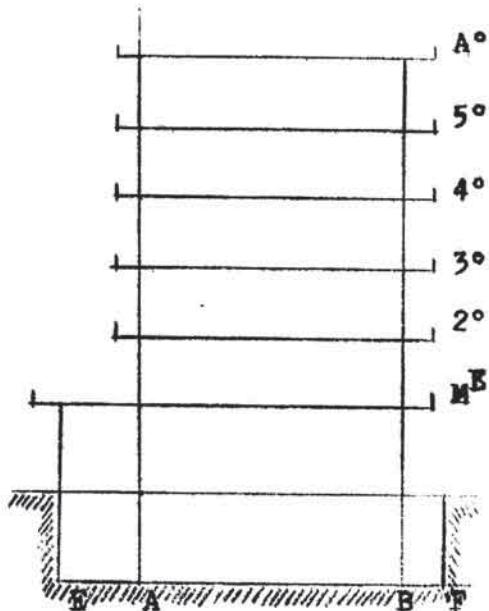
b) Columna compuesta de dos tramos cortos de altura h_1 y h_2 cuya suma dá una altura standard h .



$$D' = 1 / \left(\frac{1}{D_1} \left(\frac{h_1}{h} \right)^2 + \left(\frac{1}{D_2} \left(\frac{h_2}{h} \right)^2 \right) \right)$$

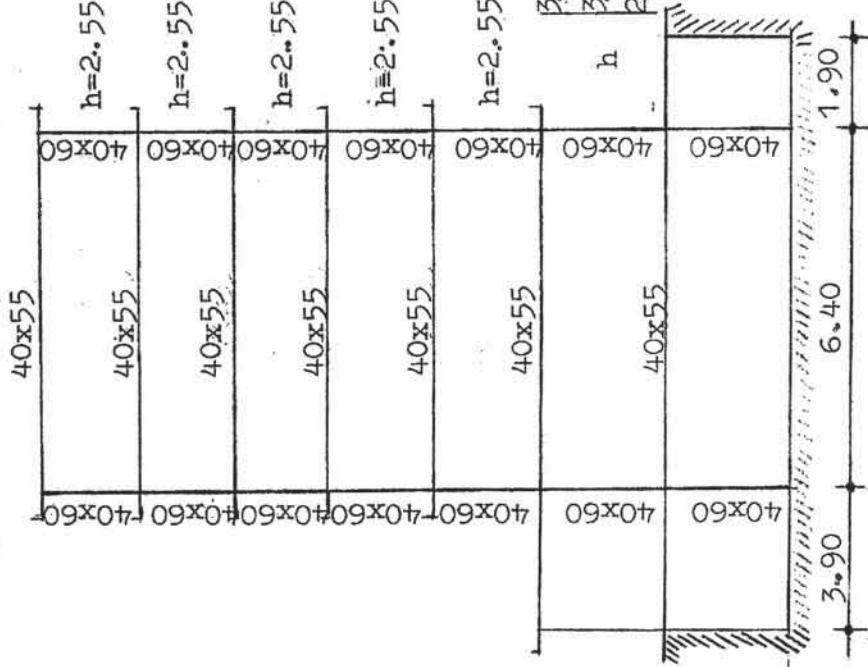
ANALISIS EN EL NIVEL MEZZANINE

En este nivel la fuerza sísmica acumulada es absorvida por las columnas E, A, B.



Las columnas E (de acero) por ser más flexibles que las columnas A y B toman menor fuerza cortante (proporcional a sus valores D)
De manera que estas columnas, no serán consideradas para resistir la fuerza sísmica acumulada en el nivel mezzanine, puesto que sus valores D_E son muy menores a D_A y D_B

PÓRTICOS PRINCIPALES—EJES 2-5-6-7

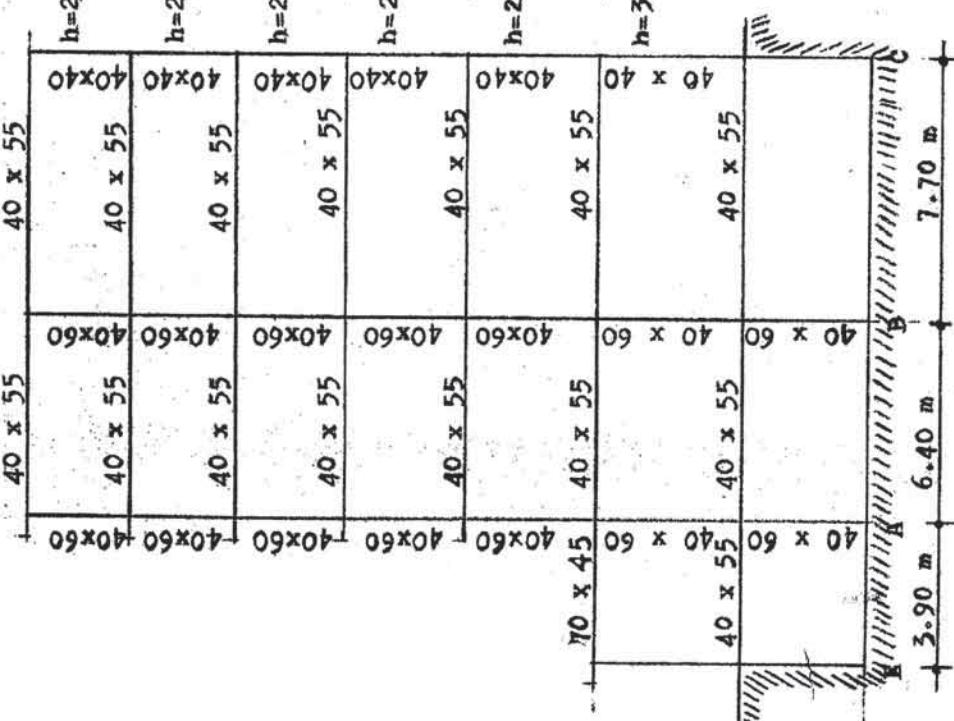


VIGAS KV/KO		Col:KO/Ko ejeA=ejeB		K _A	K _B	a ^A aB	D _A	D _B	D
A-B	A-E	B-F							
0.8672	-	-	2.8235	0.307	0.307	0.133	0.3671	0.3671	3.671
0.8672	-	-	2.8235	0.307	0.307	0.133	0.3671	0.3671	3.671
0.8672	-	-	2.8235	0.307	0.307	0.133	0.3671	0.3671	3.671
0.8672	-	-	2.8235	0.307	0.307	0.133	0.3671	0.3671	3.671
0.8672	-	-	2.8235	0.307	0.307	0.133	0.3671	0.3671	3.671
0.8672	-	-	2.8235	0.307	0.307	0.133	0.3671	0.3671	3.671
0.8672	-	-	2.8235	0.307	0.307	0.133	0.3671	0.3671	3.671
0.8672	-	-	2.8235	0.307	0.307	0.133	0.3671	0.3671	3.671
0.8672	-	-	2.8235	0.307	0.307	0.133	0.3671	0.3671	3.671
0.8672	-	-	2.8235	0.307	0.307	0.133	0.3671	0.3671	3.671

NOTA.—El portico principal de eje 2 termina en muro, por lo que se ha considerado las condiciones de empotramiento al muro y de reducción de altura de las columnas.

PORTICO PRINCIPAL EJE 3 - 3

		VITGAS - KV/K ₀		COLUMNAS K _C /K ₀		-		Q _B		D _C		Z D	
A - B	B - C	A - E	EJE B	EJE C	K _B	K _C	K _G	D _B	D _C	Z D			
0,8672	0,7208	28235	0,8353	0,562	0,863	0,219	0,6211	0,2513	0,8724				
0,8672	0,7208	28235	0,8353	0,562	0,863	0,219	0,6211	0,2513	0,8724	0,301			
0,8672	0,7208	28235	0,8353	0,562	0,863	0,219	0,6211	0,2513	0,8724	0,301			
0,8672	0,7208	28235	0,8353	0,562	0,863	0,219	0,6211	0,2513	0,8724	0,301			
0,8672	0,7208	28235	0,8353	0,562	0,863	0,219	0,6211	0,2513	0,8724	0,301			
0,8672	0,7208	28235	0,8353	0,562	0,863	0,219	0,6211	0,2513	0,8724	0,301			
0,8672	0,7208	28235	0,8353	0,562	0,863	0,219	0,6211	0,2513	0,8724	0,301			
0,8672	0,7208	28235	0,8353	0,562	0,863	0,219	0,6211	0,2513	0,8724	0,301			
0,8672	0,7208	28235	0,8353	0,562	0,863	0,219	0,6211	0,2513	0,8724	0,301			
0,8672	0,7208	28235	0,8353	0,562	0,863	0,219	0,6211	0,2513	0,8724	0,301			
0,8672	0,7208	28235	0,8353	0,562	0,863	0,219	0,6211	0,2513	0,8724	0,301			
0,8672	0,7208	28235	0,8353	0,562	0,863	0,219	0,6211	0,2513	0,8724	0,301			

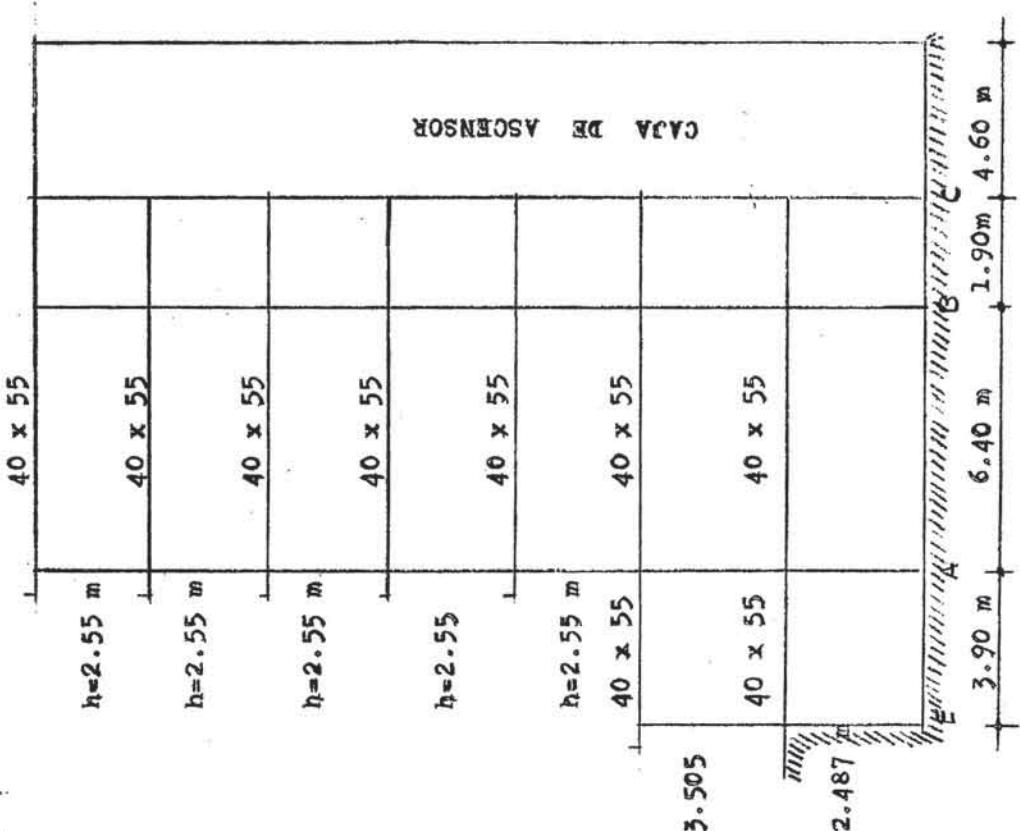


COLUNNA EJE A DEL PRIMER ENTREPISO (Excluyendo el Sótano)

$$\frac{K_C}{K_0} = 21.918 \quad \overline{K_A} = 0.720 \quad q_A = 0.264 \quad D_A = 0.5699$$

VIGAS	K _v /K _θ	Col K _c /K _θ	K _B	A _B	D _B	D
A-B	A-E	EJE B				
08672	2.921	28235	1341	0401	1129	1129
08672	2.921	28235	1341	0401	1129	1129
08672	2.921	28235	1341	0401	1129	1129
08672	2.921	28235	1341	0401	1129	1129
08672	2.921	28235	1341	0401	1129	1129
08672	2.921	28235	1341	0401	1129	1129
08672	2.921	28235	1341	0401	1129	1129
08672	2.921	28235	1341	0401	1129	1129
08672	2.921	28235	1341	0401	1129	1129

PORTICO PRINCIPAL EJE 4



PORTICO	EJE 4a	40x55	Vig, Kv/Ko	Col.	Kc/Ko	(PLACA) Kp	ac ap	DC DP	Σ D
			Ca ~ C	EN ejec	PLACA				
						0.425	0.3591	0.5723	
1.233		0.8353	0.387	1.476	3.770	0.652	0.2132		
						0.425	0.3591	0.5723	
1.233		0.8353	0.327	1.476	3.770	0.652	0.2132		
						0.425	0.3591	0.5723	
1.233		0.8353	0.327	1.476	3.770	0.625	0.2132		
						0.425	0.3591	0.5723	
1.233		0.8353	0.327	1.476	3.770	0.625	0.2132		
						0.425	0.3591	0.5723	
1.233		0.8353	0.327	1.476	3.770	0.652	0.2132		
						0.425	0.3591	0.5723	
1.233		0.6484	0.254	1.902	4.860	0.780	0.1981		
						0.615	0.4017	0.5998	

PORTICO EJE 4a

PLACA DE ESCALERAS									
20x125	20x125	20x125	40x40	40x40	40x40	40x55	40x55	40x55	40x55
20x125	20x125	20x125	40x40	40x40	40x40	40x55	40x55	40x55	40x55
20x125	20x125	20x125	40x40	40x40	40x40	40x55	40x55	40x55	40x55

4.50m. //

VIGAS Kv/Ko	COLUMNAS Kc/Ko	\bar{K}	a	D	ΣD
0.7935	0.835	0.955	0.324	0.271	0.542
0.7935	0.835	0.955	0.324	0.271	0.542
0.7935	0.835	0.955	0.324	0.271	0.542
0.7935	0.835	0.955	0.324	0.271	0.542
0.7435	0.6475	1.234	0.536	0.347	0.694

• 1455 •

40 x 55

40 x 40

$$h=2.55m.$$

40 x 55

$$h=2.55\text{m}.$$

40 x 40

卷之二

40 x 40

6.95

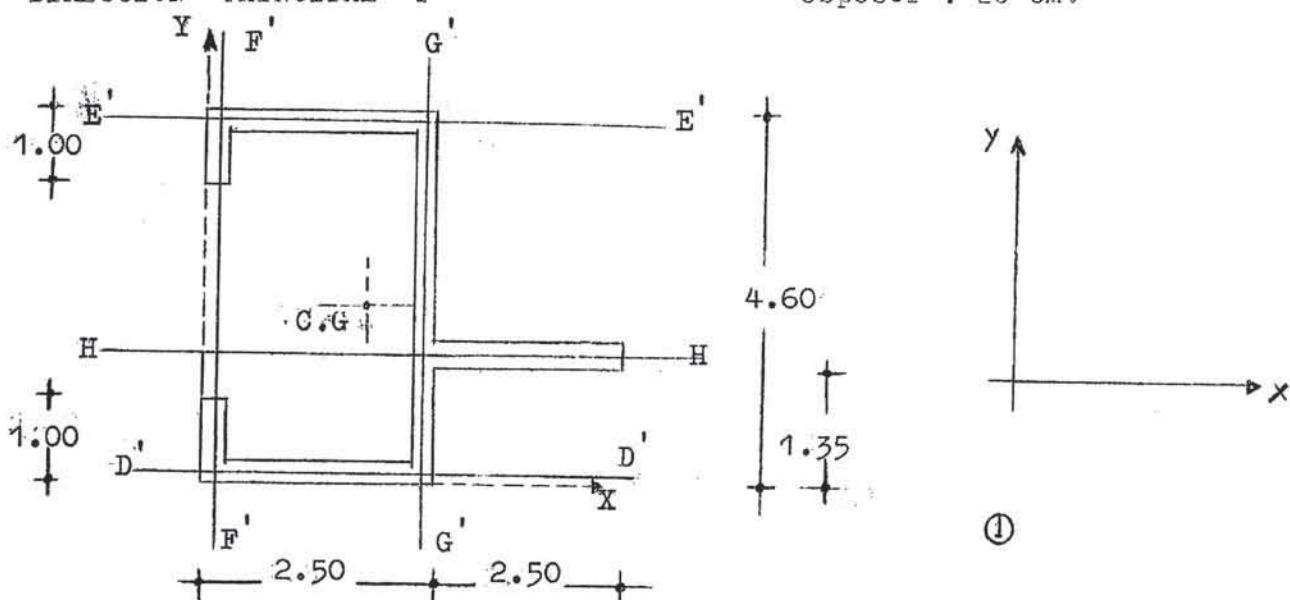
PORTICO EJECUTIVO

Las vigas conectadas a la caja de ascensor, como primera aproximación se considerarán articuladas en la unión viga-placa (de caja de ascensor), y la caja de ascensor como elemento aislado se hallará sometido a cargas horizontales, posteriormente se corregirá la restricción.

CARACTERISTICAS DE SECCION DE LA CAJA DE ASCENSOR

DIRECCION PRINCIPAL Y

espesor : 20 cm.

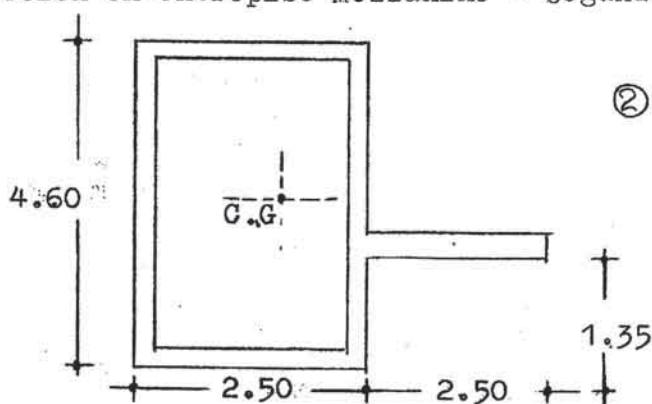


Centro de gravedad de sección:

$$\bar{X} = 194.473 \text{ cm.}$$

$$\bar{Y} = 214.072 \text{ cm.}$$

Sección en entrepiso Mezzanine - Segundo Piso.



Centro de gravedad de sección:

$$\bar{X} = 164.308 \text{ cm.}$$

$$\bar{Y} = 216.635 \text{ cm.}$$

MOMENTO DE INERCIA DE SECCION 1, RESPECTO A SU CENTROIDE pag. 29

PLACA E' - E'

$$14 \times 10^4 + 210 \times 20 \times 235.978^2 \quad 23,406.32 \times 10^4$$

PLACA D' - D'

$$14 \times 10^4 + 210 \times 20 \times 204.022^2 \quad 17,492.72 \times 10^4$$

PLACA F' - F'

$$166.67 \times 10^4 + 100 \times 20 \times 195.978^2 \quad 7,849.87 \times 10^4$$

$$166.67 \times 10^4 + 100 \times 20 \times 164.022^2 \quad 5,545.87 \times 10^4$$

PLACA G' - G'

$$16,225.11 \times 10^4 + 460 \times 20 \times 15.978^2 \quad 16,490.63 \times 10^4$$

PLACA H - H

$$16.67 \times 10^4 + 250 \times 20 \times 69.022^2 \quad 2,397.17 \times 10^4$$

$$\underline{\underline{I \text{ TOTAL}}} \quad 73,182.58 \times 10^4$$

MOMENTO DE INERCIA DE SECCION 2, RESPECTO A SU CENTROIDE

CAJA RECTANGULAR (HUECA)

$$71,948.00 \times 10^4 + 26,800 \times 13.365^2 \quad 72,427.00 \times 10^4$$

PLACA H - H

$$16.67 \times 10^4 + 250 \times 20 \times 71.635^2 \quad 2,582.82 \times 10^4$$

$$\underline{\underline{I \text{ TOTAL}}} \quad 75,009.82 \times 10^4$$

VALORES PRELIMINARES DE PLACAS

METODO ITERATIVO

Se ha definido que: $D = V / \delta_{Bn} + \delta_{Sn} + \delta_\phi$

δ_{Bn} : deformación por flexión

δ_{Sn} : deformación por corte

δ_ϕ : deformación por rotación de cimentación.

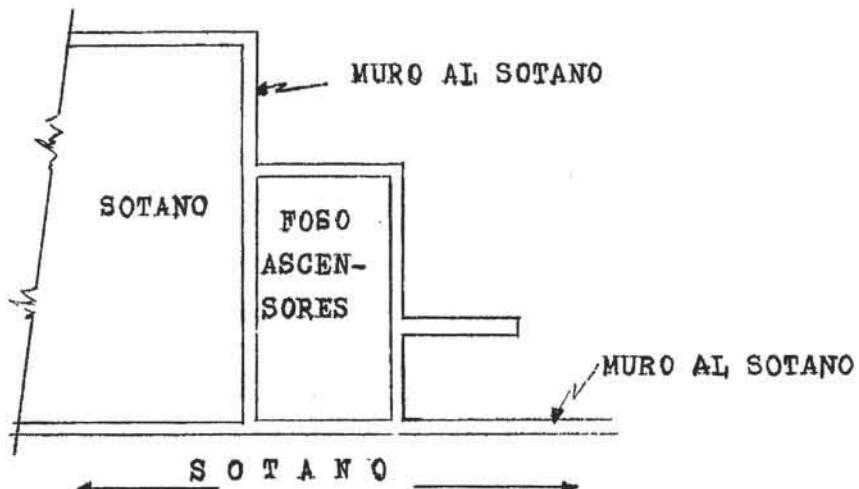
METODO A SEGUIR

- Se asumirá el cortante V y se hallarán las deformaciones por las fórmulas:

$$\delta_{Sn} = (R V_n / A_n) (27.6 K_o / h_n) \beta = A_n \times (27.6 K_o / h_n) \beta$$

$$\delta_{Bn} = 4 \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{K_{wi}} + \frac{1}{2} \times \frac{M_n}{K_{wn}} \right) \frac{3}{h_n} = 4 A_{Bn} \times \frac{3}{h_n}$$

$\delta_\phi = 0$ hay restricción de la caja de ascensor a la rotación de la cimentación, por los muros del sótano.



- Se calcula D, la fuerza cortante total (real) se distribuirá de acuerdo a estos valores, y se compara el cortante asumido con el distribuido en el elemento estructural (del que se desea hallar D) y lo sucesivo será un proceso iterativo hasta que se tenga poca diferencia.

De las fórmulas anteriores:

R = coeficiente de forma = 1.2

V_n = fuerza cortante en el piso n

h_n = altura del piso n

A = área de la sección en el piso considerado n.

β = coeficiente de deformación plástica del concreto (1 a 4)

En los cuadros que siguen:

n = número de pisos

h = altura del piso en cms.

A = área de la sección en cm²

K = rigidez en cm³

K_c = rigidez de comparación en cm^3

pag.31

K_n = rigidez relativa.

V = fuerza cortante en toneladas.

Las secciones efectivas para tomar corte son:

Sección 1 de caja de ascensor $A_1 = (460 + 200) \times 20 = 13,200 \text{ cm}^2$

Sección 2 de caja de ascensor $A_2 = 460 \times 2 \times 20 = 18,400 \text{ cm}^2$

MOMENTO DE INERCIA DE SECCION PLACAS EJE 1 y EJE 8

Para ambos desde azotea hasta el segundo piso $h = 2.80 \text{ m.}$

Sección: $0.20 \times 10.64 = 2.180 \text{ m}^2$

Inercia de sección $I = 20 \times 10.64^3 \times 10^6 / 12 = 2.008 \times 10^9 \text{ cm}^4$

Placa eje 1 de segundo a primer piso.

Sección: $0.20 \times 7.00 = 1.40 \text{ m}^2$ $h = 5.725 \text{ m.}$

Inercia de sección: $I = 20 \times 7^3 \times 10^6 / 12 = 5.717 \times 10^4 \text{ cm}^4$

Placa eje 8 del segundo piso al sótano.

Sección: $0.20 \times 12.40 = 2.480 \text{ m}^2$

Alturas

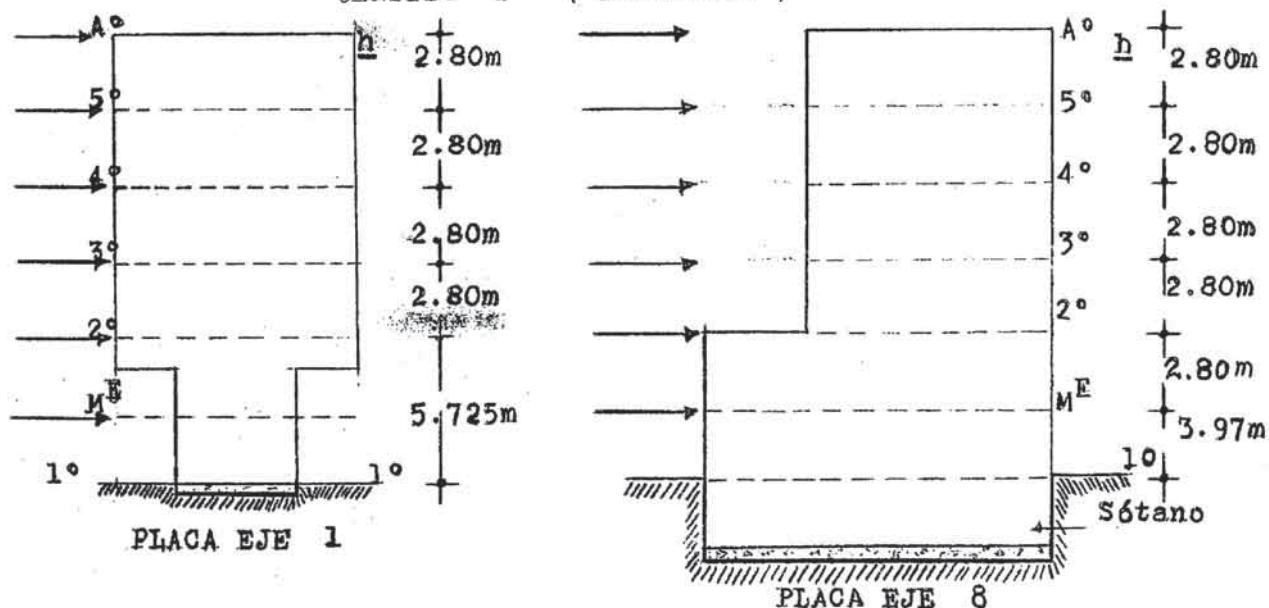
Segundo - Mezzanine: $h = 2.80 \text{ m.}$

Mezzanine - Primero : $h = 3.97 \text{ m.}$

Inercia de sección: $I = 31.780 \times 10^4 \text{ cm}^4$

ESQUEMA DE PLACAS EJE 1 - EJE 8

SENTIDO Y (PRINCIPAL)



n	h	A (10^3)	I (10^8)	I/h=K (10^6)	K_o (10^3)	$K_n=K/K_o$
5-A°	2.800	21.28	20.080	7.18	1.0	7,180
4°	2.800	21.28	20.080	7.18	1.0	7,180
3°	2.800	21.28	20.080	7.18	1.0	7,180
2°	2.800	21.28	20.080	7.18	1.0	7,180
1°	5.725	14.00	5.717	1.00	1.0	1,000

n	V	A (10^3)	R	ΔS_n (10^{-3})	$\frac{27.6}{h_n} K_o$	δ_{S_n}
5-A°	1.0	21.28	1.2	0.560	98.6	0.055
4°	2.0	21.28	1.2	1.120	98.6	0.108
3°	4.0	21.28	1.2	2.240	98.6	0.217
2°	6.0	21.28	1.2	3.360	98.6	0.335
1°	12.0	14.00	1.2	10.030	48.2	0.482

n	Vh	$M'n$ (10^2)	$2 Mn$ (10^2)	K_n	$2 Mn/K_n$	$4 \Delta B_n$	$3/h$	δ_{Bn}
5-A°	28	28	28	7,180	0.39	309.89	1/93	3.330
4°	56	84	112	7,180	1.56	307.94	1/93	3.310
3°	112	196	280	7,180	3.90	302.48	1/93	3.250
2°	168	364	560	7,180	7.79	290.79	1/93	3.130
1°	687	1,051	1,415	1,000	141.50	141.50	1/191	0.740

n	V	δ_{S_n}	δ_{Bn}	δ_{Tn}	$D_{placa 1}$
5-A°	10	0.055	3.330	3.385	2.96
4°	20	0.108	3.310	3.418	5.85
3°	40	0.217	3.250	3.467	11.50
2°	60	0.335	3.130	3.465	17.30
1°	120	0.482	0.740	1.222	98.20

PLACA EJE 8

Primera Iteración ($\beta = 1$ elástico)

n	h	A (10^3)	I (10^8)	I/h=K (10^6)	K_o (10^3)	$K_n = k/K_o$
A°	2.80	21.28	20.08	7.18	1.0	7,180
5°	2.80	21.28	20.08	7.18	1.0	7,180
4°	2.80	21.28	20.08	7.18	1.0	7,180
3°	2.80	21.28	20.08	7.18	1.0	7,180
2°	2.80	24.80	31.78	11.36	1.0	11,360
M ^E	3.97	24.80	31.78	8.02	1.0	8,020

n	V	A (10^3)	R	Δ_{Sn} (10^{-3})	$\frac{27.6}{h_n} K_o$	δ_{Sn}
A°	10	21.28	1.2	0.560	98.6	0.055
5°	20	21.28	1.2	1.120	98.6	0.108
4°	40	21.28	1.2	2.240	98.6	0.217
3°	60	21.28	1.2	3.360	98.6	0.335
2°	120	24.80	1.2	5.800	98.6	0.572
M ^E	180	24.80	1.2	8.700	68.5	0.596

n	Vh	$M'n$ (10^2)	$2 Mn$ (10^2)	K_n	$2 Mn/K_n$	$4 \Delta B_n$	$3/h$	δ_{Bn}
A°	28.00	28.00	28.00	7,180	0.390	98.35	1/93	1.057
5°	56.00	84.00	112.00	7,180	1.560	96.40	1/93	1.038
4°	112.00	196.00	280.00	7,180	3.900	90.94	1/93	0.976
3°	168.00	364.00	560.00	7,180	7.790	79.25	1/93	0.850
2°	336.00	700.00	1,064.00	11,360	9.370	62.09	1/93	0.668
M ^E	714.60	1,414.60	2,114.60	8,020	26.360	26.36	1/132	0.200

n	V	δ_{Sn}	δ_{Bn}	δ_{Tn}	$D_{placa S}$
A°	10	0.055	1.057	1.112	9.02
5°	20	0.108	1.038	1.146	17.50
4°	40	0.217	0.976	1.193	33.40
3°	60	0.335	0.850	1.185	50.50
2°	120	0.572	0.668	1.240	96.70
M ^E	180	0.596	0.200	0.796	226.00

n	h	A (10 ³)	I (10 ⁷)	I/h=K (10 ⁵)	K _o (10 ³)	K _n =K/K _o
A°	2.80	13.20	73.183	26.10	1.0	2,610
5°	2.80	13.20	73.183	26.10	1.0	2,610
4°	2.80	13.20	73.183	26.10	1.0	2,610
3°	2.80	13.20	73.183	26.10	1.0	2,610
2°	2.80	18.40	75.010	26.80	1.0	2,680
M ^E	2.70	13.20	73.183	27.10	1.0	2,710

n	V	A (10 ³)	R	Δ_{Sn} (10 ⁻³)	$\frac{27.6 K_o \beta}{h_n}$	δ_{Sn}
A°	10	13.20	1.2	0.910	98.6	0.0895
5°	15	13.20	1.2	1.360	98.6	0.1340
4°	20	13.20	1.2	1.820	98.6	0.1792
3°	30	13.20	1.2	2.730	98.6	0.2690
2°	55	18.40	1.2	3.580	98.6	0.3530
M ^E	70	13.20	1.2	6.360	102.0	0.6500

n	Vh	M ¹ n (10 ²)	2 Mn (10 ²)	K _n	2 Mn/Kn	4 ΔBn	3/h	δ_{Bn}
A°	28.0	28.0	28.00	2,610	1.070	159.690	1/93	1.7180
5°	42.0	70.0	98.00	2,610	3.750	154.870	1/93	1.6670
4°	56.0	126.0	196.00	2,610	7.500	143.620	1/93	1.5430
3°	84.0	210.0	336.00	2,610	12.860	123.260	1/93	1.3260
2°	154.0	364.0	574.00	2,680	21.400	89.000	1/93	0.9580
M ^E	189.0	553.0	917.00	2,710	33.800	53.800	1/90	0.3760

n	V	δ_{Sn}	δ_{Bn}	δ_{Tn}	D _{ASC}
A°	10	0.0895	1.718	1.8075	5.50
5°	15	0.1340	1.667	1.8010	8.35
4°	20	0.1792	1.543	1.7222	11.62
3°	30	0.2690	1.326	1.5950	18.80
2°	55	0.3530	0.958	1.3110	42.00
M ^E	70	0.6500	0.376	1.0260	68.50

n	D col.		D asc.		$\leq D$	V_T (tn.)	V col.		V asc.	
	plc.1	plc.8	plc.1	plc.8			plc.1	plc.8	plc.1	plc.8
6-A°	6.245	5.50	2.96	9.02	23.725	57.69	15.160	13.41	7.22	21.90
5°	6.245	8.35	5.85	17.50	37.945	89.66	14.760	19.73	13.83	41.33
4°	6.245	11.62	11.50	33.40	62.765	115.69	11.520	21.41	21.23	61.52
3°	6.245	18.80	17.30	50.50	92.845	135.36	9.120	27.33	25.36	73.50
2°	6.245	42.00	98.30	96.70	243.245	149.07	3.865	25.68	60.24	59.30
M°	9.264	68.50		226.00	303.764	159.81	4.840	36.13		119.00

PLACA 1 Segunda Iteración ($\beta = 1$ elástico)

n	V	A (10^3)	R	Δ_{Sn} (10^3)	$\frac{27.6K_0\beta}{h}$	δ_{Sn}
5-A°	7.220	21.28	1.2	0.406	98.6	0.040
4°	13.830	21.28	1.2	0.778	98.6	0.077
3°	21.230	21.28	1.2	1.195	98.6	0.118
2°	25.360	21.28	1.2	1.450	98.6	0.143
1°	60.240	14.00	1.2	5.160	48.2	0.248

n	h	$M'n$ (10^2)	$2 Kn$ (10^2)	n	$\frac{2 Mn}{K_n}$	$4\Delta B_n$	$3/h$	δ_{Bn}
5°	20.20	20.20	20.20	7,180	0.279	160.491	1/93	1.725
4°	38.63	58.83	79.03	7,180	1.100	159.112	1/93	1.710
3°	59.30	118.13	176.96	7,180	2.460	155.552	1/93	1.670
2°	71.00	189.13	307.26	7,180	4.270	148.822	1/93	1.600
1°	344.50	533.63	722.76	1,000	72.276	72.276	1/191	0.377

n	V	δ_{Sn}	δ_{Bn}	δ_{Tn}	$D_{placa 1}$
5°	7.220	0.040	1.725	1.765	4.080
4°	13.830	0.077	1.710	1.787	7.740
3°	21.230	0.118	1.670	1.788	11.850
2°	25.360	0.143	1.600	1.743	14.550
1°	60.240	0.248	0.337	0.685	88.000

n	V	A (10 ³)	R	ΔS_n (10 ⁻³)	$\frac{27.6 K_o \beta}{h_n}$	δ_{S_n}
A°	21.90	21.28	1.2	1.270	98.60	0.125
5°	41.43	21.28	1.2	2.330	98.60	0.230
4°	61.52	21.28	1.2	3.460	98.60	0.341
3°	73.50	21.28	1.2	4.140	98.60	0.408
2°	59.30	24.80	1.2	2.870	98.60	0.203
M ^E	119.00	24.80	1.2	5.760	68.50	0.394

n	V _h	M ^t n (10 ²)	2 Mn (10 ²)	K _n	$\frac{2 Mn}{K_n}$	4 Δ Bn	3/h	δ_{Bn}
A°	61.30	61.30	61.30	7,180	0.854	114.224	1/93	1.260
5°	116.00	177.30	238.60	7,180	3.320	110.050	1/93	1.180
4°	172.30	349.60	526.90	7,180	7.325	99.405	1/93	1.068
3°	206.00	555.60	905.20	7,180	12.600	79.480	1/93	0.854
2°	166.20	671.80	1,227.40	11,360	10.820	56.060	1/93	0.603
M ^E	472.50	1,144.30	1,816.10	8,020	22.620	22.620	1/132	0.171

n	V	δ_{S_n}	δ_{Bn}	δ_{Tn}	D _{placa 8}
A°	21.90	0.125	1.260	1.385	15.800
5°	41.33	0.230	1.180	1.410	29.350
4°	61.52	0.341	1.068	1.409	43.650
3°	73.50	0.408	0.854	1.262	58.320
2°	59.30	0.203	0.603	0.809	73.280
M ^E	119.00	0.394	0.171	0.565	210.600

ASCENSORES

Segunda Iteración

($\beta = 1$ elástico)

n	V	A (10 ³)	R	ΔS_n (10 ⁻³)	$\frac{27.6 K_o \beta}{h_n}$	δ_{S_n}
A°	13.410	13.20	1.2	1.220	98.60	0.1202
5°	19.730	13.20	1.2	1.794	98.60	0.1770
4°	21.410	13.20	1.2	1.945	98.60	0.1920
3°	27.330	13.20	1.2	2.480	98.60	0.2446
2°	25.680	18.40	1.2	1.676	98.60	0.1650
M ^E	36.130	13.20	1.2	3.280	102.00	0.3340

n	V _h	M' _n (10 ²)	2 Mn (10 ²)	K _n	$\frac{2 Mn}{K_n}$	4 A _{Bn}	3/h	δ_{Bn}
A°	37.530	37.530	37.530	2,610	1.473	154.273	1/93	1.657
5°	55.250	92.780	130.310	2,610	4.980	147.820	1/93	1.590
4°	60.000	152.780	245.560	2,610	9.430	133.410	1/93	1.430
3°	76.500	229.280	382.060	2,610	14.650	109.330	1/93	1.170
2°	72.000	301.280	530.560	2,680	20.340	74.340	1/93	0.798
M ^E	101.300	402.580	703.860	2,710	27,000	27.000	1/90	0.300

n	V	δ_{Sn}	δ_{Bn}	δ_{Tn}	D _{ASC}
A°	13.410	0.1202	1.657	1.777	7.550
5°	19.730	0.1770	1.590	1.767	11.140
4°	21.410	0.1920	1.430	1.622	13.200
3°	27.330	0.2446	1.170	1.415	19.300
2°	25.680	0.1650	0.798	0.963	26.650
M ^E	36.130	0.3340	0.300	0.634	57.000

DISTRIBUCION DEL CORTANTE

n	V _{COL.}	V _{ASC.}	V _{plc.1}	V _{plc.8}	ΣD	V _T	V _{COL.}	V _{ASC.}	V _{plc.1}	V _{plc.8}
A°	6.245	7.550	4.080	15.800	33.675	57.690	10.69	12.90	7.00	27.08
5°	6.245	11.140	7.740	29.350	54.475	89.660	10.29	18.34	12.74	48.30
4°	6.245	13.200	11.850	43.650	74.945	115.690	9.66	20.36	18.34	67.29
3°	6.245	19.300	14.550	58.320	98.415	135.360	8.56	26.60	20.00	80.20
2°	6.245	26.650	88.000	73.280	194.175	149.070	4.78	20.43	67.56	56.32
M ^E	9.264	57.000		210.600	276.864	159.810	5.41	32.96		121.34

PLACA 1

Tercera Iteración

(β = 1 elástico)

n	V	Λ (10 ³)	R	Δ_{Sn} (10 ⁻³)	$\frac{27.6 K_o \beta}{h_n}$	δ_{Sn}
5°	7.00	21.28	1.2	0.395	98.60	0.039
4°	12.74	21.28	1.2	0.720	98.60	0.071
3°	18.34	21.28	1.2	1.035	98.60	0.102
2°	20.00	21.28	1.2	1.128	98.60	0.111
1°	67.56	14.00	1.2	5.800	48.20	0.280

n	V _h	M' _n (10 ²)	2 Mn (10 ²)	K _n	$\frac{2 Mn}{K_n}$	4 A _{Bn}	3/h	δ_{Bn}
5°	19.60	19.60	19.60	7,180	0.273	156.777	1/93	1.685
4°	35.70	55.30	74.90	7,180	1.040	155.464	1/93	1.670
3°	51.30	106.60	161.90	7,180	2.252	152.72	1/93	1.636.
2°	56.00	162.60	269.20	7,180	3.740	146.180	1/93	1.570
1°	387.00	549.60	712.20	1,000	71.220	71.220	1/191	0.373

n	V	δ_{Sn}	δ_{Bn}	δ_{Tn}	$D_{placa\ 1}$
5°	7.00	0.039	1.685	1.724	4.060
4°	12.74	0.071	1.670	1.741	7.325
3°	18.34	0.102	1.636	1.739	10.500
2°	20.00	0.111	1.570	1.681	11.900
1°	67.56	0.280	0.373	0.653	103.250

PLACA 8

Tercera Iteración

($\beta = 1$ elástico)

n	V	A (10^3)	R	Δ_{Sn} (10^{-3})	$\frac{27.6}{hn} K_o$	δ_{Sn}
A°	27.08	21.28	1.2	1.520	98.60	0.150
5°	48.30	21.28	1.2	2.730	98.60	0.269
4°	67.29	21.28	1.2	3.800	98.60	0.375
3°	80.20	21.28	1.2	4.525	98.60	0.446
2°	56.32	24.80	1.2	2.730	98.60	0.269
M ^E	121.34	24.80	1.2	5.860	68.50	0.401

n	Vh	M'n (10^2)	2 Mn (10^2)	K _n	$\frac{2 Mn}{K_n}$	4Δ Bn	β/h	δ_{Bn}
A°	76.00	76.00	76.00	7,180	1.060	130.34	1/93	1.396
5°	135.50	211.50	287.50	7,180	4.000	125.28	1/93	1.345
4°	188.50	400.00	611.50	7,180	8.520	112.76	1/93	1.212
3°	224.00	624.00	1,024.00	7,180	14.250	89.99	1/93	0.966
2°	158.00	782.00	1,406.00	11,360	12.370	63.87	1/93	0.682
M ^E	482.00	1,264.00	2,046.00	8,020	25.500	25.50	1/132	0.193

n	V	δ_{Sn}	δ_{Bn}	δ_{Tn}	$D_{placa\ 8}$
A°	27.08	0.150	1.396	1.546	17.600
5°	48.30	0.269	1.345	1.614	29.950
4°	67.29	0.375	1.212	1.587	42.400
3°	80.20	0.446	0.966	1.412	57.000
2°	56.32	0.269	0.682	0.951	59.250
M ^E	121.34	0.401	0.193	0.594	204.000

ASCENSOR (Y)

Tercera Iteración

($\beta = 1$ elástico)

n	V	A (10^3)	R	Δ_{Sn} (10^{-3})	$\frac{27.6}{hn} K_o$	δ_{Sn}
A°	12.90	13.20	1.2	1.172	98.60	0.1155
5°	18.34	13.20	1.2	1.663	98.60	0.1640
4°	20.36	13.20	1.2	1.855	98.60	0.1833
3°	26.60	13.20	1.2	2.420	98.60	0.2365
2°	20.43	18.40	1.2	1.333	98.60	0.1315
M ^E	32.96	13.20	1.2	2.990	102.00	0.3050

n	V _h	M' _n (10 ²)	2 M _n (10 ²)	K _n	2 M _n K _n	4 ΔB _n	3/h	δ _{Bn}
A°	36.10	36.10	36.10	2,610	1.383	139.903	1/93	1.500
5°	51.30	87.40	123.50	2,610	4.730	133.790	1/93	1.436
4°	57.00	144.40	231.80	2,610	8.870	120.190	1/93	1.290
3°	74.50	218.90	363.30	2,610	13.910	97.410	1/93	1.045
2°	57.20	276.10	485.00	2,680	18.100	65.400	1/93	0.703
M ^E	89.00	365.10	641.20	2,710	23.650	23.650	1/90	0.263

n	V	δ _{Sn}	δ _{Bn}	δ _{Tn}	D _{ASC.}
A°	12.90	0.1155	1.500	1.6160	8.000
5°	18.34	0.1640	1.436	1.6000	11.470
4°	20.36	0.1833	1.290	1.4733	13.830
3°	26.60	0.2365	1.045	1.2815	20.800
2°	20.43	0.1315	0.703	0.8345	24.500
M ^E	32.96	0.3050	0.263	0.5680	58.100

DISTRIBUCION DEL CORTANTE

VALORES INICIALES D

n	D _{COL.}	D _{ASC.}	D _{plc.l}	D _{plc.s}	ΣD	V _T	V _{COL.}	V _{ASC.}	V _{plc.l}	V _{plc.s}
A°	6.245	8.00	4.060	17.60	35.905	57.690	10.03	12.87	6.52	28.30
5°	6.245	11.47	7.325	29.95	54.990	89.660	10.16	18.70	11.92	48.75
4°	6.245	13.83	10.500	42.40	72.975	115.690	9.90	21.92	16.70	67.30
3°	6.245	20.80	11.900	57.00	95.945	135.360	8.80	29.30	16.80	80.50
2°	6.245	24.50	103.250	59.25	193.245	149.070	4.82	18.90	79.50	45.70
M ^E	9.264	58.10		204.00	271.364	159.810	5.47	34.30		120.05

CORTE MAXIMO QUE ABSORVE LA PLACA

El esfuerzo permisible según el A.C.I. es:

$$v_u = 0.29 \sqrt{f_c} = 0.29 \sqrt{210} = 4.2 \text{ kgr./cm}^2$$

Pero la sección 1004 del Reglamento A.C.I.-63 dice: " Los miembros sujetos a esfuerzos producidos por fuerzas de viento ó sismo, confinadas con otras cargas, pueden ser diseñados para esfuerzos mayores que los especificados...."

$$v_u = 1.33 \times 4.2 = 5.6 \text{ kgr/cm}^2$$

Area de sección crítica de placa: 14,000 cm².

Corte admisible : $5.6 \times 14,000 = 78.40 \text{ Tn.} \approx 79.50 \text{ Tn. (calculado)}$

Se puede decir que el **concreto** trabaja dentro del rango elástico y no será necesario mayor exactitud en la determinación de los valores D de placas, y los cortantes hallados serán satisfactorios para fines prácticos.

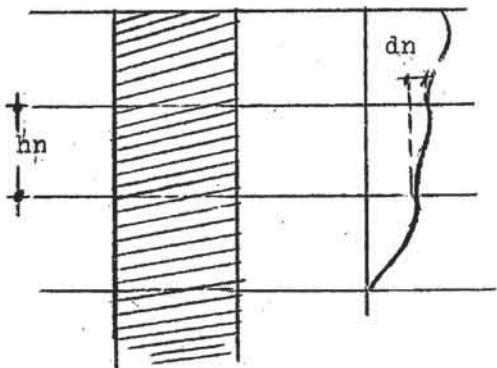
INTERACCION ENTRE MURO Y MARCO

VALORES FINALES D

Anteriormente se ha calculado valores iniciales D, sin considerar la interacción entre placa y viga, porque físicamente al echarse la placa por efecto sísmico, la viga tiende a voltear la placa en sentido contrario al sismo.

A continuación se presenta el método iterativo (Dr. Mutto), que resuelve el problema, mediante la continuidad de deformaciones que existe entre muro y pórtico.

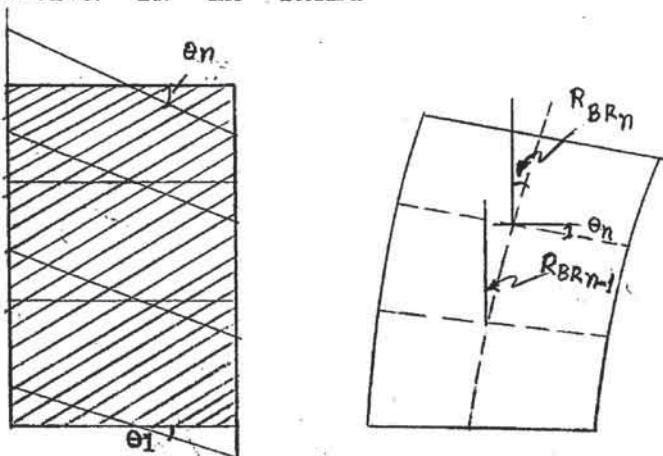
ROTACION DE LAS COLUMNAS



$$R_c = \frac{\delta_n}{h_n} = \left(\frac{V_n}{D} \right) \times \frac{h_n}{2}$$

siendo la unidad $\frac{1}{6 E K_o}$

ROTACION DE LA PARED



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

Siendo : $R_{BR_n} = R_c - R_{sn} = R_c - \delta_{sn} \times \frac{h}{2}$

pág. 41

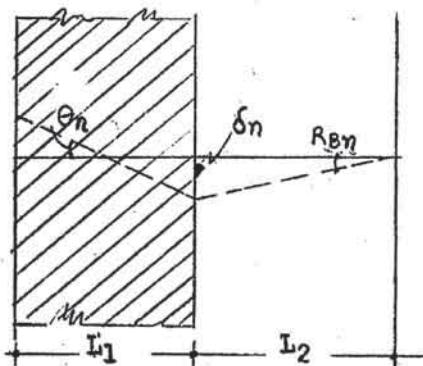
R_{sn} = rotación debido a deformación por corte.

R_{BR_n} = rotación debido a deformación por flexión

θ_1 = rotación de cimentación

ROTACION DE LA VIGA

R_{Vn}



$$R_{Vn} = -\left(\frac{\theta_n}{2}\right) \times \frac{L_1}{L_2} = \frac{\delta_n}{L_2}$$

2 Cálculo de los momentos en los extremos, debido a las deformaciones anteriores.

En vigas:

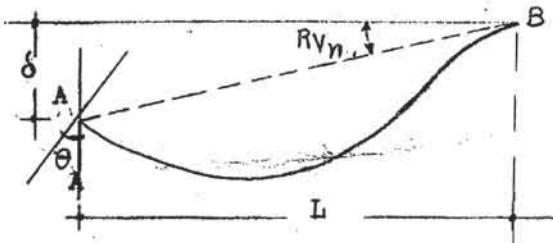
$$M_{AB} = \frac{K_V}{3} (2\theta_A + 3R_{Vn})$$

$$M_{BA} = \frac{K_V}{3} (\theta_A + 3R_{Vn})$$

θ_A = rotación de la pared.

R_{Vn} = rotación de la viga

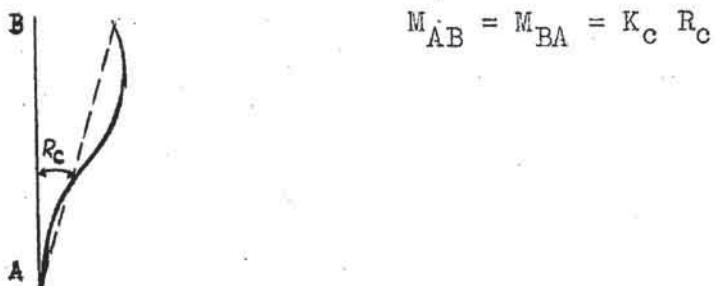
$\theta_B = 0$



En columnas

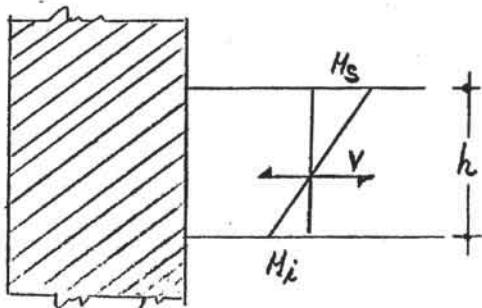
$$\theta_A = \theta_B = 0$$

$$M_{AB} = M_{BA} = K_c R_c$$



3 Debido a que se trata solo de un método aproximado, se analiza solo un ciclo de distribución de momentos.

4 Se halla el valor D de las columnas adyacentes a las placas.

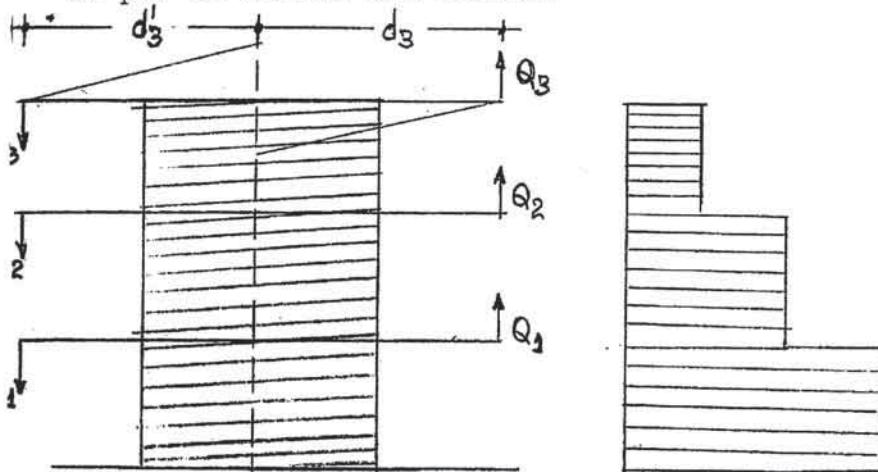


$$V = \frac{M_s + M_i}{h}$$

$$D = \frac{V}{\delta} = - \frac{(M_s + M_i)}{2 R_c}$$

pag. 42

- 5 Se determina la reacción de la viga y cálculo del momento, causado por el efecto del límite.



$$M_3 = Q_3 d_3 + Q'_3 d'_3$$

$$M_2 = M_3 + Q_2 d_2 + Q'_2 d'_2$$

$$M_1 = M_2 + Q_1 d_1 + Q'_1 d'_1$$

- 6 Obtención de nuevos valores D y comparación de cortante.

- 7 Nuevo ciclo de iteración si fuera necesario.

INTERACCION DEL PORTICO EJE 4 (DIRECCION Y) Con la caja de ascensores

	V	1/D _{Wn}	h/2	R _c	δ_{sn}^*	R _{sn}	R _{BRn}	θ_n	R _v [*]
A°	12.87	1/8.00	140	225.30	0.1155	16.15	209.15	209.15	-267.00
5°	18.70	1/11.47	140	228.30	0.1640	22.95	205.35	207.25	-264.80
4°	21.92	1/13.83	140	222.00	0.1833	25.60	196.40	200.88	-257.20
3°	29.30	1/20.80	140	197.50	0.2365	33.30	164.20	180.30	-230.50
2°	18.90	1/24.50	140	108.00	0.1315	18.42	89.58	126.89	-162.60
M°	34.30	1/58.10	135	79.60	0.3050	41.10	38.50	64.04	- 82.13
H°									

* d_{sn} se obtiene del cuadro de valores de D_{ASC}, iniciales.

$$* R_v = \frac{L_1}{2 L_2} \theta_n = \frac{460}{2 \times 180} \theta_n = 1.28 \theta_n$$

	Rc	Rv	θn	
ROTACIONES	225.30	-267.0	209.15	
	228.30	-264.8	207.25	
	222.00	-257.2	200.88	
	197.50	-230.5	180.30	
	108.00	-162.5	126.89	
	79.60	-321.3	64.04	
				CAJA DE ASCENSORES
	F	A	B	F
	3.90	6.40	1.80	

pag. 43

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO (debido a la deformación)
EN VIGAS.

FORMULAS

$$M_{FB} = \frac{K_V}{3} [2 \theta_F - 3(-R_V)] = \frac{K_V}{3} (2 \theta_F + 3 R_V)$$

$$M_{BF} = \frac{K_V}{3} [\theta_F - 3(-R_V)] = \frac{K_V}{3} (\theta_F + 3 R_V)$$

NIVEL DE AZOTEA (A°)

$$M_{FB} = \frac{2.921}{3} (2 \times 209.15 + 3 \times 267) = 1,219.30$$

$$M_{BF} = \frac{2.921}{3} (209.15 + 3 \times 267) = 1,010.15$$

NIVEL 5°

$$M_{FB} = \frac{2.921}{3} (2 \times 207.25 + 3 \times 264.80) = 1,208.90$$

$$M_{BF} = \frac{2.921}{3} (207.25 + 3 \times 264.80) = 1,001.65$$

NIVEL 4°

$$M_{FB} = \frac{2.921}{3} (2 \times 200.88 + 3 \times 257.80) = 1,175.16$$

$$M_{BF} = \frac{2.921}{3} (200.88 + 3 \times 257.80) = 974.28$$

NIVEL 3°

$$M_{FB} = \frac{2.921}{3} (2 \times 180.30 + 3 \times 230.50) = 1,052.10$$

$$M_{BF} = \frac{2.921}{3} (180.30 + 3 \times 230.50) = 871.80$$

$$M_{FB} = \frac{2.921}{3} (2 \times 126.89 + 3 \times 162.60) = 741.58$$

$$M_{BF} = \frac{2.921}{3} (126.89 + 3 \times 162.60) = 614.69$$

NIVEL M^E

$$M_{FB} = \frac{2.921}{3} (2 \times 64.04 + 3 \times 82.13) = 374.47$$

$$M_{BF} = \frac{2.921}{3} (64.04 + 3 \times 82.13) = 310.43$$

Unidad para determinar las rotaciones normalizadas $6 E K_o R_c = 225.30$

y los momentos a usar serán:

En vigas :

M _{VICA} NIVEL	A°	5°	4°	3°	2°	M ^E
M _{FB} /225.30	5.410	5.365	5.215	4.660	3.292	1.663
M _{BF} /225.30	4.480	4.435	4.325	3.870	2.730	1.378

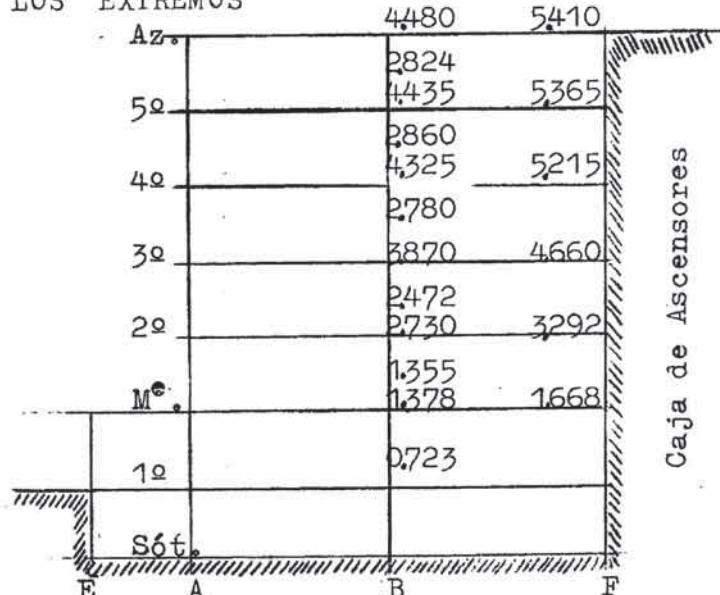
En columnas :

$$M_{col.} = \text{Mom.superior} = \text{Mom.inferior} = K_c R_c$$

$$M_{col.} = \frac{K_c R_c}{225.30}$$

ENTREPISO M _{col.}	A°	5°	4°	3°	2°	1° = M ^E
K _c	2.8235	2.8235	2.8235	2.8235	2.8235	2.0542
R _c Cn = $\frac{R_c}{225.30}$	1.0000	1.0130	0.9850	0.8760	0.4800	0.3530
M _{col.}	2.8240	2.8600	2.7800	2.4720	1.3550	0.7230

MOMENTOS EN LOS EXTREMOS



COEFICIENTES DE DISTRIBUCION

pag.45

NUDO	AZOTEA	C.D.	NUDOS	DE 5° al 2°	C.D.
Kv_{B-A}	= 0.8672	0.131	Kv_{B-A}	= 0.8672	0.093
Kv_{B-F}	= 2.9210	0.442	Kv_{B-F}	= 2.9210	0.309
K_{cs}	= 2.8235	0.427	K_{cs}	= 2.8235	0.299
	6.6117		K_{ci}	= 2.8235	0.299
				<u>99.552</u>	

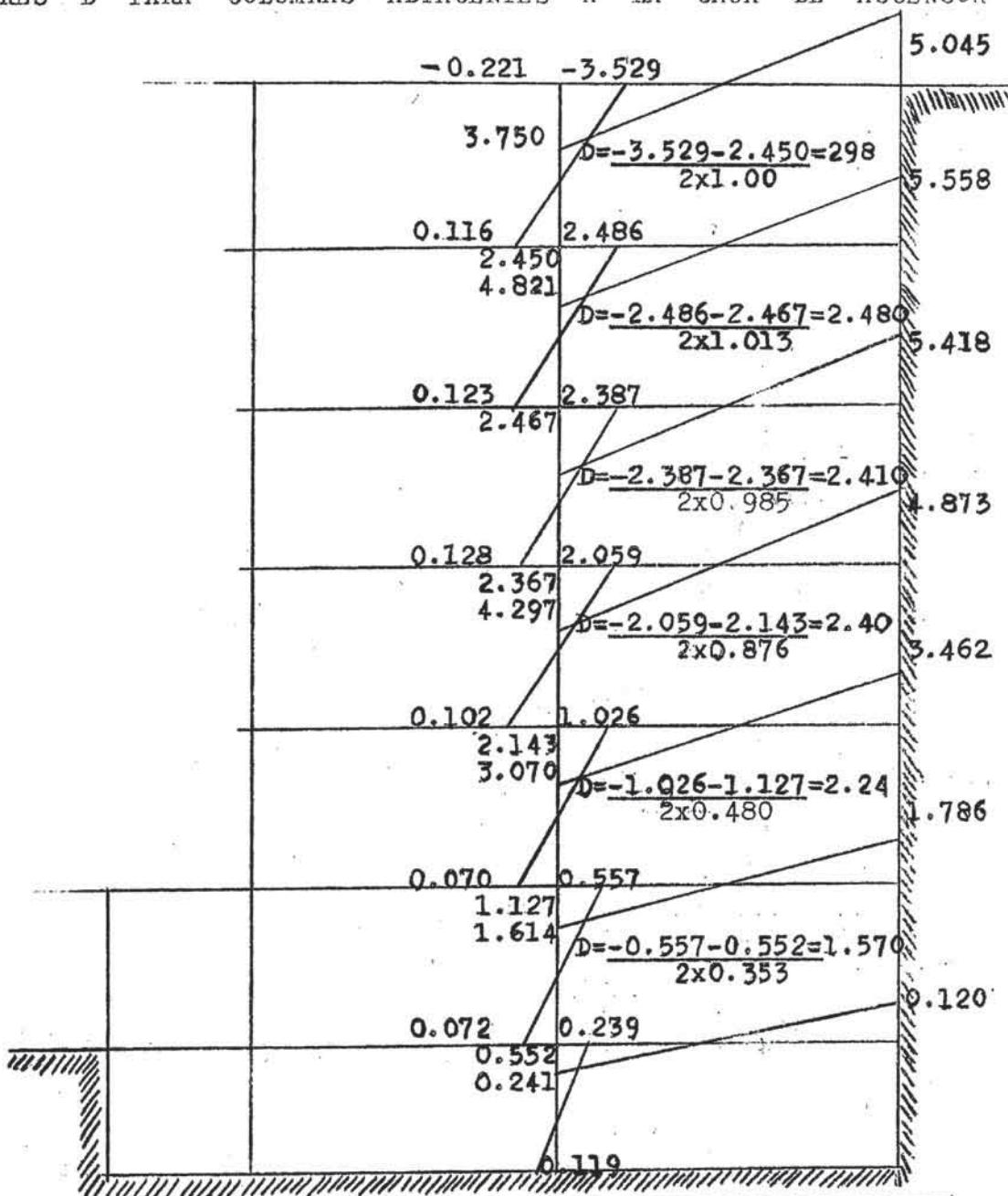
NUDO	MEZZANINE	C.D.	NUDO	PRIMER PISO	C.D.
Kv_{B-A}	= 0.8672	0.100	Kv_{B-A}	= 0.8672	0.099
Kv_{B-F}	= 2.9210	0.337	Kv_{B-F}	= 2.9210	0.334
K_{cs}	= 2.8235	0.326	K_{cs}	= 2.0592	0.236
K_{ci}	= 2.0542	0.237	K_{ci}	= 2.8900	0.331

DISTRIBUCION DE MOMENTOS

c_{vi}	c_{cs}	c_{ci}	c_{cd}	
0.131	0.000	0.427	0.442	
-0.220		-2.824	4.480	5.410
-0.220		-0.705	-0.730	-0.365
-0.220		-3.529	3.750	5.045
0.093	0.299	0.299	0.309	
-2.824		-2.860	4.435	5.365
0.116	0.374	0.374	0.386	0.193
0.116	-2.450	-2.486	4.821	5.558
0.093	0.299	0.299	0.309	
-2.860		-2.780	4.325	5.215
0.123	0.393	0.393	0.407	0.203
0.123	-2.467	-2.387	4.732	5.418
0.093	0.299	0.299	0.309	
-2.780		-2.472	3.870	4.660
0.128	0.413	0.413	0.427	0.213
0.128	-2.367	-2.059	4.297	4.873
0.093	0.299	0.299	0.309	
-2.472		-1.355	2.730	3.292
0.102	0.329	0.329	0.340	0.170
0.102	-2.143	-1.026	3.070	3.462
0.100	0.326	0.237	0.337	
-1.355		-0.723	1.378	1.668
0.070	0.228	+0.166	0.236	0.118
0.070	-1.127	-0.557	1.614	1.786
0.099	0.236	0.331	0.334	
-0.723				0.120
0.072	0.171	0.239	0.241	
0.072	-0.552	0.239	0.241	

CAJA DE ASCENSORES

VALORES D PARA COLUMNAS ADYACENTES A LA CAJA DE ASCENSOR



PIOS	D INICIALES		D CORREGIDOS	ΣD_F
	TOTAL	ELEM. DEL PORTICO 4	ELEM. DEL PORTICO 4	TOTAL
	$\sum D_i$	D _{inic.}	D _{con.}	$\sum D_c$
A°	6.245	1.129	2.980	8.096
5°	6.245	1.129	2.480	7.596
4°	6.245	1.129	2.410	7.526
3°	6.245	1.129	2.400	7.516
2°	6.245	1.129	2.240	7.356
M°	9.264	0.986	1.570	9.848

$$\sum D_c = (\sum D_i - D_{i4}) + D_{c4}$$

n	D _{col.}	D _{ASC.}	D _{plc.1}	D _{plc.8}	$\sum D$	V _T	V _{col.}	V _{ASC.}	V _{plc.1}	V _{plc.8}
Aº	8.096	8.000	4.060	17.600	37.756	57.690	12.390	12.25	6.20	26.85
5º	7.596	11.470	7.325	29.950	56.341	89.660	12.100	18.25	11.65	47.70
4º	7.526	13.830	10.500	42.400	74.256	115.690	11.720	21.52	16.30	66.10
3º	7.516	20.800	11.900	57.000	97.216	135.360	10.460	29.00	16.60	79.30
2º	7.356	24.500	103.250	59.250	194.356	149.070	75.650	18.78	79.15	45.50
M	9.848	58.100		204.000	271.942	159.810	5.790	34.20		120.00

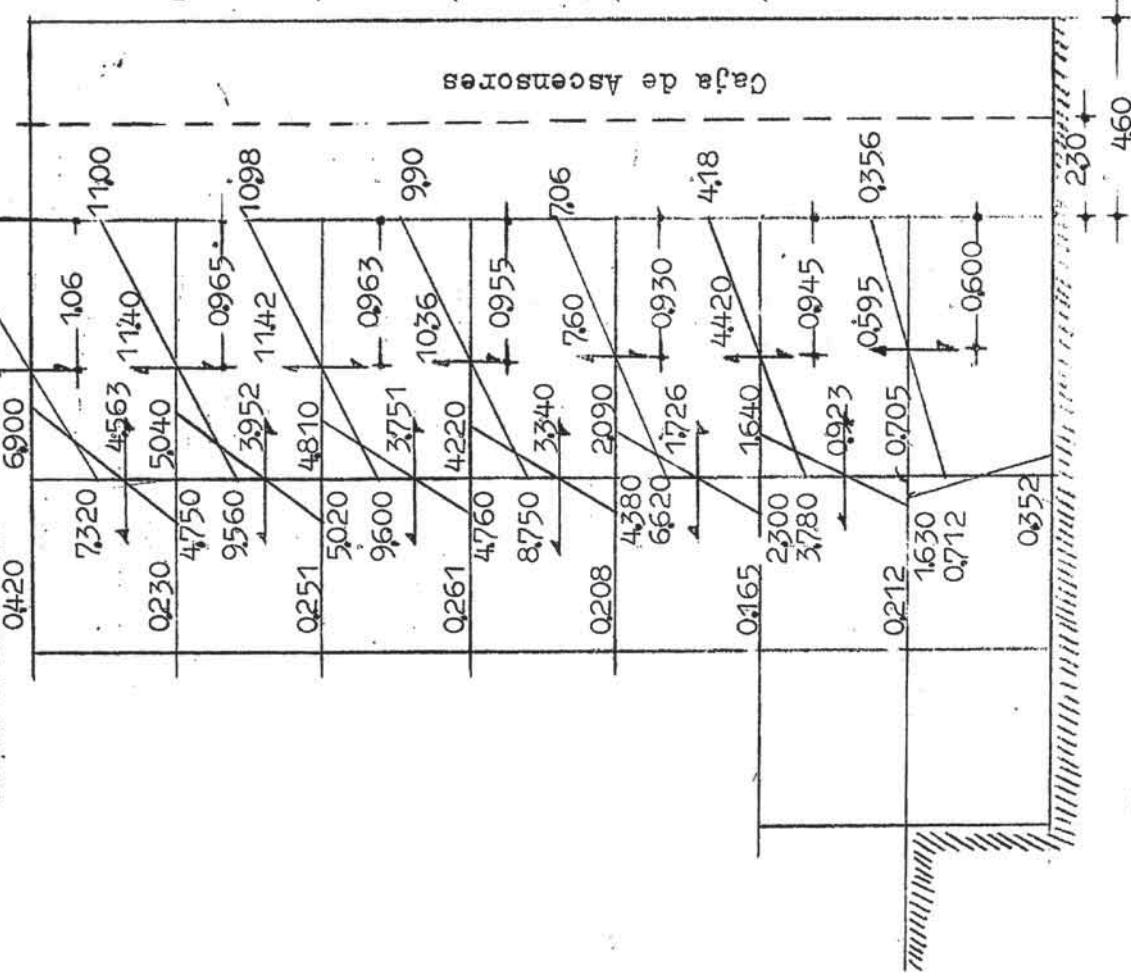
DISTRIBUCION DEL CORTANTE

$$V = V_{OF} \frac{D_c}{\sum D}$$

D = 2.980 V = 4.563 Vh = 11.620 m = 1.940	$12.390x \frac{2.980}{8.096}$	D = 8.000 V = 12.250
D = 2.980 V = 3.952 Vh = 10.080 m = 2.034	$12.100x \frac{2.480}{7.596}$	D = 11.470 V = 18.250
D = 2.980 V = 3.751 Vh = 9.562 m = 2.010	$11.720x \frac{2.410}{7.526}$	D = 13.830 V = 21.520
D = 2.980 V = 3.340 Vh = 8.621 m = 2.050	$10.460x \frac{2.400}{7.526}$	D = 20.800 V = 29.000
D = 2.980 V = 1.726 Vh = 4.400 m = 2.043	$5.670x \frac{2.240}{7.356}$	D = 24.500 V = 18.780
D = 2.980 V = 0.923 Vh = 3.279 D = 2.953	$5.790x \frac{1.570}{9.848}$	D = 58.100 V = 34.200

DIAGRAMAS DE MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS

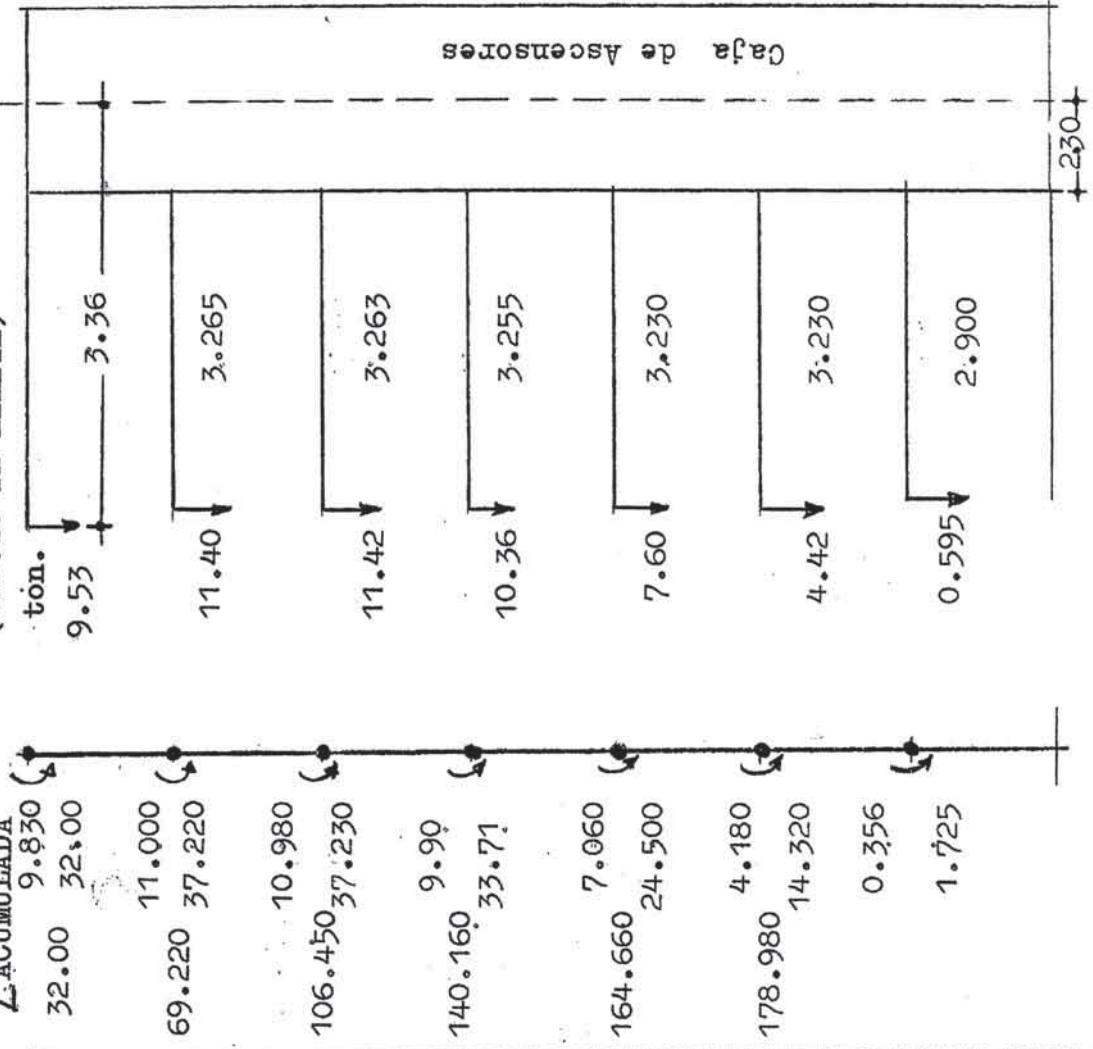
EN
0420 6900 9530 19830



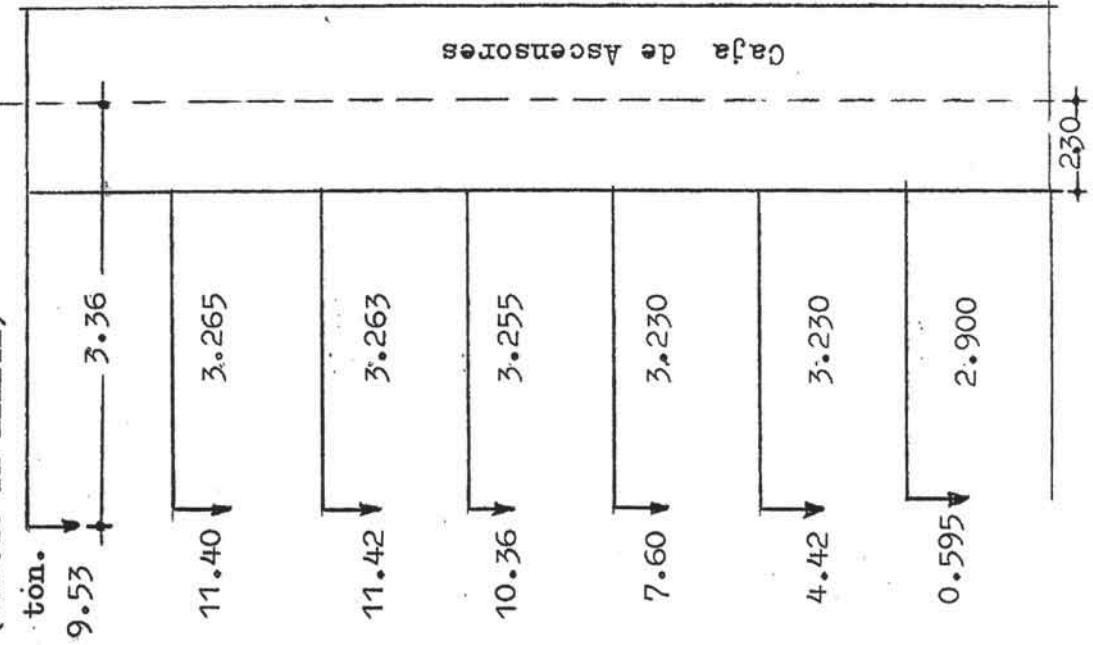
Valores de Momentos en ton-m

MOMENTOS MÁXIMOS ACUMULADOS EN CAJA DE ASCENSOR

(EFFECTO DE LÍMITE)



Caja de Ascensores



Caja de Ascensores

230 mm

230

230

n	$2Mnx10^2$	K	2Mn/K	$4\Delta M_2$	$4\Delta M_1$	$4\Delta M$	δ_{Bn}	δ_T	v	D_{ASC}	D_{VOL}
A°	64.00	2610	2.45	101.89	139.903	38.013	0.408	0.524	12.25	23.40	8.00
5°	138.44	2610	5.31	94.13	133.790	39.660	0.427	0.591	18.25	30.90	11.47
4°	212.90	2610	8.14	80.68	120.190	39.510	0.425	0.608	21.52	35.30	13.83
3°	280.32	2610	10.71	61.83	97.410	36.580	0.393	0.630	29.00	46.10	20.80
2°	329.32	2680	12.30	38.82	65.40	26.580	0.286	0.418	18.78	45.00	24.50
M°	357.96	2710	13.26	13.26	23.65	10.390	0.116	0.421	34.20	81.30	58.10

DISTRIBUCION DE CORTANTES

(Primera Iteración de Interacción)

n	$D_{col.1}$	$D_{ASC.}$	$D_{pl.1}$	$D_{pl.8}$	$\sum D$	V_T	V_{col}	$V_{ASC.}$	$V_{pl.1}$	$V_{pl.8}$
A°	8.096	23.40	4.060	17.60	53.156	57.69	8.780	25.40	4.41	19.10
5°	7.596	30.90	7.325	29.95	75.771	89.66	8.990	36.59	8.66	35.41
4°	7.526	35.30	10.500	42.40	95.726	115.69	9.080	42.66	12.68	51.27
3°	7.516	46.10	11.900	57.00	122.516	135.36	8.281	51.00	13.11	62.98
2°	7.356	45.00	103.250	59.25	214.856	149.07	5.110	31.20	71.62	41.13
M°	9.848	81.30			204.00	295.148	159.81	5.340	44.08	110.40

Se presenta enseguida las tabulaciones, de fuerzas cortantes y valores D. de la caja de ascensor correspondiente a la 2^{da.} 3^{ra.} 4^{ta.} iteración de interacción.

Se ha seguido el mismo procedimiento que la primera iteración.

DISTRIBUCION DE CORTANTES

Segunda Iteración de Interacción.

n	$D_{col.}$	$D_{ASC.}$	$D_{pl.1}$	$D_{pl.8}$	$\sum D$	V_T	$V_{col.}$	$V_{ASC.}$	$V_{pl.1}$	V_8
A°	7.846	10.76	4.060	17.60	40.266	57.69	11.268	15.281	5.832	25.310
5°	7.326	15.20	7.325	29.95	59.801	89.66	10.976	22.713	11.012	44.920
4°	7.266	18.70	10.50	42.40	78.866	115.69	10.663	27.421	15.324	62.266
3°	7.296	25.20	11.90	57.00	101.396	135.36	9.764	33.786	15.843	76.248
2°	7.096	26.50	103.25	59.25	196.096	149.07	5.362	20.661	78.218	45.083
M°	9.658	56.28			204.00	269.938	159.81	5.728	33.386	120.900

DISTRIBUCION DE CORTANTES

Tercera Iteración de Interacción.

n	D _{col.}	D _{ASC.}	D _{pl.1}	D _{pl.8}	ΣD	V _T	V _{col.}	V _{ASC.}	V _{pl.1}	V _{pl.8}
1°	8.056	15.280	4.060	17.60	44.996	57.69	10.330	19.610	5.210	22.582
5°	7.606	21.320	7.325	29.95	66.20	89.660	10.310	28.852	9.923	40.586
1°	7.536	26.301	10.500	42.40	86.737	115.690	10.050	35.024	14.011	56.621
3°	7.436	35.20	11.900	57.00	111.536	135.360	9.041	42.712	14.453	69.212
2°	7.326	40.41	103.250	59.25	210.236	149.070	5.210	28.603	73.126	42.100
M	9.748	69.12		204.00	282.868	159.810	5.512	39.183		115.498

DISTRIBUCION DE CORTANTES

Cuarta Iteración de Interacción.

n	D _{col.}	D _{ASC.}	D _{pl.1}	D _{pl.8}	ΣD	V _T	V _{col.}	V _{ASC.}	V _{pl.1}	V _{pl.8}
A°	7.957	11.650	4.060	17.60	41.267	57.69	11.148	16.312	5.665	29.601
5°	7.420	16.710	7.325	29.95	61.405	89.66	10.818	24.413	10.708	43.696
4°	7.357	21.230	10.500	42.40	81.487	115.69	10.443	30.211	14.901	60.261
3°	7.364	29.710	11.900	57.00	105.974	135.36	9.449	38.202	15.280	73.101
2°	7.159	30.400	103.250	59.25	200.059	149.07	5.341	22.702	77.002	44.240
M	9.676	59.360		204.00	273.036	159.81	5.662	34.802		119.321

Quinta Iteración de Interacción.

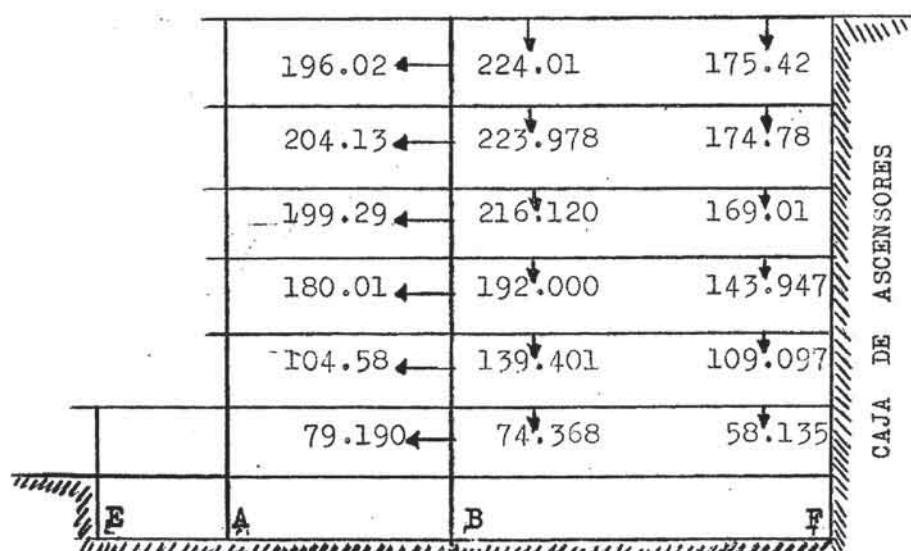
	V	l/Dwn	h/2	R _c	d _{sn}	R _{sn}	R _{BRn}	θ_n	R _v
280	A°	16.312	1/11.65	140	196.02	0.147	20.600	175.42	175.42-224.010
280	5°	24.913	1/16.71	140	204.13	0.214	30.000	174.13	174.78-223.978
280	4°	30.211	1/21.23	140	199.29	0.253	35.410	163.88	169.01-216.120
280	3°	38.202	1/29.71	140	180.01	0.314	43.996	136.014	149.94-192.000
280	2°	22.702	1/30.40	140	104.58	0.159	22.400	82.180	109.09-139.401
270	M	34.802	1/59.36	135	79.19	0.334	45.100	34.090	58.13- 74.368

$$\partial_{sn} = \partial_a \left(\frac{V_n}{V_a} \right)$$

∂_a de interacción anterior.
V_a

$$R_v = (L_1/2 L_2) \theta_n = 460 \theta_n / 2 \times 180 \\ = 1.28 \theta_n$$

ROTACIONES



$$A^o \quad M_{FB} = \frac{2.921}{3} (2 \times 175.42 + 3 \times 224.010) = 1,022.87$$

$$M_{BF} = \frac{2.921}{3} (175.42 + 3 \times 224.010) = 847.450$$

$$5^o \quad M_{FB} = \frac{2.921}{3} (2 \times 174.78 + 3 \times 223.978) = 1,021.499$$

$$M_{BF} = \frac{2.921}{3} (174.78 + 3 \times 223.978) = 846.714$$

$$4^o \quad M_{FB} = \frac{2.921}{3} (169.01 \times 2 + 3 \times 216.120) = 986.380$$

$$M_{BF} = \frac{2.921}{3} (169.01 + 3 \times 216.120) = 817.370$$

$$3^o \quad M_{BF} = \frac{2.921}{3} (2 \times 149.947 + 3 \times 192.00) = 875.894$$

$$M_{BF} = \frac{2.921}{3} (149.947 + 3 \times 192.00) = 725.947$$

$$2^o \quad M_{BF} = \frac{2.921}{3} (2 \times 109.097 + 3 \times 139.401) = 636.397$$

$$M_{BF} = \frac{2.921}{3} (109.097 + 3 \times 139.401) = 527.300$$

$$M^E \quad M_{BF} = \frac{2.921}{3} (2 \times 58.135 + 3 \times 74.368) = 339.374$$

$$M_{BF} = \frac{2.921}{3} (58.135 + 3 \times 94.368) = 281.239$$

Rotaciones normalizadas

$$R_c = 196.020$$

Momentos a usar en VIGAS

Mágina Nivel	A ω	5 ω	4 ω	3 ω	2 ω	M ^E
M _{FB} /196.020	5.201	5.200	5.026	4.471	3.240	1.729
M _{BF} /196.020	4.322	4.320	4.162	3.701	2.682	1.432

EN COLUMNAS

M _{col} Entre P	A ω	5 ω	4 ω	3 ω	2 ω	M ^E
K _c	2.8235	2.835	2.8235	2.8235	2.8235	2.0542
C _n = R _c /196.020	1.0000	1.040	1.0150	0.9180	0.5330	0.4040
	2.8240	2.941	2.8610	2.5910	1.5020	0.8280

DISTRIBUCION DE MOMENTOS

pág. 52

Cvi Ccs Cci Cvd

0.131		0.427	0.442	
-0.196		-2.824	4.322	5.201
		-0.640	-0.663	-0.332
-0.196		-3.464	+3.659	4.869
0.093	0.299	0.299	0.309	
		-2.824	-2.941	4.320
0.134	0.432	0.432	0.447	0.224
0.134	-2.392	-2.509	4.767	5.424
0.093	0.299	0.299	0.309	
		-2.941	-2.861	4.162
0.152	0.490	0.490	0.507	0.253
0.152	-2.451	-2.371	4.669	5.279
0.093	0.299	0.299	0.309	
		-2.861	-2.591	3.701
0.163	0.523	0.523	0.541	0.270
0.163	-2.338	-2.068	4.242	4.741
0.093	0.299	0.299	0.309	
		-2.591	-1.502	2.682
0.131	0.422	0.422	0.436	0.218
0.131	-2.169	-1.080	3.118	3.458
0.100	0.326	0.237	0.337	
		-1.502	-0.828	1.432
0.090	0.293	0.213	0.303	0.151
0.090	-1.209	-0.615	1.735	1.880
0.099	0.236	0.331	0.334	
		-0.828		
0.082	0.196	0.274	0.277	0.139
		-0.632		

CAJA DE ASCENSORES

DE

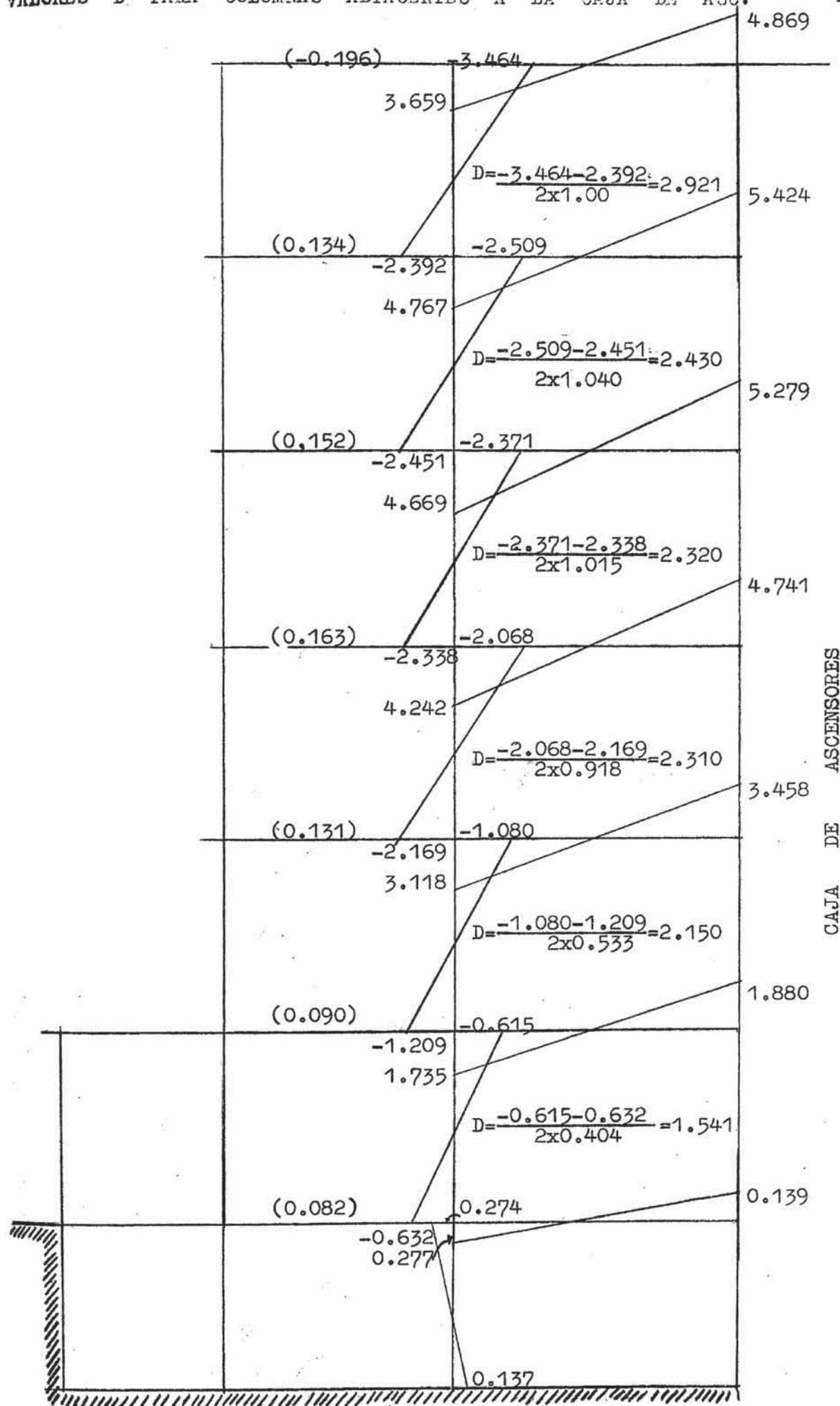
ASCENSORES



A

B

F



PISOS	TOTAL	ELEM. PORT. 4	D corregidos	$\sum D_{col}$
			ELEM. PORT. 4	TOTAL
	$\sum D_i$	$D_{inic.}$	$D_{corr.}$	$\sum D_c$
A°	7.957	2.841	2.921	8.037
5°	7.420	2.304	2.430	7.546
4°	7.357	2.241	2.320	7.436
3°	7.364	2.248	2.310	7.426
2°	7.159	2.043	2.150	7.266
M ^E	9.656	1.498	1.541	9.699

DISTRIBUCION DEL CORTANTE

n	D _{col.}	D _{ASC.}	D _{pl.1}	D _{pl.8}	$\sum D$	V _T	V _{col.}	V _{ASC}	V ₁	V ₈
A°	8.037	11.65	4.060	17.60	41.347	57.69	11.198	16.308	5.660	24.548
5°	7.546	16.71	7.325	29.95	61.530	89.66	10.987	24.341	10.671	43.622
4°	7.436	21.23	10.500	42.40	81.566	115.69	10.534	30.183	14.910	60.232
3°	7.426	29.71	11.900	57.00	106.036	135.36	9.501	37.983	13.931	72.819
2°	7.266	30.40	103.250	59.25	200.166	149.07	5.419	22.652	76.988	44.169
M ^E	9.699	59.36		204.00	273.059	159.81	5.661	34.811		119.319

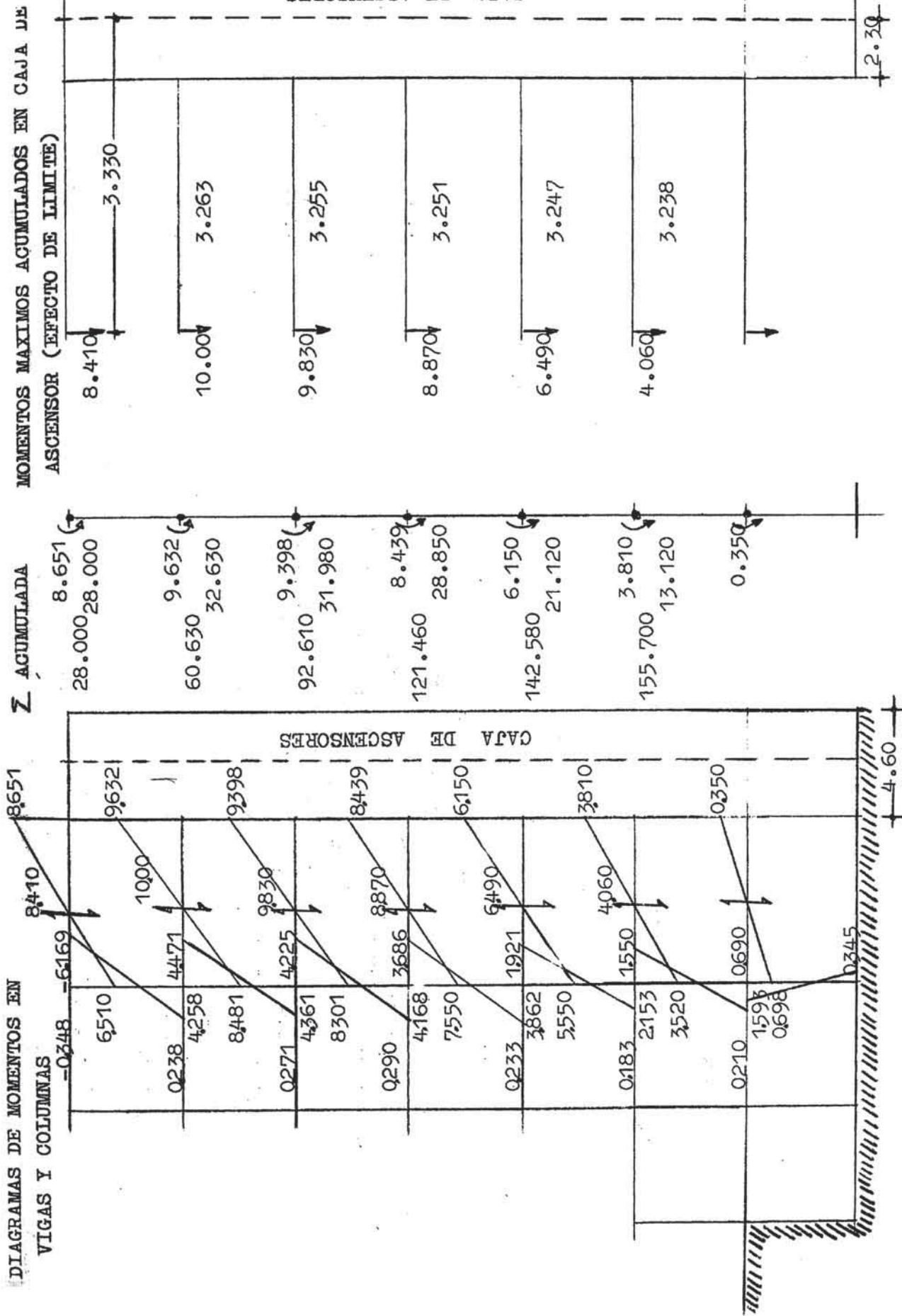
DISTRIBUCION DEL CORTANTE

$$V = \frac{V_{col.} D_c}{\sum D}$$

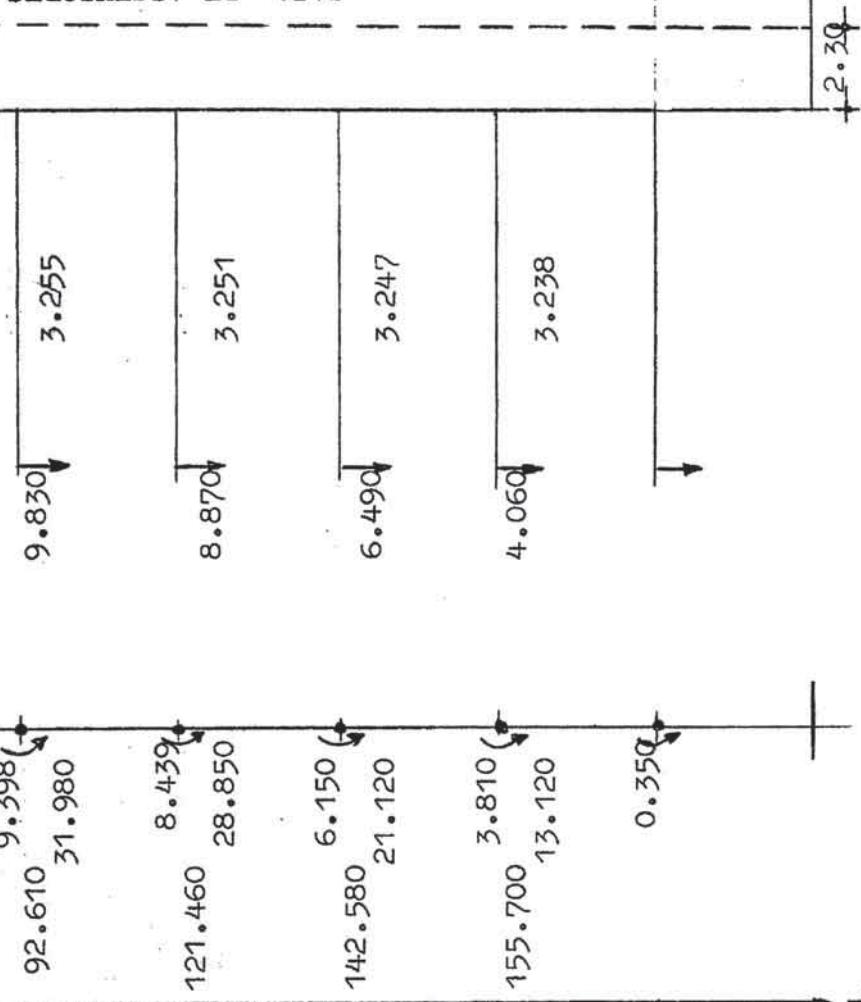
D = 2.921 V = 4.071 Vh = 10.398 m = 1.780	$\frac{11.198 \times 2.921}{8.037}$	D = 11.650 V = 16.308
D = 2.430 V = 3.541 Vh = 9.038 m = 1.780	$\frac{10.987 \times 2.43}{7.546}$	D = 16.710 V = 24.341
D = 2.320 V = 3.281 Vh = 8.362 m = 1.780	$\frac{10.534 \times 2.32}{7.436}$	D = 21.23 V = 30.183
D = 2.310 V = 2.451 Vh = 7.521 m = 1.780	$\frac{9.501 \times 2.31}{7.426}$	D = 29.710 V = 37.983
D = 2.150 V = 1.603 Vh = 4.081 m = 1.780	$\frac{5.419 \times 2.15}{7.266}$	D = 30.400 V = 22.652
D = 1.541 V = 0.898 Vh = 3.143 m = 2.520	$\frac{5.661 \times 1.541}{9.699}$	D = 59.360 V = 34.811

DIAGRAMAS DE MOMENTOS EN
VIGAS Y COLUMNAS

Σ ACUMULADA



MOMENTOS MÁXIMOS ACUMULADOS EN CAJA DE
ASCENSOR (EFFECTO DE LÍMITE)



n	Yh	Nn	2 Mn	K	2 Mn/K	4ΔM ₁	δ _{sn}
A°	45.81	45.81	45.81	2,610	1.753	185.497	0.147
5°	68.01	113.82	159.63	2,610	6.112	177.632	0.214
4°	84.02	197.84	311.66	2,610	10.920	160.600	0.253
3°	106.33	304.17	502.01	2,610	19.210	130.470	0.314
2°	63.32	367.69	671.86	2,680	25.030	86.230	0.150
M ^E	94.02	461.71	829.40	2,710	30.600	30.600	0.339

n	2 Mn	K	2 Mn/K	4ΔM ₂	4ΔM ₁	4ΔM	δ _{Bn}	δ _t	V _{ASC}	D _{ASC}
A°	56.00	2,610	2.148	89.390	185.497	95.107	1.016	1.163	16.308	13.89
5°	121.26	2,610	4.651	82.591	177.632	95.041	1.012	1.226	24.341	19.61
4°	185.22	2,610	7.100	70.840	160.600	89.760	0.960	1.216	30.183	24.63
3°	242.92	2,610	9.320	54.420	130.470	76.050	0.820	1.134	37.983	33.39
2°	285.16	2,680	10.620	34.480	86.230	51.750	0.562	0.721	22.652	31.41
M ^E	311.40	2,710	11.930	11.930	30.600	18.670	0.209	0.543	34.811	64.00

DISTRIBUCION DEL CORTANTE

n	D _{col.}	D _{ASC}	D _{pl.1}	D _{pl.8}	Σ D	V _T	V _{col.}	V _{ASC.}	V 1	V 8
A°	8.037	13.890	4.060	17.60	43.587	57.69	10.629	18.388	5.366	23.317
5°	7.546	19.610	7.325	29.95	64.431	89.66	10.500	27.320	10.200	41.750
4°	7.436	24.630	10.500	42.40	84.966	115.69	10.130	33.520	14.320	57.720
3°	7.426	33.390	11.900	57.00	109.716	135.36	9.175	41.190	14.600	70.400
2°	7.266	31.410	103.250	59.25	201.176	149.07	5.390	23.280	76.600	43.800
M ^E	9.699	64.000		204.00	177.699	159.81	5.570	36.890		117.590

COMPARACION DE VALORES D EN ASCENSORES

n	D _{vol.}	VALORES D					CORTANTES V (Ton.)					
		1°	2°	3°	4°	5°	VOLAD.	1°	2°	3°	4°	5°
A°	8.00	23.4	10.76	15.28	11.65	13.89	12.87	25.40	15.281	19.610	16.312	18.388
5°	11.47	30.9	15.20	21.32	16.71	19.61	18.70	36.59	22.713	28.852	24.413	27.320
4°	13.83	35.3	18.70	26.30	21.23	24.63	21.92	42.66	27.421	35.024	30.211	33.520
3°	20.80	46.1	25.20	35.20	29.71	33.39	29.30	51.00	33.786	42.712	38.202	41.190
2°	24.50	45.0	26.50	40.41	30.40	31.41	18.90	31.20	20.661	28.603	22.702	23.280
M ^E	58.10	81.3	56.28	69.12	59.36	64.00	34.30	44.08	33.386	39.183	34.802	36.890

VERIFICACION DE SECCIONES TRANSVERSALES EN VIGAS

$$M_u' = 0.262 f_c' b d^2 = 0.262 \times 210 \times 40 \times 55^2 = 66.50 \text{ ton-m}$$

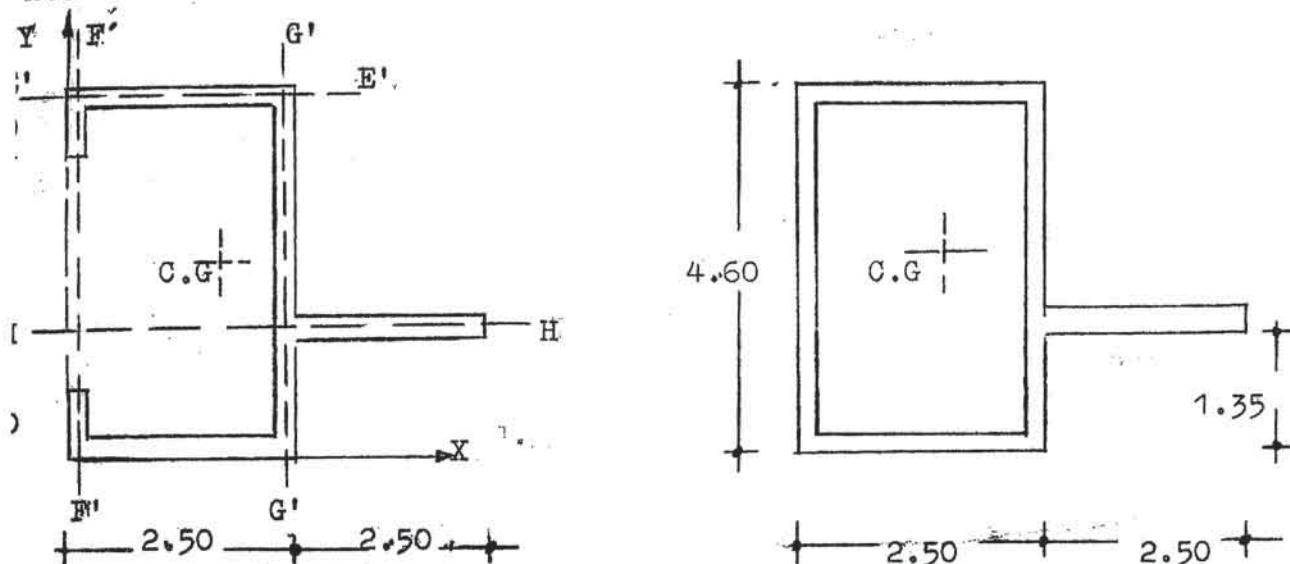
Si los momentos actuantes son próximos a este valor será necesario reforzar la sección en la parte comprimida, ó cambiar de dimensiones la sección de viga.

$M_{elástico} = K b d^2 = 15.8 \times 40 \times 55^2 = 19.10$ ton-m., este momento será comparado con los momentos hallados en la unión viga - placa, si fueran estos mayores que aquel, indica que el concreto estaría en deformación plástica, y en consecuencia el momento en el eje de la placa quedará disminuido en cierto % pero no menor que el momento hallado en la cara de la placa.

pág. 5

DIRECCION X - X

ASCENSORES - CARACTERISTICAS DE SECCION espesor : 20 cm.



CENTROS DE GRAVEDAD DE SECCION

$$\bar{x} = 194.473 \quad \bar{y} = 214.022 \text{ cm.}$$

$$\bar{x} = 164.308 \quad \bar{y} = 216.635 \text{ cm.}$$

CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA DE SECCION RESPECTO A SU CENTROIDE.

Placa E' - E' y placa D' - D

$$2 (1,543.5 \times 10^4 + 20 \times 210 \times 89.473^2) \quad 9,811.552 \times 10^4$$

Placa F' - F'

$$2 (6.664 \times 10^4 + 20 \times 100 \times 194.473^2) \quad 15,139.960 \times 10^4$$

Placa G' - G'

$$30.705 \times 10^4 + 20 \times 460 \times 35.527^2 \quad 1,192.095 \times 10^4$$

Placa H - H

$$2,604.17 \times 10^4 + 20 \times 250 \times 170.527^2 \quad 17,144.411 \times 10^4$$

$$I_{TOTAL} = \underline{\underline{43,288.018 \times 10^4}}$$

CAJA DE ASCENSOR

$$27,473,625 \times 10^4 + 26,800 \times 49.308^2 = 33,989.980$$

$$2,604.170 \times 10^4 + 5,000 \times 200.692^2 = 22,792.408$$

$$\text{Total} = \underline{\underline{56,782.388}}$$

AREA EFECTIVA PARA TOMAR EL CORTE

$$A_x = 3 \times 250 \times 20 = 15,000 \text{ cm}^2$$

CAJA DE ASCENSORES DIRECCION (X)

CARACTERISTICAS DE LA CAJA - ASCENSORES

n	h_n (cm.)	A (cm.)	I (cm^4)	$I/h = K$	K_o	$K_n = K/K_o$
A°	2.80	15.00	43.288	15.461	1.0	1,546
5°	2.80	15.00	43.288	15.461	1.0	1,546
4°	2.80	15.00	43.288	15.461	1.0	1,546
3°	2.80	15.00	43.288	15.461	1.0	1,546
2°	2.80	15.00	56.782	20.280	1.0	2,028
M ^E	2.70	15.00	43.288	16.033	1.0	1,603

$$E/G = 2.3 \text{ (concreto)}$$

$$R = 1.2$$

DEFORMACION POR CORTE

$$\delta_{Sn} = A_{Sn} \times \frac{27.6}{h_n} K_o \quad \beta = 1 \text{ (elástico)}$$

$$K_o = 10^3$$

$$A_{Sn} = \frac{R v_n}{A w_n}$$

n	v_n	A_{wn} (cm^2)	R	A_{Sn}	$27.6 K_o \beta / h_n$	δ_{Sn}
A°	10	15	1.2	0.80	0.0986	0.0788
5°	15	15	1.2	1.20	0.0986	0.1182
4°	20	15	1.2	1.60	0.0986	0.1575
3°	30	15	1.2	2.40	0.0986	0.2365
2°	55	15	1.2	4.40	0.0986	0.4332
M ^E	70	15	1.2	5.60	0.1020	0.5712

DEFORMACION POR FLEXION

pág. 59

$$\delta_{sn} = 4 \Delta_{sn} \times \frac{3}{hn}$$

$$\Delta_{Bn} = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{K_i} + \frac{1}{2} \times \frac{M_n}{K_n}$$

n	$V_n \frac{hn}{x10^2}$	$M_n \frac{hn}{x10^2}$	$2 \frac{M_n}{x10^2}$	K_n	$2 \frac{M_n}{K_n}$	$4 \Delta_{Bn}$	$3/hn$	δ_{Bn}
A°	28.00	28.00	28.00	1,546	1.810	254.05	1/93	2.730
5°	42.00	70.00	98.00	1,546	6.340	245.90	1/93	2.640
4°	56.00	126.00	196.00	1,546	12.670	226.89	1/93	2.438
3°	84.00	210.00	336.00	1,546	21.720	192.50	1/93	2.068
2°	154.00	364.00	574.00	2,028	28.270	145.51	1/93	1.530
M ^E	189.00	553.00	917.00	1,603	57.120	57.12	1/90	0.635

VALORES DE D_{wn}

n	V_n	δ_{sn}	δ_{Bn}	δ_{Tn}	D_{wn}
A°	10	0.0788	2.730	2.809	3.560
5°	15	0.1182	2.640	2.758	5.440
4°	20	0.1575	2.438	2.596	7.710
3°	30	0.2365	2.068	2.305	13.020
2°	55	0.4332	1.530	1.963	28.000
M ^E	70	0.5712	0.635	1.206	58.100

DISTRIBUCION DEL CORTANTE

n	$D_{col.}$	D_{wn}	ΣD	V_T	$V_{col.}$	V_{wn}
A°	3.934	3.56	7.494	64.970	34.13	30.84
5°	3.934	5.44	9.374	103.230	43.23	59.97
4°	3.934	7.71	11.644	134.370	45.36	89.01
3°	3.934	13.02	16.954	158.250	36.71	121.54
2°	3.996	28.00	31.996	174.650	21.82	152.83
M ^E	4.052	58.10	62.152	187.500	12.25	175.25

SEGUNDA ITERACION

(β = 1 elástico)

n	vn	$A_{wn} \text{ (cm}^2\text{)}$	R	Δ_{Sn}	27.6 K _o β/hn	$\times 10^3$	
						x10 ⁻³	x10 ⁻³
A°	30.840	15	1.2	2.468	0.0986	0.244	
5°	59.970	15	1.2	4.800	0.0986	0.473	
4°	89.010	15	1.2	7.200	0.0986	0.710	
3°	121.540	15	1.2	10.130	0.0986	1.000	
2°	152.830	15	1.2	12.000	0.0986	1.182	
M°	175.250	15	1.2	14.150	0.1020	1.443	

n	vn hn(10 ³)	M'n x 10 ²	2 Mn(10 ²)	K _n	2 Mn/K _n	4Δ _{Bn}	3/hn	δ _{Bn}
A°	86.420	86.420	86.420	1,546	5.588	906.908	1/93	9.750
5°	167.986	254.406	340.826	1,546	22.070	879.250	1/93	9.450
4°	249.100	503.506	757.912	1,546	49.120	808.060	1/93	8.690
3°	340.100	843.606	1,347.112	1,546	87.110	671.830	1/93	7.221
2°	420.000	1,263.606	2,107.212	2,028	104.000	480.720	1/93	5.171
M°	495.000	1,758.606	3,022.212	1,603	188.360	188.360	1/90	2.093

VALORES DE D_{wn}

n	vn	δ _{Sn}	δ _{Bn}	δ _{Tn}	D _{wn}
A°	30.84	0.244	9.750	9.994	3.083
5°	59.97	0.473	9.450	9.923	6.046
4°	89.01	0.710	8.690	9.400	9.455
3°	121.540	1.000	7.221	8.221	14.786
2°	152.830	1.182	5.171	6.353	23.610
M°	175.250	1.443	2.093	3.536	50.100

DISTRIBUCION DEL CORTANTE

n	D _{col.}	D _{wn}	Σ D	V _T	V _{col.}	V _{wn}
A°	3.934	3.083	7.017	64.970	36.40	28.57
5°	3.934	6.046	9.980	103.230	40.71	62.53
4°	3.934	9.455	13.389	134.370	39.35	95.02
3°	3.934	14.786	18.720	158.250	33.14	125.11
2°	3.996	23.610	27.606	174.650	25.30	149.35
M°	4.052	50.100	54.150	187.500	13.85	174.15

TERCERA ITERACION

(β = 1 elástico)

n	vn	$A_{wn} \text{ (cm}^2\text{)}$	R	Δ_{Sn}	$x 10^3$	$x 10^3$	$x 10^3$
				Δ_{Sn}	27.6	K_o	/hn δ_{Sn}
A°	28.570	15	1.2	2.285	0.0986	0.225	
5°	62.530	15	1.2	5.011	0.0986	0.493	
4°	95.020	15	1.2	7.600	0.0986	0.749	
3°	125.110	15	1.2	10.000	0.0986	0.986	
2°	149.350	15	1.2	11.684	0.0986	1.152	
M°	174.150	15	1.2	14.012	0.1020	1.431	

n	$v_n hn(10^2)$	$M'n(10^2)$	$2 Mn(10^2)$	K_n	$2 Mn/K_n$	$4\Delta_{Bn}$	$3/hn$	δ_{Bn}
A°	79.987	79.987	79.987	1,546	5.171	921.100	1/93	9.910
5°	175.010	245.997	334.984	1,546	21.668	894.260	1/93	9.610
4°	266.000	520.997	775.994	1,546	50.196	822.396	1/93	8.838
3°	350.000	870.997	1,391.994	1,546	90.000	682.200	1/93	7.332
2°	408.211	1,279.208	2,150.205	2,028	106.000	486.200	1/93	5.225
M°	490.000	1,769.208	3,048.416	1,603	190.100	190.100	1/90	2.110

VALORES D_{wn}

n	vn	δ_{Sn}	δ_{Bn}	δ_{tn}	D_{wn}
A°	28.570	0.225	9.910	10.135	2.818
5°	62.530	0.493	9.610	10.103	6.119
4°	95.030	0.749	8.838	9.587	9.912
3°	125.110	0.986	7.332	8.318	15.021
2°	149.350	1.152	5.225	6.377	22.890
M°	174.150	1.431	2.110	3.541	49.413

DISTRIBUCION DEL CORTANTE

n	$D_{col.}$	D_{wn}	$\sum D$	V_T	$V_{col.}$	V_{wn}
A°	3.934	2.818	6.752	64.970	37.810	27.160
5°	3.934	6.119	10.053	103.230	40.162	63.120
4°	3.934	9.912	13.846	134.370	38.176	96.184
3°	3.934	15.021	18.955	158.250	32.920	125.330
2°	3.996	22.890	26.886	174.650	25.930	148.720
M°	4.052	49.413	53.465	187.500	14.250	173.820

CORTE MAXIMO QUE ABSORBE LA PLACA

Según el reglamento A.C.I. los esfuerzos máximos resistentes podrán incrementarse en 33 % para cargas horizontales.

corte que puede tomar la sección.

con refuerzo $1.33 (1.3 \sqrt{f_c'}) = 25 \text{ kgr./cm}^2$

pag.62

La sección que toma el corte sísmico serán las placas paralelas a la dirección sísmica.

Área de la sección : 15,000 cm²

$$V_{adm.} = 25 \times 15,000 = 375 \text{ ton } 173.820 \text{ ton.}$$

.. no será necesario cambiar de sección.

Sin refuerzo $1.33 (0.29 \sqrt{f_c'}) = 5.6 \text{ kgr/cm}^2$

$$V_{adm} = 5.6 \times 15,000 = 84 \text{ ton.}$$

Los 4 primeros pisos tienen deformación plástica y habrá redistribución de esfuerzos.

Se hará corrección de la deformación por corte

$$\delta_{Sn} = \frac{\beta \cdot K \cdot Vn \cdot hn}{G \cdot A_{wn}} = \Delta_{Sn} \frac{27.6 \cdot K_o}{hn}$$

siendo: $\Delta_{Sn} = \frac{K \cdot Vn}{A_{wn}}$ $K = 1.2$

β coeficiente de deformación plástica

Al aumentar el valor β , la deformación por corte (δ_{sn}) aumenta, El valor D del elemento (placa) disminuye y por lo tanto absorbe también menor corte.

El corte disminuido será absorbido por los elementos resistentes del piso "n".

Para seguridad daremos un coeficiente de deformación (β) menor de 4

$\beta = 4$ en entrepisos $3^\circ - 2^\circ - M^E$

$\beta = 2$ en entrepisos 4°

$\beta = 1$ en entrepisos $A^\circ - 5^\circ$

n	Vn	$A_{wn}(10^3)$	R	$x 10^3$		
				$\Delta_{Sn}(10^{-3})$	$27.6 \cdot K_o \beta / hn$	δ_{Sn}
A°	27.160	15.00	1.2	2.172	0.0986	0.214
5°	63.120	15.00	1.2	5.041	0.0986	0.497
4°	96.184	15.00	1.2	7.690	0.1972	1.516
3°	125.330	15.00	1.2	10.030	0.3944	3.958
2°	148.720	15.00	1.2	11.630	0.3944	4.586
M^E	173.820	15.00	1.2	14.020	0.4080	5.726

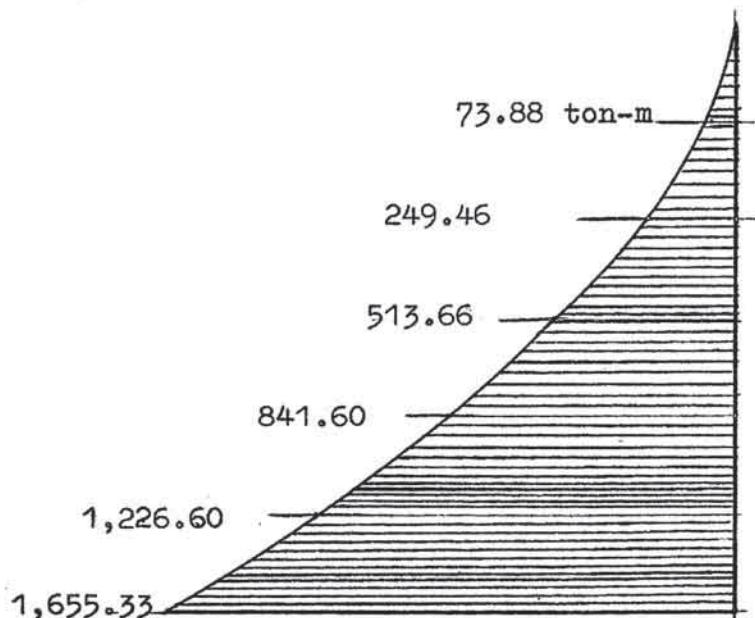
n	Vn	hn(10^2)	M'n x 10^2	2 Mn(10^2)	Kn	2 Mn/Kn	$4\Delta B_n$	β/hn	δ_{Bn}
A°	76.130	76.130	76.130	1,546	4.928	921.318	1/93	9.900	
5°	176.815	252.945	329.075	1,546	21.319	895.071	1/93	9.625	
4°	269.198	522.143	775.088	1,546	50.184	823.568	1/93	8.846	
3°	350.000	872.143	1,394.286	1,546	90.212	683.172	1/93	7.348	
2°	407.213	1,279.356	2,151.499	2,028	106.000	486.960	1/93	5.236	
M ^E	491.050	1,770.406	3,049.762	1,603	190.480	190.480	1/90	2.117	

n	Vn	δ_{Sn}	δ_{Bn}	δ_{tn}	D_{wn}
A°	27.160	0.214	9.900	10.114	2.690
5°	63.120	0.497	9.625	10.122	6.232
4°	96.184	1.516	8.846	10.362	9.286
3°	125.330	3.958	7.348	11.306	11.100
2°	148.720	4.586	5.236	9.822	14.810
M ^E	173.820	5.726	2.117	7.843	22.398

n	D _{col.}	D _{wn}	ΣD	V _T	V _{col.}	V _{wn}	reducc. del corte por efecto β	de β
A°	3.934	2.690	6.624	64.970	38.521	26.386		1
5°	3.934	6.232	10.166	103.230	39.948	63.422		1
4°	3.934	9.286	13.220	134.370	40.012	94.012	1.00 %	2
3°	3.934	11.100	15.014	158.250	41.130	117.120	9.35 %	4
2°	3.996	14.810	18.806	174.650	37.150	137.500	9.25 %	4
M ^E	4.052	22.398	26.450	187.500	28.710	158.790	9.28 %	4

El remanente del corte será tomado por refuerzo de alma

DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES POR SISMO EN LA DIRECCION X - X



La fuerza cortante sísmica en cada nivel de la estructura actua en centro de masa, si ésta no coincide con el centro de rigideces D, se producirá la torsión en planta, de manera que será necesario corregir los cortantes hallados anteriormente (a proporción).

En el método Mutto se tiene las fórmulas, que determinan el centro de rigideces.

$$\bar{X} = \frac{\sum (X D_y)}{\sum D_y} \quad \bar{Y} = \frac{\sum (Y D_y)}{\sum D_x}$$

El sub-índice de D indica la dirección en que se efectua el análisis.

MOMENTO POLAR DE INERCIA

Se define como la resistencia que tiene la estructura a la rotación y es igual a la suma de los momentos de inercia en las dos direcciones perpendiculares en que se considera.

El momento polar se halla con relación a los ejes que pasan por el centro de torsión:

$$M_p = I_x + I_y$$

$$I_x = Y^2 D_x - \bar{Y}^2 \sum D_x$$

$$I_y = X^2 D_y - \bar{X}^2 \sum D_y$$

CORTE DEBIDO A LA TORSION

Análisis en el sentido X

$$V_T = \left(\frac{M_T}{M_p} \right) D_x Y$$

M_T = momento torsor actuante.

M_p = momento polar.

Y = distancia del elemento considerado respecto a X

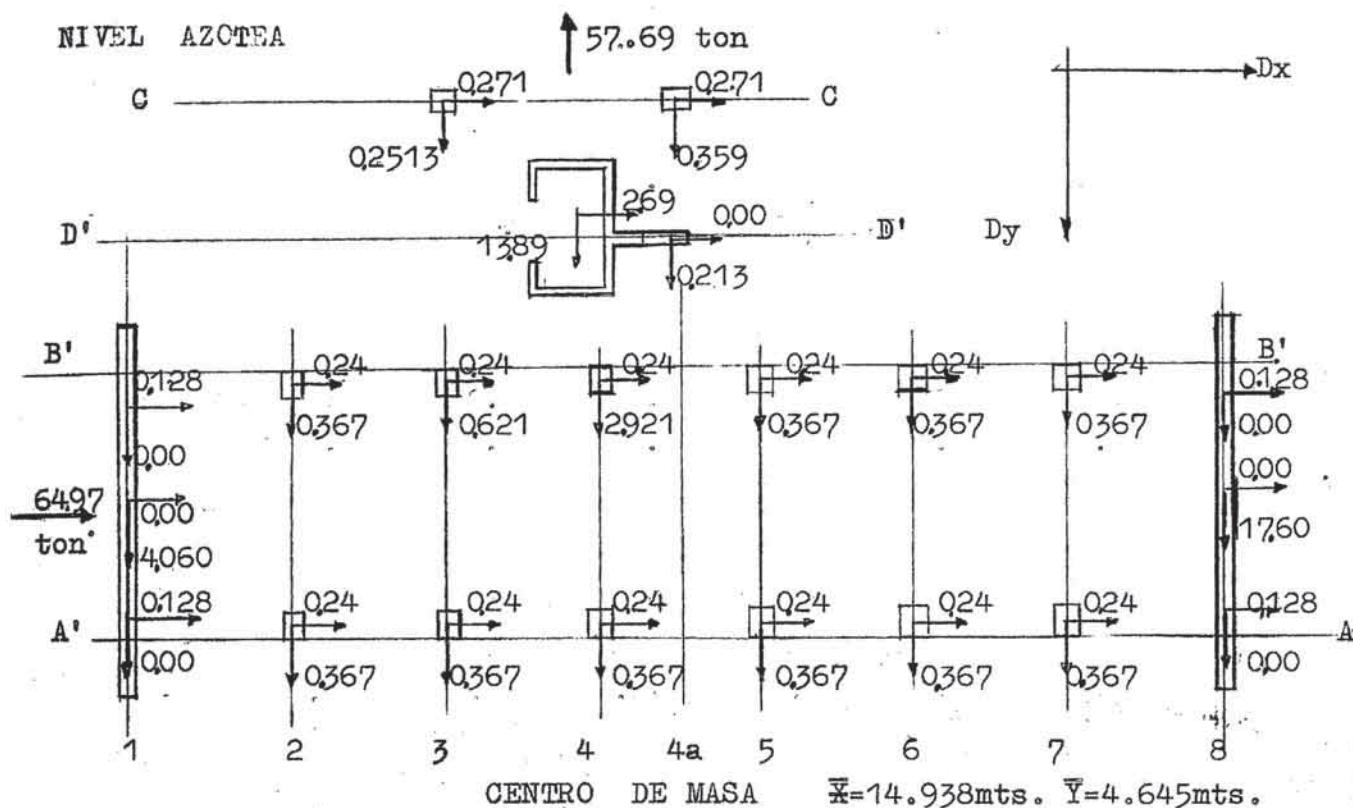
Análisis en el sentido Y

$$V_T = \left(\frac{M_T}{M_p} \right) D_y X$$

X = distancia del elemento considerado respecto a Y

Tanto M_p y X , é Y se hallan referidos respecto a los ejes que pasan por el centro de rigideces.

Solo se hará corrección por torsión a los elementos, en que tanto el corte debido a cortante de entrepiso y el de torsión sean del mismo



CENTROS DE RIGIDEZ

ELEM.	D_Y	X	$X D_Y$	X^2	D_Y	D_X	Y	$Y D_X$	$Y^2 D_X$
6A' 1	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	0.128	1.750	0.2240	0.3800	
6A'B'P 1	4.0600	0.000	0.0000	0.0000	0.000	3.500	0.0000	0.0000	
6A' 2	0.3671	4.450	1.6336	7.2613	0.240	0.300	0.0720	0.0216	
6A' 3	0.3671	8.900	3.2672	29.0763	0.240	0.300	0.0720	0.0216	
6A' 4	0.3671	13.350	4.9008	65.4257	0.240	0.300	0.0720	0.0216	
6A' 5	0.3671	17.800	6.5340	116.2060	0.240	0.300	0.0720	0.0216	
6A' 6	0.3671	22.250	8.1680	181.7380	0.240	0.300	0.0720	0.0216	
6A' 7	0.3671	26.700	9.8020	261.7134	0.240	0.300	0.0720	0.0216	
6A' 8	0.0000	31.150	0.0000	0.0000	0.128	1.750	0.2240	0.3920	
6A'B'P 8	17.6000	31.150	548.2400	17077.6760	0.000	3.500	0.0000	0.0000	
6B' 1	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	0.128	5.250	0.6720	3.7968	
6B' 2	0.3671	4.450	1.6336	7.2613	0.240	6.700	1.6080	10.773	
6B' 3	0.6211	8.900	5.5278	49.1974	0.240	6.700	1.6080	10.773	
6B' 4	2.9210	13.350	58.9954	520.6500	0.240	6.700	1.6080	10.773	
6B' 5	0.3671	17.800	6.5340	116.2060	0.240	6.700	1.6080	10.773	
6B' 6	0.3671	22.250	8.1680	181.7380	0.240	6.700	1.6080	10.773	
6B' 7	0.3671	26.700	9.8020	261.7134	0.240	6.700	1.6080	10.773	
6B' 8	0.0000	31.150	0.0000	0.0000	0.128	5.250	0.6720	3.7968	
6C 3	0.2513	8.900	2.2366	19.9060	0.271	14.400	3.9024	56.194	
6C 4a	0.3591	15.850	5.6915	90.1870	0.271	14.400	3.9024	56.194	
6D' 4a	0.2132	15.430	3.2897	50.7647	0.000	10.000	0.0000	0.0000	
ASC.	13.8900	13.095	181.8896	2381.8490	2.690	10.740	28.8906	310.278	
	43.5867		846.3138	21457.5695	6.624		48.5674	501.804	

$$\bar{X} = \frac{846.3138}{43.5867} = 19.42 \text{ m.} \quad \bar{Y} = \frac{48.5674}{6.624} = 7.33 \quad \text{pag. 66}$$

Excentricidades.

$$e_y = \bar{Y} - Y_m = 7.330 - 4.645 = 2.685$$

$$e_x = \bar{X} - X_m = 19.490 - 14.938 = 4.482$$

Momento Polar

$$M_p = I_X + I_Y$$

$$I_X = \sum (y^2 D_X) - \bar{Y}^2 \sum D_X$$

$$I_Y = \sum (x^2 D_Y) - \bar{X}^2 \sum D_Y$$

$$I_X = 498.9421 - (7.33)^2 6.624 = 146.1185$$

$$I_X = 146.1185$$

$$I_Y = 21,457.5695 - (19.42)^2 43.5867 = 5,019.3427$$

$$M_p = 146.1185 + 5,019.3427 = 5,165.4612$$

DIRECCION X

$$M_{TX} = F_x (1.5 e_y + 0.05 b_y)$$

$$M'_{TX} = F_x (e_y - 0.05 b_y)$$

$$\text{siendo } F_x = 64.970$$

$$e_y = 2.675$$

$$b_y = 14.10$$

$$M_{TX} = 64.970 (1.5 \times 2.685 + 0.05 \times 14.10) = 307.308 \text{ ton-m.}$$

$$M_{TX} = 307.308 \text{ Ton-m.}$$

$$M'_{TX} = 64.970 (2.685 - 0.05 \times 14.10) = 128.641 \text{ ton-m.}$$

$$M'_{TX} = 128.641 \text{ Ton-m.}$$

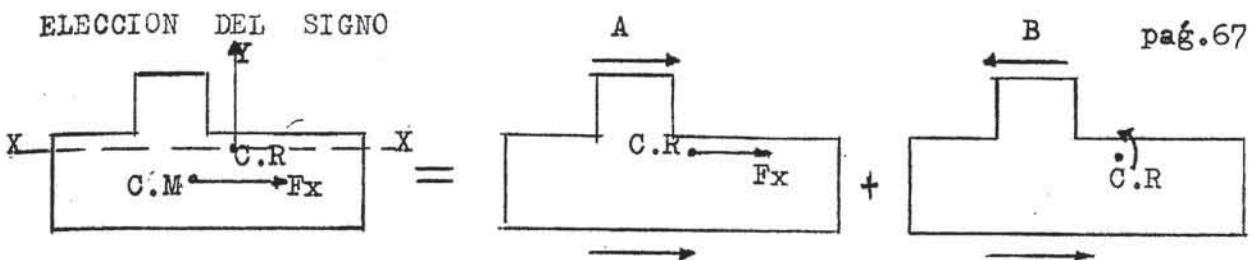
Ambos son del mismo sentido y se elige el mayor.

CORTE POR TORSION

$$\begin{aligned} V_{TORS.} &= \frac{M_T}{M_p} D_X Y \\ &= \frac{307.308}{5165.4612} D_X Y = 0.0595 D_X Y \end{aligned}$$

$$V_{TORS.} = 0.0595 D_X Y$$

Con relación al nuevo sistema x-y de origen en el centro de rigidez, se tiene.



CORTE TOTAL : A + B

Por el esquema que se muestra, todos los elementos sobre la recta x-x quedarian aliviados por el cortante contrario que se genera (el reglamento no lo acepta) en cambio todos los elementos debajo de la recta x-x serán incrementados con fuerza cortante.

CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO

$$V_F = \frac{D_1}{\sum D} F_X = \frac{64.970}{6.624} D_1 = 9.820 D_1$$

$$V = V_F + V_{TORS.}$$

ELEM.	D _X	V _F	Y	Y D _X	V _{TORS.}	V
6A' 1	0.128	1.256	5.580	0.714	0.0428	1.299
6A' 8	0.128	1.256	5.580	0.714	0.0428	1.299
6B' 1	0.128	1.256	2.080	0.257	0.0154	1.271
6A' 2	0.240	2.357	7.030	1.688	0.1013	2.458
6A' 3	0.240	2.357	7.030	1.688	0.1013	2.458
6A' 4	0.240	2.357	7.030	1.688	0.1013	2.458
6A' 5	0.240	2.357	7.030	1.688	0.1013	2.458
6A' 6	0.240	2.357	7.030	1.688	0.1013	2.458
6A' 7	0.240	2.357	7.030	1.688	0.1013	2.458
6B' 8	0.128	1.256	2.080	0.257	0.0154	1.271
6B' 2	0.240	2.357	0.630	0.151	0.0091	2.366
6B' 3	0.240	2.357	0.630	0.151	0.0091	2.366
6B' 4	0.240	2.357	0.630	0.151	0.0091	2.366
6B' 5	0.240	2.357	0.630	0.151	0.0091	2.366
6B' 6	0.240	2.357	0.630	0.151	0.0091	2.366
6B' 7	0.240	2.357	0.630	0.151	0.0091	2.366
6C 3	0.271	2.660	-7.070	-1.914	—	2.660
6C 4a	0.271	2.660	-7.070	-1.914	—	2.660
6D' 4a	0.000	0.000	0.000	0.000	—	—
ASC.	2.690	26.400	-19.070	-51.120	—	26.400
		6.624				

$$M_{TY} = F_y (1.5 e_x + 0.05 b_x)$$

$$M'_{TY} = F_y (e_x - 0.05 b_x)$$

$$F_y = 57.690 \text{ ton.}$$

$$e_x = 4.482$$

$$b_x = 31.15 \text{ m.}$$

$$M_{TY} = 57.690 (1.5 \times 4.482 + 0.05 \times 31.15)$$

$$M_{TY} = 57.690 (6.723 + 1.558) = 57.690 \times 6.723$$

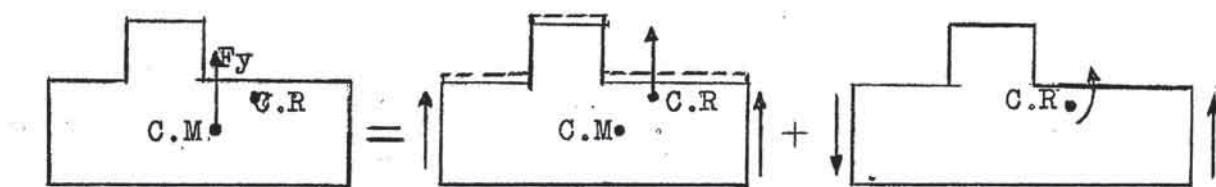
$$M_{TY} = 387.678 \text{ ton-m.}$$

$$M'_{TY} = 57.690 (4.482 - 0.05 \times 31.15) = 57.690 \times 2.924$$

$$M'_{TY} = 168.456 \text{ ton-m. consideramos al mayor.}$$

CORTE POR TORSION

$$V_{TORS.} = \frac{M_{TORS.}}{M_p} D_Y X = \frac{387.678}{5019.3427} = 0.077 D_Y X$$

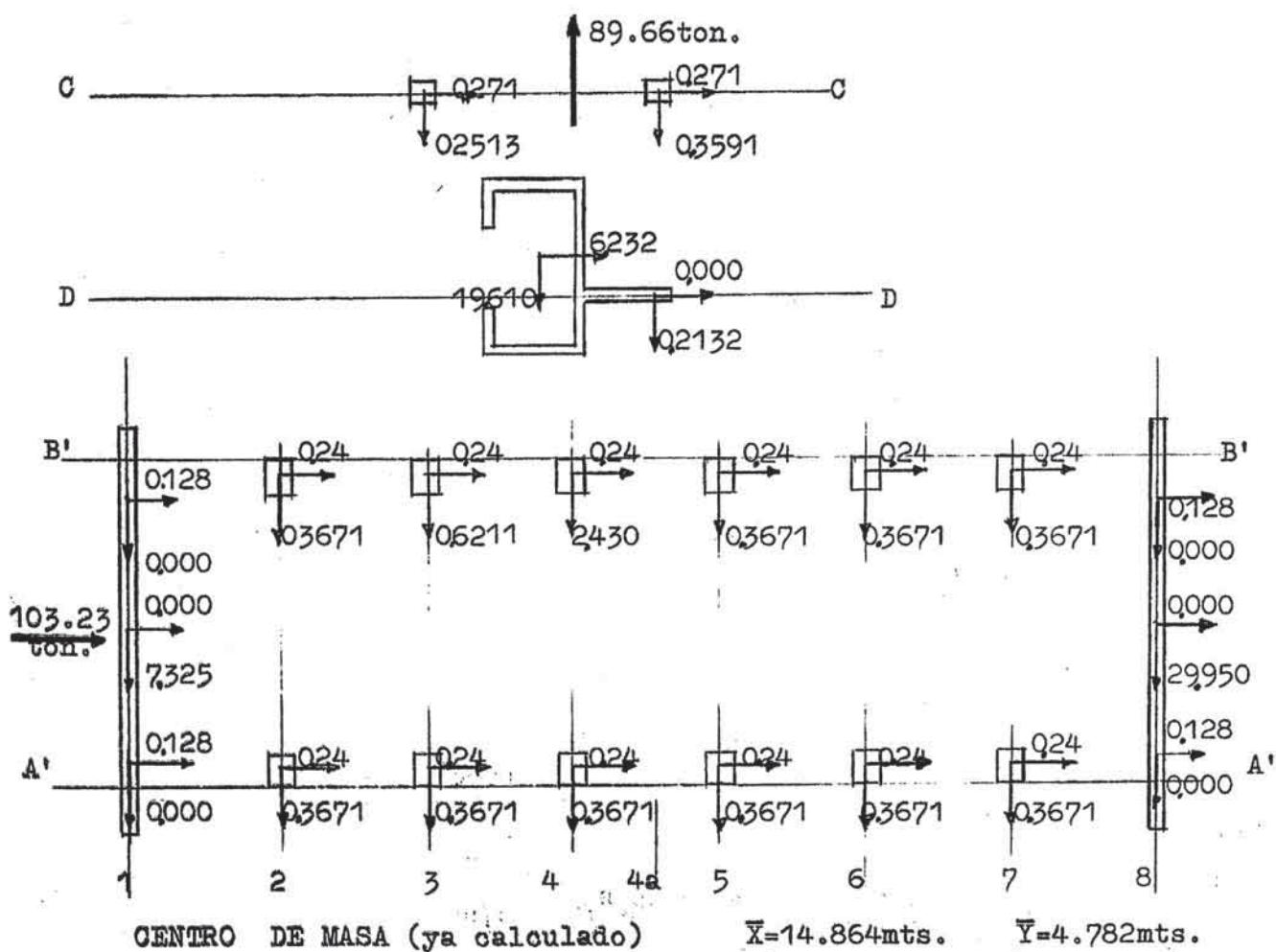


CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO

ELEM.	D _Y	V _F	X	X D _Y	V _{TORS.}	V
6A' 1	0.0000	0.000	-19.420	0.000		0.000
6A'B'P 1	4.0600	5.390	-19.420	-78.860		5.390
6A' 2	0.3671	0.488	-14.970	- 5.489		0.488
6A' 3	0.3671	0.488	-10.520	- 3.860		0.488
6A' 4	0.3671	0.488	- 6.070	- 2.232		0.488
6A' 5	0.3671	0.488	- 1.620	- 0.594		0.488
6A' 6	0.3671	0.488	+ 2.830	+ 1.040	+ 0.080	0.568
6A' 7	0.3671	0.488	+ 7.280	+ 2.680	+ 0.270	0.758
6A' 8	0.0000	0.000	+11.930	+ 0.000		
6A'B'P 8	17.6000	23.400	+11.930	210.000	+16.200	39.600
6B' 1	0.0000	0.000	-19.420	- 0.000		

ELEM.	D _Y	V _F	X	X D _Y	V _{TORS.}	V
6B' 2	0.3671	0.488	-14.970	- 5.489		0.488
6B' 3	0.6211	0.825	-10.520	- 6.520		0.825
6B' 4	2.9210	4.071	- 6.070	-17.700		4.071
6B' 5	0.3671	0.488	- 1.620	- 0.594		0.488
6B' 6	0.3671	0.488	+ 2.830	+ 1.040	+ 0.080	0.568
6B' 7	0.3671	0.488	+ 7.280	+ 2.680	+ 0.270	0.758
6B' 8	0.0000	0.000	+11.930	0.000	+ 0.000	
6C 3	0.2513	0.334	-10.520	- 2.640		0.334
6C 4a	0.3591	0.477	- 3.570	- 1.712		0.477
6D' 4a	0.2132	0.283	- 3.990	- 0.850		0.283
ASC.	<u>13.8900</u>	16.308	- 6.325	-88.010		16.308
		43.5867				

$$V_F = \frac{D_i}{D} \quad F_Y = \frac{57.690}{43.5867} \times D_i = 1.33 D_i$$

5^{to} PISO

ELEM.	D _Y	X	X D _Y	X ² D _Y	D _X	Y	Y D _X	Y ² D _X
5A'1	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	0.128	1.750	0.2240	0.3800
5A'B'P1	7.3250	0.000	0.0000	0.0000	0.000	3.500	0.0000	0.0000
5A' 2	0.3671	4.450	1.6336	7.2613	0.240	0.300	0.0720	0.0216
5A' 3	0.3671	8.900	3.2672	29.0763	0.240	0.300	0.0720	0.0216
5A' 4	0.3671	13.350	4.9008	65.4257	0.240	0.300	0.0720	0.0216
5A' 5	0.3671	17.800	6.5340	116.2060	0.240	0.300	0.0720	0.0216
5A' 6	0.3671	22.250	8.1680	181.7380	0.240	0.300	0.0720	0.0216
5A' 7	0.3671	26.700	9.8020	261.7134	0.240	0.300	0.0720	0.0216
5A' 8	0.0000	31.150	0.0000	0.0000	0.128	0.750	0.2240	0.3920
5A'B'P8	29.9500	31.150	932.9430	29061.0810	0.000	3.500	0.0000	0.0000
5B' 1	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	0.128	5.250	0.6720	3.7968
5B' 2	0.3671	4.450	1.6336	7.2613	0.240	6.700	1.6080	10.7736
5B' 3	0.6211	8.900	5.5278	49.1974	0.240	6.700	1.6080	10.7736
5B' 4	2.4300	13.350	32.4250	432.8740	0.240	6.700	1.6080	10.7736
5B' 5	0.3671	17.800	6.5340	116.2060	0.240	6.700	1.6080	10.7736
5B' 6	0.3671	22.250	8.1680	181.7380	0.240	6.700	1.6080	10.7736
5B' 7	0.3671	26.700	9.8020	261.7134	0.240	6.700	1.6080	10.7736
5B' 8	0.0000	31.150	0.0000	0.0000	0.128	5.250	0.6720	3.7968
5C 3	0.2513	8.900	2.2366	19.9060	0.271	14.400	3.9024	56.1946
5C 4a	0.3591	15.850	5.6915	90.1870	0.271	14.400	3.9024	56.1946
5D' 4a	0.2132	15.430	3.2897	50.7647	0.000	10.000	0.0000	0.0000
ASC.	19.6100	13.095	256.7930	3362.7040	6.232	10.740	67.8980	718.8490
	64.4307		1299.3498	34334.054	10.266		87.5748	910.375

$$\bar{X} = \frac{1,299.3498}{64.4307} = 20.177 \text{ m} \quad \bar{Y} = \frac{87.5748}{10.266} = 8.520 \text{ m}$$

Excentricidades

$$e_y = 8.520 - 4.782 = 3.738$$

$$e_x = 20.177 - 14.864 = 5.313$$

MOMENTO POLAR

$$I_x = 910.375 - (8.520)^2 \cdot 10.266 = 164.876$$

$$I_y = 34,334.054 - (20.177)^2 \cdot 64.4307 = 8,096.096$$

$$M_p = 164.876 + 8,096.096 = 8,260.972$$

$$M_{TX} = F_x (1.5 e_y + 0.05 b_y)$$

$$M'_{TX} = F_x (e_y - 0.05 b_y)$$

siendo $F_x = 103.230$

$$e_y = 3.738$$

$$b_y = 14.10$$

$$M_{TX} = 103.230 (1.5 \times 3.738 + 0.05 \times 14.10) = 103.230 \times 6.312$$

$$M_{TX} = 651.5877$$

$$M'_{TX} = 103.230 (3.738 - 0.05 \times 14.10) = 103.230 \times 3.033$$

$M'_{TX} = 313.097$ ton-m. son del mismo sentido y se toma al mayor

CORTE POR TORSION

$$V_{TORS.} = \frac{M_T}{M_P} D_x Y$$

$$\frac{651.5877}{8,260.972} D_x Y = 0.079 D_x Y$$

CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO

$$V_F = \frac{D_i}{\sum D} F_x = \frac{103.230}{10.266} \times D_i = 10.10 D_i$$

$$V = V_F + V_{TORS.}$$

ELEM.	D _X	V _F	Y	Y D _X	V _{TORS.}	V
5A' 1	0.128	1.293	6.770	0.866	0.069	1.362
5A'B'P 1	0.000	0.000	5.020	0.000	0.000	0.000
5A' 2	0.240	2.424	8.220	1.973	0.156	2.580
5A' 3	0.240	2.424	8.220	1.973	0.156	2.580
5A' 4	0.240	2.424	8.220	1.973	0.156	2.580
5A' 5	0.240	2.424	8.220	1.973	0.156	2.580
5A' 6	0.240	2.424	8.220	1.973	0.156	2.580
5A' 7	0.240	2.424	8.220	1.973	0.156	2.580
5A' 8	0.128	1.293	6.770	0.866	0.069	1.362

ELEM.	D _X	V _F	Y	Y D _X	V _{TORS.}	V
5A'B'P 8	0.000	0.000	5.020	0.000	0.000	0.000
5B' 1	0.128	1.293	3.270	0.418	0.033	1.326
5B' 2	0.240	2.424	1.820	0.437	0.035	2.459
5B' 3	0.240	2.424	1.820	0.437	0.035	2.459
5B' 4	0.240	2.424	1.820	0.437	0.035	2.459
5B' 5	0.240	2.424	1.820	0.437	0.035	2.459
5B' 6	0.240	2.424	1.820	0.437	0.035	2.459
5B' 7	0.240	2.424	1.820	0.437	0.035	2.459
5B' 8	0.128	1.293	3.270	0.418	0.033	1.326
5C 3	0.271	2.740	-5.880	- 1.595	0.000	2.740
5C 4a	0.271	2.740	-5.880	- 1.595	0.000	2.740
5D' 4a	0.000	0.000	-1.480	- 0.000	0.000	0.000
ASC.	6.232	63.422	-2.220	-13.844	0.000	63.422

DIRECCION Y

$$M_{TY} = F_Y (1.5 e_x + 0.056)$$

$$M_{TY}' = F_Y (e_x - 0.05 b_x)$$

$$F_Y = 89.660 \text{ ton.}$$

$$e_x = 5.313$$

$$b_x = 31.15 \text{ m.}$$

$$M_{TY} = 89.660 (1.5 \times 5.313 + 31.15) = 89.660 \times 9.527$$

$$M_{TY}' = 854.191 \text{ ton-m.}$$

$$M_{TY}' = 89.660 (5.313 - 0.05 \times 31.15) = 89.66 \times 3.755$$

$$M_{TY}' = 337.1216 \text{ ton-m. se considera al mayor.}$$

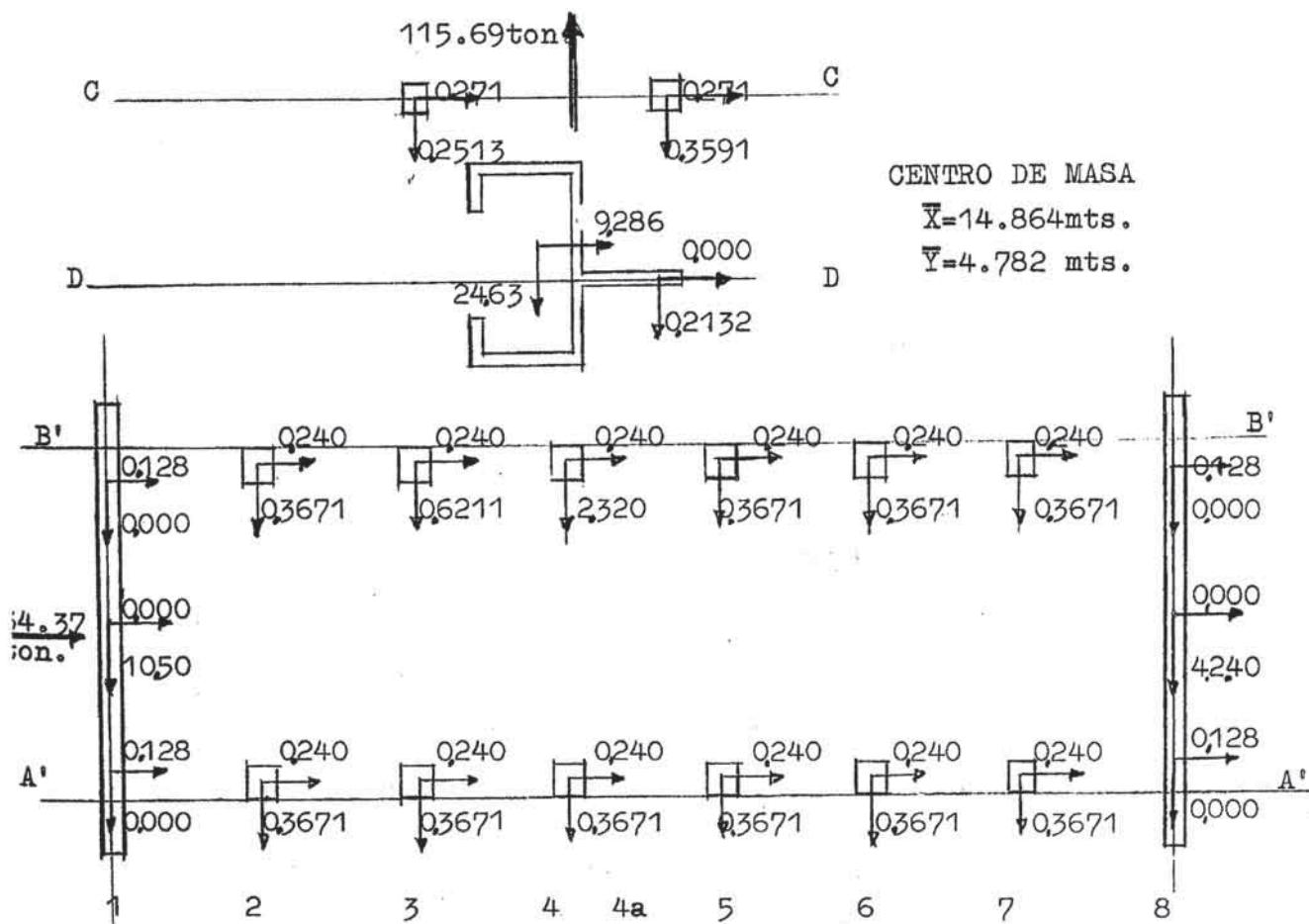
CORTE POR TORSION .

$$V_{TORS} = \frac{M_{TORS}}{M_p} D_Y X = \frac{854.191}{8,260.972} = 0.103 \times D_Y$$

CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO .

$$V_F = \frac{D_i}{\sum D} F_Y = \frac{89.66}{64.4307} D_i \quad \curvearrowright \quad V_F = 1.39 D_i$$

ELEM.		D _Y	V _F	X	XD _Y	V _{TORS}	V
5A'	1	0.0000	0.000	-20.177	- 0.000		0.000
5A'B'P	1	7.325	10.172	-20.177	-140.795		10.172
5A'	2	0.3671	0.510	-15.727	- 5.767		0.510
5A'	3	0.3671	0.510	-11.277	- 4.177		0.510
5A'	4	0.3671	0.510	- 6.827	- 2.507		0.510
5A'	5	0.3671	0.510	- 2.377	- 0.873		0.510
5A'	6	0.3671	0.510	+ 2.053	+ 0.753	+ 0.078	0.588
5A'	7	0.3671	0.510	+ 6.523	+ 2.390	+ 0.246	0.756
5A'	8	0.0000	0.000	+10.973	+ 0.000		
5A'B'P	8	29.9500	41.631	+10.973	+328.641	+33.800	63.750
5B'	1	0.0000	0.000	-20.177	- 0.000		
5B'	2	0.3671	0.510	-15.727	- 5.767		0.510
5B'	3	0.6211	0.862	-11.277			0.862
5B'	4	2.4300	3.540	- 6.827			3.540
5B'	5	0.3671	0.510	- 2.377			0.510
5B'	6	0.3671	0.510	+ 2.053	+ 0.753	+ 0.078	0.588
5B'	7	0.3671	0.510	+ 6.523	+ 2.390	+ 0.246	0.756
5B'	8	0.0000	0.000	+10.973	+ 0.000		
5C	3	0.2513	0.348	-11.277			0.348
5C	4a	0.3591	0.499	- 4.327			0.499
5D'	4a	0.2132	0.296	- 4.747			0.296
ASC		19.6100	24.340	- 7.095			24.340

4^{to} PISO

ELEM.	D _Y	X	X D _Y	X ²	D _Y	D _X	Y	Y D _X	Y ²	D _X
4A' 1	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	0.128	0.750	0.224	0.3800		
4A' B' P1	10.5000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	3.500	0.000	0.0000		
4A' 2	0.3671	4.450	1.6336	7.2613	0.240	0.300	0.072	0.0216		
4A' 3	0.3671	8.900	3.2672	29.0763	0.240	0.300	0.072	0.0216		
4A' 4	0.3671	13.350	4.9008	65.4257	0.240	0.300	0.072	0.0216		
4A' 5	0.3671	17.800	6.5340	116.2060	0.240	0.300	0.072	0.0216		
4A' 6	0.3671	22.250	8.1680	181.7380	0.240	0.300	0.072	0.0216		
4A' 7	0.3671	26.700	9.8020	261.7134	0.240	0.300	0.072	0.0216		
4A' 8	0.0000	31.150	0.0000	0.0000	0.128	1.750	0.224	0.3920		
4A' B' P8	42.400	31.150	1320.7600	41141.6740	0.000	3.500	0.000	0.0000		
4B' 1	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.128	5.250	0.672	3.7968		
4B' 2	0.3671	4.450	1.6336	7.2613	0.240	6.700	1.608	10.7736		
4B' 3	0.6211	8.900	5.5278	49.1974	0.240	6.700	1.608	10.7736		
4B' 4	2.3200	13.350	30.9720	413.4760	0.240	6.700	1.608	10.7736		
4B' 5	0.3671	17.800	6.5340	116.2060	0.240	6.700	1.608	10.7736		
4B' 6	0.3671	22.250	8.1680	181.7380	0.240	6.700	1.608	10.7736		
4B' 7	0.3671	26.700	9.8020	261.7134	0.240	6.700	1.608	10.7736		
4B' 8	0.0000	31.150	0.0000	0.0000	0.128	5.250	0.672	3.7968		
4C 3	0.2513	8.900	2.2366	19.9060	0.271	14.400	3.9024	56.1946		
4C 4a	0.3591	15.850	5.6915	90.1870	0.271	14.400	3.9024	56.1946		
4D' 4a	0.2132	15.430	3.2897	50.7647	0.000	10.000	0.0000	0.0000		
ASC	24.6300	13.095	322.6530	4225.7540	9.286	10.740	99.7320	1071.1210		
	84.9657		1741.5738	47259.2990	13.320		119.4080	1262.6470		

$$\bar{x} = \frac{1,741.5738}{84.9657} = 20.50 \text{ m.}$$

$$\bar{y} = \frac{119.4088}{13.320} = 8.97$$

Excentricidades.

$$e_y = 8.970 - 4.782 = 4.188$$

$$e_x = 20.500 - 14.864 = 5.636$$

MOMENTO POLAR.

$$I_x = 1,262.647 - (8.970)^2 \cdot 13.320 = 190.907$$

$$I_y = 47,259.299 - (20.50)^2 \cdot 84.9657 = 11,552.327$$

$$M_p = 11,552.327 + 190.907 = 11,743.244$$

DIRECCION X

$$M_{TX} = F_X (1.5 e_y + 0.05 b_y)$$

pág. 75

$$M'_{TX} = F_X (e_y - 0.005 b_y)$$

siendo $F_X = 134.370$ ton.

$$e_y = 4.188 \text{ m.}$$

$$b_y = 14.10$$

$$M_{TX} = 134.370 (1.5 \times 4.188 + 0.05 \times 14.10) = 134.370 \times 6.987$$

$$M_{TX} = 938.112 \text{ ton-m.}$$

$$M'_{TX} = 134.370 (4.188 - 0.005 \times 14.10) = 134.370 \times 3.483$$

$M'_{TX} = 467.712 \text{ ton-m.}$ se toma el mayor.

CORTE POR TORSION

$$V_{TORS.} = \frac{M_T}{M_P} D_X Y$$

$$\frac{938.112}{11,743.244} D_X Y = 0.080 D_X Y$$

CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO

$$V_F = \frac{D_i}{\sum D} F_X = \frac{134.370}{13.434} D_i = 10.10 D_i$$

ELEM.	D _X	V _F	Y	Y D _X	V _{TORS.}	V
4A' 1	0.128	1.293	7.220	0.925	0.074	1.367
4A'B'P 1	0.000	0.000	5.470	0.000	0.000	0.000
4A' 2	0.240	0.424	8.670	2.080	0.167	2.591
4A' 3	0.240	2.494	8.670	2.080	0.167	2.591
4A' 4	0.240	2.494	8.670	2.080	0.167	2.591
4A' 5	0.240	2.494	8.670	2.080	0.167	2.591
4A' 6	0.240	2.494	8.670	2.080	0.167	2.591
4A' 7	0.240	2.494	8.670	2.080	0.167	2.591
4A' 8	0.128	1.293	7.220	0.925	0.074	1.367
4A'B'P 8	0.000	0.000	5.470	0.000	0.000	0.000
4B' 1	0.128	1.293	3.720	0.476	0.038	1.331
4B' 2	0.240	0.424	2.270	0.545	0.044	2.468
4B' 3	0.240	0.424	2.270	0.545	0.044	2.468
4B' 4	0.240	0.424	2.270	0.545	0.044	2.468
4B' 5	0.240	0.424	2.270	0.545	0.044	2.468
4B' 6	0.240	0.424	2.270	0.545	0.044	2.468
4B' 7	0.240	0.424	2.270	0.545	0.044	2.468
4B' 8	0.128	1.293	3.720	0.476	0.038	1.331

ELEM.	D _X	V _F	Y	Y D _X	V _{TORS.}	V
4C 3	0.271	2.740	-5.430	-1.475	—	2.740
4C 4a	0.271	2.740	-5.430	-1.475	—	2.740
4D' 4a	0.000	0.000	-1.030	-0.000	—	0.000
ASC.	9.400	9.370	-1.770	-16.450	—	9.370

DIRECCION Y

$$M_{TY} = F_Y (1.5 e_x + 0.05 b_x)$$

$$M_{TY}' = F_Y (e_x - 0.05 b_x)$$

$$F_Y = 115.69 \text{ ton.}$$

$$e_x = 5.636 \text{ m.}$$

$$b_x = 31.15 \text{ m.}$$

$$M_{TY} = 115.690 (1.5 \times 5.636 + 0.05 \times 31.15)$$

$$M_{TY} = 1,161.528 \text{ ton-m.}$$

$$M_{TY}' = 115.690 (5.636 - 0.05 \times 31.15)$$

$$M_{TY}' = 472.015 \text{ ton-m. se toma el mayor.}$$

CORTE POR TORSION

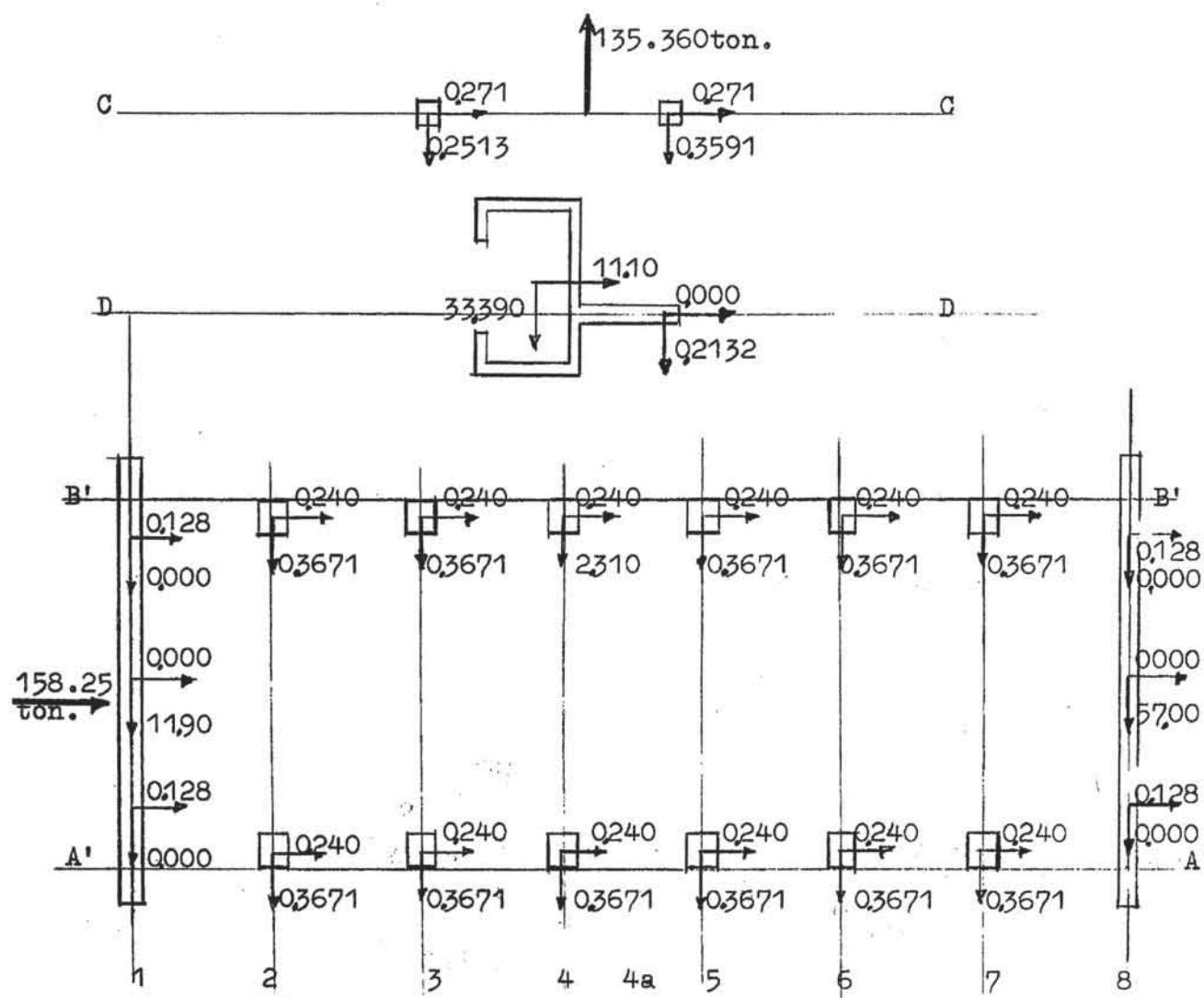
$$V_{TORS.} = \frac{M_{TORS.}}{M_p} D_Y X = \frac{1,161.528}{11,743.244} = 0.099 X D_Y$$

CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO

$$V_F = \frac{D_i}{\sum D} F_Y = \frac{115.690}{24.9657} D_i = 1.36 D_i$$

ELEM.	D _Y	V _F	X	X D _y	V _{TORS.}	V
4A' 1	0.0000	0.000	-20.500			0.000
4A'B'P 1	10.5000	14.300	-20.500			14.300
4A' 2	0.3671	0.500	-16.050			0.500
4A' 3	0.3671	0.500	-11.600			0.500
4A' 4	0.3671	0.500	-7.150			0.500
4A' 5	0.3671	0.500	-2.700			0.500
4A' 6	0.3671	0.500	+1.750	0.642	+0.064	0.564
4A' 7	0.3671	0.500	+4.450	1.630	+0.162	0.662
4A' 8	0.0000	0.000	+10.650	0.000		0.000
4A'B'P 8	42.4000	57.740	+10.650	451.560	+44.640	102.380
4B' 1	0.0000	0.000	-20.50			0.000
4B' 2	0.3650	0.500	-16.05			0.500
4B' 3	0.6211	0.845	-11.90			0.845
4B' 4	2.320	3.280	-7.150			3.280

ELEM.	D _Y	V _F	X	X D _Y	V _{TORS.}	V
4B'	5	0.3671	0.500	-2.700		0.500
4B'	6	0.3671	0.500	+1.750	0.642	+0.064
4B'	7	0.3671	0.500	+4.450	1.630	+0.162
4B'	8	0.0000	0.000	+10.650	0.000	0.000
4C	3	0.2513	0.342	-11.600		0.342
4C	4a	0.3591	0.488	-4.650		0.488
4D'	4a	0.2132	0.290	-5.070		0.290
ASC.		24.6300	30.184	-7.465		30.184

3^{er} PISO

CENTRO DE MASA

X=14.925mts.

Y=4.810ton.

CENTRO DE RIGIDEZ

LEM.	D _Y	X	X D _Y	X ²	D _Y	D _X	Y	Y D _X	Y ²	D _X
A' 1	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	0.128	1.750	0.224	0.3800		
A'B'P 1	11.9000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	3.500	0.000	0.0000		
A' 2	0.3671	4.450	1.6336	7.2613	0.240	0.300	0.072	0.0216		
A' 3	0.3671	8.900	3.2672	29.0763	0.240	0.300	0.072	0.0216		
A' 4	0.3671	13.350	4.9008	65.4257	0.240	0.300	0.072	0.0216		
A' 5	0.3671	17.800	6.5340	116.2060	0.240	0.300	0.072	0.0216		
A' 6	0.3671	22.250	8.1680	181.7380	0.240	0.300	0.072	0.0216		
A' 7	0.3671	26.700	9.8020	261.7134	0.240	0.300	0.072	0.0216		
A' 8	0.0000	31.150	0.0000	0.0000	0.128	1.750	0.2240	0.3920		
3A'B'P 8	57.0000	31.150	1775.5500	55221.1600	0.000	3.500	0.0000	0.0000		
3B' 1	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	0.128	5.250	0.6720	3.7968		
3B' 2	0.3671	4.450	1.6336	7.2613	0.240	6.700	1.6080	10.7736		
3B' 3	0.6211	8.900	5.5278	49.1974	0.240	6.700	1.6080	10.7736		
3B' 4	2.3100	13.350	30.7050	411.3800	0.240	6.700	1.6080	10.7736		
3B' 5	0.3671	17.800	6.5340	116.2060	0.240	6.700	1.6080	10.7736		
3B' 6	0.3671	22.250	8.1680	181.7380	0.240	6.700	1.6080	10.7736		
3B' 7	0.3671	26.700	9.8020	261.7134	0.240	6.700	1.6080	10.7736		
3B' 8	0.0000	31.150	0.0000	0.0000	0.128	5.250	0.6720	3.7968		
3C 3	0.2513	8.900	2.2366	19.9060	0.271	14.400	3.9024	56.1946		
3C 4a	0.3591	15.850	5.6915	90.1870	0.271	14.400	3.9024	56.1946		
3D 4a	0.2132	15.430	3.2897	50.7647	0.000	10.000	0.0000	0.0000		
ASC.	<u>33.390</u>	<u>13.095</u>	<u>437.4090</u>	<u>5730.0710</u>	<u>11.100</u>	<u>10.740</u>	<u>119.2140</u>	<u>1280.2080</u>		
	109.716		2310.8528	62841.0060	15.134			138.8908	1471.734	

$$X = \frac{2,310.8528}{109.716} = 21.060$$

$$\bar{Y} = \frac{138.8908}{15.134} = 9.17 \text{ m.}$$

Excentricidades.

$$e_y = 9.170 - 4.810 = 4.360$$

$$e_x = 21.060 - 14.925 = 6.135$$

MOMENTO POLAR.

$$I_x = 1,471.734 - (9.17)^2 15.134 = 198.965$$

$$I_y = 62,841.006 - (21.06)^2 109.716 = 14,189.056$$

$$M_p = 14,189.056 + 198.965$$

$$M_p = 14,388.021$$

$$M_{TX} = F_x (1.5 e_y + 0.05 b_y) \quad M_{TX}' = F_x (e_y - 0.05 b_y)$$

siendo :

$$F_x = 158.250 \text{ ton.}$$

$$b_y = 14.10 \text{ m.}$$

$$e_y = 4.360 \text{ m.}$$

$$M_{TX} = 158.250 (1.5 \times 4.360 + 0.05 \times 14.10) = 1,147.312 \text{ ton-m.}$$

$$M_{TX}' = 158.250 (4.360 - 0.05 \times 14.10) = 376.82 \text{ ton-m.}$$

se considera al mayor.

CORTE POR TORSION .

$$V_{TORS} = \frac{M_T}{M_P} D_x Y = \frac{1,147.312}{14,388.021} D_x Y = 0.08 D_x Y$$

CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO

$$V_F = \frac{D_i}{\sum D} F_x = \frac{158.250}{15.134} D_i = 10.46 D_i$$

ELEM.	D _X	V _F	Y	Y D _X	V _{TORS.}	V
3A' 1	0.128	1.340	7.42	0.950	0.076	1.416
3A'B'P 1	0.000	0.000	5.67	0.000	0.000	0.000
3A' 2	0.240	2.510	8.87	2.130	0.171	2.681
3A' 3	0.240	2.510	8.87	2.130	0.171	2.681
3A' 4	0.240	2.510	8.87	2.130	0.171	2.681
3A' 5	0.240	2.510	8.87	2.130	0.171	2.681
3A' 6	0.240	2.510	8.87	2.130	0.171	2.681
3A' 7	0.240	2.510	8.87	2.130	0.171	2.681
3A' 8	0.128	1.340	7.42	0.950	0.076	1.416
3A'B'P 8	0.000	0.000	5.67	0.000	0.000	0.000
3B' 1	0.128	1.340	3.92	0.502	0.040	1.380
3B' 2	0.240	2.510	2.47	0.593	0.047	2.557
3B' 3	0.240	2.510	2.47	0.593	0.047	2.557
3B' 4	0.240	2.510	2.47	0.593	0.047	2.557
3B' 5	0.240	2.510	2.47	0.593	0.047	2.557
3B' 6	0.240	2.510	2.47	0.593	0.047	2.557
3B' 7	0.240	2.510	2.47	0.593	0.047	2.557
3B' 8	0.128	1.340	3.92	0.502	0.040	1.380
3C 3	0.271	2.840	-5.23	-0.142		2.840
3C 4a	0.271	2.840	-5.23	-0.142		2.840
3D' 4a	0.000	0.000	-0.83	-0.000		0.000
ASC	11.100	117.120	-1.57	-17.500		117.120

DIRECCION Y

pag.80

$$M_{TY} = F_Y (1.5 e_x + 0.05 b_x) \quad M'_{TY} = F_Y (e_x - 0.05 b_x)$$

$$F_Y = 135.60 \text{ ton.} \quad e_x = 6.135 \text{ mts.} \quad b_x = 31.15 \text{ mts.}$$

$$M_{TY} = 135.60 (1.5 \times 6.135 + 0.05 \times 31.15) = 1,459.056 \text{ ton-m.}$$

$$M'_{TY} = 135.60 (6.135 - 0.05 \times 31.15) = 621.048 \text{ ton-m.}$$

se considera al mayor

CORTE POR TORSION

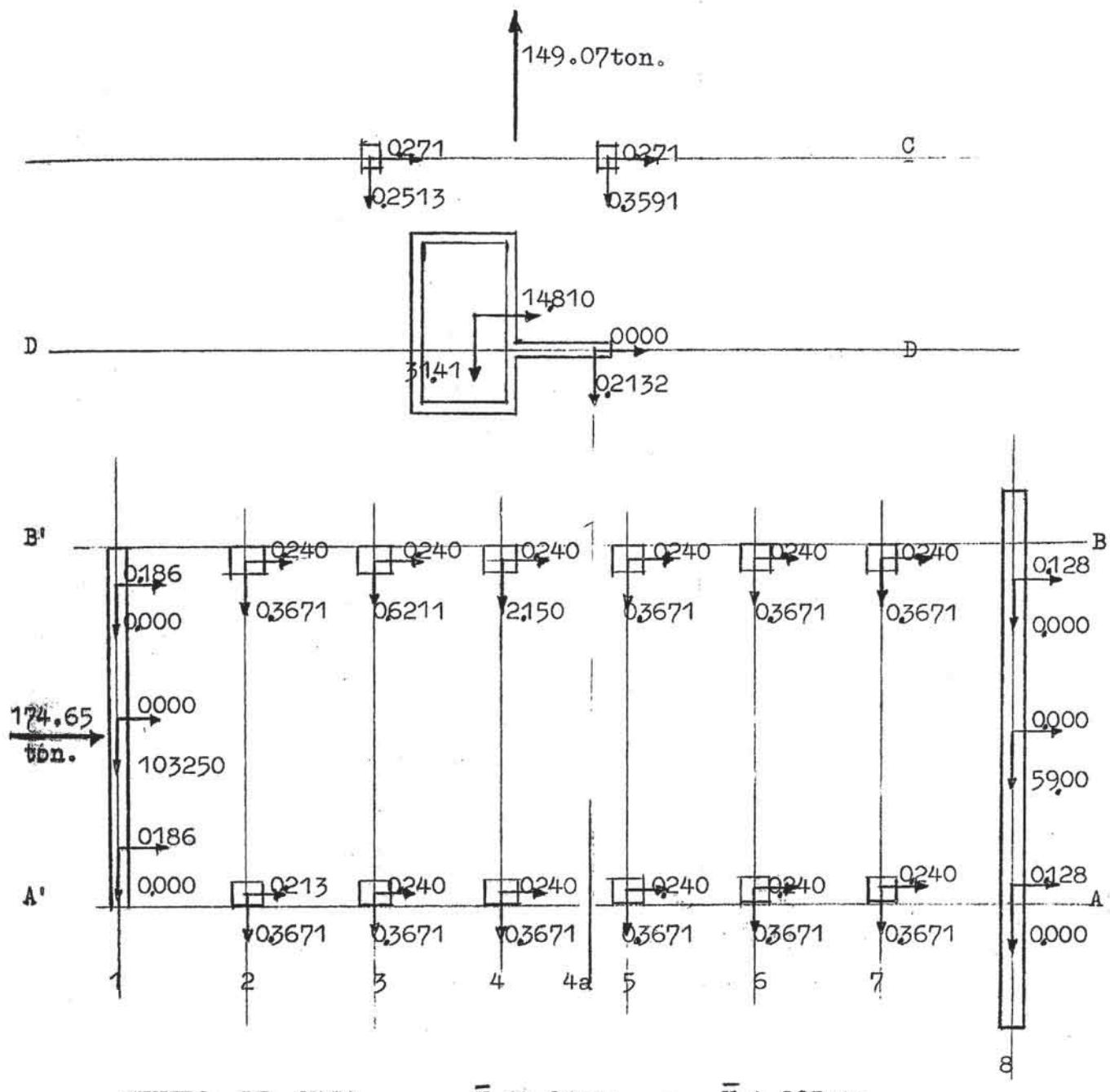
$$V_{TORS} = \frac{M_{TORS}}{M_P} D_y X = \frac{1,459.056}{14,388.021} D_y X = 0.102 X D_y$$

CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO

$$V_F = \frac{D_i}{\sum D} F_Y = \frac{135.60}{109.716} D_i = 1.24 D_i$$

ELEM.	D _Y	V _F	X	X D _Y	V _{TORS.}	V
3A' 1	0.0000	0.000	-21.060			0.000
3A'B'P 1	11.9000	14.750	-21.060			14.750
3A' 2	0.3671	0.460	-16.610			0.460
3A' 3	0.3671	0.460	-12.160			0.460
3A' 4	0.3671	0.460	-7.710			0.460
3A' 5	0.3671	0.460	-3.260			0.460
3A' 6	0.3671	0.460	1.190	+ 0.418	0.043	0.503
3A' 7	0.3671	0.460	5.640	+ 2.070	0.211	0.671
3A' 8	0.0000	0.000	10.090	+ 0.000	0.000	0.000
3A'B'P 8	57.0000	70.580	10.090	+575.000	58.600	129.180
3B' 1	0.0000	0.000	-21.060			0.000
3B' 2	0.3671	0.460	-16.610			0.460
3B' 3	0.6211	0.770	-12.160			0.770
3B' 4	2.3100	2.950	-7.710			2.950
3B' 5	0.3671	0.460	-3.260			0.460
3B' 6	0.3671	0.460	+1.190	0.418	0.043	0.503
3B' 7	0.3671	0.460	+5.640	2.070	0.211	0.671
3B' 8	0.0000	0.000	+10.090	0.000	0.000	0.000
3C 3	0.2513	0.312	-12.160			0.312
3C 4a	0.3591	0.445	-5.210			0.445
3D 4a	0.2132	0.264	-5.630			0.264
ASC.	33.3900	37.982	-7.965			37.982

2º PISO



EM.	D _Y	X	X D _Y	X ²	D _Y	D _X	Y	Y D _X	Y ²	D _X
1	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	0.186	1.750	0.334	0.6012		
B'P 1	103.2500	0.000	0.0000	0.0000	0.000	3.500	0.000	0.0000		
2	0.3671	4.450	1.6336	7.2613	6.213	0.300	0.064	0.0192		
3	0.3671	8.900	3.2672	29.0763	0.240	0.300	0.072	0.0216		
4	0.3671	13.350	4.9008	65.4257	0.240	0.300	0.072	0.0216		
5	0.3671	17.800	6.5340	116.2060	0.240	0.300	0.072	0.0216		
6	0.3671	22.250	8.1680	181.7380	0.240	0.300	0.072	0.0216		
7	0.3671	26.700	9.8020	261.7134	0.240	0.300	0.072	0.0216		
8	0.0000	31.150	0.0000	0.0000	0.128	1.750	0.224	0.3920		
A'B'P 8	59.0000	31.150	1837.8500	57158.6900	0.000	3.500	0.000	0.0000		
B' 1	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	0.186	5.250	0.977	5.1290		
B' 2	0.3671	4.450	1.6336	7.2613	0.213	6.700	1.427	9.5810		
B' 3	0.3671	8.900	5.5278	49.1974	0.240	6.700	1.608	10.7736		
B' 4	0.3671	13.350	28.7030	383.1450	0.240	6.700	1.608	10.7736		
B' 5	0.3671	17.800	6.5340	116.2060	0.240	6.700	1.608	10.7736		
B' 6	0.3671	22.250	8.1680	181.7380	0.240	6.700	1.608	10.7736		
B' 7	0.3671	26.700	9.8020	261.7134	0.240	6.700	1.608	10.7736		
B' 8	0.0000	31.150	0.0000	0.0000	0.128	5.250	0.672	3.7968		
3	0.2513	8.900	2.2366	19.9060	0.271	14.400	3.9024	56.1946		
4a	0.3591	15.850	5.6915	90.1870	0.271	14.400	3.9024	56.1946		
4a	0.2132	15.430	3.2897	50.7647	0.000	10.000	0.0000	0.0000		
ASC.	<u>31.4100</u>	<u>12.793</u>	<u>401.7340</u>	<u>5138.1270</u>	<u>14.810</u>	<u>10.770</u>	<u>159.9480</u>	<u>1723.0000</u>		
	<u>200.926</u>		<u>2335.4758</u>	<u>64158.357</u>	<u>18.806</u>		<u>179.8508</u>	<u>1915.854</u>		

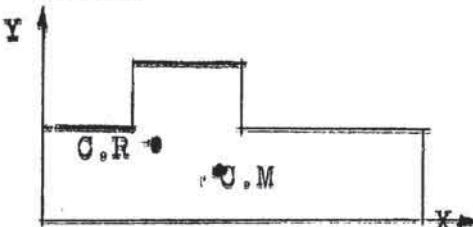
$$X = \frac{2,335.4758}{200.926} = 11.66 \text{ m.}$$

$$\bar{Y} = \frac{179.8508}{18.806} = 9.57$$

Excentricidades

$$e_y = 9.57 - 4.825 = 4.745$$

$$e_x = 11.66 - 14.910 = -3.250$$



MOMENTO POLAR

$$I_x = 1,915.854 - (9.57)^2 \times 18.806 = 192.858$$

$$I_y = 64,158.357 - (11.66)^2 \times 200.926 = 36,657.156$$

$$M_p = 36,657.156 + 192.858 = 36,850.014$$

DIRECCION X

$$M_{Tx} = F_x (1.5 e_y + 0.05 b_y) \quad M_{Tx} = F_x (e_y - 0.05 b_y)$$

ndo $F_x = 174.65$

$e_y = 4.485$

$b_y = 14.10 \text{ m.}$

$$M_{TX} = 174.65 (1.5 \times 4.745 + 0.05 \times 14.10) = 174.65 \times 7.825 = 1362.273$$

$$M_{TX}^i = 174.65 (4.745 - 0.05 \times 14.10) = 174.65 \times 4.040 = 705.733$$

CRTF POR TORSION

$$V_{TORS} = \frac{M_T}{M_P} D_X Y = \frac{1,362.273}{36,850.014} = 0.037 D_X Y$$

CRTF QUE TOMA CADA ELEMENTO

$$V_F = \frac{D_i}{\sum D} F_x = \frac{174.650}{18.806} D_i = 9.26 D_i$$

ELEM.	D _X	V _F	Y	Y D _X	V _{TORS.}	V
2A' 1	0.186	1.720	7.82	1.452	0.053	1.773
2A'B'P 1	0.000	0.000	6.05	0.000	0.000	0.000
2A' 2	0.213	1.970	9.27	1.975	0.073	2.043
2A' 3	0.240	2.220	9.27	2.230	0.089	2.309
2A' 4	0.240	2.220	9.27	2.230	0.089	2.309
2A' 5	0.240	2.220	9.27	2.230	0.089	2.309
2A' 6	0.240	2.220	9.27	2.230	0.089	2.309
2A' 7	0.240	2.220	9.27	2.230	0.089	2.309
2A' 8	0.128	1.185	7.82	1.000	0.037	1.222
2A'B'P 8	0.000	0.000	6.07	0.000	0.000	0.000
2B' 1	0.186	1.720	4.32	0.802	0.030	1.750
2B' 2	0.213	1.970	2.87	0.611	0.023	1.993
2B' 3	0.240	2.220	2.87	0.689	0.025	2.245
2B' 4	0.240	2.220	2.87	0.689	0.025	2.245
2B' 5	0.240	2.220	2.87	0.689	0.025	2.245
2B' 6	0.240	2.220	2.87	0.689	0.025	2.245
2B' 7	0.240	2.220	2.87	0.689	0.025	2.245
2B' 8	0.128	1.185	4.32	0.553	0.020	1.205
2C 3	0.271	2.510	-4.83	-1.310	—	—
2C 4a	0.271	2.510	-4.83	-1.310	—	—
2D 4a	0.000	0.000	-0.43	-0.000	—	—
2ASC.	14.810	132.310	-5.24	-0.776	—	—

DIRECCION Y

$$M_{TY} = F_Y (1.5 e_x + 0.05 b_x) \quad M_{TY}^i = F_Y (e_x - 0.05 b_x)$$

$$F_Y = 149.070 \text{ ton.} \quad e_x = 3.25 \text{ m.} \quad b_x = 31.15 \text{ m.}$$

$$M_{TY} = 149.070 (1.5 \times 3.25 + 0.05 \times 31.15) = 149.070 \times 6.433 = 958.713 \text{ ton-m.}$$

$$M_{TY}^i = 149.070 (3.25 - 0.05 \times 31.15) = 149.070 \times 1.692 = 251.00 \text{ ton-m.}$$

CORTE POR TORSION

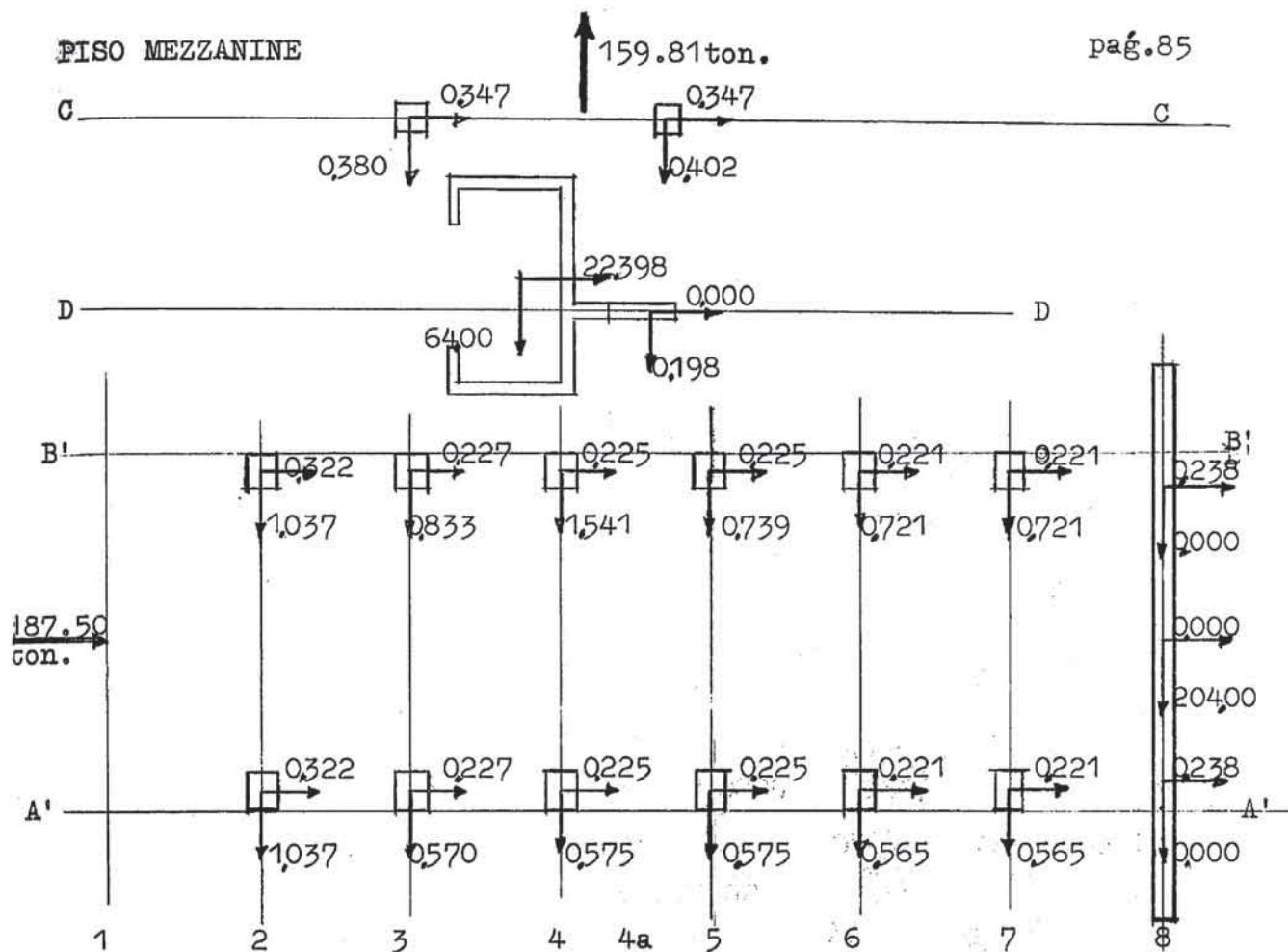
pag.84

$$V_{TORS.} = \frac{M_{TORS}}{M_P} D_Y X = \frac{958.713}{36,850.014} = 0.026 D_Y X$$

CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO.

$$V_F = \frac{D_i}{\sum D} F_y = \frac{149.070}{200.926} = 0.750 D_i$$

ELEM.	D _Y	V _F	X	X D _Y	V _{TORS.}	V
2A' 1	0.0000	0.000	-11.660			0.000
2A'B'P 1	103.2500	77.500	-11.660			77.500
2A' 2	0.3671	0.276	- 7.210			0.276
2A' 3	0.3671	0.276	- 2.760			0.276
2A' 4	0.3671	0.276	+ 1.690	0.620	0.016	0.292
2A' 5	0.3671	0.276	+ 6.140	2.260	0.059	0.335
2A' 6	0.3671	0.276	+10.590	3.900	0.102	0.378
2A' 7	0.3671	0.276	+15.040	5.510	0.143	0.419
2A' 8	0.0000	0.000	+19.490	0.000	0.000	0.000
2A'B'P 8	59.0000	44.250	+19.490	115.000	3.000	47.250
2B' 1	0.0000	0.000	-11.660			0.000
2B' 2	0.3671	0.276	- 7.216			0.276
2B' 3	0.6211	0.465	- 2.760			0.465
2B' 4	2.1500	1.602	+ 1.690	3.640	0.095	1.697
2B' 5	0.3671	0.276	+ 6.140	2.260	0.059	0.335
2B' 6	0.3671	0.276	+10.590	3.900	0.102	0.378
2B' 7	0.3671	0.276	+15.040	5.510	0.143	0.419
2B' 8	0.0000	0.000	+19.490	0.000	0.000	0.000
2C 3	0.2513	0.180	- 2.760			0.180
2C 4a	0.3591	0.270	+ 4.890	1.760	0.046	0.316
2D 4a	0.2132	0.160	+ 3.770	0.805	0.021	0.181
2ASC.	31.4100	22.650	+ 1.133	35.600	0.930	23.580



CENTRO DE MASA

$$\bar{X} = 15.465 \text{ mts.}$$

$$\bar{Y} = 3.463 \text{ mts.}$$

CENTROS DE RIGIDEZ.

ELEM.	D _Y	X	X D _Y	X ²	D _Y ²	D _X	Y	Y D _X	Y ² D _X
MA' 1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.75	0.000	0.000
MA'B'P 1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.50	0.000	0.000
MA' 2	1.037	4.450	4.615	20.559	0.322	0.30	0.30	0.097	0.029
MA' 3	0.570	8.900	5.073	45.149	0.227	0.30	0.30	0.068	0.020
MA' 4	0.575	13.350	7.676	102.528	0.225	0.30	0.30	0.067	0.020
MA' 5	0.575	17.800	10.235	182.183	0.225	0.30	0.30	0.067	0.020
MA' 6	0.565	22.250	12.571	279.692	0.221	0.30	0.30	0.066	0.020
MA' 7	0.565	26.700	15.086	402.796	0.221	0.30	0.30	0.066	0.020
MA' 8	0.000	31.150	0.000	0.000	0.238	1.75	0.417	0.730	
MA'B'P 8	204.000	31.150	6354.600	196992.600	0.000	3.50	0.000	0.000	0.000
MB' 1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.25	0.000	0.000	0.000
MB' 2	1.037	4.450	4.615	20.559	0.322	6.70	2.144	14.340	
MB' 3	0.833	8.900	7.414	65.984	0.227	6.70	1.521	10.184	
MB' 4	1.541	13.350	20.572	275.638	0.225	6.70	1.508	10.104	
MB' 5	0.739	17.800	13.154	234.141	0.225	6.70	1.508	10.104	
MB' 6	0.721	22.250	16.042	356.891	0.221	6.70	1.481	9.916	

ELEM.	D _Y	X	X D _Y	X ² D _Y	D _X	Y	Y D _X	Y ² D _X
MB' 7	0.721	26.700	19.251	513.975	0.221	6.70	1.481	9.916
MB' 8	0.000	31.150	0.000	0.000	0.238	5.25	1.250	6.563
MC 3	0.380	8.900	3.382	30.100	0.347	14.40	4.997	72.000
MC 4a	0.402	15.850	6.372	100.965	0.347	14.40	4.997	72.000
MD' 4a	0.198	15.430	3.055	47.216	0.000	10.00	0.000	0.000
ASC.	64.000	13.095	838.080	10977.800	22.398	10.74	240.576	2583.829
	278.459		7341.793	210648.776	26.450		262.311	2799.915

$$\bar{X} = \frac{7,341.793}{279.459} = 26.27 \text{ mts.} \quad \bar{Y} = \frac{262.311}{26.45} = 10.00 \text{ m.}$$

Excentricidades

$$e_y = 10.00 - 3.463 = 6.537 \text{ mts.}$$

$$e_x = 26.270 - 15.465 = 10.805 \text{ mts.}$$

MOMENTO POLAR

$$I_x = 2,799.915 - (10.0)^2 26.45 = 154.915$$

$$I_y = 210,648.776 - (26.27)^2 278.459 = 18,233.607$$

$$M_p = 18,233.607 + 154.915 = 18,388.522$$

DIRECCION X .

$$M_{TX} = F_x (1.5 e_y + 0.05 b_y)$$

$$M'_{TX} = F_x (e_y - 0.05 b_y)$$

$$\text{siendo : } F_x = 187.500 \text{ ton.} \quad e_y = 6.537 \text{ mts.} \quad b_y = 14.10 \text{ mts.}$$

$$M_{TX} = 187.500 (1.5 \times 6.537 + 0.05 \times 14.10) = 1,972.50 \text{ ton-m.}$$

$$M'_{TX} = 187.50 (6.537 - 0.05 \times 14.10) = 1,092.00 \text{ ton-m.}$$

se elige al mayor.

$$\text{CORTE POR TORSION.} \quad v_{\text{TORS.}} = \frac{M_T}{M_p} D_x Y$$

$$v_{\text{TORS.}} = \frac{1,972.50}{18,388.522} = 0.107 D_x Y$$

$$\text{CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO.} \quad v_F = \frac{D_i}{\sum D} F_x = \frac{187.50}{26.352} F_x = 7.10 D_i$$

$$v = v_F + v_{\text{TORS.}}$$

ELEM.	D _X	V _F	Y	Y D _X	V _{TORS.}	V
MA' 1	0.000	0.000	8.35	0.000		0.000
MA'B'P 1	0.000	0.000	6.60	0.000		0.000
MA' 2	0.322	2.280	9.80	3.155	0.338	2.618
MA' 3	0.227	1.650	9.80	2.225	0.240	1.890
MA' 4	0.225	1.632	9.80	2.203	0.230	1.860
MA' 5	0.225	1.632	9.80	2.203	0.230	1.860
MA' 6	0.221	1.605	9.80	2.167	0.230	1.830
MA' 7	0.221	1.605	9.80	2.167	0.230	1.830
MA' 8	0.238	1.728	8.35	1.988	0.210	1.940
MA'B'P 8	0.000	0.000	6.60	0.000		0.000
MB' 1	0.000	0.000	4.85	0.000		0.000
MB' 2	0.322	2.280	3.40	0.735	0.078	2.360
MB' 3	0.227	1.650	3.40	0.770	0.082	1.730
MB' 4	0.225	1.632	3.40	0.765	0.082	1.710
MB' 5	0.225	1.632	3.40	0.765	0.082	1.710
MB' 6	0.221	1.605	3.40	0.750	0.081	1.690
MB' 7	0.221	1.605	3.40	0.750	0.081	1.690
MB' 8	0.238	1.728	4.85	1.150	0.123	1.850
MC' 3	0.347	2.620	-4.30	-1.490		2.620
MC 4a	0.347	2.620	-4.30	-1.490		2.620
MD' 4a	0.000	0.000	+0.10	0.000		0.000
ASC.	22.398	158.790	-0.64	-14.350		158.800

DIRECCION X

$$M_{TY} = F_y (1.5 e_x + 0.05 b_x) \quad F_y = 159.81 \text{ ton.}$$

$$M'_{TY} = F_y (e_x - 0.05 b_x) \quad e_x = 10.805 \text{ mts.} \quad b_x = 26.70 \text{ mts.}$$

$$M_{TY} = 159.810 (1.5 \times 10.805 + 0.05 \times 26.700) = 159.810 \times 17.543$$

$$M_{TY} = 2,803.068 \text{ ton-m.}$$

$$M'_{TY} = 159.810 (10.805 - 0.005 \times 26.700) = 159.810 \times 9.47$$

$$M_{TY} = 1,513.306 \text{ ton-m.} \quad \text{se considera al mayor.}$$

CORTE POR TORSION .

$$V_{TORS.} = \frac{M_{TORS.}}{M_p} D_y X = \frac{2,803.068}{18,388.522} = 0.152 D_y X$$

CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO.

$$V_F = \frac{D_i}{\sum D} F_y = \frac{159.810}{278.459} = 0.575 D_i$$

ELEM.	D _X	V _F	X	X D _Y	V _{TORS.}	V
MA' 1	0.000	0.000	-26.270			0.000
MA'B'P 1	0.000	0.000	-26.270			0.000
MA' 2	1.037	0.595	-21.820			0.595
MA' 3	0.570	0.328	-17.370			0.328
MA' 4	0.575	0.331	-12.820			0.331
MA' 5	0.575	0.331	- 8.470			0.331
MA' 6	0.565	0.325	- 4.020			0.325
MA' 7	0.565	0.325	+ 0.430	0.243	0.037	0.362
MA' 8	0.000	0.000	+ 4.880	0.000		0.000
MA'B'P 8	204.000	117.300	+ 4.880	+985.520	149.796	267.096
MB' 1	0.000	0.000	-26.270			0.000
MB' 2	1.037	0.595	-21.820			0.595
MB' 3	0.833	0.478	-17.370			0.478
MB' 4	1.541	0.898	-12.920			0.898
MB' 5	0.739	0.425	- 8.470			0.425
MB' 6	0.721	0.415	- 4.020			0.415
MB' 7	0.721	0.415	+ 0.430	+ 0.310	0.047	0.462
MB' 8	0.000	0.000	+ 4.880	+ 0.000		0.000
MC 3	0.380	0.219	-17.370			0.219
MC 4a	0.402	0.231	-10.840			0.231
MD' 4a	0.198	0.114	-10.840			0.114
ASC.	64.000	34.810	-13.175			34.810

ESFUERZOS FINALES POR SISMO.

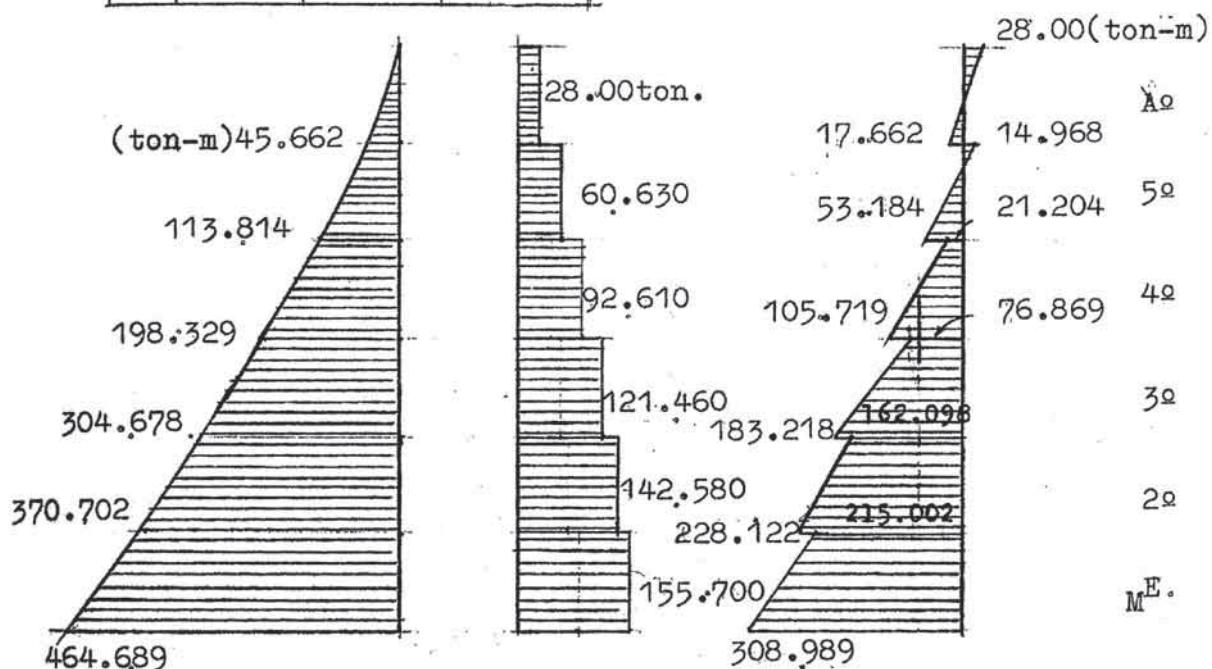
PORTICO PRINCIPAL DEL EJE 4

Las deformaciones por incremento del cortante causada por la torsión, no son tomadas en cuenta, si el efecto es contrario, (Reglamento A.C.I) , de manera que los valores D, de columnas próximas a la caja de ascensor (interacción) no serán modificadas.

Lo mismo sucede con la caja de ascensor en el que no hay conexión de cortante por torsión, a excepción del 2do. piso, pero que se considera despreciable, de manera que los Valores de la última interacción no son modificados.

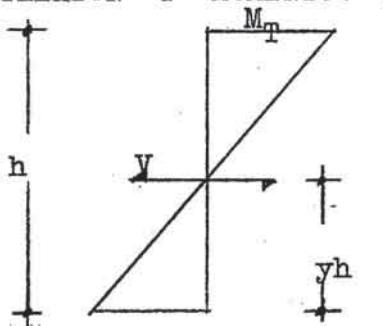
DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES POR SISMO
EN LA DIRECCION Y-Y EN CAJA DE ASCEN-
RES

N.	Vasc.	Vh	M' n
A ₂	16.308	45.662	45.662
5 ₂	24.340	68.152	113.814
4 ₂	30.184	84.515	198.329
3 ₂	37.982	106.349	304.678
2 ₂	23.580	66.024	370.702
M ^E .	34.810	93.987	464.689



PORTECO PRINCIPAL EJE 4 -4

PUNTOS DE INFLEXION Y MOMENTOS EN COLUMNAS - EJE A



$$M_B = V \cdot h y$$

$$M_T = V \cdot H(1-y)$$

Entrepiso Azotea : $V_{A_0} = 0.488$ ton.

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

Estos Valores son hallados de acuerdo a criterios y tablas que presenta el método Mutto.

se tiene : $K_A = 0.307$
 $Y_0 = -0.150$
 $Y_1 = 0.000 (\alpha_1 = 1)$
 $Y_2 = 0.000 (\alpha_2 = 0)$
 $Y_3 = 0.000 (\alpha_3 = 1) \therefore Y = 0.15$

pág. 90

momentos. $1 - Y = 0.85$

$$M_B = 0.488 \times 2.55 \times 0.15 = 0.190 \text{ ton-m.}$$

$$M_T = 0.488 \times 2.55 \times 0.85 = 1.070 \text{ ton-m.}$$

Entrepiso 5º : $V = 0.51 \text{ ton.}$ $K_A = 0.307$

$$Y_0 = 0.30 \quad Y_1 = 0.00 \quad Y_2 = 0.000 \quad Y_3 = 0.000$$

momentos.

$$M_B = 0.51 \times 2.55 \times 0.30 = 0.392 \text{ ton-m.}$$

$$M_T = 0.51 \times 2.55 \times 0.70 = 0.910 \text{ ton-m.}$$

Entrepiso 4º : $V = 0.50 \text{ ton}$ $K_A = 0.307$

$$Y_0 = 0.40 \quad Y_1 = 0.00 \quad Y_2 = 0.000 \quad Y_3 = 0.00$$

momentos.

$$M_B = 0.50 \times 2.80 \times 0.40 = 0.510 \text{ ton-m.}$$

$$M_T = 0.50 \times 2.80 \times 0.60 = 0.770 \text{ ton-m.}$$

Entrepiso 3º : $V = 0.46 \text{ ton}$ $K_A = 0.307$

$$Y_0 = 0.45 \quad Y_1 = 0.0 \quad Y_2 = 0.0 \quad Y_3 = 0.00$$

momentos.

$$M_B = 0.46 \times 2.55 \times 0.45 = 0.530 \text{ ton-m.}$$

$$M_T = 0.46 \times 2.55 \times 0.55 = 0.650 \text{ ton-m.}$$

Entrepiso 2º : $V = 0.292 \text{ ton.}$ $K_A = 0.307$

$$Y_0 = 0.55 \quad Y_1 = 0.0 \quad Y_2 = 0.0 \quad Y_3 = 0.0$$

momentos.

$$M_B = 0.292 \times 2.55 \times 0.55 = 0.41 \text{ ton-m.}$$

$$M_T = 0.292 \times 2.55 \times 0.45 = 0.34 \text{ ton-m.}$$

Entrepiso Mezzanine.

$$V = 0.331 \quad K_A = 0.768$$

$$Y_0 = 0.68 \quad Y_1 = 0 \text{ (primer piso)} \quad \alpha_2 = \frac{2.55}{3.505} = -0.717 < 1$$

$$\therefore Y_2 = 0.03 \quad Y_3 = 0$$

$$Y = 0.68 - 0.03 = 0.65$$

pág. 91

momentos.

$$M_B = 0.331 \times 3.505 \times 0.65 = 0.76 \text{ ton-m.}$$

$$M_T = 0.331 \times 3.505 \times 0.35 = 0.41 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS EN COLUMNAS DE SOTANO.

El momento en extremo inferior de columnas del entrepiso mezzanine se repartirá proporcionalmente a las rigideces de los otros elementos que concurren al nudo.

$$M_{BME} = 0.76 \text{ ton-m.}$$

RIGIDECES DE ELEMENTOS EN NUDO.

$$K_{col.SOT} = 2.890$$

$$K_{VA - E} = 1.423$$

$$K_{VA - B} = \underline{0.867}$$

$$\sum K = 5.180$$

$$M_{Col.SOT} = 0.76 \times \frac{2.89}{5.18} = 0.423 \text{ ton-m.}$$

$$M_{VA - E} = 0.76 \times \frac{1.423}{5.18} = 0.209 \text{ ton-m.}$$

$$M_{VA - B} = 0.76 \times \frac{0.867}{5.18} = 0.128 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS DE FLEXION EN VIGAS .

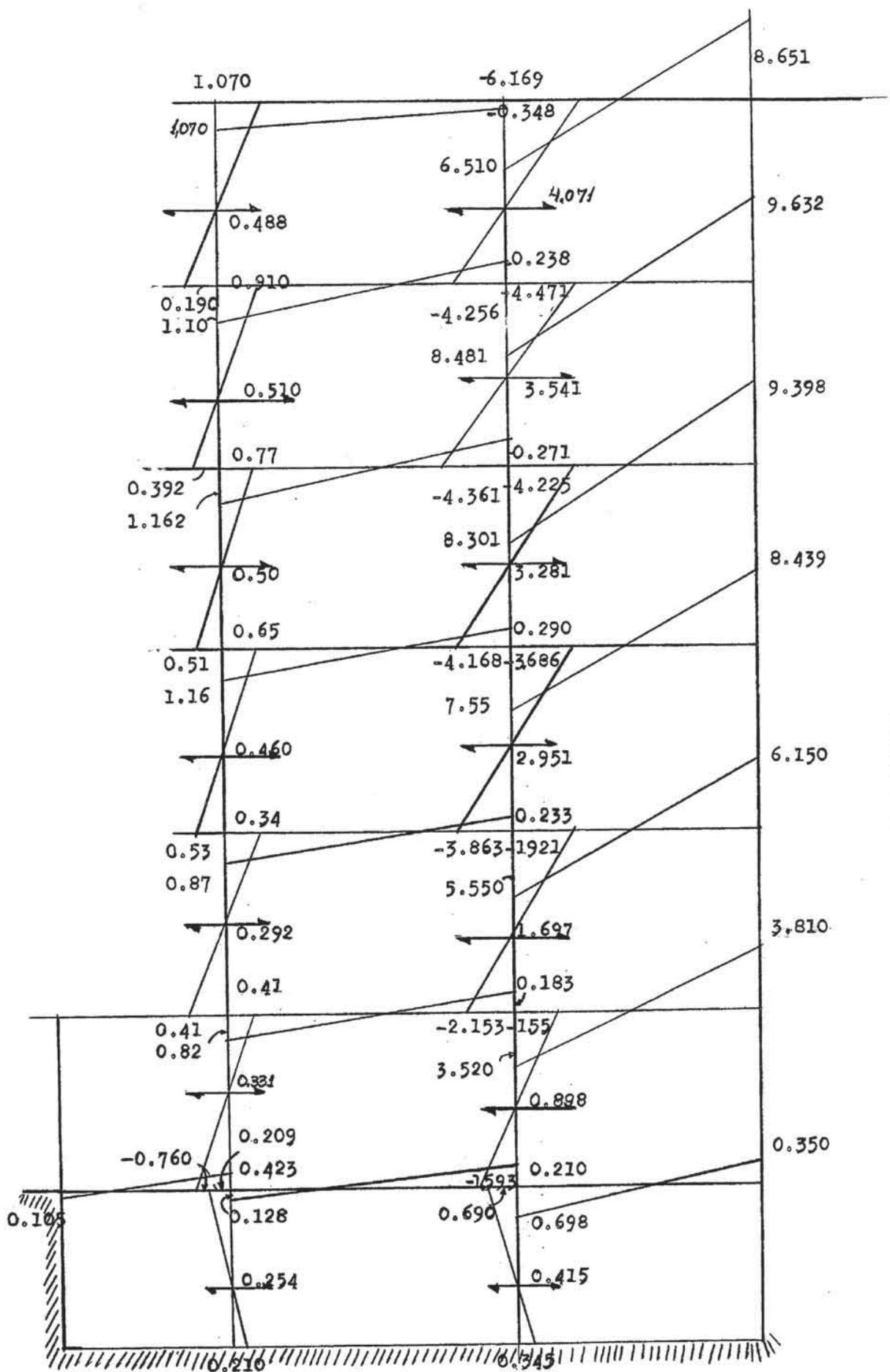
Se determinan por la distribución en un nudo, de la suma de los momentos extremos de las columnas que llegan a dicho nudo proporcionalmente a las rigideces de las vigas.

FUERZA DE CORTE EN VIGAS

Se calculan dividiendo la suma de los momentos extremos de la viga sobre su longitud. (estos serán la fuerza axial en columna)

CORTE Y DIAGRAMA DE MOMENTOS EN PORTICO PRINCIPAL
POR ACCION SISMICA

pág. 92



METRADO DE CARGAS PARA VIGAS.

Reducción de S/C. - se hará reducción para cargas vivas segun recomendaciones de la Nacional Building Code" que especifica para S/C de 500 Kgr/m² o menores.

La S/C de diseño en cualquier elemento que soporta mas de 15 m² se reducirá 0.8% por cada m² de área soportada por el elemento.

La reducción no excederá el valor R, calculado según la siguiente fórmula, ni el 60%.

$$R = 100 \times \frac{D + L}{4.33 L}$$

siendo R = reducción en tanto por ciento.

D = carga permanente en m².

L = sobrecarga (especificada en m²)

En la azotea no se hara reducción de S/C .

PORTICO PRINCIPAL 4

Area de influencia en todos los niveles para vigas comprendidas entre los ejes A y B. (plano estruct.)

$$A_I = 6.40 \times 4.45 = 28.48 \text{ m}^2 > 15 \text{ m}^2$$

se hará reducción en todos los niveles menos en la azotea.

Porcentajes de Reducción .

$$a) R \leq 0.8\% \times 28.48 = 22.78 \%$$

$$b) R \leq \frac{100 (560 + 300)}{4.33 \times 300} = 63 \%$$

$$c) R \leq 60 \%$$

de estos elegimos R = 22.78 %

S/C utilizarse en el diseño.

$$S/C = w_L = 300 (1 - 0.2278) = 231.66 \text{ consideremos } 232.$$

$$S/C = w_L = 232 \text{ Kgr/m}^2$$

Área de influencia para todos los niveles en vigas comprendidas entre los ejes A y A'' - B y B'' (voladizos)

$$A_I = 2.00 \times 4.45 = 8.90 \text{ m}^2 < 15 \text{ m}^2 \therefore \text{no se hace reducción.}$$

$$S/C = 300 \text{ kgr/m}^2$$

A continuación se da el metrado de cargas para vigas principales .

Se hará uso del método Tababeya para la distribución de momentos en el portico principal sin desplazamiento .

APENDICE : Primer piso: reducción de S/C.

$$S/C = W_L = 500 (1 - 0.2278) = 386 \text{ Kgr/m}^2$$

$$S/C = W_L = 386 \text{ Kgr/m}^2$$

viga en tramo A - E_{Sot.}

$$A_I = 3.90 \times 4.45 = 17.355 \text{ m}^2 \quad 15\%$$

$$R = 0.8 \times 17.355 = 13.88 \% \quad \text{MANDA}$$

S/C a utilizarse en el diseño.

$$S/C = W_{L1} = 500 (1 - 0.1388) = 430.60 \text{ Kgr/m}^2 \quad 431 \text{ Kgr/m}^2.$$

$$S/C_1 = 431. \text{ Kgr/m}^2$$

a nivel de mezzanine viga tramo A - E

$$S/C = W_L = 300 (1 - 0.1388) = 258 \text{ Kgr/m} //$$

VIGAS PRINCIPALES —— PORTICO PRINCIPAL 4-4

pag. 95

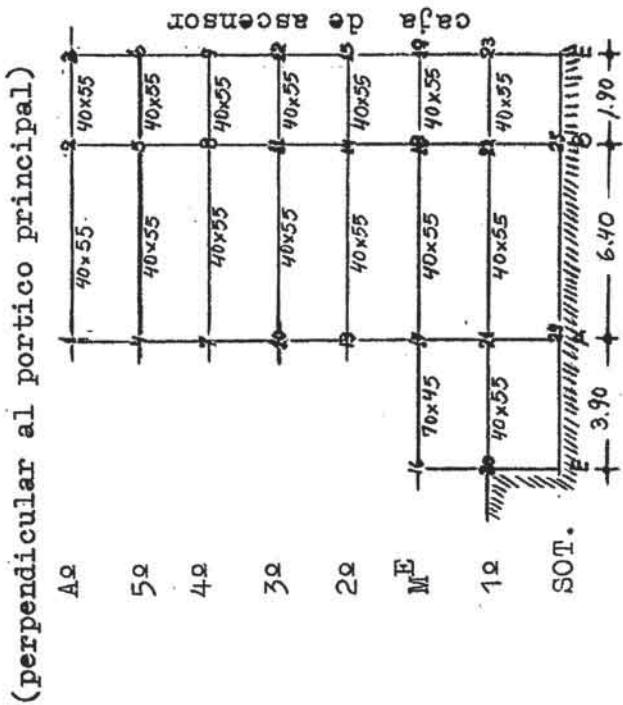
ANCHO DE INFLUENCIA =4,45mts.	(perpendicular al portico principal)	GARGAS PERMANENTES				SOBRECARGA REDUCIDA			
		kg/ml	kg/ml	kg/ml	kg/ml	kg/ml	kg/ml	kg/ml	kg/ml
A ₂	40x55	445.00	528.00	2,397.00	668.00	—	—	—	668.00
5 ₂	40x55	445.00	528.00	2,842.00	1,032.00	—	—	—	1,335.00
4 ₂	40x55	445.00	528.00	2,842.00	1,032.00	—	—	—	1,335.00
3 ₂	40x55	445.00	528.00	2,842.00	1,032.00	—	—	—	1,335.00
2 ₂	40x55	445.00	528.00	2,842.00	1,032.00	—	—	—	1,335.00
M _E	70x45	445.00	528.00	2,842.00	1,032.00	—	—	—	1,335.00
1 ₂	40x55	445.00	528.00	2,842.00	1,718.00	1,918.00	1,918.00	1,918.00	1,335.00

carga concentrada en voladizos(A₂-2₂)

(0.20x0.39+0.10x0.90)2,400x4.45=1,406ton. a 1.90mts del nudo.

Voladizo(A₂-2₂)—2.00mts.

Voladizo M_E ————— 1.90mts.



Cálculo de los momentos de empotramiento perfecto (\bar{m}_{ij})

NIVEL DE AZOTEA W

$$\text{mom.en el volado} = \frac{W L^2}{2} = \frac{2.397 (2)^2}{2} = 4.794 \text{ ton-m.}$$

$$-\bar{m}_{12} = \bar{m}_{21} = \frac{W L^2}{12} = \frac{2.397 (6.40)^2}{12} = 8.180 \text{ ton-m}$$

$$-\bar{m}_{23} = \bar{m}_{32} = \frac{W L^2}{12} = \frac{2.397 (1.90)^2}{12} = 0.721 \text{ ton-m}$$

NIVEL 5° ($W = 2.842 \text{ ton/m}$)

$$\text{mom.en el volado} = \frac{W L^2}{2} = \frac{2.842 (2)^2}{2} = 5.684 \text{ ton-m.}$$

$$-\bar{m}_{45} = \bar{m}_{54} = \frac{1}{12} 2.842 (6.40)^2 = 9.700 \text{ ton-m.}$$

$$-\bar{m}_{56} = \bar{m}_{65} = \frac{1}{12} 2.842 (1.90)^2 = 0.855 \text{ ton-m.}$$

NIVEL 4° ($W = 2.842 \text{ ton/m}$)

$$\text{mom.en volado} = 5.684 \text{ ton-m.}$$

$$-\bar{m}_{78} = \bar{m}_{87} = 9.700 \text{ ton-m.}$$

$$-\bar{m}_{89} = \bar{m}_{98} = 0.855 \text{ ton-m.}$$

NIVEL 3° ($W = 2.842 \text{ ton/m}$)

$$\text{mom. en volado} = 5.684 \text{ ton-m.}$$

$$-\bar{m}_{10-11} = \bar{m}_{11-10} = 9.700 \text{ ton-m.}$$

$$-\bar{m}_{11-12} = \bar{m}_{12-11} = 0.855 \text{ ton-m.}$$

NIVEL 2° ($W = 2.842 \text{ Ton/m}$)

$$\text{mom. en volado} = 5.684 \text{ ton-m.}$$

$$-\bar{m}_{13-14} = \bar{m}_{14-13} = 9.700 \text{ ton-m.}$$

$$-\bar{m}_{14-15} = \bar{m}_{15-14} = 0.855 \text{ ton-m.}$$

MOMENTO POR :

CARGA CONCENTRADA EN VOLADIZO DEL NIVEL A° al 2°

$$M_p = 1.406 \times 1.90 = 2.671 \text{ ton-m.}$$

NIVEL MEZZANINE ($w_1 = 2.842 \text{ ton/m}$ $w_2 = 3.471 \text{ ton/m}$)

$$\text{mom. en volado} = \frac{3.471 \times (1.90)^2}{2} = 6.248 \text{ ton-m}$$

$$-m_{16-17} = m_{17-16} = \frac{3.471 (3.90)^2}{12} = 4.407 \text{ ton-m.}$$

$$-m_{17-18} = m_{18-17} = 9.700 \text{ ton-m.} \quad -m_{18-19} = m_{19-18} = 0.855 \text{ ton-m.}$$

NIVEL 1º ($w = 2.842 \text{ Kgr/m}$)

$$-m_{20-21} = m_{21-20} = 2.842 \times (3.90)^2 / 12 = 3.609 \text{ ton-m.}$$

$$-m_{21-22} = m_{22-21} = 9.70 \text{ ton-m.}$$

$$-m_{22-23} = m_{23-22} = 0.855 \text{ ton-m.}$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS DESEQUILIBRADOS EN NUDOS M_j .

$$\bar{M}_1 = 2.671 + 4.794 - 8.180 = 0.715 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_2 = 8.180 - 0.721 = 7.459 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_3 = 0.721 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_4 = 2.671 + 5.684 - 9.700 = -1.345 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_5 = 9.700 - 0.855 = 8.845 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_6 = 0.855 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_7 = 1.345 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_8 = 8.845 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_9 = 0.855 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{10} = 1.345 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{11} = 8.845 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{12} = 0.855 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{13} = 1.345 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{14} = 8.845 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{15} = 0.855 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{16} = 6.248 - 4.407 = 1.841 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{17} = 4.407 - 9.700 = 5.293 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{18} = 9.700 - 0.855 = 8.845 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{19} = 0.855 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{20} = 3.609 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M}_{21} = 3.609 - 9.700 = 6.091 \text{ ton-m.}$$

pág. 98

$$\overline{M}_{22} = 8.845 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M}_{23} = 0.855 \text{ ton-m.}$$

Ecuación del momento de giro del nudo .

$$m_a = \frac{\tau_a}{\rho_a} + m_d \begin{bmatrix} -\gamma_{ad} \\ -\gamma_{ac} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} m_e \\ -\gamma_{ae} \end{bmatrix}$$

siendo

$$\rho_a = \begin{pmatrix} K_{ae} \\ 2K_{ad} + K_{ab} \\ K_{ac} \end{pmatrix}$$

$$\tau_a = \begin{pmatrix} M_{ab} - M_{ad} \\ M_{ae} - M_{ac} \end{pmatrix}$$

$$\gamma_a = \frac{k_{ab}}{\rho_a} \quad \gamma_{ac} = \frac{k_{ac}}{\rho_a} \quad \gamma_{ad} = \frac{k_{ad}}{\rho_a} \quad \gamma_{ae} = \frac{k_{ae}}{\rho_a}$$

$$\sum \gamma_a = \gamma_{ab} + \gamma_{ac} + \gamma_{ad} + \gamma_{ae} = \frac{1}{\rho_a} (k_{ab} + k_{ac} + k_{ad} + k_{ae}) = \frac{1}{2}$$

RIGIDEZES COEFICIENTES DE DISTRIBUCION

	0.867	2.921	
2.824	0.867	2.921	
2.824	0.867	2.921	
2.824	0.867	2.921	
2.824	0.867	2.921	
2.824	0.867	2.921	
1.023	0.867	2.921	
0.00	2.054	2.054	
1.423	0.867	2.921	
	2.890	2.890	
	25	26	

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'_c} = 217,100$$

$$k_{16-17} = 1.364 E_c = 1.364 \times 217,100$$

$$k_{16-20} = \frac{22.27 E_a}{10^5} = \frac{22.27 \times 217,100}{10^5}$$

$$k_{16-17} = 296,124$$

$$k_{16-20} = 467.670 \quad | A$$

En los miembros que concurren al nudo 16 se tendrá en cuenta E_c y E_a (modulos del concreto y acero respectivamente)

paǵ. 99

Observación : segun A la rigidez del miembro 16 - 20 es muy pequeño comparado con el miembro 16 - 17, de manera que el momento que se observe es despreciable, lo cual conviene considerar el nudo 16 como simplemente apoyado y tomar los $\frac{3}{4}$ de la rigidez del miembro 16 - 17 .

$$R_{17-16} = \frac{3}{4} \times 1.364 = 1.023$$

Momento inicial de giro en un nudo.

$$m_n = \frac{\tilde{L}_n}{P_n}$$

(-) por consideración de signo de mom. de comportamiento, hecho anteriormente

NUDO	P_n	$m_n(0)$
1	7.382	+0.097
2	13.224	-0.565
3		0.000
4	13.030	+0.103
5	18.872	-0.468
6		0.000
7	13.030	+0.103
8	18.872	-0.468
9		0.000
10	13.030	+0.103
11	18.872	-0.468
12		0.000
13	13.030	+0.103
14	18.872	-0.468
15		0.000
16	2.728	-0.674
17	13.536	+0.391
18	17.332	-0.510
19		0.000
20		0.000
21	14.468	+0.421
22	17.464	-0.506
23		0.000

$$\gamma_n = -\frac{k_n}{P_n}$$

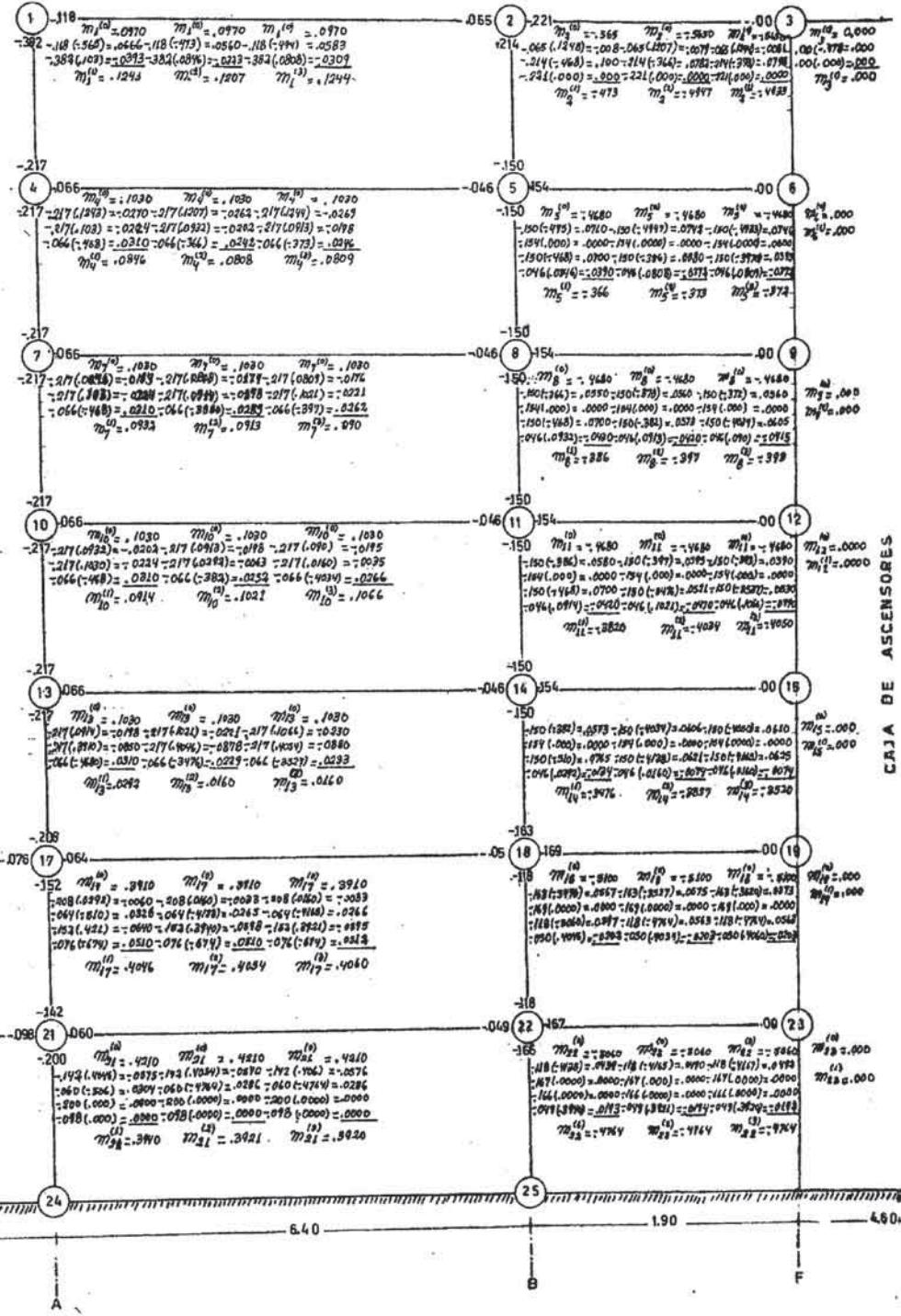
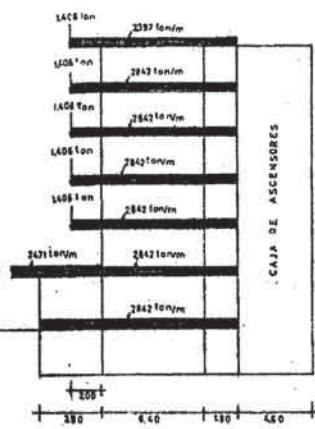
$$\gamma_n = \text{coef. de rigidez}$$

$$k_n = \text{rigidez.}$$

PORTICO PRINCIPAL - 4-4

CARGAS PERMANENTES

SISTEMA D



CAJA DE ASCENSORES

$$M_{ij} = K_{ij} (2 m_i + m_j) - \overline{m}_{ij}$$

$$M_{ji} = K_{ji} (2 m_j + m_i) + \overline{m}_{ji}$$

$$M_{12} = 0.867 (2 \times 0.1244 - 0.4933) - 8.180 = -8.392 \text{ ton-m.}$$

NUDO 1 $M_{14} = 2.824 (2 \times 0.1244 + 0.0809) + 0.00 = + 0.930 \text{ ton-m.}$

momento volado $4.794 + 2.671 = + 7.461$

NUDO 2 $M_{21} = 0.867 (- 2 \times 0.4933 + 0.1244) + 8.180 = + 7.433$

NUDO 2 $M_{23} = 2.921 (- 2 \times 0.4933 + 0.000) - 0.721 = - 3.601$

$M_{25} = 2.824 (- 2 \times 0.4933 - 0.3720) + 0.000 = - 3.832$

NUDO 3 $M_{32} = 2.921 (2 \times 0.000 - 0.4933) + 0.721 = - 0.721$

$M_{41} = 2.824 (2 \times 0.0809 + 0.1244) + 0.00 = + 0.807$

NUDO 4 $M_{45} = 0.867 (2 \times 0.0809 - 0.372) - 9.700 = - 9.882$

$M_{47} = 2.824 (2 \times 0.0809 + 0.090) + 0.000 = + 0.711$

momento volado $0.684 + 2.671 = + 8.355$

NUDO 5 $M_{54} = 0.867 (2 \times - 0.372 + 0.0809) + 9.700 = + 9.526$

NUDO 5 $M_{52} = 2.824 (2 \times - 0.372 - 0.4933) + 0.000 = - 3.490$

$M_{56} = 2.921 (2 \times - 0.372 + 0.000) - 0.855 = - 3.028$

$M_{58} = 2.824 (2 \times - 0.372 - 0.393) + 0.000 = - 3.190$

NUDO 6 $M_{65} = 2.921 (2 \times 0.000 - 0.372) + 0.855 = - 0.231$

$M_{74} = 2.824 (2 \times 0.090 + 0.0809) + 0.000 = + 0.737$

NUDO 7 $M_{78} = 0.867 (2 \times 0.090 - 0.393) - 9.700 = - 9.885$

$M_{710} = 2.824 (2 \times 0.090 + 0.1066) + 0.000 = + 0.810$

$M_{87} = 0.867 (2 \times - 0.393 + 0.090) + 9.700 = + 9.697$

NUDO 8 $M_{85} = 2.824 (2 \times - 0.393 - 0.372) + 0.000 = - 3.272$

$M_{89} = 2.921 (2 \times - 0.393 + 0.000) - 0.855 = - 3.155$

$M_{8-11} = 2.824 (2 \times - 0.393 - 0.405) + 0.000 = - 3.360$

NUDO 9 $M_{9-8} = 2.921 (2 \times 0.000 - 0.393) + 0.855 = - 0.295$

$M_{10-7} = 2.824 (2 \times 0.1066 + 0.090) + 0.000 = + 0.849$

NUDO 10 $M_{10-11} = 0.867 (2 \times 0.1066 - 0.405) - 9.700 = - 9.867$

$M_{10-13} = 2.824 (2 \times 0.1066 + 0.016) + 0.000 = + 0.647$

	$M_{11-10} = 0.867 (2 x -0.405 + 0.1066) + 9.700 = 9.690$
NUDO	$M_{11-8} = 2.824 (2 x -0.405 - 0.393) + 0.000 = - 3.390$
11.	$M_{11-12} = 2.921 (2 x -0.405 + 0.000) - 0.855 = - 3.220$
	$M_{11-14} = 2.824 (2 x -0.405 - 0.352) + 0.000 = - 3.280$
NUDO	$M_{12-11} = 2.921 (2 x 0.000 - 0.405) + 0.855 = - 0.328$
12	$M_{13-10} = 2.824 (2 x 0.016 + 0.1066) + 0.000 = + 0.392$
NUDO	$M_{13-14} = 0.867 (2 x 0.016 - 0.3520) - 9.700 = - 9.987$
13.	$M_{13-17} = 2.824 (2 x 0.016 + 0.406) + 0.000 = + 1.240$
	$M_{14-13} = 0.867 (2 x - 0.352 + 0.016) + 9.700 = + 9.265$
NUDO	$M_{14-11} = 2.824 (2 x - 0.352 - 0.405) + 0.000 = - 3.220$
14	$M_{14-15} = 2.921 (2 x - 0.352 + 0.000) - 0.855 = - 2.905$
	$M_{14-18} = 2.824 (2 x - 0.352 - 0.4167) + 0.000 = - 3.160$
NUDO	$M_{15-14} = 2.921 (2 x 0.000 - 0.352) + 0.855 = - 0.175$
15	$M_{16-17} = 6.248$
	$M_{17-16} = 1.023 (2 x 0.406 - 0.674) + 4.407 = + 4.546$
NUDO	$M_{17-13} = 2.824 (2 x 0.406 + 0.016) + 0.000 = + 2.341$
17	$M_{17-18} = 0.867 (2 x 0.406 - 0.4167) - 9.700 = - 9.347$
	$M_{17-21} = 2.054 (2 x 0.406 + 0.3920) + 0.000 = + 2.460$
	$M_{18-17} = 0.867 (2 x - 0.4167 + 0.4060) + 9.700 = + 9.330$
NUDO	$M_{18-14} = 2.824 (2 x - 0.4167 - 0.3520) + 0.000 = - 3.341$
18	$M_{18-19} = 2.921 (2 x - 0.4167 + 0.000) - 0.855 = - 3.295$
	$M_{18-22} = 2.054 (2 x - 0.4167 - 0.4764) + 0.000 = - 2.682$
NUDO	$M_{19-18} = 2.921 (2 x 0.000 - 0.4167) + 0.855 = - 0.365$
19	
NUDO	$M_{20-21} = 1.423 (2 x 0.000 + 0.3920) - 3.609 = - 3.052$
20	
	$M_{21-20} = 1.423 (2 x 0.3920 + 0.000) + 3.609 = + 4.723$
NUDO	$M_{21-17} = 2.054 (2 x 0.3920 + 0.4060) + 0.000 = + 2.440$
21	$M_{21-22} = 0.867 (2 x 0.3920 - 0.4764) - 9.700 = - 9.434$
	$M_{21-24} = 2.890 (2 x 0.3920 + 0.000) + 0.000 = + 2.270$

NUDO $M_{22-21} = 0.867 (2x - 0.4764 + 0.3920) + 9.700 = + 9.215$
 NUDO $M_{22-18} = 2.054 (2x - 0.4764 - 0.4167) + 0.000 = - 2.820$
 22 $M_{22-23} = 2.921 (2x - 0.4764 + 0.000) - 0.855 = - 3.646$
 $M_{22-25} = 2.890 (2x - 0.4764 + 0.000) + 0.000 = - 2.750$
 NUDO $M_{23-22} = 2.921 (2x 0.000 - 0.4764) + 0.855 = - 0.537$
 23
 NUDO $M_{24-21} = 2.890 (2x 0.000 + 0.3920) + 0.000 = + 1.135$
 24
 NUDO $M_{25-22} = 2.890 (2x 0.000 - 0.4764) + 0.000 = - 1.376$
 25

MOMENTOS DE SOBRECARGA EN TODOS LOS NIVELES

(para alternativas de posiciones de sobrecargas)

NIVEL AZOTEA $w_L = 4.45 \times 150 = 0.668 \text{ ton/m},$
 mom. del volado $\frac{wL^2}{2} = \frac{0.668 (2)^2}{2} = 1.336 \text{ ton-m},$
 $-m_{12} = m_{21} = \frac{wL^2}{12} = \frac{0.668 (6.40)^2}{12} = 2.282 \text{ ton-m},$
 $-m_{23} = m_{32} = \frac{wL^2}{12} = \frac{0.668 (1.90)^2}{12} = 0.200 \text{ ton-m}.$

NIVEL 5° $w_{L1} = .300 \times 4.45 = 1.335 \text{ Kg/m},$
 $w_{L2} = .232 \times 4.45 = 1.033 \text{ Kg/m},$
 mom. en volado $\frac{1.335 (2)^2}{2} = 2.670 \text{ ton-m}$
 $-m_{45} = m_{54} = \frac{1.033 (6.40)^2}{12} = 3.53 \text{ ton-m}$
 $-m_{56} = m_{65} = \frac{1.335 (1.90)^2}{12} = 0.400 \text{ ton-m}.$

NIVEL 4° $w_{L1} = 1.335 \text{ Kg/m.} \quad w_{L2} = 1.033 \text{ Kg/m.}$

mom. en volado 2.670 ton-m.

$-m_{78} = m_{87} = 3.53 \text{ ton-m.}$

$-m_{89} = m_{98} = 0.400 \text{ ton-m.}$

NIVEL 3° $w_{L1} = 1.335 \text{ Kg/m.} \quad w_{L2} = 1.033 \text{ Kg/m.}$

mom. en volado 2.670 ton-m.

$-m_{10-11} = m_{11-10} = 3.53 \text{ ton-m.}$

$-m_{11-12} = m_{12-11} = 0.400 \text{ ton-m.}$

NIVEL 2º $w_{L1} = 1.335 \text{ Kg/m.}$ $w_{L2} = 1.033 \text{ Kg/m.}$ pag. 104

$$\text{mom. en volado} = 2.670 \text{ ton-m.}$$

$$-m_{13-14} = m_{14-13} = 3.53 \text{ ton-m.}$$

$$-m_{14-15} = m_{15-14} = 0.400 \text{ ton-m.}$$

NIVEL MEZZANINE $w_{L1} = 1.335 \text{ Kg/m.}$ $w_{L2} = 1.033 \text{ Kg/m.}$ $w_{L3} = 1.148 \text{ kg/m.}$

$$\text{mom. en volado} = \frac{1.335 (1.90)^2}{2} = 2.40 \text{ ton-m.}$$

$$-m_{16-17} = m_{17-16} = \frac{1.148 (3.90)^2}{12} = 1.455 \text{ ton-m.}$$

$$-m_{17-18} = m_{18-17} = 3.530 \text{ ton-m.}$$

$$-m_{18-19} = m_{19-18} = 0.400 \text{ ton-m.}$$

NIVEL PRIMERO $w_{L1} = 386 \times 4.45 = 1.718 \text{ ton/m.}$ $w_{L2} = 431 \times 4.45 = 1.918 \text{ ton/m.}$

$$w_{L3} = 500 \times 4.45 = 2.225 \text{ ton/m.}$$

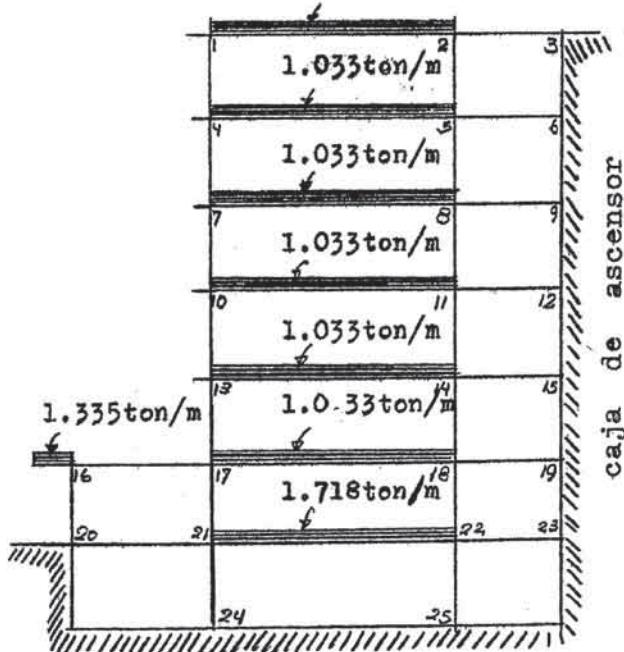
$$-m_{20-21} = m_{21-20} = \frac{1.918 (3.90)^2}{12} = 2.436 \text{ ton-m.}$$

$$-m_{21-22} = m_{22-21} = \frac{1.718 (6.40)^2}{12} = 5.900 \text{ ton-m.}$$

$$-m_{22-23} = m_{23-22} = \frac{2.225 (1.90)^2}{12} = 0.667 \text{ ton-m.}$$

SISTEMA L1

0.668 ton/m



NIVEL AZOTEA $-M_{12} = M_{21} = 2.282 \text{ ton-m.}$
 NIVEL 5° $-M_{45} = M_{54} = 3.530 \text{ ton-m.}$
 NIVEL 4° $-M_{78} = M_{87} = 3.530 \text{ ton-m.}$
 NIVEL 3° $-M_{10-11} = M_{11-10} = 3.530 \text{ ton-m.}$
 NIVEL 2° $-M_{13-14} = M_{14-13} = 3.530 \text{ ton-m.}$
 NIVEL ME $M_{\text{volado}} = 2.40 \text{ ton-m.}$
 $-M_{17-18} = M_{18-17} = 3.53 \text{ ton-m.}$
 NIVEL 1° $-M_{21-22} = M_{22-21} = 5.900 \text{ ton-m.}$

CALCULO DE LOS MOMENTOS DESIQUILIBRADOS \bar{M}_i (Z_n)

$M_1 = -2.282 \text{ ton-m.}$	$M_{13} = -3.530 \text{ ton-m.}$
$M_2 = 2.282 \text{ ton-m.}$	$M_{14} = +3.530 \text{ ton-m.}$
$M_3 = 0.000$	$M_{15} = 0.000$
$M_4 = -3.530 \text{ ton-m.}$	$M_{16} = 2.400 \text{ ton-m.}$
$M_5 = 3.530 \text{ ton-m.}$	$M_{17} = -3.530 \text{ ton-m.}$
$M_6 = 0.000$	$M_{18} = 3.530 \text{ ton-m.}$
$M_7 = -3.530 \text{ ton-m.}$	$M_{19} = 0.000$
$M_8 = 3.530 \text{ ton-m.}$	$M_{20} = 0.000$
$M_9 = 0.000$	$M_{21} = -5.900 \text{ ton-m.}$
$M_{10} = -3.530 \text{ ton-m.}$	$M_{22} = +5.900 \text{ ton-m.}$
$M_{11} = 3.530 \text{ ton-m.}$	$M_{23} = 0.000 \text{ ton-m.}$
$M_{12} = 0.000$	

$$m_n(\circ) = - \frac{\tilde{c}_n}{\rho_n}$$

NUDO	ρ_n	$m_n(\circ)$
1	7.382	+0.3100
2	13.224	-0.1730
3	∞	0.0000
4	13.030	+0.2710
5	18.872	-0.1870
6	∞	0.0000
7	13.030	+0.2710
8	18.872	-0.1870
9	∞	0.0000
10	13.030	+0.2710
11	18.872	-0.1870
12	∞	0.0000
13	13.030	+0.2710
14	18.872	-0.1870
15	∞	0.0000
16	2.728	-0.8800
17	13.536	+0.2610
18	17.332	-0.2040
19	∞	0.0000
20	∞	0.0000
21	14.468	+0.4080
22	17.464	-0.3380
23		0.0000

SOBRECARGA SISTEMA I - MOMENTOS FINALES.

NUDO $M_{12} = 0.867 (2 \times +0.2588 - 0.1579) - 2.282 = - 1.9700$

1 $M_{1-4} = 2.824 (2 \times 0.2588 + 0.1813) + 0.000 = + 1.9700$

NUDO $M_{21} = 0.867 (2 \times -0.1579 + 0.2588) + 2.282 = + 2.2325$

NUDO $M_{23} = 2.921 (2 \times -0.1579 + 0.0000) + 0.000 = - 0.9220$

2 $M_{25} = 2.824 (2 \times -0.1579 - 0.1488) + 0.000 = - 1.3130$

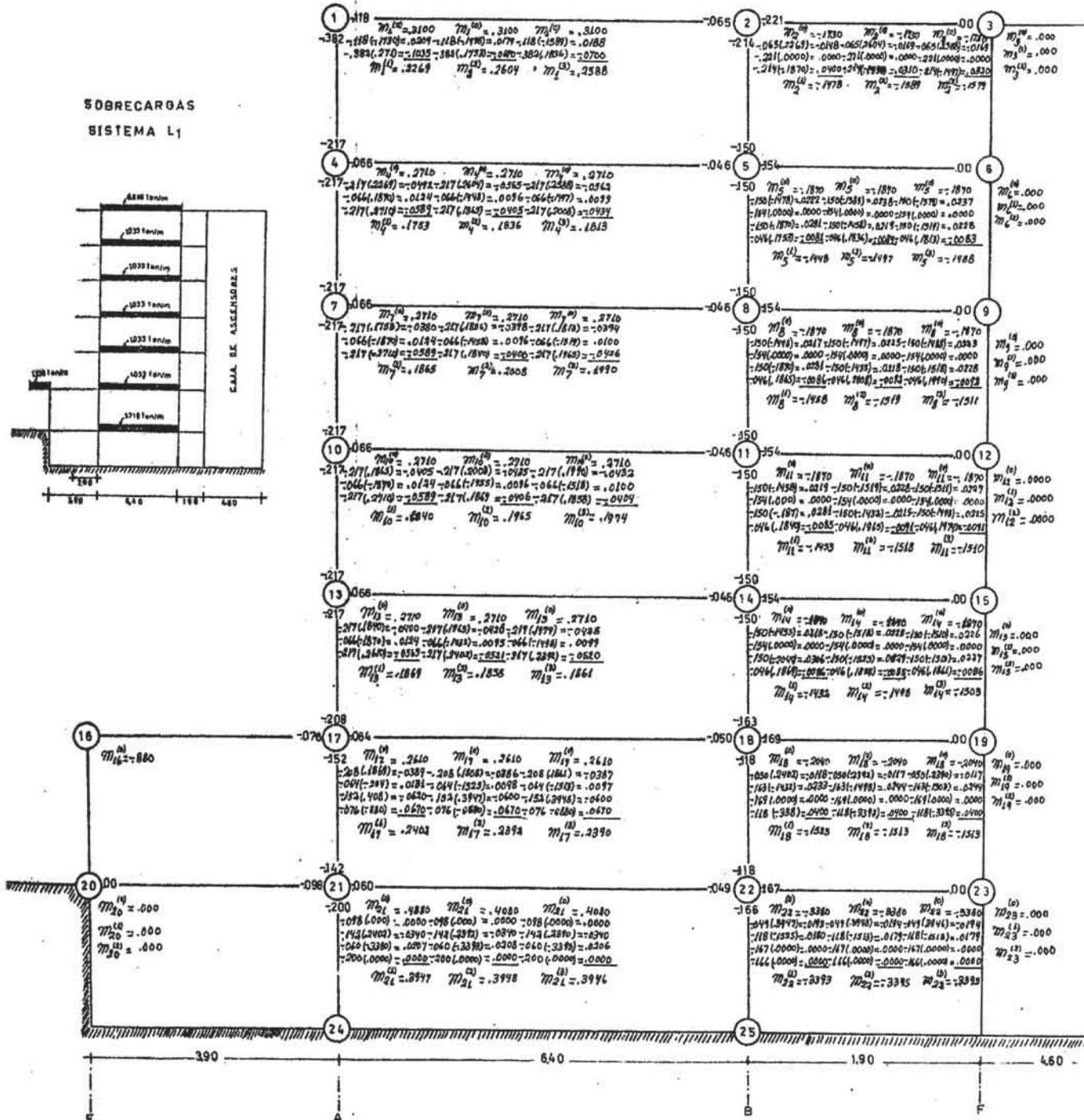
NUDO $M_{32} = 2.921 (2 \times 0.0000 - 0.1579) + 0.000 = 0.4620$

NUDO $M_{4-1} = 2.824 (2 \times +0.1813 + 0.2588) + 0.000 = + 1.7500$

NUDO $M_{4-5} = 0.867 (2 \times +0.1813 - 0.1488) - 3.530 = - 3.3450$

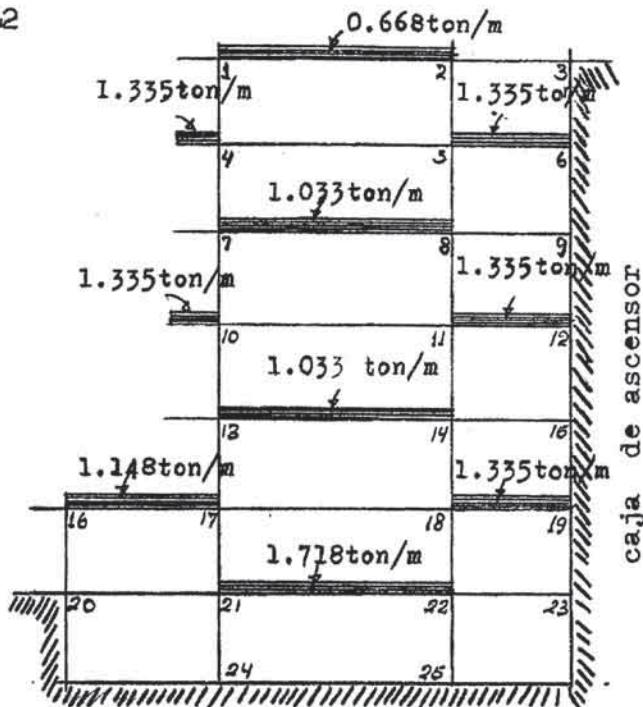
4 $M_{4-7} = 2.824 (2 \times 0.1813 + 0.1990) + 0.0000 = + 1.5850$

PORTICO PRINCIPAL -4-4



	$M_{5-4} = 0.867 (2 x -0.1488 + 0.1813) + 3.530 = + 3.4290$
NUDO	$M_{5-2} = 2.824 (2 x -0.1488 - 0.1579) + 0.000 = - 1.2900$
5	$M_{5-6} = 2.921 (2 x -0.1488 + 0.0000) + 0.000 = - 0.8700$
	$M_{5-8} = 2.824 (2 x -0.1488 - 0.1511) + 0.000 = - 1.2650$
NUDO	$M_{6-5} = 2.921 (2 x 0.000 - 0.1488) + 0.000 = - 0.4350$
	$M_{7-4} = 2.824 (2 x +0.1990 + 0.1813) + 0.000 = + 1.6380$
NUDO	$M_{7-8} = 0.867 (2 x 0.1990 - 0.1511) - 3.530 = - 3.3160$
7	$M_{7-10} = 2.824 (2 x 0.1990 + 0.1974) + 0.000 = + 1.6800$
	$M_{8-7} = 0.867 (2 x -0.1511 + 0.1990) + 3.530 = + 3.4210$
NUDO	$M_{8-5} = 2.824 (2 x -0.1511 - 0.1488) + 0.000 = - 1.270$
8	$M_{8-9} = 2.921 (2 x -0.1511 + 0.0000) + 0.000 = - 0.882$
	$M_{8-11} = 2.824 (2 x -0.1511 - 0.1510) + 0.000 = - 1.280$
NUDO	$M_{9-8} = 2.921 (2 x 0.000 - 0.1511) + 0.0000 = - 0.4410$
	$M_{10-7} = 2.824 (2 x +0.1974 + 0.1990) + 0.000 = + 1.680$
NUDO	$M_{10-11} = 0.867 (2 x +0.1974 - 0.1510) - 3.530 = - 3.319$
10	$M_{10-13} = 2.824 (2 x 0.1974 + 0.1861) + 0.000 = + 1.640$
	$M_{11-10} = 0.867 (2 x -0.1510 + 0.1974) + 3.530 = + 3.440$
NUDO	$M_{11-8} = 2.824 (2 x -0.1510 - 0.1510) + 0.000 = - 1.281$
11	$M_{11-12} = 2.921 (2 x -0.1510 + 0.0000) + 0.000 = - 0.880$
	$M_{11-14} = 2.824 (2 x -0.1510 - 0.1503) + 0.000 = - 1.276$
NUDO	$M_{12-11} = 2.921 (2 x 0.000 - 0.1510) + 0.000 = - 0.4410$
	$M_{13-10} = 2.824 (2 x +0.1861 + 0.1974) + 0.000 = + 1.610$
NUDO	$M_{13-14} = 0.867 (2 x +0.1861 - 0.1503) - 3.530 = - 3.337$
13	$M_{13-17} = 2.824 (2 x +0.1861 + 0.2390) + 0.000 = + 1.726$
	$M_{14-13} = 0.867 (2 x -0.1503 + 0.1861) + 3.530 = + 3.430$
NUDO	$M_{14-11} = 2.824 (2 x -0.1503 - 0.1510) + 0.000 = - 1.272$
14	$M_{14-15} = 2.921 (2 x -0.1503 + 0.0000) + 0.000 = - 0.876$
	$M_{14-18} = 2.824 (2 x -0.1503 - 0.1513) + 0.000 = - 1.276$
NUDO	$M_{15-14} = 2.921 (2 x 0.000 - 0.1503) + 0.0000 = - 0.438$
15	

NUDO 16	$M_{16-17} = + 2.40 \text{ ton-m.}$	pag. 109
	$M_{17-16} = 1.023 (2 x +0.2390 - 0.880) + 0.000 = - 0.4100$	
NUDO	$M_{17-13} = 2.824 (2 x +0.2390 + 0.1861) + 0.000 = + 1.8750$	
17	$M_{17-18} = 0.867 (2 x +0.2390 - 0.1513) - 3.530 = - 3.2470$	
	$M_{17-21} = 2.054 (2 x 0.2390 + 0.3946) + 0.000 = + 1.7850$	
	$M_{18-17} = 0.867 (2 x -0.1513 + 0.2390) + 3.530 = + 3.475$	
NUDO	$M_{18-14} = 2.824 (2 x -0.1513 - 0.1503) + 0.000 = - 1.2810$	
18	$M_{18-19} = 2.921 (2 x -0.1513 + 0.000) + 0.000 = - 0.885$	
	$M_{18-22} = 2.054 (2 x -0.1513 - 0.3395) + 0.000 = - 1.315$	
NUDO 19	$M_{19-18} = 2.921 (2 x 0.000 - 0.1513) + 0.0000 = - 0.4420$	
NUDO 20	$M_{20-21} = 1.423 (2 x 0.000 + 0.3946) + 0.0000 = + 0.562$	
	$M_{21-20} = 1.423 (2 x +0.3946 + 0.000) + 0.0000 = + 1.123$	
NUDO	$M_{21-17} = 2.054 (2 x 0.3946 + 0.2390) + 0.0000 = + 2.120$	
21	$M_{21-22} = 0.867 (2 x 0.3946 - 0.3395) - 5.900 = - 5.510$	
	$M_{21-24} = 2.890 (2 x 0.3946 + 0.0000) + 0.0000 = + 2.280$	
	$M_{22-21} = 0.867 (2 x -0.3395 + 0.3946) + 5.900 = + 5.654$	
NUDO	$M_{22-18} = 2.054 (2 x -0.3395 - 0.1513) + 0.000 = - 1.710$	
22	$M_{22-23} = 2.921 (2 x -0.3395 + 0.0000) + 0.0000 = - 1.985$	
	$M_{22-25} = 2.890 (2 x -0.3395 + 0.0000) + 0.0000 = - 1.960$	
NUDO 23	$M_{23-22} = 2.921 (2 x 0.000 - 0.3395) + 0.0000 = - 0.992$	
NUDO 24	$M_{24-21} = 2.890 (2 x 0.000 + 0.3946) + 0.0000 = + 1.140$	
NUDO 25	$M_{25-22} = 2.890 (2 x 0.000 - 0.3395) + 0.000 = - 0.9820$	



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO.

NIVEL AZOTEA : $\bar{M}_{12} = \bar{M}_{21} = 2.282 \text{ ton-m.}$

NIVEL 5° : $\text{Mom.volado} = 2.670 \text{ ton-m.}$

$$\bar{M}_{56} = \bar{M}_{65} = 0.400 \text{ ton-m.}$$

NIVEL 4° : $\bar{M}_{78} = \bar{M}_{87} = 3.530 \text{ ton-m.}$

NIVEL 3° : $\text{Mom.volado} = 2.670 \text{ ton-m.}$

$$\bar{M}_{11-12} = \bar{M}_{12-11} = 0.400 \text{ ton-m.}$$

NIVEL 2° : $\bar{M}_{13-14} = \bar{M}_{14-13} = 3.530 \text{ ton-m.}$

NIVEL ME : $\bar{M}_{16-17} = \bar{M}_{17-16} = 1.455 \text{ ton-m.}$

$$\bar{M}_{18-19} = \bar{M}_{19-18} = 0.400 \text{ ton-m.}$$

NIVEL 1° : $\bar{M}_{21-22} = \bar{M}_{22-21} = 5.900 \text{ ton-m.}$

CALCULO DE LOS MOMENTOS DESEQUILIBRADOS \bar{M}_1 (\bar{T}_n)

$$\bar{M}_1 = -2.282 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_9 = 0.000$$

$$\bar{M}_{17} = +1.455 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_2 = 2.282 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{10} = 2.670 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{18} = -0.400 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_3 = 0.000 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{11} = -0.400 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{19} = +0.400 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_4 = 2.670 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{12} = +0.400 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{20} = 0.000 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_5 = -0.400 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{13} = -3.53 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{21} = -5.900 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_6 = +0.400 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{14} = +3.53 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{22} = +5.900 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_7 = -3.530 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{15} = 0.000 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{23} = 0.000 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_8 = +3.530 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M}_{16} = -1.455 \text{ ton-m.}$$

$$m_n^{(o)} = \frac{\tilde{c}_n}{\rho_n}$$

NUDO	ρ_n	$m_n^{(o)}$
1	7.382	+0.310
2	13.224	-0.173
3	∞	0.000
4	13.030	-0.206
5	18.872	+0.021
6	∞	0.000
7	13.030	+0.271
8	18.872	-0.187
9	∞	0.000
10	13.030	-0.206
11	18.872	+0.021
12	∞	0.000
13	13.030	+0.271
14	18.872	-0.187
15	∞	0.000
16	2.728	+0.533
17	13.536	-0.108
18	17.332	+0.023
19	∞	0.000
20	∞	0.000
21	14.468	+0.408
22	17.464	-0.338
23	∞	0.000

SOBRECARGA MOMENTO II - MOMENTOS FINALES .

NUDO $M_{1-2} = 0.867 (2 x +0.4884 - 0.2276) - 2.282 = - 1.612$

1 $M_{1-4} = 2.824 (2 x +0.4884 - 0.4165) + 0.000 = + 1.612$

NUDO $M_{2-1} = 0.867 (2 x -0.2276 + 0.4884) + 2.282 = + 2.311$

NUDO $M_{2-3} = 2.921 (2 x -0.2276 + 0.0000) + 0.000 = - 1.330$

2 $M_{2-5} = 2.921 (2 x -0.2276 + 0.1101) + 0.000 = - 0.976$

NUDO $M_{3-2} = 2.921 (2 x 0.000 - 0.2276) + 0.000 = - 0.665$

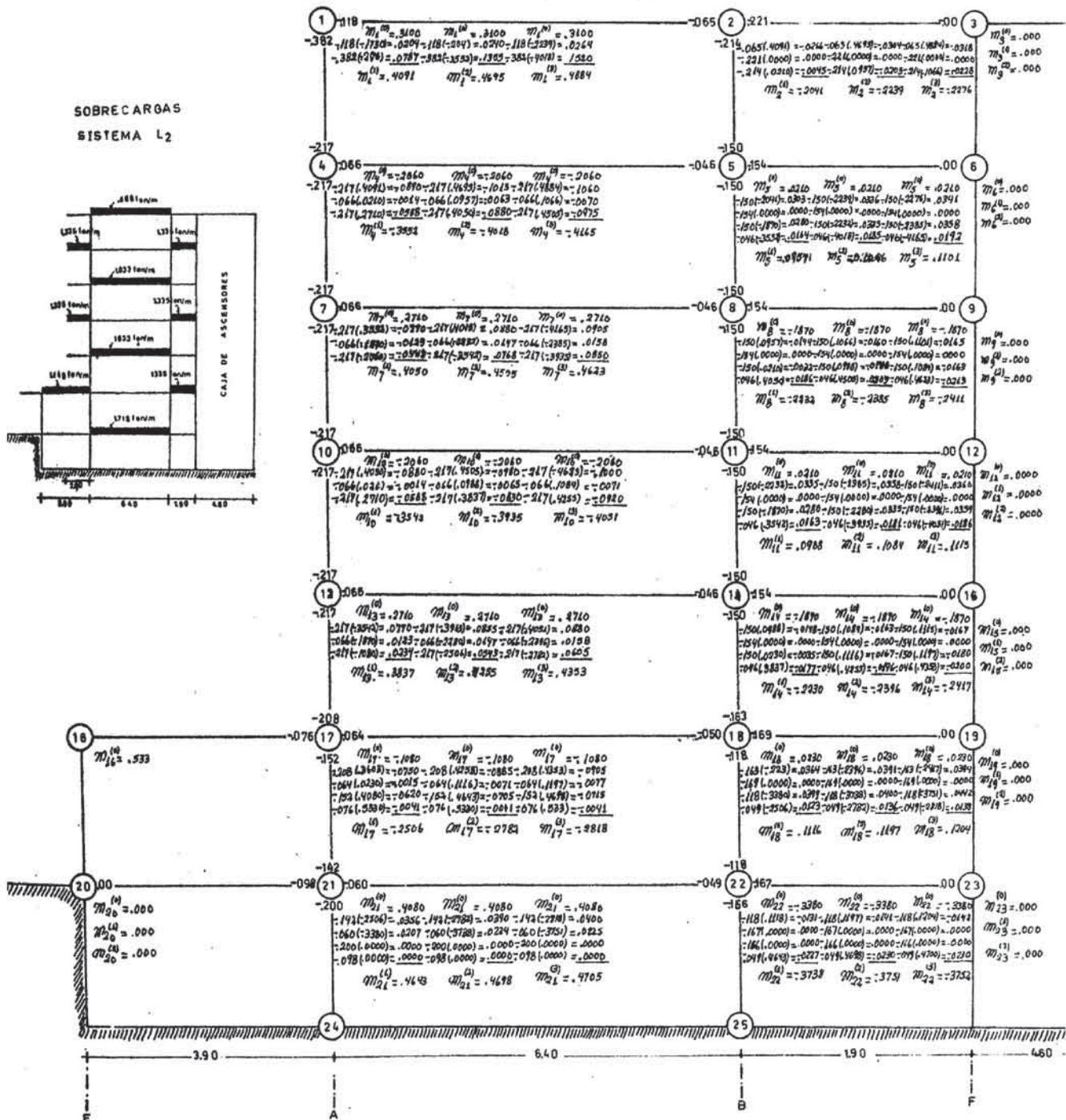
NUDO $M_{4-1} = 2.824 (2 x -0.4165 + 0.4884) + 0.000 = - 0.974$

NUDO $M_{4-5} = 0.867 (2 x -0.4165 + 0.1101) + 0.000 = - 0.627$

4 $M_{4-7} = 2.824 (2 x -0.4165 + 0.4623) + 0.000 = - 1.060$

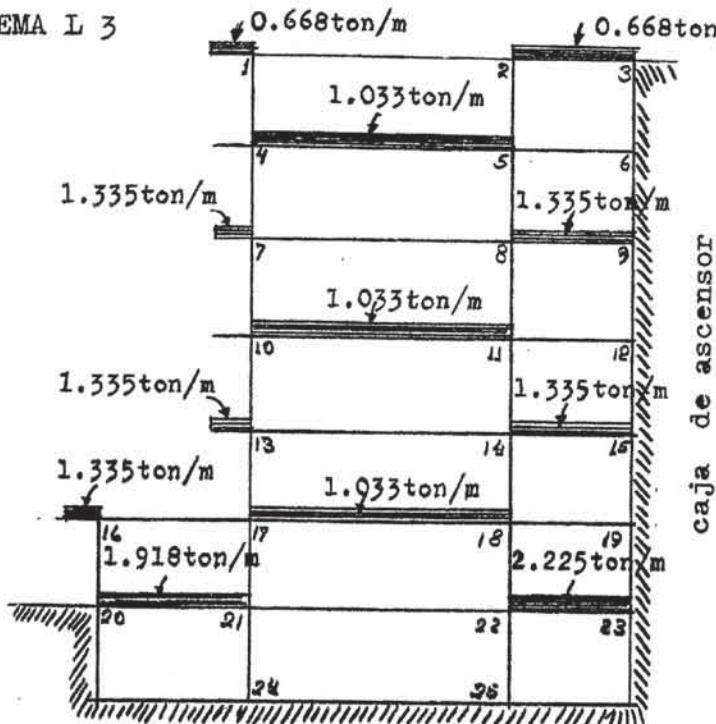
M.volado = 2.670

PORTICO PRINCIPAL 4-4



	$M_{5-4} = 0.867 (2 x +0.1101 - 0.4165) + 0.000 = - 0.1700$
NUDO 5	$M_{5-2} = 2.824 (2 x +0.1101 - 0.2276) + 0.000 = - 0.0210$
	$M_{5-6} = 2.921 (2 x +0.1101 + 0.0000) + 0.400 = + 0.2500$
	$M_{5-8} = 2.824 (2 x +0.1101 - 0.2411) + 0.000 = - 0.0590$
NUDO 6	$M_{6-5} = 2.921 (2 x 0.000 + 0.1101) + 0.400 = + 0.3220$
NUDO 7	$M_{7-4} = 2.824 (2 x +0.4623 - 0.4165) + 0.000 = + 1.440$
	$M_{7-8} = 0.867 (2 x +0.4623 - 0.2411) - 3.530 = - 2.9380$
	$M_{7-10} = 2.824 (2 x +0.4623 - 0.4051) + 0.000 = + 1.490$
	$M_{8-7} = 0.867 (2 x -0.2411 + 0.4623) + 3.530 = + 3.474$
NUDO 8	$M_{8-5} = 2.824 (2 x -0.2411 + 0.1101) + 0.000 = - 1.040$
	$M_{8-9} = 2.921 (2 x -0.2411 + 0.0000) + 0.000 = - 1.410$
	$M_{8-11} = 2.824 (2 x -0.2411 + 0.1115) + 0.0000 = - 1.030$
NUDO 9	$M_{9-8} = 2.921 (2 x 0.0000 - 0.2411) + 0.0000 = - 705$
NUDO 10	$M_{10-7} = 2.824 (2 x -0.4051 + 0.4623) + 0.000 = - 0.984$
	$M_{10-11} = 0.867 (2 x -0.4051 + 0.1115) + 0.000 = - 0.606$
	$M_{10-13} = 2.824 (2 x -0.4051 + 0.4353) + 0.000 = - 1.060$
	$M_{volado} = + 2.670$
	$M_{11-10} = 0.867 (2 x 0.1115 - 0.4051) + 0.0000 = - 0.1560$
NUDO 11	$M_{11-8} = 2.824 (2 x 0.1115 - 0.2411) + 0.0000 = - 0.051$
	$M_{11-12} = 2.921 (2 x 0.1115 + 0.0000) - 0.400 = + 0.258$
	$M_{11-14} = 2.824 (2 x 0.1115 - 0.2417) + 0.000 = - 0.053$
NUDO 12	$M_{12-11} = 2.921 (2 x 0.000 + 0.1115) + 0.400 = + 0.726$
NUDO 13	$M_{13-10} = 2.824 (2 x +0.4353 - 0.4051) + 0.0000 = + 1.315$
	$M_{13-14} = 0.867 (2 x +0.4353 - 0.2417) - 3.530 = - 2.985$
	$M_{13-17} = 2.824 (2 x 0.4353 - 0.2818) + 0.000 = + 1.675$
	$M_{14-13} = 0.867 (2 x -0.2417 + 0.4353) + 3.530 = + 3.488$
NUDO 14	$M_{14-11} = 2.824 (2 x -0.2417 + 0.1115) + 0.000 = - 1.050$
	$M_{14-15} = 2.921 (2 x -0.2417 + 0.000) + 0.0000 = - 1.414$
	$M_{14-18} = 2.824 (2 x -0.2417 + 0.1204) + 0.0000 = - 1.020$

NUDO 15	$M_{15-14} = 2.921 (2 x 0.000 - 0.2417) + 0.0000 = - 0.705$
NUDO 16	$M_{16} = 0$
	$M_{17-16} = 1.023 (2 x - 0.2818 + 0.533) + 1.455 = + 1.354$
NUDO 17	$M_{17-15} = 2.824 (2 x - 0.2818 + 0.4353) + 0.000 = - 0.554$ $M_{17-18} = 0.867 (2 x - 0.2818 + 0.1204) + 0.000 = - 0.443$ $M_{17-21} = 2.054 (2 x - 0.2818 + 0.4705) + 0.000 = - 0.346$
	$M_{18-17} = 0.867 (2 x + 0.1204 - 0.2818) + 0.000 = - 0.034$
NUDO 18	$M_{18-14} = 2.824 (2 x + 0.1204 - 0.2417) + 0.000 = - 0.003$ $M_{18-19} = 2.921 (2 x + 0.1204 - 0.0000) - 0.4000 = + 0.305$ $M_{18-22} = 2.054 (2 x + 0.1204 - 0.3752) + 0.0000 = - 0.270$
NUDO 19	$M_{19-18} = 2.921 (2 x 0.000 + 0.1204) + 0.4000 = + 0.750$
NUDO 20	$M_{20-21} = 1.423 (2 x 0.000 + 0.4705) + 0.0000 = + 0.670$ $M_{21-20} = 1.423 (2 x + 0.4705 + 0.000) + 0.0000 = + 1.340$
NUDO 21	$M_{21-17} = 2.054 (2 x + 0.4705 - 0.2818) + 0.000 = + 1.350$ $M_{21-22} = 0.867 (2 x + 0.4705 - 0.3752) - 5.900 = - 5.410$ $M_{21-24} = 2.890 (2 x + 0.4705 + 0.000) + 0.000 = + 2.720$
	$M_{22-21} = 0.867 (2 x - 0.3752 + 0.4705) + 5.900 = + 5.657$
NUDO 22	$M_{22-18} = 2.054 (2 x - 0.3752 + 0.1204) + 0.000 = - 1.292$ $M_{22-23} = 2.921 (2 x - 0.3752 + 0.0000) + 0.000 = - 2.193$ $M_{22-25} = 2.890 (2 x - 0.3752 + 0.0000) + 0.000 = - 2.172$
NUDO 23	$M_{23-22} = 2.921 (2 x 0.000 - 0.3752) + 0.0000 = - 1.095$
NUDO 24	$M_{24-21} = 2.890 (2 x 0.0000 + 0.4705) + 0.0000 = + 1.360$
NUDO 25	$M_{25-22} = 2.890 (2 x 0.000 - 0.3752) + 0.0000 = - 1.075$



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO .

NIVEL AZOTEA mom. voladizo = + 1.336 ton-m.

$$- \overline{M}_{2-3} = \overline{M}_{3-2} = 0.200 \text{ ton-m.}$$

NIVEL 5º - $\overline{M}_{4-5} = \overline{M}_{5-4} = 3.53 \text{ ton-m.}$

NIVEL 4º .. mom. voladizo = 2.670 ton-m.

$$- \overline{M}_{8-9} = \overline{M}_{9-8} = 0.400 \text{ ton-m.}$$

NIVEL 3º - $\overline{M}_{10-11} = \overline{M}_{11-10} = 3.53 \text{ ton-m.}$

NIVEL 2º .. mom. voladizo = 2.670 ton-m.

$$- \overline{M}_{14-15} = \overline{M}_{15-14} = 0.400 \text{ ton-m}$$

NIVEL ME .. mom. voladizo = 2.40 ton-m.

$$- \overline{M}_{17-18} = \overline{M}_{18-17} = 3.53 \text{ ton-m.}$$

NIVEL 1º - $\overline{M}_{20-21} = \overline{M}_{21-20} = 2.436 \text{ ton-m.} - \overline{M}_{22-23} = \overline{M}_{23-22} = 0.667 \text{ ton-m.}$

CALCULO DE LOS MOMENTOS DESEQUILIBRADOS . $\overline{M}_i (\tau_i)$

$$\overline{M}_1 = 1.336$$

$$\overline{M}_9 = + 0.400$$

$$\overline{M}_{17} = - 3.530$$

$$\overline{M}_2 = - 0.200$$

$$\overline{M}_{10} = - 3.530$$

$$\overline{M}_{18} = + 3.530$$

$$\overline{M}_3 = + 0.200$$

$$\overline{M}_{11} = + 3.530$$

$$\overline{M}_{19} = 0.0000$$

$$\overline{M}_4 = - 3.53$$

$$\overline{M}_{12} = 0.000$$

$$\overline{M}_{20} = - 2.436$$

$$\overline{M}_5 = + 3.53$$

$$\overline{M}_{13} = 2.670$$

$$\overline{M}_{21} = 2.436$$

$$\overline{M}_6 = 0.000$$

$$\overline{M}_{14} = - 0.400$$

$$\overline{M}_{22} = - 0.667$$

$$\overline{M}_7 = 2.670$$

$$\overline{M}_{15} = + 0.400$$

$$\overline{M}_{23} = + 0.667$$

$$\overline{M}_8 = - 0.400$$

$$\overline{M}_{16} = + 2.400$$

NUDO	P_n	$m_n^{(o)}$
1	7.382	-0.182
2	13.224	+0.015
3	∞	0.000
4	13.030	+0.271
5	18.872	-0.187
6	∞	0.000
7	13.030	-0.206
8	18.872	+0.021
9	∞	0.000
10	13.030	+0.271
11	18.872	-0.187
12	∞	0.000
13	13.030	-0.206
14	18.872	+0.021
15	∞	0.000
16	2.768	-0.867
17	13.536	+0.261
18	17.332	-0.204
19	∞	0.000
20	∞	0.000
21	14.468	-0.169
22	17.464	+0.039
23	∞	0.000

pag. 116

SOBRECARGA SISTEMA III - MOMENTOS FINALES.

$$M_{1-2} = 0.867 (2 \cdot x - 0.3568 + 0.0882) + 0.000 = - 0.5480$$

NUDO $M_{1-4} = 2.824 (2 \cdot x - 0.3558 + 0.4494) + 0.000 = - 0.7580$

1 $M_{\text{volado}} = + 1.336$

$$M_{2-1} = 0.867 (2 \cdot x + 0.0882 - 0.3568) + 0.000 = - 0.1560$$

NUDO $M_{2-3} = 2.921 (2 \cdot x + 0.0882 + 0.000) - 0.200 = + 0.325$

2 $M_{2-5} = 2.824 (2 \cdot x + 0.0882 - 0.2371) + 0.000 = - 0.1700$

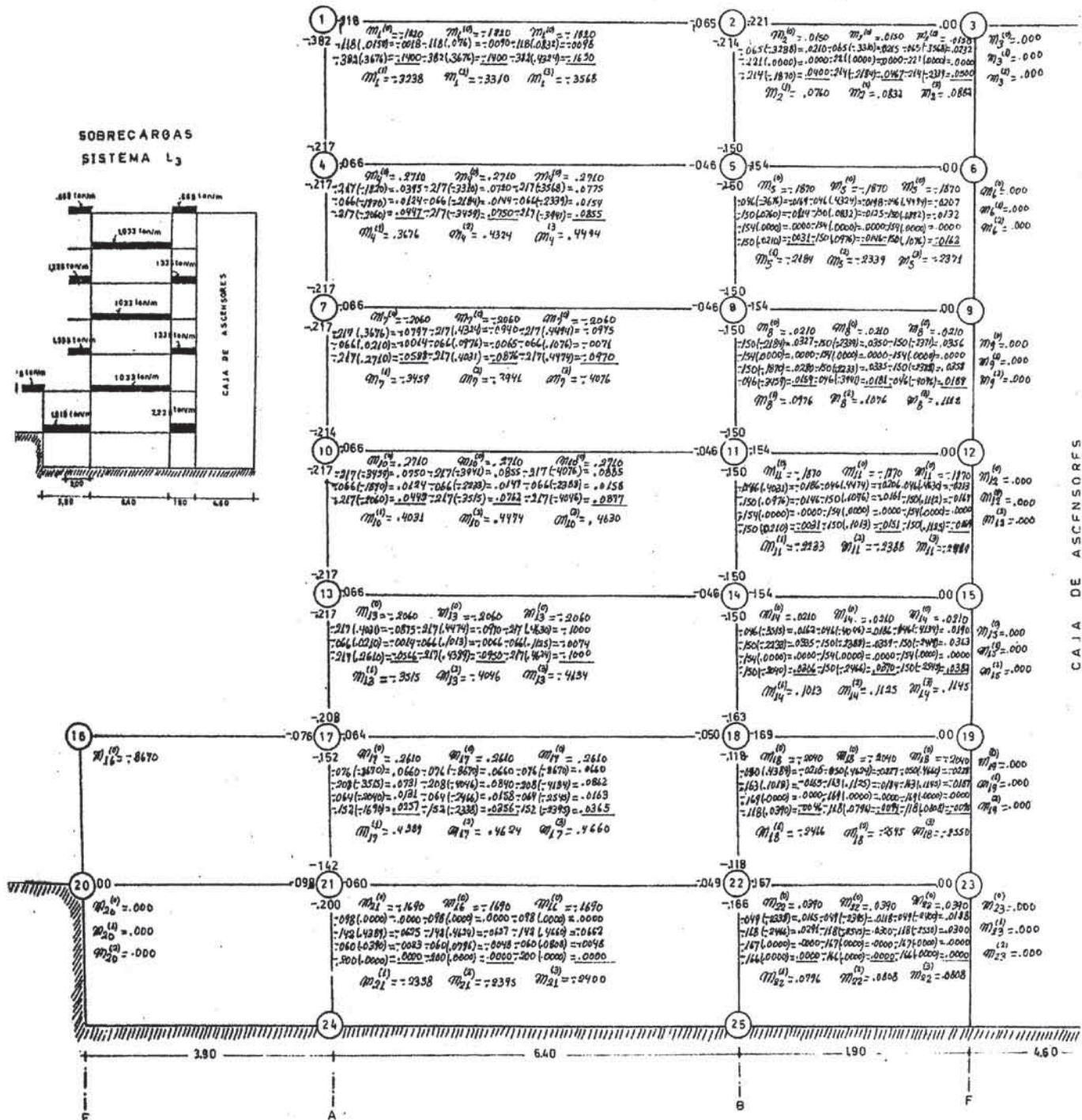
NUDO $M_{3-2} = 2.921 (2 \cdot x + 0.000 + 0.0882) + 0.200 = + 0.440$

NUDO $M_{4-1} = 2.824 (2 \cdot x + 0.4494 - 0.3568) + 0.000 = + 1.530$

NUDO $M_{4-5} = 0.867 (2 \cdot x + 0.4494 - 0.2371) - 3.530 = - 2.964$

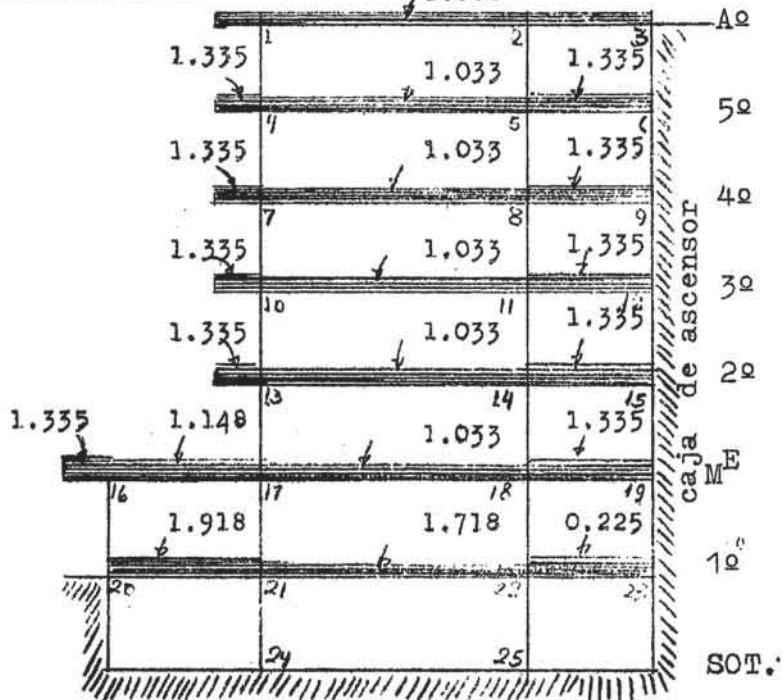
4 $M_{4-7} = 2.824 (2 \cdot x + 0.4494 - 0.4076) + 0.000 = + 1.430$

PORTICO PRINCIPAL 4-4



	$M_{5-4} = 0.867 (2x - 0.2371 + 0.4494) + 3.530 = + 3.508$
NUDO	$M_{5-2} = 2.824 (2x - 0.2371 + 0.0822) + 0.000 = - 1.110$
5	$M_{5-6} = 2.921 (2x - 0.2371 + 0.0000) + 0.000 = - 1.380$
	$M_{5-8} = 2.824 (2x - 0.2371 + 0.1112) + 0.000 = - 1.020$
NUDO	$M_{6-5} = 2.921 (2x 0.000 - 0.2371) + 0.000 = - 0.693.$
6	
	$M_{7-4} = 2.824 (2x - 0.4076 + 0.4494) + 0.000 = - 1.040$
NUDO	$M_{7-8} = 0.867 (2x - 0.4076 + 0.1112) + 0.000 = - 0.630$
7	$M_{7-10} = 2.824 (2x - 0.4076 + 0.4630) + 0.000 = - 0.995$
	$M. volado = 2.670$
	$M_{8-7} = 0.867 (2x + 0.1112 - 0.4076) + 0.000 = - 0.1610$
NUDO	$M_{8-5} = 2.824 (2x + 0.1112 - 0.2371) + 0.000 = - 0.0410$
8	$M_{8-9} = 2.921 (2x 0.1112 + 0.000) - 0.4000 = + 0.251$
	$M_{8-11} = 2.824 (2x 0.1112 - 0.2419) + 0.0000 = - 0.050$
NUDO	$M_{9-8} = 2.921 (2x 0.000 + 0.1112) + 0.4000 = + 0.725$
9	
	$M_{10-7} = 2.824 (2x + 0.4630 - 0.4076) + 0.0000 = + 1.480$
NUDO	$M_{10-11} = 0.867 (2x + 0.4630 - 0.2419) - 3.530 = - 2.938$
10	$M_{10-13} = 2.824 (2x + 0.4630 - 0.4134) + 0.0000 = + 1.460$
	$M_{11-10} = 0.867 (2x - 0.2419 + 0.4630) + 3.530 = + 3.512$
NUDO	$M_{11-8} = 2.824 (2x - 0.2419 + 0.1112) + 0.0000 = - 1.050$
11	$M_{11-12} = 2.921 (2x - 0.2419 + 0.0000) + 0.0000 = - 1.415$
	$M_{11-14} = 2.824 (2x - 0.2419 + 0.1145) + 0.0000 = - 1.045$
NUDO	$M_{12-11} = 2.921 (2x 0.000 - 0.2419) + 0.0000 = - 0.705$
12	
	$M_{13-10} = 2.824 (2x - 0.4134 + 0.4630) + 0.0000 = - 1.030$
NUDO	$M_{13-14} = 0.867 (2x - 0.4134 + 0.1145) + 0.0000 = - 0.617$
13	$M_{13-17} = 2.824 (2x - 0.4134 + 0.4660) + 0.0000 = - 1.020$
	$M. volado = 2.670$
	$M_{14-13} = 0.867 (2x + 0.1145 - 0.4134) + 0.0000 = - 0.160$
NUDO	$M_{14-11} = 2.824 (2x + 0.1145 - 0.2419) + 0.0000 = - 0.036$
14	$M_{14-15} = 2.921 (2x 0.1145 + 0.000) - 0.4000 = + 0.270$
	$M_{14-18} = 2.824 (2x 0.1145 - 0.255) + 0.0000 = - 0.074$

NUDO 15	$M_{15-14} = 2.921 (2 \times 0.000 + 0.1145) + 0.400 = + 0.734$
NUDO 16	Mom. volado = 2.400
	$M_{17-16} = 1.023 (2 \times + 0.4660 - 0.8670) + 0.000 = + 0.064$
NUDO 17	$M_{17-13} = 2.824 (2 \times + 0.4660 - 0.4134) + 0.000 = + 1.410$
	$M_{17-18} = 0.867 (2 \times 0.4660 - 0.2550) - 3.530 = - 2.870$
	$M_{17-21} = 2.054 (2 \times 0.4660 - 0.2400) + 0.000 = + 1.410$
	$M_{18-17} = 0.867 (2 \times - 0.2550 + 0.4660) + 3.530 = + 3.492$
NUDO 18	$M_{18-14} = 2.824 (2 \times - 0.2550 + 0.1145) + 0.000 = - 1.120$
	$M_{18-19} = 2.921 (2 \times - 0.2550 + 0.000) + 0.000 = - 1.490$
	$M_{18-22} = 2.054 (2 \times - 0.2550 + 0.0808) + 0.000 = - 0.880$
NUDO 19	$M_{19-18} = 2.921 (2 \times 0.000 - 0.255) + 0.0000 = - 0.745$
NUDO 20	$M_{20-21} = 1.423 (2 \times 0.0000 - 0.2400) - 2.436 = - 2.778$
	$M_{21-20} = 1.423 (2 \times - 0.2400 + 0.000) + 2.436 = + 1.754$
NUDO 21	$M_{21-17} = 2.054 (2 \times - 0.2400 + 0.4660) + 0.0000 = - 0.029$
	$M_{21-22} = 0.867 (2 \times - 0.2400 + 0.0808) + 0.0000 = - 0.345$
	$M_{21-24} = 2.890 (2 \times - 0.2400 + 0.0000) + 0.0000 = - 1.380$
	$M_{22-21} = 0.867 (2 \times + 0.0808 - 0.2400) + 0.0000 = - 0.069$
NUDO 22	$M_{22-18} = 2.054 (2 \times + 0.0808 - 0.2550) + 0.0000 = - 0.189$
	$M_{22-23} = 2.921 (2 \times + 0.0808 - 0.0000) - 0.6670 = - 0.198$
	$M_{22-25} = 2.890 (2 \times + 0.0808 - 0.0000) + 0.0000 = + 0.466$
NUDO 23	$M_{23-22} = 2.921 (2 \times 0.000 + 0.0808) + 0.6670 = + 0.903$
NUDO 24	$M_{24-21} = 2.890 (2 \times 0.000 - 0.2400) + 0.0000 = - 0.695$
NUDO 25	$M_{25-22} = 2.890 (2 \times 0.000 + 0.0808) + 0.0000 = + 0.234$



CALCULO DE LOS MOMENTOS DESEQUILIBRADOS $\overline{M_1}$ (Z_n)

$$\overline{M_1} = -0.946 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_2} = +2.082 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_3} = +0.200 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_4} = -0.86 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_5} = +3.13 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_6} = +0.400 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_7} = -0.86 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_8} = +3.130 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_9} = +0.400 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{10}} = -0.86 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{11}} = +3.130 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{12}} = +0.400 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{13}} = -0.860 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{14}} = +3.130 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{15}} = +0.400 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{16}} = +0.945 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{17}} = -2.075 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{18}} = +3.130 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{19}} = +0.400 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{20}} = -2.436 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{21}} = -3.464 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{22}} = +5.233 \text{ ton-m.}$$

$$\overline{M_{23}} = +0.667 \text{ ton-m.}$$

NUDO	P_n	$m_n(0)$
1	7.382	+0.128
2	13.224	-0.157
3	∞	-0.000
4	13.030	+0.066
5	18.872	-0.166
6	∞	-0.000
7	13.030	+0.066
8	18.872	-0.166
9	∞	-0.000
10	13.030	+0.066
11	18.872	-0.166
12	∞	-0.000
13	13.030	+0.066
14	18.872	-0.166
15	∞	-0.000
16	2.768	-0.342
17	13.536	+0.153
18	17.332	-0.181
19	∞	-0.000
20	∞	+0.000
21	14.468	+0.240
22	17.464	-0.300
23	∞	-0.000

SOBRECARGA - SISTEMA IV - MOMENTOS FINALES.

NUDO $M_{1-2} = 0.867 (2x + 0.1324 - 0.1384) - 2.282 = - 2.172$
 NUDO $M_{1-4} = 2.804 (2x + 0.1324 + 0.0311) + 0.000 = + 0.834$
 1 Mom. volado = 1.336

NUDO $M_{2-1} = 0.867 (2x - 0.1384 + 0.1324) + 2.282 = + 2.157$
 NUDO $M_{2-3} = 2.921 (2x - 0.1384 + 0.0000) - 0.200 = - 1.010$
 2 $M_{2-5} = 2.824 (2x - 0.1384 - 0.1271) + 0.000 = - 1.146$

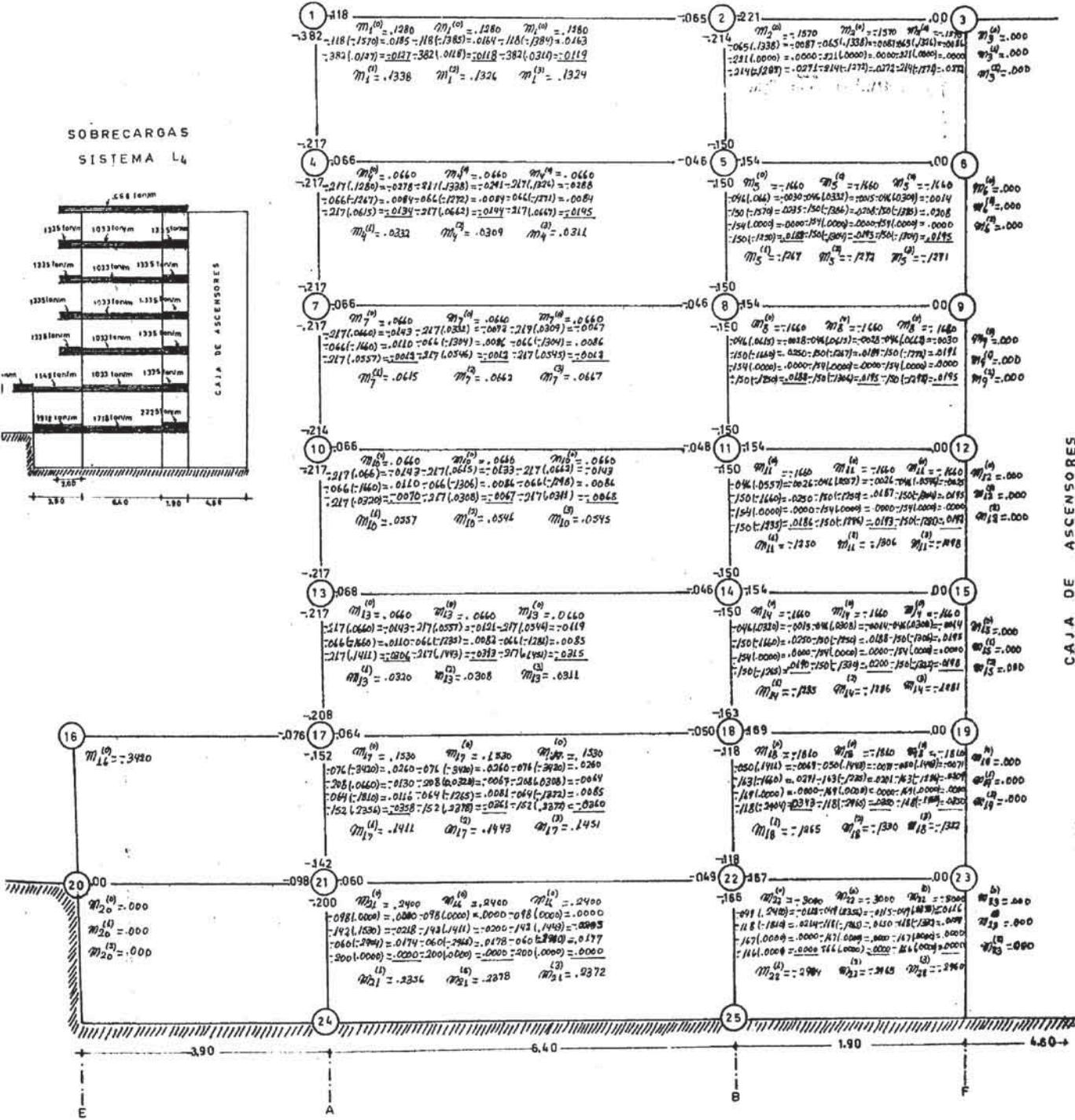
NUDO $M_{3-2} = 2.921 (2x 0.000 - 0.1384) + 0.200 = - 0.205$
 3 $M_{4-1} = 2.804 (2x + 0.0311 + 0.1324) + 0.000 = + 0.545$

NUDO $M_{4-5} = 0.867 (2x + 0.0311 - 0.1271) - 3.530 = - 3.586$

4 $M_{4-7} = 2.804 (2x + 0.031 + 0.0667) + 0.000 = + 0.362$

mom. volado = 2.670 .

PORTICO PRINCIPAL 4-4



NUDO $M_{5-4} = 0.867 (2x - 0.1272 + 0.0311) + 3.530 = + 3.337$
 NUDO $M_{5-2} = 2.824 (2x - 0.1271 - 0.1384) + 0.000 = - 1.110$
 5 $M_{5-6} = 2.921 (2x - 0.1271 + 0.000) - 0.4000 = - 1.140$
 $M_{5-8} = 2.824 (2x - 0.1271 - 0.1304) + 0.0000 = - 1.090$

NUDO $M_{6-5} = 2.921 (2x 0.000 - 0.1271) + 0.4000 = + 0.028$
 6
 $M_{7-4} = 2.824 (2x + 0.0667 + 0.0311) + 0.000 = + 0.415$
 NUDO $M_{7-8} = 0.867 (2x + 0.0667 - 0.1304) - 3.530 = - 3.530$
 7 $M_{7-10} = 2.824 (2x + 0.0667 + 0.0545) + 0.000 = + 0.480$
 $\text{mom. volado} = 2.670$

NUDO $M_{8-7} = 0.867 (2x - 0.1304 + 0.0667) + 3.530 = + 3.362$
 8 $M_{8-5} = 2.824 (2x - 0.1304 - 0.1271) + 0.000 = - 1.095$
 $M_{8-9} = 2.921 (2x - 0.1304 + 0.0000) - 0.400 = - 1.166$
 $M_{8-11} = 2.824 (2x - 0.1304 - 0.1298) + 0.000 = - 1.101$

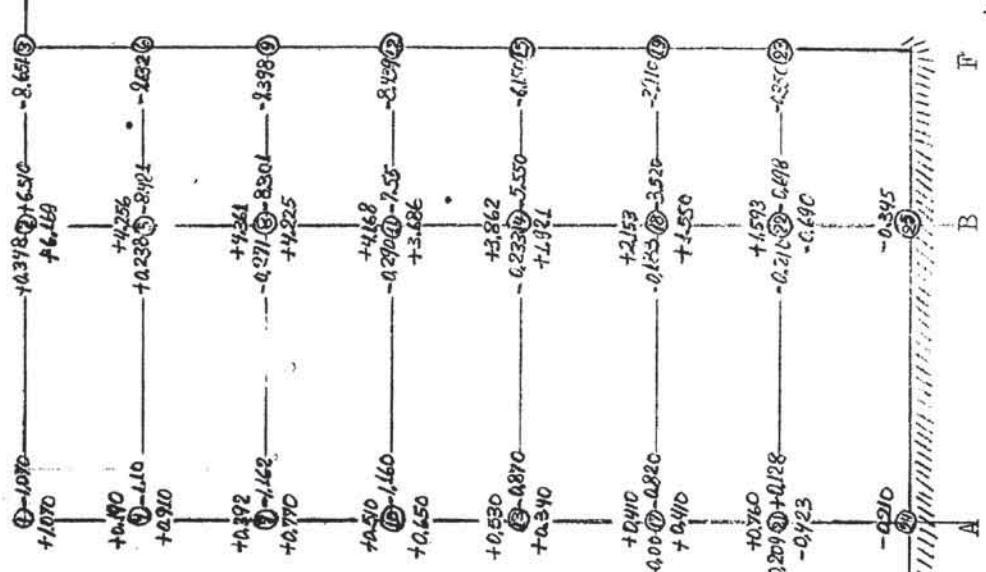
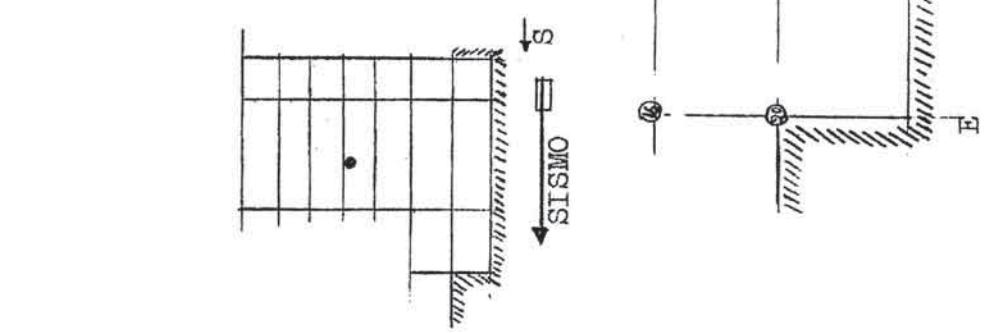
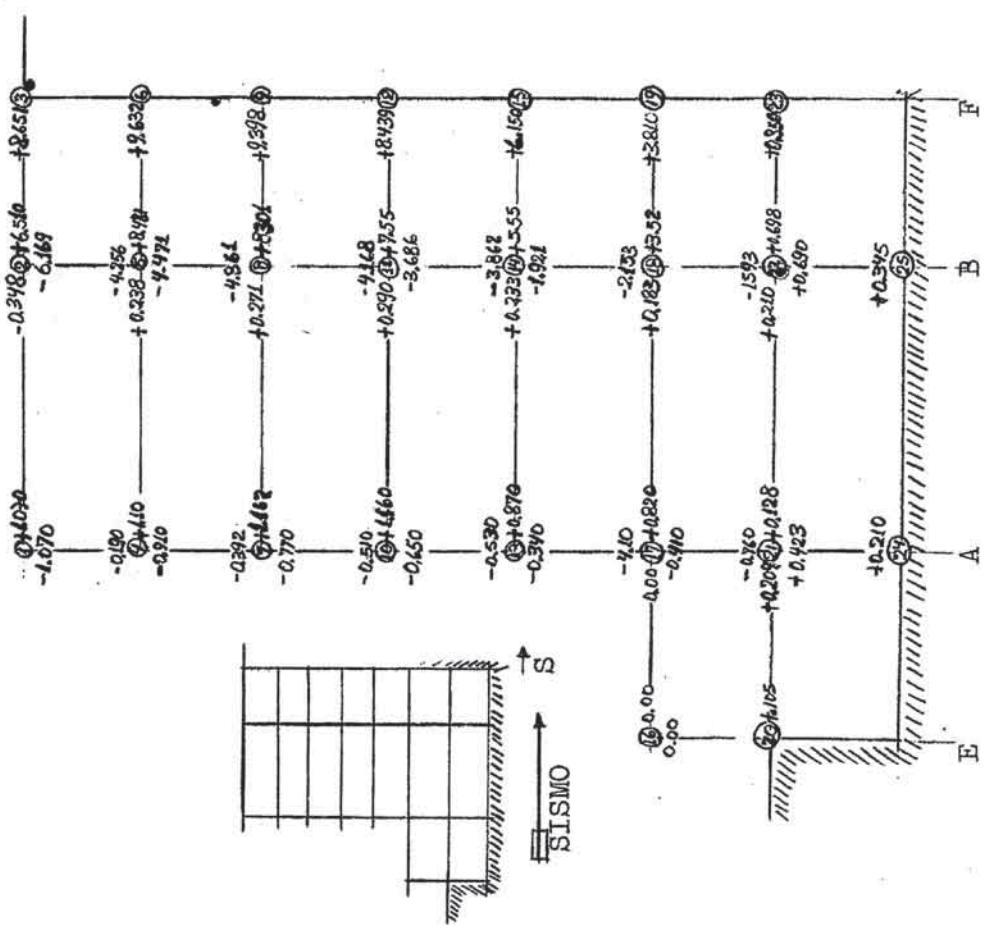
NUDO $M_{9-8} = 2.921 (2x 0.000 - 0.1304) + 0.4000 = + 0.020$
 9
 $M_{10-7} = 2.824 (2x + 0.0545 + 0.0667) + 0.000 = + 0.486$
 NUDO $M_{10-11} = 0.867 (2x + 0.0545 - 0.1298) - 3.530 = - 3.530$
 10 $M_{10-13} = 2.824 (2x + 0.0545 + 0.0311) + 0.000 = + 0.375$
 $\text{mom. volado} = 2.670$

NUDO $M_{11-10} = 0.867 (2x - 0.1298 + 0.0545) + 3.530 = + 3.352$
 11 $M_{11-8} = 2.824 (2x - 0.1298 - 0.1304) + 0.000 = - 1.100$
 $M_{11-12} = 2.921 (2x - 0.1298 + 0.0000) - 0.400 = - 1.160$
 $M_{11-14} = 2.824 (2x - 0.1298 - 0.1281) + 0.000 = - 1.090$

NUDO $M_{12-11} = 2.921 (2x 0.000 - 0.1298) + 0.400 = + 0.020$
 12
 $M_{13-10} = 2.824 (2x + 0.0311 + 0.0545) + 0.000 = + 0.330$
 NUDO $M_{13-14} = 0.867 (2x + 0.0311 - 0.1281) - 3.530 = - 3.587$
 13 $M_{13-17} = 2.824 (2x + 0.0311 + 0.1451) + 0.000 = + 0.585$
 $\text{mom. volado} = 2.670$

	$M_{14-13} = 0.867 (2x - 0.1281 + 0.0311) + 3.530 = + 3.535$
NUDO 14	$M_{14-11} = 2.824 (2x - 0.1281 - 0.1298) + 0.000 = - 1.090$
	$M_{14-15} = 2.921 (2x - 0.1281 + 0.000) - 0.400 = - 1.150$
	$M_{14-18} = 2.824 (2x - 0.1281 - 0.1322) + 0.000 = - 1.100$
NUDO 15	$M_{15-14} = 2.921 (2x 0.000 - 0.1281) + 0.4000 = + 0.026$
NUDO 16	mom. volado = 2.400
	$M_{17-16} = 1.023 (2x + 0.1451 - 0.342) + 1.455 = + 1.4020$
NUDO 17	$M_{17-13} = 2.824 (2x + 0.1451 + 0.0311) + 0.000 = + 0.905$
	$M_{17-18} = 0.867 (2x + 0.1451 - 0.1322) - 3.530 = - 3.393$
	$M_{17-21} = 2.054 (2x + 0.1451 + 0.2372) + 0.000 = + 1.090$
	$M_{18-17} = 0.867 (2x - 0.1322 + 0.1451) + 3.530 = + 3.392$
NUDO 18	$M_{18-14} = 2.824 (2x - 0.1322 - 0.1281) + 0.000 = - 1.110$
	$M_{18-19} = 2.921 (2x - 0.1322 + 0.000) - 0.400 = - 1.160$
	$M_{18-22} = 2.054 (2x - 0.1322 - 0.2960) + 0.000 = - 1.130$
NUDO 19	$M_{19-18} = 2.921 (2x 0.000 - 0.1322) + 0.400 = + 0.014$
NUDO 20	$M_{20-21} = 1.423 (2x 0.000 + 0.2372) - 2.436 = - 2.100$
	$M_{21-20} = 1.423 (2x + 0.2372 + 0.000) + 2.436 = + 3.111$
NUDO 21	$M_{21-17} = 2.054 (2x + 0.2372 + 0.1451) + 0.000 = + 1.270$
	$M_{21-22} = 0.867 (2x + 0.2372 - 0.2960) - 5.900 = - 5.745$
	$M_{21-24} = 2.890 (2x + 0.2372 + 0.000) + 0.000 = + 1.370$
	$M_{22-21} = 0.867 (2x - 0.2960 + 0.2372) + 5.900 = + 5.592$
NUDO 22	$M_{22-18} = 2.054 (2x - 0.2960 - 0.1322) + 0.000 = - 1.490$
	$M_{22-23} = 2.921 (2x - 0.2960 + 0.000) - 0.667 = - 2.393$
	$M_{22-25} = 2.890 (2x - 0.2960 + 0.000) + 0.000 = - 1.710$
NUDO 23	$M_{23-22} = 2.921 (2x 0.000 - 0.2960) + 0.667 = - 0.198$
NUDO 24	$M_{24-21} = 2.890 (2x 0.000 + 0.2372) + 0.000 = + 0.685$
NUDO 25	$M_{25-22} = 2.890 (2x 0.000 - 0.2960) + 0.000 = - 0.855$

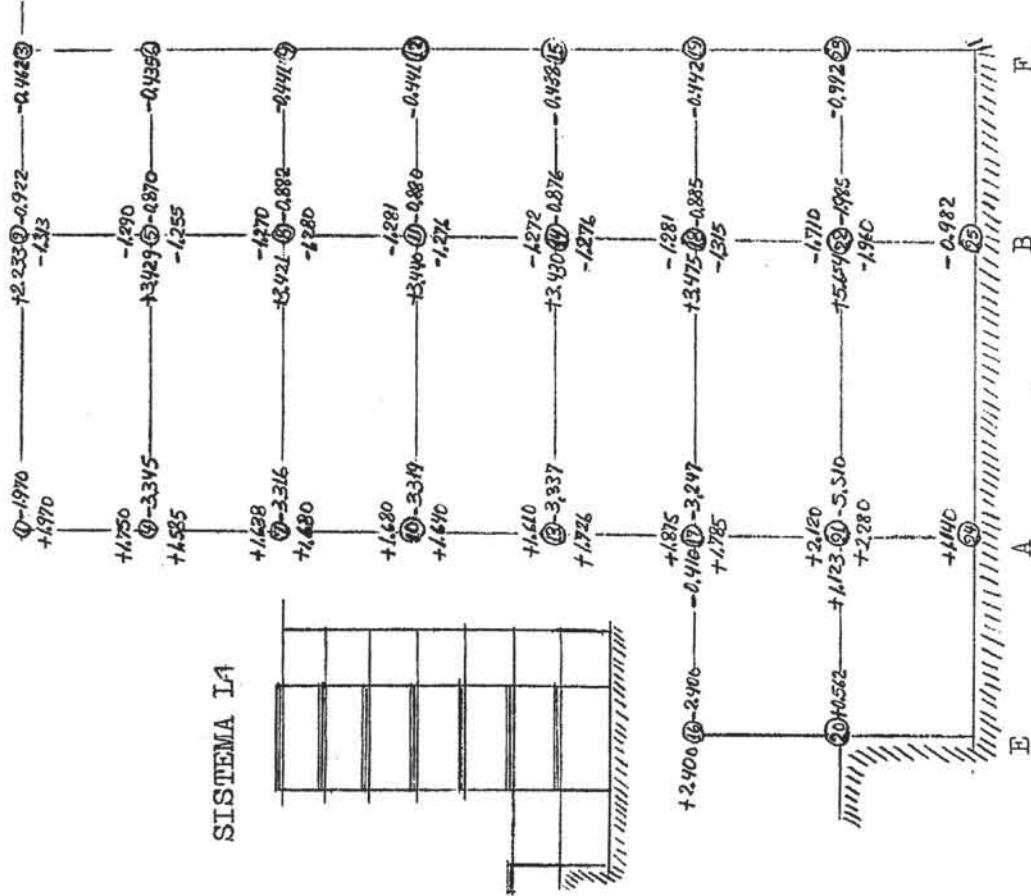
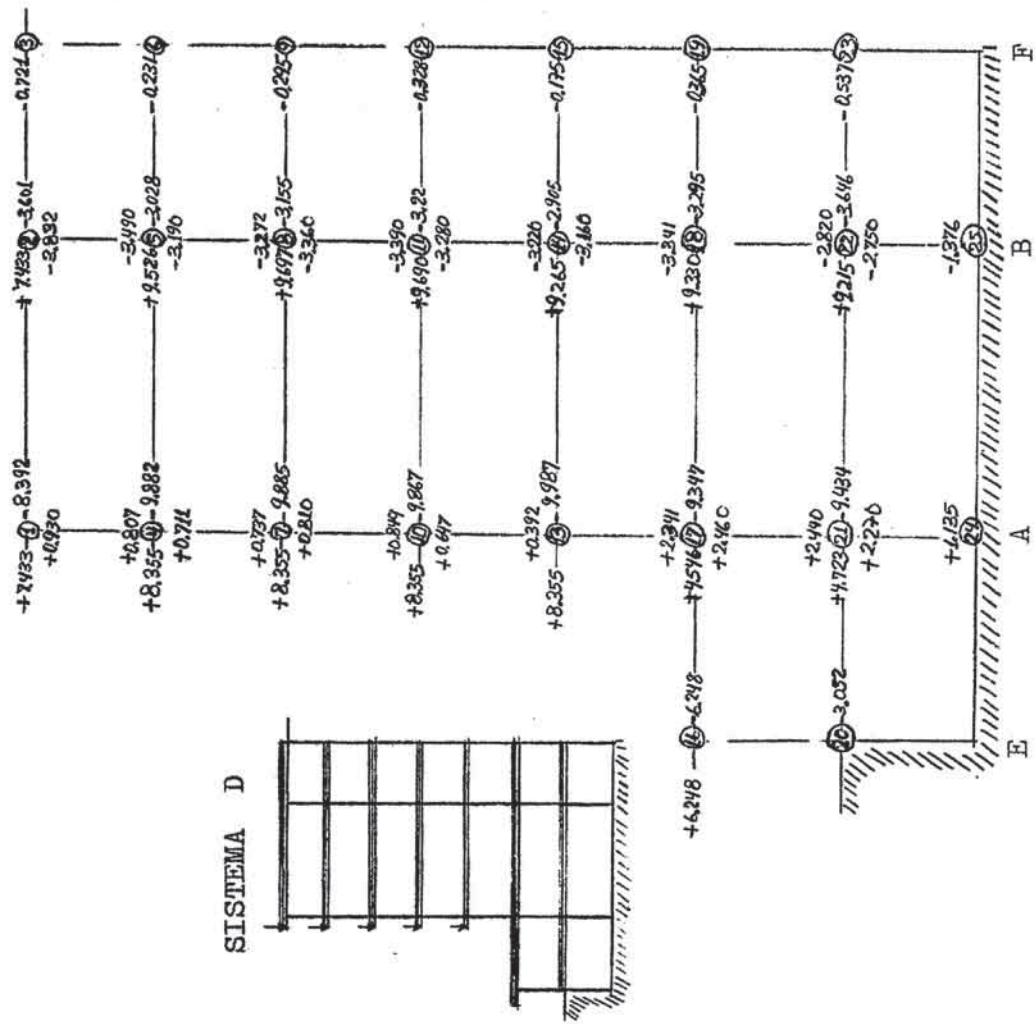
MOMENTOS FINALES EN PORTICO PRINCIPAL 4-4 (SISMO)



NOTA.—momentos dados en ton.-m.

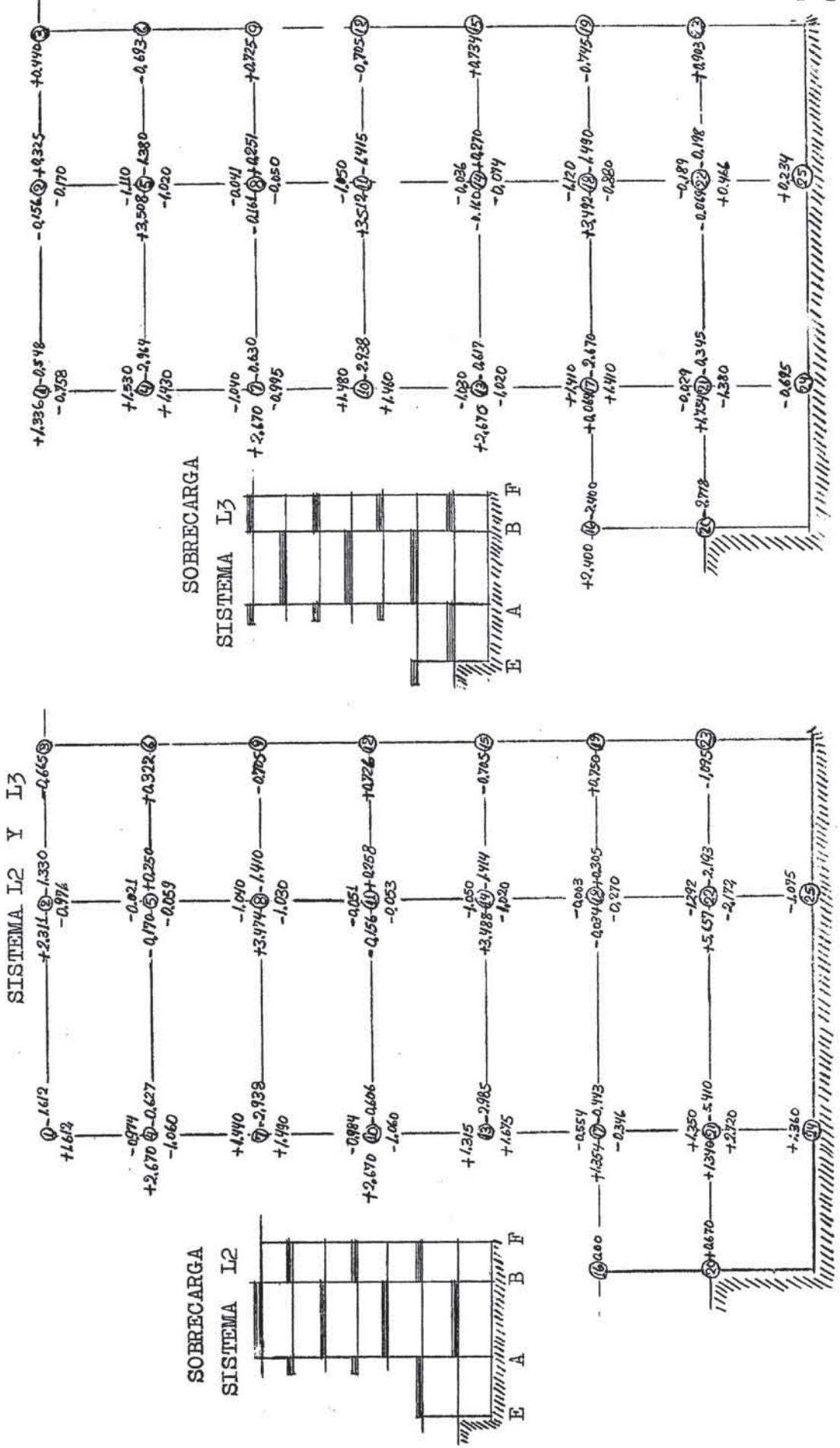
MOMENTOS FINALES EN PORTICO PRINCIPAL 4-4

SISTEMA D Y L1



Momentos dados en ton-m.

MOMENTOS FINALES EN PORTICO PRINCIPAL 4-4



Momentos dados en ton-m.

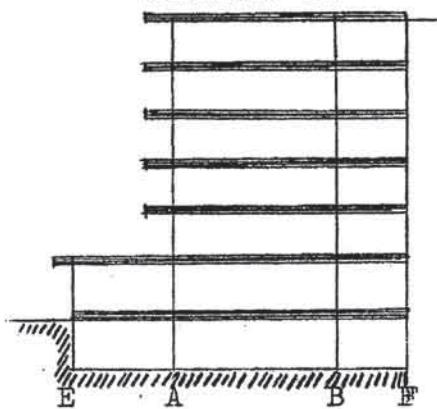
MOMENTOS FINALES EN PORTICO PRINCIPAL 4-4

pág. 128

SISTEMA I4

SOBRECARGA

SISTEMA I4



Momentos en ton-m.

+1.836	-①-2.172		+2.157	-②-1.010		-0.205	③
+0.834			-1.146				
+0.545			-1.410				
+2.670	-①-3.586		+3.337	-⑤-1.140		+2.028	⑥
+0.262			-1.090				
+0.415			-1.095				
+2.670	-⑦-3.530		+2.362	-⑧-1.164		+2.020	⑨
+0.480			-1.101				
+0.486			-1.100				
+2.670	-⑩-3.530		+2.352	-⑪-1.160		+2.020	⑫
+0.375			-1.090				
+0.330			-1.090				
+2.670	-⑬-3.587		+2.335	-⑭-1.150		+2.026	⑮
+0.585			-1.100				
+2.400	-⑯-2.400		+2.392	-⑰-1.160		+2.014	⑲
+1.402	-⑰-3.393		-1.120				
+1.090			-1.130				
+1.270			-1.490				
+3.11	-⑳-5.745		+5.592	-㉑-2.393		-0.198	㉒
+1.370			-1.710				
+0.685			-0.855				

ENVOLVENTES DE MOMENTOS EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4

SISTEMAS DE CARGAS CONSIDERADAS

S'	S'	D	I1	I3	I3	I4

PORTICO PRINCIPAL 4-4

N I V L	MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR CARGA PERMANENTE D												
	EJE E			EJE A			EJE A			EJE B			
	IZQ.		DER.	IZQ.		DER.	IZQ.		DER.	IZQ.		DER.	
D	1.5D	D	0.9D	1.25D	1.5D	D	0.9D	1.25D	1.5D	D	0.9D	1.25D	
A ⁰						+7.423		+1.140 -8.392 -7.550 -10.500 -12.600 +7.433 +6.990 +9.300 +11.150 -3.601 -3.240 -4.500 -5.400 -0.721 -0.649 -0.900 -1.080					
5 ⁰						+8.305		+12.520 -9.882 -8.890 -12.250 -14.820 +9.526 +8.576 +11.900 +14.300 -3.028 -2.730 -3.187 -4.550 -0.231 -0.808 -0.288 -0.345					
4 ⁰						+8.355		+12.520 -9.885 -8.900 -12.370 -14.840 +9.697 +8.725 +12.110 +14.550 -3.155 -2.840 -3.941 -5.910 -0.295 -0.865 -0.369 -0.442					
3 ⁰						+8.355		+12.520 -9.867 -8.880 -12.890 -14.800 +9.690 +8.720 +12.100 +14.570 -3.220 -2.900 -4.025 -6.050 -0.295 -0.805 -0.338 -0.492					
2 ⁰						+8.355		+12.520 -9.987 -8.970 -12.500 -14.990 +9.265 +8.335 +11.590 +13.900 -3.945 -2.612 -3.626 -4.350 -0.175 -0.151 -0.219 -0.262					
1 ^E	+6.248 +9.372	-6.248 -5.693	-7.810 -9.372	+4.546 +4.080 +5.680 +6.890	-2.347 -8.410 -11.670 -14.000	+9.330 +8.440 +11.650 +14.000	-3.295 -2.965 -4.125 -4.950	-0.365 -0.365 -0.456 -0.597					
1 ^o	-3.052 -2.750	-3.820 -4.570	-4.723 +4.250 +4.900 +7.080	-9.434 -8.500 -11.800 -14.460	-9.215 +8.290 +11.510 +12.830	-3.646 -3.480 -4.560 -5.470	-0.537 -0.483 -0.671 -0.805						

MO NIVEL	AΩ				5Ω a 2Ω				MΩ				1Ω				
	MEN TRAMOS	D	0.9D	1.25D	1.5D	D	0.9D	1.25D	1.5D	D	0.9D	1.25D	1.5D	D	0.9D	1.25D	1.5D
TOS ISOS	E-A																
TA TI	A-B	12.260	11.050	15.320	18.400	14.570	13.100	18.900	21.210	14.570	13.100	14.810	14.570	13.100	18.200	21.100	18.120
COS	B-F	1.080	0.972	1.352	1.620	1.281	1.155	1.603	1.924	1.281	1.155	1.622	1.924	1.281	1.155	1.602	1.924

PORTICO PRINCIPAL 4-4

		MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SOBRECARGA L1 (ton-m)																		
N I V E L E	EJE E	EJE A					EJE B					EJE F								
		Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.									
S	L1	18L1	L1	125L1	18L1	L1	125L1	18L1	L1	125L1	18L1	L1								
A Ω						-1.970	-2.461	-3.546	+2.786	+4.020	-0.922	-1.152	-1.660	-0.462	-0.576	-0.830				
5 Ω						-3.345	-4.480	-6.020	+3.429	+4.280	-0.870	-1.087	-1.565	-0.435	-0.544	-0.783				
4 Ω						-3.316	-4.440	-5.960	+3.421	+4.270	+6.150	-0.882	-1.101	-1.587	-0.441	-0.551	-0.793			
3 Ω						-3.349	-4.450	-5.970	+3.440	+4.300	+6.190	-0.880	-1.100	-1.583	-0.441	-0.551	-0.793			
2 Ω						-3.337	-4.470	-6.010	+3.430	+4.280	+6.170	-0.876	-1.096	-1.576	-0.438	-0.548	-0.790			
M Ω	1.240	+4.332	-2.40	-3.000	-4.320	-0.410	-0.513	-0.738	+3.247	-4.660	-5.845	+3.475	+4.340	+6.250	-0.885	-1.106	-1.594	-0.442	-0.552	-0.795
1 Ω		+0.562	+0.703	+1.010	+1.123	+1.405	+2.010	-5.510	-6.880	-9.900	+5.654	+7.055	+8.170	-1.985	-2.480	-3.570	-0.992	-1.240	-1.785	

MO NIVELES MEN TOS ISOS	A Ω	5 Ω -2 Ω					M e	1 Ω
		L1	125L1	18L1	L1	125L1		
E—A	—	—	—	—	—	—	—	—
A—B	3.425	4.220	6.160	5.30	6.625	9.526	5.30	6.625
B—F	—	—	—	—	—	—	—	—
T Ω								
C Ω								

PORTICO PRINCIPAL 4-4

MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SOBRECARGA L2 (ton-m)											
N I V E L E S	EJE E	EJE A	DER.			IZQ.			DER.		
	IZQ.	DER.	IZQ.			DER.			IZQ.		
	I2	I2	I2	I2	I2	I2	I2	I2	I2	I2	I2
A Ω			-1.612	-2.010	-2.900	+2.311	+2.885	+4.160	-1.330	-1.663	-2.390
5 Ω			+2.670	+3.340	+4.800	-0.627	-0.785	-6.130	-0.170	-0.212	-0.306
4 Ω			-2.935	-3.670	-4.980	+3.474	+4.910	+6.255	-1.410	-1.761	-2.540
3 Ω			+2.670	+3.340	+4.800	-0.606	-0.757	-6.030	-0.156	-0.195	-0.281
2 Ω			-2.985	-3.736	-5.070	+3.488	+4.360	+6.275	-1.414	-1.770	-2.550
M e			+1.354	+1.693	+2.439	-0.493	-0.555	-0.753	-0.034	-0.043	-0.061
1 Ω			+0.670	+0.830	+1.205	+1.340	+1.675	+2.410	-5.410	-6.760	-9.180
						+4.657	+7.060	+10.190	-2.193	-3.740	-3.942
									-1.095	-1.350	-1.370

MO MEN TOS I SOS	NIVELES TRAMO ↓	A Ω	A Ω	5 Ω - 2 Ω	M e	1 Ω
T _A	E—A	I2	I2	I2	I2	I2
T _B	A—B	3.425	4.280	6.160	5.300	6.625
T _C	B—F	—	—	0.600	0.750	1.080
				0.600	0.75	1.080
					2.180	2.725
					—	2.920
						—
						8.850
						11.070
						15.920
						—

PORTICO PRINCIPAL 4-4

MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SOBRECARGA L3 (ton-m)

NI VE LES	EJE E		EJE A		EJE B		EJE F	
	EZQ.	DER.	EZQ.	DER.	EZQ.	DER.	EZQ.	DER.
I3	18L3	L3	125L3	18L3	L3	125L3	18L3	L3
AΩ			+1.670	+2.400	-0.548	-0.685	-0.156	-0.195
5Ω					-2.964	-3.710	-5.330	+3.508
4Ω			+2.670	+2.340	+4.800	-0.630	-0.788	-1.132
3Ω					-2.938	-3.672	-5.280	+3.512
2Ω					-0.617	-0.772	-1.110	-0.160
M _E	+0.400	+4.320	-2.400	-3.00	-4.320	+0.164	+0.080	+0.115
1Ω			-2.778	-3.470	-5.000	+1.754	+2.160	-2.160
						-0.345	-0.432	-0.621
						-0.069	-0.086	-0.124
						-0.198	-0.248	-0.356
						-0.069	-0.124	-0.198
						-0.069	-0.124	-0.198
						-0.069	-0.124	-0.198
						-0.069	-0.124	-0.198

MO MEN	NIVELES	M _E				1Ω			
		TRAMO	AΩ	5Ω-2Ω	125L3	18L3	L3	125L3	18L3
TOS	E-A	-	-	-	-	-	-	-	-
TOS	A-B	-	-	-	5.30	6.625	9.526	-	-
TA									
TI									
COS	B-F	0.30	0.375	0.510	0.60	0.75	1.080	-	-
								1.00	1.45
									1.800

PORTICO PRINCIPAL 4Ω—4Ω

MANIFESTOS EN ESTÍMULOS DE VÍCTIMAS BOR SOBRECARGA T4 (TON=III)

MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SOBRECARGA L4 (ton-m)												
Nº VE	EJE E			EJE A			EJE B			EJE F		
	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	
LES	L4	L4	L4	L4	L4	L4	L4	L4	L4	L4	L4	
A ₂			+1.336 +1.670 +2.400	-2.172 -2.720 -3.900	+2.157 +2.692 +3.880	-1.010 -1.260 -1.820	-0.205 -0.256 -0.370					
5 ₂			+2.670 +3.340 +4.800	-3.586 -4.880 -6.450	+3.387 +4.170 +6.000	-1.140 -1.425 -2.050	+0.028 +0.036 +0.050					
4 ₂			+2.670 +2.340 +4.800	-3.530 -4.420 -6.350	+2.362 +4.200 +6.050	-1.166 -1.460 -2.100	+0.020 +0.025 +0.036					
3 ₂			+2.670 +2.340 +4.800	-3.580 -4.420 -6.350	+2.352 +4.190 +6.030	-1.160 -1.450 -2.090	+0.020 +0.025 +0.036					
2 ₂			+2.670 +2.340 +4.800	-3.587 -4.880 -6.450	+3.335 +4.165 +6.000	-1.150 -1.436 -2.070	+0.026 +0.033 +0.047					
M _E			+2.400 +4.320 -2.400	-4.320 +1.402 +1.750	+2.520 -3.393 -4.240	+1.230 +1.110 -1.160	-1.450 -2.070 +0.018	+0.025				
1 ₂			-2.100 -2.625 -3.780	+3.111 +3.890 +5.600	-5.745 -7.190 -10.320	+5.592 +7.000 +10.060	-2.393 -2.990 -4.360	-1.178 -0.248 -0.356				

NIVELES		A _Ω		5Ω-2Ω		M ^E		1Ω						
MO MEN TOS	TRAMO	I4	125I4	18I4	I4	125I4	18I4	I4	125I4	18I4	I4	125I4	18I4	
ISOS	E-A	-	-	-	-	-	-	-	2.180	2.725	2.920	3.656	4.570	6.580
TA TI COS	A-B	+2.425	4.280	6.160	5.30	6.625	9.526	5.300	6.625	9.526	8.850	11.070	15.920	
	B-F	0.300	0.375	0.540	0.60	0.750	1.080	0.600	0.750	1.080	1.000	1.250	1.800	

PORTICO PRINCIPAL 4-4

MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SISMO (ton-m)

NI VE	EJE E	EJE A	EJE B	EJE F
LES	TZQ.	DER.	TZQ.	TZQ.
A ₂				
5 ₂				
4 ₂				
3 ₂				
2 ₂				
M _E				
1 ₂	+0.105 +0.116 +0.131	+0.209 +0.230 +0.262	+0.698 +0.767 +0.873	+0.350 +0.385 +0.438

MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SISMO

NI VE	EJE E	EJE A	EJE B	EJE F
LES	TZQ.	DER.	TZQ.	TZQ.
A ₂				
5 ₂				
4 ₂				
3 ₂				
2 ₂				
M _E				
1 ₂	-0.105 -0.116 -0.131	-0.209 -0.230 -0.262	-0.698 -0.767 -0.873	-0.350 -0.385 -0.438

PORTICO PRINCIPAL 4-4.

MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS(ton-m)											
MOMENTOS (1.5D+1.8L1)											
EJES	E	E-A	A	A-B	B	B-F	F	E	E-A	A	1.5D+ 1.8L2
NIV.	IZQ.	DER.	IZOS.	IZQ.	DER.	IZOS.	IZQ.	DER.	IZOS.	DER.	IZQ.
A _Ω	+11.140	-16.146	+24.560	+15.170	-1.060	+1.620	-1.910	+11.140	-15.500	+24.560	+15.310 -1.790 +1.620 -2.276
5 _Ω	+12.520	-20.840	+31.336	+20.470	-6.115	+1.924	-1.928	+17.320	-15.950	+21.810	+13.994 -4.100 +2.004 +0.235
4 _Ω	+12.520	-22.800	+31.336	+20.700	-7.497	+1.924	-1.235	+12.520	-19.788	+31.336	+20.805 -8.450 +1.924 -1.712
3 _Ω	+12.520	-20.770	+31.336	+20.760	-7.633	+1.924	-1.285	+17.320	-15.830	+21.810	+14.289 -6.515 +3.004 +0.813
2 _Ω	+12.520	-21.000	+31.336	+20.070	-5.926	+1.924	-1.052	+12.520	-22.060	+31.336	+20.175 -6.900 +1.924 -1.512
M _e	+13.692	-13.692	-9.900	+6.084	-19.845	+36.336	+20.250	-6.542	+11.924	+9.372	-9.372 +12.820 +9.259 -14.753 +21.810 +13.939 -4.400 +3.004 +0.803
1 _Ω	-8.560	+8.120	+2.090	-2.090	+37.170	+24.000	-9.040	+11.924	-2.590	-3.365	+8.120 +9.490 -23.340 +37.730 +29.020 -9.412 +1.924 -2.175
											1.5D+1.8L3
											1.5D +1.8L4
A _Ω	+13.540	-13.585	+18.400	+10.869	-4.815	+2.160	-0.289	+13.540	-16.500	+24.560	+15.030 -7.212C +2.160 -1.450
5 _Ω	+12.520	-20.150	+31.336	+20.620	-7.030	+1.924	-1.593	+17.320	-21.270	+31.336	+20.300 -6.600 +3.004 -0.295
4 _Ω	+17.320	-15.972	+21.810	+14.260	-5.458	+3.004	+0.863	+17.320	-21.190	+31.336	+20.600 -8.010 +3.004 -0.406
3 _Ω	+12.520	-20.080	+31.336	+20.890	-8.660	+1.924	-1.762	+17.320	-21.150	+31.336	+20.600 -8.140 +3.004 -0.456
2 _Ω	+17.320	-16.100	+21.810	+13.612	-2.864	+3.004	+1.058	+17.320	-21.440	+31.336	+19.900 -6.420 +3.004 -0.215
M _e	+13.692	-13.692	+9.900	+6.735	-19.160	+31.336	+20.280	-7.630	+13.692	-13.692 +12.820 +9.340 -20.100 +31.336 +20.110 -7.040 +3.004 +0.522	
1 _Ω	-9.570	+14.700	+10.240	-4.781	+21.810	+43.706	-5.826	+3.924	+0.820	-8.350	+14.700 +12.820 +9.4480 +37.730 +23.890 -9.770 +2.004 -1.161

MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS (ton-m)														
		1.25(D + I1 + S)						1.25(D + I2 + S)						
E.IES	E	E-A	A	A-B	B	B-F	F	E	E-A	A	A-B	B	B-F	F
NIV.	IZQ.	DER.	IZOS	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.
A Ω														
5 Ω	-11.621 + 14.600 + 11.651 + 2.468 + 1.350 + 9.244							-11.170 + 12.600 + 11.750 + 1.957 + 1.350 + 8.990						
4 Ω	-15.020 + 24.825 + 16.478 + 5.726 + 1.603 + 11.218							-11.625 + 18.200 + 11.986 + 12.126 + 2.353 + 12.164						
3 Ω	-15.058 + 24.825 + 16.119 + 6.358 + 1.603 + 10.830							-14.588 + 24.825 + 16.789 + 5.698 + 1.603 + 10.501						
2 Ω	-15.585 + 24.825 + 16.763 + 6.305 + 1.603 + 9.529							-12.127 + 18.200 + 12.268 + 15.728 + 2.353 + 11.047						
M ^e	-11.810 + 8.250 + 5.167 - 4.705 + 24.825 + 6.161 + 2.198 + 1.603 + 6.923							-15.149 + 24.825 + 16.241 + 6.534 + 1.603 + 6.591						
1 Ω	-2.986 + 6.760 + 7.567 - 8.520 + 24.825 + 6.828 - 6.167 + 1.603 - 1.473							-7.810 + 10.975 + 7.373 - 11.200 + 18.200 + 11.836 + 10.557 + 2.353 + 6.478						
								-2.859 + 6.760 + 7.837 - 8.400 + 29.270 + 8.833 - 6.427 + 1.603 - 1.021						
								1.25(D + I3 + S)						
A Ω														
5 Ω	-9.845 + 15.320 + 8.670 + 4.026 + 1.725 + 2.270							-11.280 + 10.600 + 11.557 + 12.360 + 1.715 + 9.564						
4 Ω	-14.550 + 24.825 + 16.578 + 5.088 + 1.603 + 10.896							-15.120 + 24.825 + 16.368 + 5.388 + 2.353 + 11.997						
3 Ω	-11.170 + 18.200 + 12.248 + 7.173 + 2.353 + 11.287							-15.338 + 24.825 + 16.649 + 5.999 + 2.353 + 11.406						
2 Ω	-15.042 + 24.825 + 16.853 + 2.635 + 1.603 + 9.260							-15.790 + 24.825 + 16.653 + 3.955 + 2.353 + 11.165						
M ^e	-12.185 + 18.200 + 11.681 + 3.642 + 2.353 + 8.399							-16.293 + 24.825 + 16.046 + 1.868 + 2.253 + 8.504						
1 Ω	-10.810 + 8.250 + 5.760 - 4.235 + 24.825 + 6.239 - 1.690 + 1.603 + 3.373							-10.810 + 10.975 + 7.373 - 14.885 + 24.825 + 16.169 - 1.245 + 2.353 + 4.329						
	-7.159 + 11.330 + 8.352 - 12.072 + 18.200 + 11.687 - 3.735 + 2.853 + 0.897							-6.314 + 11.330 + 10.052 - 18.830 + 29.270 + 18.773 - 6.677 + 2.853 - 0.431						

FORTECO PRINCIPAL 4-4

MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS (ton-m)															
1. 25(D +I1 +S)															
EJES	E	E-A	A	A-B	B	B-F	F	E	E-A	A	A-B	B	B-F	F	
NIV.	IZQ.	MER.	I.SOST.	IZQ.	MER.	I.SOST.	IZQ.	DER.	I.SOST.	IZQ.	DER.	I.SOST.	DER.		
A _Ω															
5 _Ω	-14.301	+19.600	+12.521	-13.772	+1.350	-12.1%				+13.850	+18.600	+12.620	-14.263	+1.350	
4 _Ω	-18.040	+12.122	+12.25	+15.882	-15.974	+1.603	-12.882			-1% 645	+18.200	+11.490	-14.074	+2.353	
3 _Ω	-17.962	+24.825	+16.091	-16.442	+1.603	-12.670				-1% 492	+24.825	+16.111	-17.162	+1.603	
2 _Ω	-18.420	+24.825	+16.037	-16.555	+1.603	-11.511				-15.027	+18.200	+11.542	-13.132	+2.353	
M _E	-17.757	+28.825	+15.579	-11.652	+1.603	-8.457				-17.323	+24.825	+15.659	-12.336	+1.603	
1 _Ω	-2.478	+17.043	-12.840	+12.270	+12.302	-21.913	+17.602	-23.41		-1.810	+10.915	+7.373	-8.043	+2.353	
										-3.121	+6.760	+7.313	-17.720	+19.267	
1. 25(D +I3 +S)															
A _Ω															
5 _Ω	-12.525	+15.320	+9.540	-12.214	+1.725	-11.070				-14.560	+19.600	+12.427	-13.880	+1.725	
4 _Ω	-17.510	+29.825	+15.982	-16.112	+1.603	-12.204				-18.740	+24.825	+15.772	-15.212	+1.353	
3 _Ω	-16.610	+12.200	+11.570	-15.027	+2.353	-11.923				-18.24%	+24.825	+15.971	-16.801	+2.353	
2 _Ω	-17.742	+29.825	+16.127	-15.125	+1.603	-11.840				-18.690	+24.825	+15.927	-14.905	+2.353	
M _E	-10.810	+8.250	+5.760	-16.285	+19.825	-15.781	-16.290	+1.647		-18.467	+24.825	+15.464	-11.992	+2.353	
1 _Ω	-7.421	+16.330	+12.392	-12.392	+18.200	+11.161	-5.681	+2.853	+1.021		-10.810	16.775	+7.430	-16.935	+2.353
										-6.576	+16.320	+9.528	-19.150	+28.970	+12.247

PORTICO PRINCIPAL 4-4

MOMENTOS EN VIGAS (ton-m)

EJES	0.9D + 1.1S						0.9D + 1.1S											
	E	E-A	A	A-B	B	B-F	F	E	E-A	A	A-B	B	B-F	F				
NIV	IZQ. DER.	IZQ. SOST	IZQ. DER.															
AΩ	-6.370	+11.050	+6.307	+3.910	+0.972	+8.851	-8.730	+11.050	+7.073	-10.390	+0.972	-10.149						
5Ω	-7.680	+13.160	+8.838	+6.590	+1.155	+10.392	-10.150	+13.100	+8.314	-10.050	+1.155	-10.808						
4Ω	-7.620	+13.100	+9.023	+6.280	+1.155	+10.055	-10.180	+13.100	+8.427	-10.960	+1.155	-10.585						
3Ω	-7.605	+13.100	+9.039	+5.400	+1.155	+8.985	-10.155	+13.100	+8.401	-11.200	+1.155	-9.575						
2Ω	-8.033	+13.100	+8.591	+3.488	+1.155	+6.603	-9.947	+13.100	+8.079	-8.170	+1.155	-6.917						
M°	-5.930	+5.930	+4.080	-4.508	+3.100	+8.641	+6.622	-5.623	+5.930	+4.080	-4.312	+3.100	+8.239	-6.835	+1.155	-4.518		
1Ω	-2.634	+4.870	+4.480	-8.259	+13.100	+8.521	-2.513	+4.155	-0.098	-2.276	+4.870	+4.020	-8.641	+13.100	+8.059	-4.047	+1.155	-0.865

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS-PORTEICO PRINCIPAL 4-4 (ton.)

NI VE	1. 1D+1.8L1			1. 5D+1.8L2			1. 5D+1.8L3			1. 5D+1.8L4		
	E	A	B	F	E	A	B	F	E	A	B	F
LESIZQ DER	IZQ.DER.	IZQ.DER.	IZQ.IZQ.	DER.	IZQ.DER.	IZQ.DER.	IZQ.DER.	IZQ.DER.	IZQ.DER.	IZQ.DER.	IZQ.DER.	IZQ
ISOS. HIP.	9.300 15.355 15.355 2.420 2.420 — +0.63 -0.13 4.420 -4.720	9.200 15.335 15.335 3.420 — +0.030 -0.030 +5.300 -5.300	9.105 11.505 11.505 4.562 4.562 — +0.425 -0.425 +2.690 -2.690	11.705 15.355 15.355 4.564 4.564 — +0.230 -0.230 4.566 -4.566								
A2 HIP.	9.300 15.508 15.202 8.140 -6.800 — +0.635 19.570 19.570 4.050 4.050	9.300 15.385 15.325 8.120 -6.800 — +0.058 -0.058 +2.840 -3.810	11.705 11.080 11.252 1.872 — +0.075 +0.075 +4.530 -4.530	11.705 15.585 15.125 9.122 9.002 — +0.152 +0.152 +3.630 -3.630								
52 HIP.	10.635 19.628 19.512 7.860 0.240 — +0.016 -0.016 +4.600 -4.600	15.495 13.926 13.314 2.365 4.295 — -0.159 +0.159 +5.350 -5.350	10.635 19.495 19.645 8.580 -0.480 — +0.218 -0.218 +2.420 -2.420	15.495 19.722 19.418 9.960 9.700 — +0.093 -0.093 +4.450 -4.450								
42 HIP.	-10.635 19.586 19.554 8.650 -0.550 — +0.635 +0.715 19.495 19.129 9.400 -1.200	10.635 19.570 19.570 4.050 4.050 — -0.159 +0.159 +5.350 -5.350	15.495 13.620 13.620 6.330 6.330 — +0.218 -0.218 +2.420 -2.420	15.495 19.570 19.570 4.570 4.570 — +0.152 +0.152 +3.630 -3.630								
32 HIP.	10.635 19.570 19.570 4.050 4.050 — +0.004 -0.004 +4.700 -4.700	15.495 13.620 13.620 6.330 6.330 — +0.240 -0.240 +3.000 -3.000	10.635 19.495 19.495 4.050 4.050 — +0.179 +0.179 +5.340 -5.340	15.495 19.570 19.570 4.570 4.570 — +0.152 +0.152 +3.630 -3.630								
22 HIP.	10.635 19.570 19.570 4.050 4.050 — +0.145 -0.145 +3.640 -3.640	10.635 19.570 19.570 4.050 4.050 — -0.018 +0.018 +4.430 -4.430	15.495 13.620 13.620 6.330 6.330 — +0.391 +0.475 +4.475 -4.475	15.495 19.570 19.570 4.570 4.570 — +0.146 +0.290 +3.490 -3.490								
12 HIP.	10.635 19.710 19.495 7.720 0.380 — +0.320 +0.320 23.520 23.520 4.050	10.635 19.552 19.588 8.480 -0.380 — +0.029 +0.029 +4.150 -4.150	15.495 14.611 13.229 7.805 4.855 — +1.732 -0.175 +0.175 +5.010 -5.010	15.495 19.570 19.570 4.570 4.570 — +0.146 +0.290 +3.490 -3.490								
M2 HIP.	14.450 12.020 8.180 14.507 19.633 8.200 -0.100 — +0.900 +2.740 23.449 23.626 1.150 -2.050	14.180 14.180 14.151 13.447 13.447 8.250 4.430 — +1.029 -0.621 +1.127 -0.621 +1.900 -1.900	14.450 11.862 8.398 19.345 19.345 9.060 -6.460 — +1.732 -0.175 +0.175 +5.010 -5.010	14.450 19.450 19.450 14.160 14.160 14.160 14.160 — +1.116 +0.116 +0.000 +0.000 +0.000 +0.000								
12 HIP.	+3.320 +0.320 23.520 23.520 4.050 4.050 — +1.420 +1.420 +0.009 -0.009 +6.120 6.120	8.320 8.320 23.520 23.520 4.050 4.050 — +1.570 4.570 -0.106 +0.106 +6.100 6.100	15.050 15.050 12.620 12.620 8.860 8.860 — +1.772 +0.172 +0.168 -0.168 +6.250 -6.250	15.050 15.050 23.520 23.520 8.860 8.860 — +1.112 +1.112 +0.092 +0.092 +5.750 -5.750								

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS - FORTICO PRINCIPAL 4-4 (ton.)

NI	1.25(D + L1 + S*)			1.25(D + L1 + S*)			1.25(D + L2 + S*)			1.25(D + L2 + S*)					
	VE	E	A	B	F	E	A	B	F	E	A	B	F		
LES	IZQ	DER	IZQ	DER	IZQ	IZQ	DER	IZQ	DER	IZQ	DER	IZQ	DER		
1SOS	7.750	1/2,958	1/2,958	2,850	2,850	1/2,258	1/2,258	2,850	1/2,258	1/2,258	2,850	1/2,258	2,850		
HIP.	-0,005	0,005	-6,150	6,150	0,278	-0,278	+1/3,650	-1/2,650	-0,090	+0,090	-5,760	+5,760	-0,092	-0,092	
A ₂	7.750	1/2,953	1/2,953	2,300	9,000	1/2,536	1/2,980	1/2,980	1/2,468	1/2,348	-2,910	8,610	1/2,450	1/2,066	
1SOS	8,863	15,490	15,490	3,380	3,380	15,440	15,490	3,380	15,360	15,360	4,965	4,965	1/1,360	1/1,360	
HIP.	-0,228	0,228	-8,900	+8,900	+0,337	-0,337	+4,600	-4,600	-0,056	+0,056	-1/2,150	+1/2,150	+0,493	-0,493	
5 ₂	8,863	15,262	15,262	-5,580	12,920	15,227	15,123	12,920	1/1,304	1/1,416	-5,185	15,115	1/1,853	1/1,867	
1SOS	8,863	15,490	15,490	3,380	3,380	15,440	15,490	3,380	15,490	15,490	3,380	3,380	15,490	15,490	
HIP.	-0,259	0,259	-9,050	+9,050	0,300	-0,300	+1/5,320	-1/5,320	-0,344	+0,344	-8,510	+8,510	0,216	-0,216	
4 ₂	8,863	15,231	15,199	-5,670	12,430	15,199	15,190	18,700	15,194	15,834	-5,180	11,890	15,274	15,274	
1SOS	8,863	15,490	15,490	3,380	3,380	15,440	15,490	3,380	1/1,360	1/1,360	4,965	4,965	1/1,360	1/1,360	
HIP.	-0,194	0,194	-7,300	+7,300	+0,372	-0,372	+13,700	-13,700	-0,022	+0,022	-8,820	+8,820	-0,515	-0,515	
3 ₂	8,863	15,296	15,684	-3,910	10,680	15,862	15,118	17,080	10,320	1/1,338	1/1,362	-2,855	13,785	1/1,905	1/1,915
1SOS	8,863	15,490	15,490	3,380	3,380	15,490	15,490	3,380	15,490	15,490	3,380	3,380	15,490	15,490	
HIP.	-0,089	+0,089	-4,800	+4,800	+0,340	-0,340	+10,600	-10,600	-0,170	+0,170	-4,280	+4,280	-0,260	-0,260	
2 ₂	8,863	15,401	15,579	-4,420	8,180	15,820	15,150	13,980	-7,920	15,320	15,660	-9,900	7,660	15,750	15,930
1SOS	1/1,280	8,450	15,490	15,490	3,380	3,380	1,480	8,450	8,450	15,490	15,490	1/1,360	1/1,360	8,240	8,240
HIP.	+3,500	-3,500	0,237	-0,237	-1,498	+1,498	+13,500	-13,500	+0,155	-0,155	-0,155	+0,155	+0,011	-0,011	
M _E	1/1,28C	11,750	4,950	15,253	15,727	1,895	11,185	11,750	4,950	15,335	15,695	11,430	11,430	8,240	8,240
1SOS	6,930	6,930	18,930	18,230	3,380	3,380	6,930	6,730	18,230	18,230	3,380	3,380	6,930	6,930	
HIP.	-1,175	+1,175	-4,048	+4,048	+0,048	-0,048	-4,048	+4,048	-0,913	+0,913	-4,084	+4,084	+0,092	-0,092	
1 ₂	5,755	8,105	18,102	18,278	7,400	-6,640	5,957	7,903	18,314	12,196	8,126	-2,020	5,654	8,206	
														5,855	
														8,138	
														1/1,620	
														0,420	

p.a.
p.b.
p.c.
p.d.

140
-5,600
-5,600
-5,600
+4,400

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS - PORTICO PRINCIPAL 4-4 (ton)

NI VE	1.25(D + L ₃ + S)				1.25(D + L ₃ + S)				1.25(D + L ₃ + S)				1.25(D + L ₄ + S)						
	E	A	B	F	E	A	B	F	E	A	B	F	E	A	B	F			
LES	IZQ	DER	IZQ	DER	IZQ	DER	IZQ	IZQ	DER	IZQ	DER	IZQ	IZQ	DER	IZQ	DER	IZQ		
ISOS	9.588	9.588	3.644	3.644	9.588	9.588	3.644	3.644	12.258	12.258	3.644	3.644	12.258	12.258	3.644	3.644	12.258	12.258	
HIP	+0.184	-0.184	-3.312	+3.312	+0.166	-0.166	+12.200	-12.200	+0.050	-0.050	+6.280	-6.280	+0.233	-0.233	+13.120	-13.120	+0.233	-0.233	
A ₂	9.772	9.404	0.322	6.956	10.054	9.122	15.944	-8.656	12.308	12.208	-2.636	9.924	10.911	11.925	11.164	-9.776	10.911	11.925	
ISOS	15.390	15.490	2.380	2.380	15.490	15.490	3.380	3.380	15.490	15.490	4.965	4.965	15.490	15.490	4.965	4.965	15.490	15.490	
HIP	-0.917	+0.317	-8.420	+8.420	-0.248	-0.248	+15.440	-15.440	-0.101	0.101	-0.050	+0.050	+0.465	-0.465	+14.800	-14.800	+0.465	-0.465	
5 ₂	15.738	15.242	18.790	-12.030	15.738	15.242	18.790	-12.030	15.389	15.591	-4.085	14.015	15.055	15.025	19.765	-9.835	15.055	15.025	
ISOS	11.360	11.360	4.965	4.965	11.360	11.360	4.965	4.965	15.490	15.490	4.965	4.965	15.490	15.490	4.965	4.965	15.490	15.490	
HIP	-0.084	+0.084	-10.520	+10.520	+0.475	-0.475	+13.810	-13.810	-0.205	0.205	-0.160	0.160	-0.355	+0.355	+15.300	-15.300	-0.355	+0.355	
4 ₂	11.276	11.444	-5.555	15.985	11.835	10.885	18.775	-8.815	15.285	15.695	-4.195	14.125	15.815	15.135	20.145	-10.235	15.815	15.135	
ISOS	15.990	15.490	2.380	3.380	15.490	15.490	3.380	3.380	15.490	15.490	4.965	4.965	15.490	15.490	4.965	4.965	15.490	15.490	
HIP	-0.283	+0.283	-6.840	+6.840	-0.284	-0.284	+14.210	-14.210	+0.135	-0.135	-0.140	+0.140	+0.423	-0.423	+13.600	-13.600	+0.423	-0.423	
3 ₂	15.207	15.773	-3.460	10.220	15.794	15.206	17.590	-10.830	15.355	15.625	-3.495	12.405	15.922	15.658	18.565	-9.635	15.922	15.658	
ISOS	11.260	11.360	4.965	4.965	11.360	11.360	4.965	4.965	15.490	15.490	4.965	4.965	15.490	15.490	4.965	4.965	15.490	15.490	
HIP	+0.079	-0.079	-6.320	+6.320	+0.070	-0.070	+9.050	-9.050	+0.286	-0.286	-0.386	+0.386	+0.307	-0.307	+10.460	-10.460	+0.307	-0.307	
2 ₂	11.939	11.281	-1.355	11.285	11.870	10.850	14.015	-4.085	15.876	15.169	4.035	9.895	15.960	15.125	-5.915	+15.960	15.125	-5.915	
ISOS	11.280	8.450	8.450	15.490	3.280	11.960	15.490	3.280	11.280	11.280	11.250	15.490	15.490	4.965	4.965	11.280	11.280		
HIP	-11.995	-12.995	-0.313	0.313	+1.886	+1.886	-4.079	-4.079	+8.650	-8.650	-1.170	+1.170	+0.191	-0.191	-0.101	+0.101	-0.101	+0.101	
M _E	11.280	9.745	1.155	15.177	15.803	9.494	4.266	11.280	9.745	11.569	15.411	12.630	-12.630	12.280	12.280	15.289	15.289	12.280	15.289
ISOS	11.600	11.600	11.360	6.220	11.600	11.600	11.260	6.020	11.600	11.600	11.230	6.020	11.600	11.600	12.230	12.230	12.230	12.230	
HIP	-0.206	+0.206	+0.600	-0.600	-1.600	-1.600	-0.010	+0.010	-0.142	+0.142	-2.980	+2.980	-1.967	+1.967	+0.079	-0.079	+0.141	-0.141	
1 ₂	11.294	11.906	11.906	10.740	11.620	11.620	9.000	3.090	11.590	11.650	11.168	9.000	11.633	11.567	18.379	18.379	9.770	9.770	

pag. 14

10.894 11.356 18.371 18.089 11.170 0.877

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS- PORTICO PRINCIPAL 4- 4(ton)

0:9D +1.1S						0.9D +1.1S								
EJES	E	A	B	F	E	E	A	B	F	EJES	E	A	B	F
NIV. IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	NIV. IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.
ISOS	6.903	6.933	-2.052	2.052						6.903	6.903	2.052	2.052	
HIP.	+0.010	-0.010	-6.720	+6.720						0.259	-0.259	+0.800	-0.800	
A ₂	6.913	6.887	-4.668	2.712						7.62	6.644	12.852	-8.748	
ISOS	8.180	8.180	2.430	2.430						8.180	8.180	2.430	2.430	
HIP.	-2.181	+0.181	-8.950	+8.950						+0.279	-0.279	+9.400	-9.400	
5 ₂	7.999	8.361	-6.520	11.360						2.959	7.901	11.830	-6.970	
ISOS	8.180	8.180	2.430	2.430						8.180	8.180	2.430	2.430	
HIP.	-0.220	+0.220	-8.660	+8.660						+0.279	-0.279	+11.860	-11.860	
4 ₂	7.960	8.400	-6.170	11.030						8.454	9.916	11.290	-9.430	
ISOS	8.180	8.180	2.430	2.430						8.180	8.180	2.430	2.430	
HIP.	-0.224	+0.224	-8.570	+8.570						+0.274	-0.274	+10.950	-10.950	
3 ₂	7.956	8.904	-5.140	10.000						8.954	9.906	13.380	-8.520	
ISOS	8.180	8.180	2.430	2.430						8.180	8.180	2.430	2.430	
HIP.	-0.087	+0.087	-5.320	+5.320						+0.292	-0.292	+8.250	-8.250	
2 ₂	8.093	8.267	-2.890	7.750						8.472	4.888	10.680	-5.820	
ISOS	5.940	6.100	8.180	8.180	2.430	2.430	5.940	6.100	6.100	8.180	8.180	2.430	2.430	
HIP.	-0.394	-0.296	-0.177	+0.177	-9.510	+2.510		+0.396	-0.396	+0.167	-0.167	+6.000	-6.000	
M _E	5.740	6.496	5.704	6.003	6.257	-4.080	4.940	5.940	6.496	5.704	8.397	8.013	8.430	-3.570
ISOS	4.990	4.990	8.180	8.180	2.430	2.430	4.990	4.990	8.180	8.180	2.430	2.430		
HIP.	-0.972	+0.473	-0.615	+0.025	+6.272	-6.375		-6.294	6.294	+0.091	-0.091	+2.660	-2.660	
1 ₂	4.517	5.463	4.155	8.945	3.895	1.155		4.64	-5.284	8.271	8.089	5.030	-0.170	

PORTICO PRINCIPAL 4-4.

DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES.

Materiales considerados para el diseño :

$$\text{Cemento} \quad f_c = 2,10 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$\text{Acero} \quad f_y = 2,800 \text{ Kgr/cm}^2$$

Se muestra a continuación, la cantidad de acero en ancho mínimo de vigas esparcidas en una capa .

ANCHO MINIMO EN VIGAS.

\varnothing	Número de barras en una capa								Incremento por cada barra adicional.
	2	3	4	5	6	7	8		
1/2	14.50.	18.00.	22.00.	26.00.	29.50	33.00	37.00	4.0 cm.	
5/8	15.00	19.50	23.00	27.50	31.50	35.50	39.50	4.0	
3/4	15.50	20.00	24.50	29.00	33.00	37.50	42.00	4.5	
7/8	16.00	21.00	25.50	31.00	35.00	40.00	44.50	5.0	
1"	17.00	22.00	27.00	32.00	37.00	42.00	47.00	5.0	

La tabla está preparada para recubrimientos de 4 cm, para recubrimientos menores el ancho disminuirá en 2 veces la diferencia de recubrimientos.

La tabla se usa para éstribos de $\varnothing 3/8$

para estribos $\varnothing 1/2$ aumentar 0.5 cm.

para estribos $\varnothing 3/8$ aumentar 1.0 cm.

para estribos $\varnothing 1/4$ disminuir 0.5 cm.

Para barras de diámetros diferentes, usar el ancho de la tabla para el número dado de barras del menor diámetro mas el incremento por cada barra adicional de mayor diámetro.

haciendo uso de la tabla,

$$b = 40 \text{ cm.} \quad A_S \text{ máx en una capa: } 7 \varnothing 1" = 30.40 \text{ cm}^2$$

$$b = 70 \text{ cm.} \quad A_S \text{ máx en una capa: } 12 \varnothing 1" = 52.20 \text{ cm}^2$$

Momento resistente correspondiente a estas áreas de acero :

$$\text{sección} \quad (b \times h) \quad 40 \times 55$$

$$M = \varnothing f_y (d - a/2) A_S \quad d = 55 - (4 + \varnothing 3/8 + 1) = 49 \text{ cm.}$$

$$M_u = 34.5 \text{ ton-m.}$$

$$\text{sección} \quad (b \times h) \quad 70 \times 45 \quad d = 45 - 6 = 39 \text{ cm.} \quad M_u = 47.2 \text{ ton-m.}$$

Si los momentos actuantes son mayores a estos, el acero se distribuirá en dos capas, y que a su vez disminuirá d en 2.2 cm.

Momentos resistentes por cuantía máxima:

$$\text{Cuantía máxima } P_{\max} = 0.75 p b = \frac{0.75 \times 0.85 K_1 f'c}{f_y} \left(\frac{6,000}{6,000 + f_y} \right) = 0.0276$$

Momento resistente último = $\emptyset M_u = 0.9 [bd^2 f'_c q (1 - 0.59 q)]$ siendo

$$q = p f_y / f'c \quad \text{para } P_{\max}, \quad q = P_{\max} / f_y / f'c$$

$$M_u^{\max} = 0.262 f'c bd^2$$

Modos de falla .- Si los momentos actuantes son menores que M_u^{\max} , la falla es por tracción (Fluencia del acero)

AREAS DE ACERO ESTRUCTURAL A_{SE} .

se calcularán por aproximaciones sucesivas .

$$1^{\circ} \quad A_{SE} = \frac{M_u}{\emptyset f_y (d - a/2)} \quad \text{con } a = d/5 \quad (\text{primer tanto})$$

2° Se verifica el valor asumido a por la formula

$$a = \frac{A_S f_y}{0.85 f'c b} \quad A_S \text{ es valor obtenido en } 1^{\circ}$$

$$3^{\circ} \quad A_{SE} = \frac{M_u}{\emptyset f_y (d - a/2)} \quad \text{valor, con } a \text{ de } 2^{\circ}$$

$$4^{\circ} \quad \text{Se verifica } a = \frac{A_S f_y}{0.85 f'c b} \quad A_S \text{ es valor de } 3^{\circ}$$

y se comparan a_2 y a_4

Area de acero para flechas ($A_S f$)

Segun reglamento ACI- 63

$$P_{\text{flechas}} = 0.18 \frac{f'c}{f_y} = 0.0135 \quad \therefore$$

$$A_{S\text{flechas}} = P_{\text{flechas}} \times bd$$

Para viga de sección 40 x 55.

$$d = 49 \text{ cm.} \quad A_{Sf} = 26.45 \text{ cm}^2$$

$$d = 39 \text{ cm}$$

$$A_S f = 36.85 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo ($A_{S\min.}$)

$$P_{\min.} = \frac{14}{f_y} = 0.005 \quad \text{siendo } P_m > 0.002$$

Se tendrá en cuenta los $\frac{4}{3}$ del área de acero requerido (estructural)

$$A_{S\min.} = P_{\min.} \cdot bd.$$

Para vigas de sección 40 x 55 $d = 49 \text{ cm.}$ $A_{S\min.} = 9.80 \text{ cm}^2$

Para vigas de sección 70 x 45 $d = 39 \text{ cm.}$ $A_{S\min.} = 13.62 \text{ cm}^2$

Área de acero máximo ($A_{S\max.}$) $P_{\max.} = 0.75 pb = 0.0276$

$$A_{S\max.} = P_{\max.} \cdot bd.$$

Para vigas de sección 40 x 55 $d = 49 \text{ cm.}$ $A_{S\max.} = 54.10 \text{ cm}^2$

Para vigas de sección 70 x 45 $d = 39 \text{ cm.}$ $A_{S\max.} = 87 \text{ cm}^2$

VERIFICACIÓN DE FLECHAS

Si el A_{SE} esta comprendido entre $A_{S\min.}$ y A_{Sf} , no se verifica flecha.

Si el A_{SE} es mayor que A_{Sf} hasta $A_{S\max.}$, se verifica flechas.

Areas de acero de diseño (A_{SD})

$$A_{S\min.} \leq A_{SD} \leq A_{S\max.}$$

PUNTOS DE CORTADO DEL REFUERZO - ADHERENCIA Y ANCLAJE.

Punto teórico de doblado o de corte.

Tenemos que $A_S = \frac{\max.M}{f_y jd}$ que para vigas de altura constante, el denominador es prácticamente constante, de modo que la curva de A_S es de forma similar al de momentos, por tanto se puede usar la curva de momentos como la curva A_S buscada, simplemente cambiando de escala.

De acuerdo al reglamento ACI - 63, se tomaran en cuenta los requisitos del art. 9186 de que se corte la varilla prolongando una distancia d ó 18 diámetros mas allá del punto que se necesite teóricamente para el momento.

Tambien el art. 918C en el que prescribe sanciones para el corte de varillas en zonas de torsión.

Ademas el reglamento ACI - 63 , manda que cuando menos la tercera parte del acero para el momento positivo se prolongue dentro del apoyo(min 15 cm) en vigas simplemente apoyadas y la cuarta parte para vigas continuas . Por costumbre generalmente se aumentan estos mínimos.

Adherencia y anclaje .- En toda sección crítica por adherencia se proveerá un largo de desarrollo 25% mayor de lo necesario.

$L_{du} = \frac{A_s f_y}{\phi \sum_0 (0.80 U_u)}$; y en zonas en que la distancia disponible para colocar el acero es limitada, se calculará el corte máximo admisible ($V_u^{\text{máx.}} = U_u \sum_0 j_d$) y comparando con el corte actuante en la sección considerada, si $V_u^{\text{máx.}} > V_u$, se tendrá $L_{du} = \frac{A_s f_y}{\phi \sum_0 U_u}$; en caso contrario será $L_u = \frac{A_s f_y}{\phi \sum_0 (0.8 U_u)}$; y se reemplazan si fuere necesario, parte

de estos largos mínimos de desarrollo por ganchos standars.

Esfuerzo permisibles (U_u) $f'_o = 210 \text{ Kgr/cm}^2$ $f_y = 2,800 \text{ Kgr/cm}^2$

según normas ASTM - A 305.

a) Para barras en tracción de capa superior (C.S)

$$U_u = \frac{4.5 \sqrt{f'_o}}{D} \leq 39 \text{ Kgr/cm}^2$$

b) Para varillas en tracción que no sean de capa superior (C no S)

$$U_u = \frac{6.4 f'_o}{D} \leq 56 \text{ Kgr/cm}^2$$

c) No hay varillas en compresión.

Si en la sección hay acero de diámetros diferentes se tomará $\sum'_0 = 4 AS/D$ siendo D el mayor diámetro de la sección de acero.

ESFUERZOS PERMISIBLES SEGUN REFUERZOS A USAR.

D	U_u (Kgr/cm^2)		\sum'_0
	C.S	C no S	
3/8"	39.00	56.00	—
1/2"	39.00	56.00	—
5/8"	39.00	56.00	$2.52 A_s$
3/4"	34.30	48.70	$2.10 A_s$
7/8"	29.40	41.90	$1.80 A_s$
1"	25.70	36.60	$1.57 A_s$

\emptyset	$Lud = A_S f_y / \emptyset \sum_0 U_u$		$Lud = A_S f_y / \emptyset \sum_0 (0.8 U_u)$	
	C. S	CnōS	C. S	C no S
3/8"	19.40	13.90	24.30	17.40
1/2"	26.60	19.10	33.30	23.90
5/8"	33.40	23.30	41.70	29.10
3/4"	45.80	32.10	57.10	40.10
7/8"	62.20	43.60	77.80	54.50
1"	82.90	57.20	101.80	71.60
5/8" + 3/4"	46.10	32.50	57.80	40.70
5/8" + 7/8"	62.50	32.50	78.00	40.70
3/4 + 7/8"	62.50	43.90	78.00	54.80
3/4 + 1"	82.00	43.90	102.00	54.80
7/8 + 1"	82.00	57.60	102.00	71.80

Estos largos de desarrollo también se usarán para la longitud de empalme ($L_e = A_S f_y / \sum_0 3/4 U_u$), en zonas de esfuerzo considerables, y no menor de $24 \emptyset$ ó 30 cm. (para $f_y = 2,800 \text{ Kgr/cm}^2$)

NOTA .- El acero longitudinal se prolongará a todo lo largo de la viga con una cuantía de 0.002, para facilitar la colocación de los estribos y la precaución de que absorba esfuerzos por el cambio del punto de inflexión.

LARGO DE DESARROLLO PARA BARRAS INTERIORES

(inversión de momentos)

Debido a la limitación de espacio para la longitud de desarrollo en la zona de entrega de viga a caja de ascensores $L_d = \frac{A_S f_s}{\emptyset \sum_0 U'_u}$
 siendo $f_s = \frac{M_u^{(+)}}{0.9 A_S (d - a/2)}$

VIGAS DEL 6to. NIVEL.

VIGA VP6° A - B (sección 40 x 55)

a) en el tramo.

$$M_u = M \text{ actuante} = + 8.60 \text{ ton-m} \quad (\text{del diagrama de envolventes})$$

$$M_u = + 8.60 \text{ ton-m} < 34.5 \text{ ton-m} \quad (\text{mom.máximo para una capa})$$

Tipo de falla.

$$M_u^{\text{máx.}} = \text{momento resistente} = 0.262 \times f_c' bd^2 = 0.262 \times 210 \times 40 \times 49^2 = 52.70 \text{T-m.}$$

$$M_u = 8.60 \quad 52.70 = M_u^{\text{máx.}} \quad \text{la falla será por tracción.}$$

PRIMER TANTEO .- $a = d/5 = (8 \text{ cm})$

$$A_{SE} = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{8.60 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times 45} = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_S f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{7.6 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 40} = 3.00$$

SEGUNDO TANTEO .- $a = 3.00 \text{ cm.}$

$$A_{SE} = \frac{8.60 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times 47.5} = 7.18 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{7.18 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 40} = 2.83 \text{ cm.} \quad a = 2.83 (\text{O.K.})$$

$$A_{SE} = 7.18 \text{ cm}^2.$$

AREA DE ACERO DE DISEÑO.

$$A_{Smin.} = P_{min.} \times bd = \frac{14 \times 40 \times 49}{2,800} = 9.8 \text{ cm}^2 \quad 6 \frac{4}{3} \times 7.18 = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sf} = P_f \times bd = \frac{0.18 \times 210 \times 40 \times 49}{2,800} = 26.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smáx.} = P_{máx.} \times bd = 0.75 p_b b_d = 0.0276 \times 40 \times 49 = 54.0 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l|l} A_S \text{ DISEÑO} & \geq A_{Smin.} = 9.8 \text{ cm}^2 \\ & \leq A_{Smáx.} = 54.00 \text{ cm}^2 \end{array} \quad ; \quad A_S \text{ DISEÑO} = A_{Smin.} = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$A_S \text{ DISEÑO} = 9.8 \text{ cm}^2 = 2 \phi 5/8 + 2 \phi 3/4 = 9.658 \text{ cm}^2 (\text{una capa}).$$

Para estos diámetros (en tabla de anchos mínimos)

$$b = \begin{cases} 2 \phi 5/8 & b_1 = 15 \text{ cm} \\ 2 \phi 3/4 & b_2 = 4.5 + 4.5 = 9 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$b = 15 + 9 = 24 \text{ cm.} < 40 \text{ cm. O.K.}$$

Como : $9.8 \text{ cm}^2 = A_{Smin.} < A_{Sf} = 26.7 \text{ cm}^2 \dots \text{no se verifica flecha.}$

b) en el apoyo izquierdo.

$$M_u^- = 11.75 \text{ ton-m.} < 34.5 \text{ (mom. máximo en una capa.)}$$

Tipo de falla.

pág. 149

$$M_u^- = 11.75 < 52.70 \therefore \text{la falla será por fluencia del acero.}$$

AREAS DE ACERO.

$$A_{SE} = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad A_{SE} = 9.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2 \quad A_{SE} = 9.82 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_S = 9.82 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 5/8 + 2 \phi 3/4 \quad (\text{una capa}).$$

c) en el apoyo derecho.

$$M_u^- = 11.00 \text{ ton-m.} < 34.5 \quad \text{el acero se distribuye en una capa.}$$

$$d = 49 \text{ cm.}$$

Tipo de falla:

$$M_u^- = 11.00 < 52.70 \therefore \text{la falla será por tracción.}$$

AREA DE ACERO.

$$A_{SE} = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad A_{SE} = 9.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2 > A_{SE} = 9.32 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_S = 9.80 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 5/8 + 2 \phi 3/4 \quad (\text{una capa})$$

VIGA VP6° B - F (sección 40 x 55)

Apoyo izquierdo $M_u^- = - 9.50 \text{ ton-m.}$

$$A_S = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad A_{SE} = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2 > 7.85 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 9.8 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 5/8 + 2 \phi 3/4 \quad (\text{en una capa.})$$

Apoyo derecho $M_u^- = - 9.30 \text{ ton-m.}$

$$\text{idem. } A_S = 9.8 \text{ cm}^2 + 2 \phi 5/8 + 2 \phi 3/4 \quad (\text{en una capa.})$$

Para momento (+)

Apoyo izquierdo.

$$M_u^+ = -3.90 \text{ ton-m.} \quad A_{SE} = 3.19 \text{ cm}^2$$

Se colocará $A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4$ por tener la viga luz relativamente chica (1.90 mts.)

Apoyo derecho.

$$\bar{M}_u = 11.90 \text{ ton-m.} \longrightarrow A_{SE} = 9.87 \text{ cm}^2 \approx A_{Smin.} = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_S = 9.87 \text{ cm}^2 2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4 .$$

VIGA VP6° A'' - A (sección 40 x 55) - VIGA VOLADIZO.

En el apoyo

$$\bar{M}_u = 11.52 \text{ ton-m.} \quad A_{SE} = 9.60 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 9.80 \text{ cm}^2 2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4 .$$

VIGA VP6° E - A (sección 40 x 55)

VIGA VOLADIZO en apoyo.

$$\bar{M}_u = 11.52 \text{ ton-m.} \quad \text{manda } A_{Smin.}, \quad \therefore$$

$$A_S = 9.80 \text{ cm}^2 2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4 (\text{en una})$$

Tipo de falla : 11.52 ton-m. < 52.70 ton-m. falla por tracción.

VERIFICACION DE FLECHAS (PARA VOLADIZOS)

se desarrollará para el siguiente piso

VIGA VP5° A - B. VIGAS DEL 5to PISO.

a) en el tramo.

$$\stackrel{(+)}{\bar{M}_u} = 11.30 \text{ ton-m.} \quad A_{SE} = 9.35 \text{ cm.} \quad A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2$$

Tipo de falla : 11.30 < 52.5 → falla por tracción.

$$A_S = 9.80 \text{ cm}^2 2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4 .$$

b) en el apoyo izquierdo.

$$\bar{M}_u = 14.50 \text{ ton-m.} \longrightarrow A_{SE} = 12.10 \text{ cm}^2 > A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sf} = 26.7 \text{ cm}^2 > A_{SE} = 12.10 \text{ cm}^2 \text{ y } A_{SE} = 12.10 < A_{SM} = 54.00 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_S^{\text{DISEÑO}} = 12.10 \text{ cm}^2 = 2 \varnothing 5/8 + 3 \varnothing 3/4 \quad A_S^{\text{verd.}} = 12.50 \text{ cm}^2$$

Tipo de falla : 14.50 < 52.50 falla por tracción.

c) en el apoyo derecho.

$$\bar{M}_u = 14.25 \text{ ton-m.} \text{ equivalente al anterior.}$$

$$A_S^{\text{DISEÑO}} = 12.10 \text{ cm}^2 = 2 \varnothing 5/8 + 3 \varnothing 3/4 \quad A_S^{\text{verd.}} = 12.50 \text{ cm}^2 .$$

VIGA VP5° B - F (sección 40 x 55)

pág. 151

momentos negativos en apoyos.

Izquierdo $M_u^- = 10.25 \text{ ton-m.}$ Derecho $M_u^- = 11.00 \text{ ton-m.}$

Solo $A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2 \quad \therefore$

$$A_S = 9.80 \text{ cm}^2 \quad 2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4 \quad \text{una capa} \quad A_{Sverd.} = 9.658 \text{ cm}^2$$

Momentos positivos.

en apoyo derecho :

$$M_u^{(+)} = 12.75 \text{ ton-m.} \quad A_{SE} = 10.62 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 10.62 \text{ cm}^2 \quad 3 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4 .$$

en apoyo izquierdo :

$$M_u^{(+)} = 5.70 \text{ ton-m.} \quad A_{SE} = 4.66 \text{ cm}^2 < A_{Smin.}$$

$$A_S = 9.80 \text{ cm}^2 \quad 2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4 .$$

VIGA VP5° A'' - A (sección 40 x 55).

VIGA VOLADIZO.

En el apoyo .

$M_u^- = 13.75 \text{ ton-m.} \quad 34.50 \text{ ton-m.} \quad$ se colocará acero en una capa. $d = 49 \text{ cm.}$

Tipo de falla : $M_u^- = 13.75 \text{ ton-m.} < 52.50 \text{ ton-m.} \quad \therefore \quad$ tendremos falla por tracción.

Area de Acero :

$$M_u^- = 13.75 \text{ ton-m.} \quad A_{SE} = 11.50 \text{ cm}^2 > A_{Smin.} = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 11.50 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4 \quad \text{en una capa.}$$

pero se colocará $A_S = 2 \varnothing 5/8 + 3 \varnothing 3/4$ para resolver el armado en el nudo, teniendo además el momento dercho (14.25 ton-m) mayor que este (13.75 ton-m.)

VERIFICACION DE FLECHAS - EN VOLADIZOS.

Se considera sección no agrietada si $P f_y \leq 35$ en caso contrario la sección es agrietada.

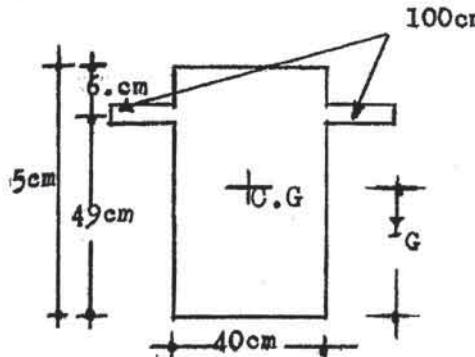
$$P_{real} = \frac{AS}{bd} = \frac{12.50}{40 \times 49} = 0.0064 \quad (\text{extremo continuo}).$$

$$P f_y = 0.0064 \times 2,800 = 18 \text{ Kgr/cm}^2 < 35 \text{ Kgr/cm}^2 \quad \text{sección no fisurada (A.C.I.)}$$

ENERCIA DE SECCION.

extremo continuo.

pag. 152



$$E_c = 15,000 \sqrt{f_c} = 217,000 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{0.217 \times 10^6} = 9$$

$$(n - 1) A_s = 8 \times 12.50 = 100 \text{ cm}^2$$

Centro de gravedad de sección transformada. Se tomará momentos respecto a ejes perpendiculares que pasan por el C de G. del rectángulo mayor.

sección.	A	Y	A Y	A Y ²	I _o
40 x 55	2,200	0.0	0.00	0.00	555,000
equival-	100	-21.50	-2,150	46,300	0.000
	$\Sigma 2,300$		$\Sigma = -2,150$	$\Sigma = 46,300$	$\Sigma = 555,000$

$$Y_G = \frac{-2,150}{2,300} = -0.935 \quad \bar{Y} = 27.50 + 0.935 = 28.435 \text{ cm.}$$

Momentos de inercia total: $555,000 +$

$$\frac{46,300}{601,300}$$

$$- 2,300 (0.935)^2 \rightarrow - \frac{2,010}{599,290} \text{ cm}^4 = 5.993 \times 10^5 \text{ cm}^4.$$

INERCIA DE SECCION - EXTREMO LIBRE

$$A_s = 9.80 \text{ cm}^2 \quad \text{Sección de viga : } 40 \times 55.$$

$$(n - 1) = 8 \times 9.80 = 78.40 \text{ cm}^2$$

Sección

40 x 55	2,200	0.0	0.00	0.00	555,000
	78.4.	-21.50	-1,690	36,400	0.000
$\Sigma = 2,278.4$			$\Sigma = -1,690$	$\Sigma = 36,400$	$\Sigma = 555,000$

$$Y_G = - \frac{1,690}{2,278.4} = - 0.74 \quad \bar{Y} = 27.50 + 0.74 = 28.24 \text{ cm.}$$

Inercia Total :

$$\frac{555,000}{591,400}$$

$$- 2,278.4 (0.74)^2 = - \frac{1,250}{590,150} \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{TOTAL}} = \frac{590,150}{590,150} \text{ cm}^4 = 5.9 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 5.95 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

Flecha Instantánea por

a) S/C $A_i L = \frac{1}{8} \frac{W L^4}{E I}$ $W = 1,335 \text{ Kgr/ml.} = 13.35 \text{ Kgr/cm.}$
 $L = 2.00 \text{ m}$

$$A_i L = \frac{1}{8} \times \frac{13.35 (200)^4}{217 \times 10^3 \times 5.95 \times 10^5} = 0.021 \text{ cm.}$$

b) Por carga permanente .

repartida: $W = 2,397 \text{ Kgr/ml.}$

$$A_i D_1 = \frac{2,397}{1,335} \times 0.021 = 0.0376$$

concentrada : $A_i D_2 = \frac{1,406 (200)^3}{3 \times 217 \times 10^3 \times 5.95 \times 10^5} = 0.029$

$$A_i \text{ TOTAL} = 0.021 + 0.038 + 0.029 = 0.088$$

Flecha diferida .- factores que intervienen

- flujo plástico del cemento .
- contracción por secado.
- temperatura y humedad del ambiente.
- curado etc.

Por la influencia de muchos factores se estimará estas deflexiones.

$$\Delta D.D = C A_i D \quad C \text{ depende de } A'_S .$$

VALORES DE C.		
Duración de la carga.	A_S	$A'_S = AS/2$
1 mes.	0.6	.4
6 meses.	1.2	1.0
1 año.	1.4	1.1
5 años ó mas.	2.0	1.2

A_S → área de acero en tracción.

A'_S → acero en compresión.

Consideramos $C = 2.0$ (área de acero en tracción.)

$$\therefore \Delta D.D = 2 \times A_i D = 2 \times 0.088 = 0.176$$

Flecha total : $0.088 + 0.176 = 0.264 \text{ cm.}$

$$\text{Límite de flechas } \frac{1}{360} = \frac{200}{360} = 0.556 \text{ cm} > 0.176 \text{ (satisfactorio.)}$$

El esfuerzo cortante, como medida de la tensión diagonal, se calculará en miembros de concreto reforzado por $V_u = \frac{V_u}{bd}$.

Para fines de diseño la fuerza cortante máxima se considera situada a una distancia d , de la cara del apoyo.

El esfuerzo cortante V_c , que toma el alma de viga sin reforzar, no excederá $0.53 \phi \sqrt{f'_c} \text{ Kgr/cm}^2$ a la distancia d de la cara del apoyo.

Cuando el valor del esfuerzo cortante máximo, V_u , excede el esfuerzo cortante V_c permitido en el concreto de un alma sin reforzar, se proporcionará refuerzo en el alma para tomar el exceso.

El refuerzo del alma en la viga será proporcionado hasta una distancia del punto donde se requiera teóricamente mas el peralte (d) del miembro.

El refuerzo en el alma entre la cara del apoyo, y la sección a una distancia d de ella, será el mismo que se requiera en dicha sección.

El área del acero requerida para estribos colocados perpendicularmente al refuerzo longitudinal se calculará por $A_v = \frac{V'_u S}{\phi f_y d}$

V'_u = fuerza cortante tomado por el refuerzo en el alma.

Cuando se requiera refuerzo en el alma, se espaciará de manera que cualquier linea a 45° que represente una grieta potencial de tensión diagonal y que se extienda desde el medio peralte ($d/2$) del miembro hasta el refuerzo longitudinal de tensión, sea cruzada por lo menos, por una linea de refuerzo en el alma. Cuando el esfuerzo cortante V_u excede en $1.6 \phi \sqrt{f'_c}$, todas las lineas así definidas serán cruzadas al menos por dos lineas de refuerzo en el alma.

$$\text{estos es: Si } V_u \geq 1.6 \phi \sqrt{f'_c} \quad S_{\max.} = d/4$$

$$V_u < 1.6 \phi \sqrt{f'_c} \quad S_{\max.} = d/2$$

$$\text{y si: } V_u > 2.62 \phi \sqrt{f'_c} = V_{\max.} \text{ (cambiar las dimensiones de viga)}$$

Por refuerzo mínimo : su área no será menor que 0.15 por ciento del área

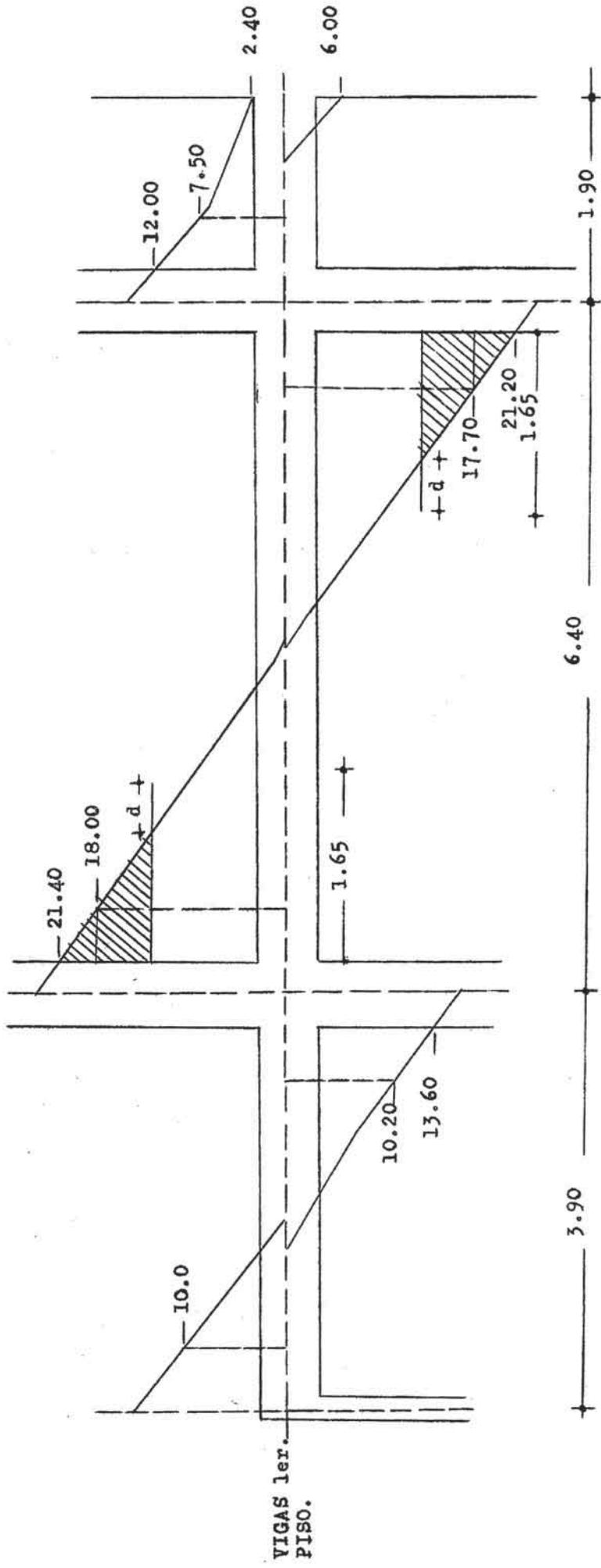
$$b_s : A_v^{\min.} = 0.0015 b_s$$

b = ancho del alma.

s = espaciamiento.

CAJA DE ASCENSORES

VIGAS DEL PRIMER PISO (CORTANTES)



VIGA VP6° A - B (sección 40 x 55)

a) Apoyo izquierdo.

$$V_{u_c} = 11.20 \text{ ton.} (\text{corte actuante a } d \text{ metros, de cara interior derecho})$$

$$\text{Esfuerzo cortante. } V_{u_c} = \frac{11,200}{40 \times 49} = 5.72 \text{ Kgr/cm}^2$$

Esfuerzo máximo que tomará la viga con alma reforzada.

$$V_{u_{\max}} = 2.62 \phi \sqrt{f'_c} = 2.62 \times 0.85 \sqrt{210} = 32.5 \text{ Kgr/cm}^2 > 5.72 \text{ Kgr/cm}^2$$

indica que no es necesario cambio de sección de viga.

- esfuerzo admisible que toma el concreto.

$V_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.5 \text{ Kgr/cm}^2 > 5.72 \text{ Kgr/cm}^2$,
 no necesitará de estribos y se colocará refuerzo mínimo en el alma (hallado en diseño por corte del piso, por ser mas completo y de igual sección de viga).

VIGA VP6° B - F

Apoyo izquierdo. $V_{u_c} = 14.50$ (a d metros)

$$\text{Esfuerzo cortante: } V_{u_c} = \frac{14,500}{40 \times 49} = 7.4 \text{ Kgr/cm}^2 = 6.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

con refuerzo mínimo será suficiente absorber el remanente

DISEÑO POR CORTE EN PRIMER PISO.

VIGA - TRAMO INTERMEDIO (A-B) → VPL° A - B.

a) Apoyo izquierdo.

$$V_{u_0} = 18.00 \text{ ton.} (\text{corte actuante a } d \text{ metros de cara interior derecho})$$

Esfuerzo cortante que produce.

$$V_{u_0} = \frac{18,000}{40 \times 49} = 9.19 \text{ Kgr/cm}^2 > 6.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

Será necesario colocar estribos.

Cortante que puede tomar el concreto V_c .

$$V_c = V_c b d = 6.5 \times 40 \times 49 = 12.74 \text{ ton.}$$

El diagrama de envolvente de cortes se da en la figura, la parte anchurada debe ser tomado por los estribos:

SELECCION DE ESPACIAMIENTO .Tanteos con estribos a los ramos de $\phi 3/8$.

1) de acuerdo a las grietas.

$$V_{u_c} = 9.19 \text{ Kgr/cm}^2 < 1.59 \phi \sqrt{f'_c} \text{ Kgr/cm}^2$$

pág. 157

• El espaciamiento no deberá exceder a $d/2 = \frac{49}{2} = 24.5$ cm.

2) Por cuantía mínima. usando $\phi 3/8$.

$$S = \frac{A_V}{0.0015 b} = \frac{1.42}{0.0015 \times 40} = 23.7 \text{ cm.}$$

3) Por requisito estructural

$$S = \frac{\phi A_V f_y d}{V_d - V_c} = \frac{0.85 \times 2 \times 0.71 \times 2,800 \times 49}{18,000 - 12,740} = 31.50 \text{ cm.}$$

• El espaciamiento no debe exceder a 23.70 cm, pero por razones sismicas se dará (seguridad sismica).

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

MANERA DE COLOCAR ESTRIBOS.

Longitud a estribar :

$L = 1.75 \text{ cm.}$	Longitud cubierta	Acumulado.
1 @ 5 cm.	0.05 mts.	0.05 mts.
6 @ 20 cm.	1.20 mts.	1.25 mts.
2 @ 25 cm.	0.50 mts	1.75 mts.

b) Apoyo derecho.

$V = 17.70 \text{ ton.}$ será prácticamente igual que el anterior.

Espaciamiento máximo : $S_{\max} = 20 \text{ cm.}$

Longitud a estribar : (Por diagrama de Envl. de corte) $L = 1.75 \text{ cm.}$

	Longitud cubierta.	Acumulado.
1 @ 5 cm (cara apoyo)	0.05 mts.	0.05 mts.
6 @ 20 cm.	1.20 mts.	1.25 mts.
2 @ 25 cm.	0.50 mts.	1.75 mts.

Se empieza con un menor espaciamiento para confinar mejor el concreto en el nudo.

VIGA VOLADO EN LOS NIVELES DE A° a 2°
sección (40 x 55)

	Longitud cubierta	Acumulado
1 @ 10 cm.	0.05 mts.	0.05 m.
4 @ 25 cm.	1.00 mts.	1.05 m.
2 @ 30 cm.	0.60 mts.	1.65 m.

Se ha seguido el mismo procedimiento para las demás vigas de los niveles que siguen.

Sólo en el nivel mezzanine por tener dos tramos con sección de viga de 70 x 45. representará a continuación el diseño correspondiente.

VIGAS DEL MEZZANINE.

VIGA VOLADIZO

$$M_u^- = 13.50 \text{ ton-m.}$$

$$\therefore A_s = 14.30 \text{ cm}^2$$

Sección 70 x 45 d = 39 cm.

$$A_{SE} = 14.30 \text{ cm}^2 \quad A_{Smin.} = 13.62 \text{ cm}^2 \left(\frac{14}{f_y} \times d \right)$$

$$3 \varnothing 5/8 + 3 \varnothing 3/4.$$

VIGA VPM^E E - A.

a) Apoyo izquierdo.

$$M_u^- = 13.50 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 14.30 \text{ cm}^2 \quad A_{Smin.} = 13.62 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s = 14.30 \text{ cm}^2$$

$$3 \varnothing 5/8 + 3 \varnothing 3/4.$$

b) Apoyo derecho.

$$M_u^- = 6.0 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 6.20 \text{ cm}^2 < \frac{4}{3} \times 6.20 = 8.30 \text{ cm}^2 < 13.62 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{colocaremos Por diseño. } A_s^D = 9.80 \text{ cm}^2 \quad 2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4.$$

c) En el tramo.

$$M^+ = 3.25 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 3.38 \text{ cm}^2 < \frac{4}{3} \times 3.38 = 4.6 \text{ cm}^2 < 13.62 \text{ cm}^2$$

colocaremos

$$A_s^D = 9.80 \text{ cm}^2 \quad 2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4.$$

por la magnitud de sección de viga (70 x 45).

VIGA VPM^E A - B

a) Tramo.

$$M_u^+ = 13.80 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 11.50 \text{ cm}^2 > A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s^D = 11.50 \text{ cm}^2$$

$$3 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4.$$

b) en el apoyo izquierdo.

$$M_u^- = 13.50 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 11.30 \text{ cm}^2 > A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s = 11.30 \text{ cm}^2$$

$$3 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4.$$

c) en el apoyo derecho.

$$M_u^- = 11.50 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 9.52 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4.$$

VIGA VPM^E B - F.

momentos negativos.

$$M_u^- = 6.50 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 5.12 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4.$$

$$M_u^- = 4.40 \text{ ton-m.} \quad A_{SE} = 3.6 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_S = 9.80 \text{ cm}^2 \quad 2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4.$$

MOMENTOS POSITIVOS.

$$M_u^+ = 1.15 \text{ ton-m.} \quad A_{SE} = 0.932 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_S^D = 9.80 \text{ cm}^2 \quad 2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4.$$

$$M_u^+ = 6 \text{ ton-m.} \quad A_{SE} = 4.73 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_S^D = 9.80 \text{ cm}^2 \quad 2 \varnothing 5/8 + 2 \varnothing 3/4.$$

DISEÑO POR CORTE . Tramo : voladizo y E - A.

Corte que toma el concreto $Vu_c = 6.5 \times 70 \times 39 = 17.80 \text{ ton.}$, observando la envoltura de corte en estos tramos vemos que solo el concreto absorbe todo el corte actuante.

Pero como medida de seguridad se colocara estribo $\varnothing 3/8$ a espaciamientos de a 0.25 y luego 0.30 cm.

En los tramos A - B y B - F , se colocara estribos similar a los hallados en los pisos anteriores.

ACERO LONGITUDINAL PARA VIGAS PRINCIPALES DEL PORTICO 4-4

pag. 160

VIGAS	APOYO TRAMO	d	MOMENTOS (ton-m)	TIPO DE FALLA	Asimín.	Asf.	Asmáx	Ase.	Asdis.	Ø
A° V4 A''-A (40x55)	A	49.0	-14.520	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	9.60	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
	A	49.0	-14.750	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	9.82	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
A°V4 A-B (40x55)	A-B	49.0	+8.60	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	7.18	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
	B	49.0	-14.00	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	9.32	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
A°V4 B-F (40x55)	B	49.0	-9.50	+3.90	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	7.85 - 3.19
	B-F	49.0	-9.30	+46.90	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	7.68 - 9.87
F	49.0	-9.30	+11.90	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	9.80	- 2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
5° V4 A''-A (40x55)	A	49.0	-13.75	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	11.50	2 Ø 5/8 + 3 Ø 3/4
	A	49.0	-14.50	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	12.13	2 Ø 5/8 + 3 Ø 3/4
5°V4 A-B (40x55)	A-B	49.0	+11.30	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	9.35	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
	B	49.0	-14.25	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	11.90	2 Ø 5/8 + 3 Ø 3/4
	B	49.0	-10.25	+5.70	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	8.50 - 4.66
5°V4 B-F (40x55)	F	49.0	-11.00	+12.75	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	9.10 - 10.62
4°V4 A''-A (40x55)	A	49.0	-13.75	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	11.50	2 Ø 5/8 + 3 Ø 3/4
	A	49.0	-14.75	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	12.32	2 Ø 5/8 + 3 Ø 3/4
4°V4 A-B (40x55)	A-B	49.0	+10.50	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	8.70	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
	B	49.0	-14.50	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	12.13	2 Ø 5/8 + 3 Ø 3/4
4°V4 B-F (40x55)	B-F	49.0	-11.50	+12.75	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	9.56 - 5.08
	F	49.0	-13.75	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	9.80	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
3°V4 A''-A (40x55)	A	49.0	-13.75	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	11.50	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
	A	49.0	-14.75	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	11.50	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
3°V4 A-B (40x55)	B	49.0	-14.50	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	8.90	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
	B	49.0	-10.00	+4.75	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	12.13
3°V4 B-F (40x55)	B-F	49.0	-10.25	+11.80	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	8.68 - 3.18
	F	49.0	-13.75	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	9.80	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4

ACERO LONGITUDINAL PARA VIGAS PRINCIPALES DEL FORTICO 4- 4

(continuación)

VIGAS	APOYO O TRAMO	d	MOMENTOS (ton-m)	TIPO DE FALLA	Asim.	Asf. Asimáx.	Asdis.	Ø					
2º V4 A-B (40x55)	A	49.0	-13.75	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	14.50	11.50	2 Ø 5/8 + 3 Ø 3/4		
2º V4 A-B (40x55)	A	49.0	-14.30	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	14.93	11.93	2 Ø 5/8 + 3 Ø 3/4		
2º V4 A-B (40x55)	A-B	49.0	+11.50	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	9.50	9.80	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4		
2º V4 A-B (40x55)	B	49.0	-14.00	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	14.70	11.70	2 Ø 5/8 + 3 Ø 3/4		
2º V4 B-F (40x55)	B	49.0	-8.25	+3.25	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	6.80	-2.64	9.80	2 Ø 5/8 + 3 Ø 3/4
2º V4 B-F (40x55)	B-F	49.0	-7.95	+8.75	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	6.56	-7.22	-9.80	-2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
HÉV4 E-F (70x45)	E	39.0	-13.50	58.60	TRACCION	13.62	36.85	87.00	14.30	14.30	3 Ø 5/8 + 3 Ø 3/4		
HÉV4 E-F (70x45)	E	39.0	-13.50	58.60	TRACCION	13.62	36.85	87.00	14.30	14.30	3 Ø 5/8 + 3 Ø 3/4		
HÉV4 E-A (70x45)	F-A	39.0	+3.250	58.60	TRACCION	43.62	36.85	87.00	3.38	13.62	(calcular) 2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4		
HÉV4 E-A (70x45)	A	39.0	-6.000	58.60	TRACCION	13.62	36.85	87.00	6.20	13.62	(") 2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4		
HÉV4 A-B (40x55)	A	49.0	-12.50	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	14.30	11.30	3 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4		
HÉV4 A-B (40x55)	A-B	49.0	+13.80	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	14.50	11.50	3 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4		
HÉV4 A-B (40x55)	B	49.0	-16.50	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	9.52	9.80	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4		
HÉV4 B-F (40x55)	B-F	49.0	-6.50	+11.15	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	5.42	-0.932	9.80	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
HÉV4 B-F (40x55)	F	49.0	-4.40	+6.00	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	3.60	-4.730	9.80	-2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
Iº V4 E-A (40x55)	E	49.0	-8.75	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	7.22	9.80	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4		
Iº V4 E-A (40x55)	E-A	49.0	+5.10	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	4.18	9.80	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4		
Iº V4 A-B (40x55)	A	49.0	-8.60	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	7.10	9.80	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4		
Iº V4 A-B (40x55)	A	49.0	-17.50	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	14.80	14.80	3 Ø 5/8 + 3 Ø 3/4		
Iº V4 A-B (40x55)	B	49.0	-17.25	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	14.46	11.46	3 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4		
Iº V4 B-F (40x55)	B	49.0	-2.60	+0.00	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	6.26	-0.000	9.80	2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4
Iº V4 B-F (40x55)	-F	49.0	0.897	2.78	52.70	TRACCION	9.80	26.45	54.10	0.73	-2.89	-9.80	-2 Ø 5/8 + 2 Ø 3/4

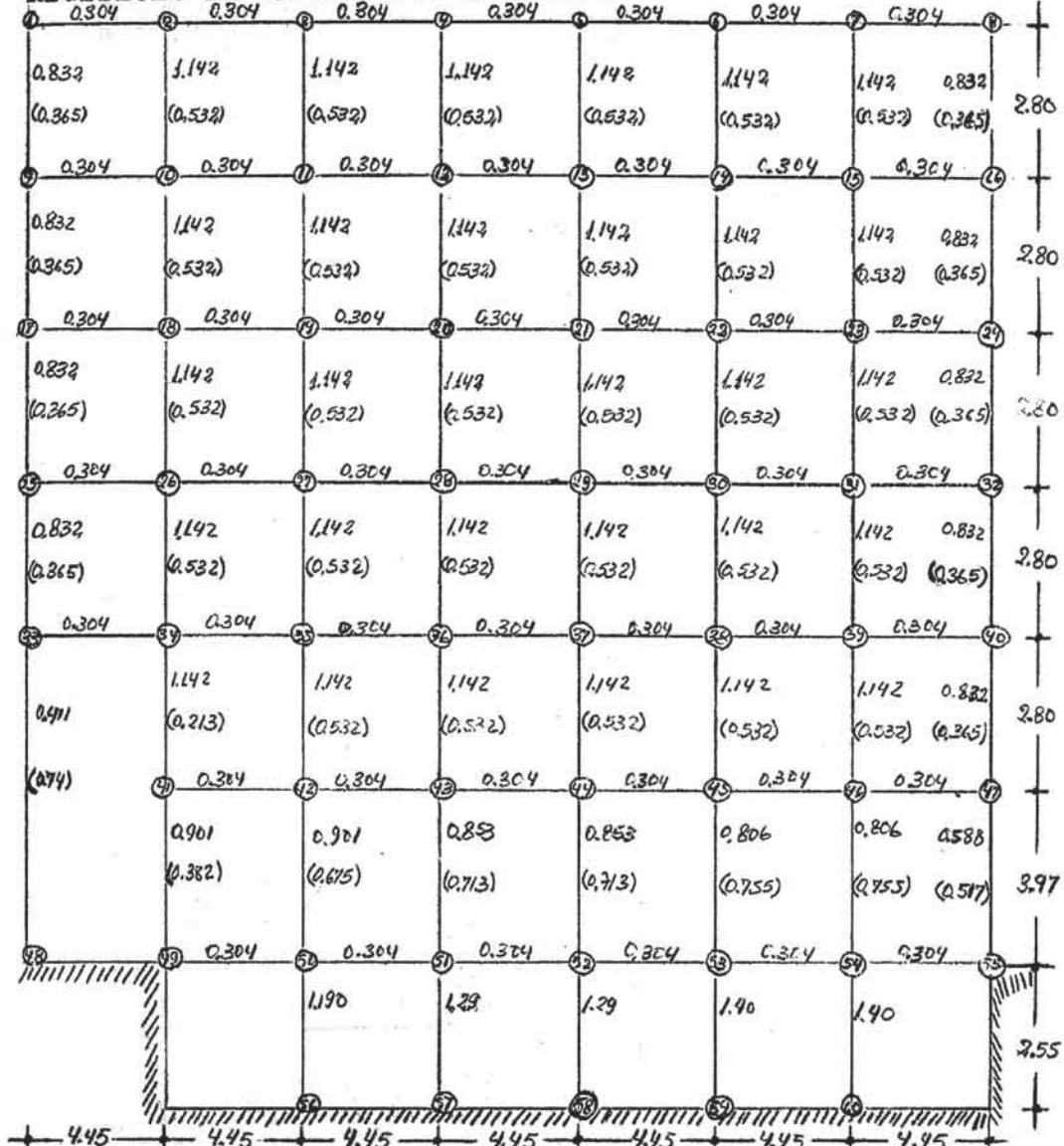
ESTRIBOS PARA VIGAS EN PORTICO PRINCIPAL 4 -4

pag. 162

NIVELES	LADO	ESTRIBOS : Ø 3/8			
A° V4A"-A	IZQUIERDO	1 @ 0.05	4 @ 0.25	2 @ 0.30	
A° V4A -B	IZQUIERDO	1 @ 0.05	7 @ 0.20	4 @ 0.25	R @ 0.30
A° V4B -F	DERECHO	1 @ 0.05	7 @ 0.20	4 @ 0.25	
	IZQUIERDO	1 @ 0.05	R @ 0.20		
5° V4A"-A	DERECHO	1 @ 0.05			
	IZQUIERDO	1 @ 0.05	4 @ 0.25	2 @ 0.30	
5° V4A -B	IZQUIERDO	1 @ 0.05	7 @ 0.20	4 @ 0.25	R @ 0.30
	DERECHO	1 @ 0.05	7 @ 0.20	4 @ 0.25	
5° V4B -F	IZQUIERDO	1 @ 0.05	12 @ 0.20		
	DERECHO	1 @ 0.05			
4° V4A"-A	IZQUIERDO	1 @ 0.05	4 @ 0.25	2 @ 0.30	
4° V4A -B	IZQUIERDO	1 @ 0.05	7 @ 0.20	4 @ 0.25	R @ 0.30
	DERECHO	1 @ 0.05	7 @ 0.20	4 @ 0.25	
4° V4B -F	IZQUIERDO	1 @ 0.05	R @ 0.20		
	DERECHO	1 @ 0.05			
3° V4A"-A	IZQUIERDO	1 @ 0.05	4 @ 0.25	2 @ 0.30	
3° V4A -B	IZQUIERDO	1 @ 0.05	7 @ 0.20	4 @ 0.25	R @ 0.30
	DERECHO	1 @ 0.05	7 @ 0.20	4 @ 0.20	
3° V4B -F	IZQUIERDO	1 @ 0.05	R @ 0.20		
	DERECHO	1 @ 0.05			
2° V4A"-A	IZQUIERDO	1 @ 0.05	4 @ 0.25	2 @ 0.30	
2° V4A -B	IZQUIERDO	1 @ 0.05	7 @ 0.20	4 @ 0.25	R @ 0.30
	DERECHO	1 @ 0.05	7 @ 0.20	4 @ 0.25	
2° V4B -F	IZQUIERDO	1 @ 0.05	R @ 0.20		
	DERECHO	1 @ 0.05			
M° V4E -E	IZQUIERDO	1 @ 0.05	4 @ 0.25	2 @ 0.30	
M° V4E -A	IZQUIERDO	1 @ 0.05	2 @ 0.25	R @ 0.30	
	DERECHO	1 @ 0.05	2 @ 0.25		
M° V4A -B	IZQUIERDO	1 @ 0.05	7 @ 0.20	4 @ 0.25	R @ 0.30
	DERECHO	1 @ 0.05	7 @ 0.20	4 @ 0.25	
M° V4B -F	IZQUIERDO	1 @ 0.05	R @ 0.20		
	DERECHO	1 @ 0.05			
1° V4E -A	IZQUIERDO	1 @ 0.0	2 @ 0.25	R @ 0.30	
	DERECHO	1 @ 0.05	2 @ 0.25		
1° V4A -B	IZQUIERDO	1 @ 0.05	6 @ 0.20	2 @ 0.25	2 @ 0.30 1 @ 0.30
	DERECHO	1 @ 0.05	6 @ 0.20	2 @ 0.25	1 @ 0.30
1° V4B -F	IZQUIERDO	1 @ 0.05	R @ 0.20		
	DERECHO	1 @ 0.05			

PORTICO SECUNDARIO A-A

RIGIDEZES DE MIEMBROS Y VALORES D



pag. 163

Las cifras entre parentesis son valores D.

Se ha considerado 0.5 mts de influencia a uno y otro lado de la viga.

METRADO carga permanente.

Peso de viga 0.30 x 0.60 x 2.400 432 Kgr/m.

peso aligerado 360 Kgr/m.

Sobrecarga:

Azotea - 150 x 1.00 x 1.00 150 Kgr/m.

pisos típicos 2do. MEZZAN. 300 Kgr/m.

primer piso 500 Ker/m.

Carga Total actuante:

Azotea 902 Kgr/m.

pisos típicos 2do. MEZZANINE. 1.052 Kgr/m.

primer piso 1.252 Kgr/m.

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO.

pág. 164

$$\text{Azotea : } -\bar{M}_{ij} = \bar{M}_{ji} = \frac{1}{12} w l^2 = \frac{1}{12} (0.902) (4.45)^2 = 1.49 \text{ ton-m.}$$

TIPICOS HASTA MEZZANINE.

$$-\bar{M}_{ij} = \bar{M}_{ji} = \frac{1}{12} (1.052) (4.45)^2 = 1.74 \text{ ton-m.}$$

Primer piso :

$$-\bar{M}_{ij} = \bar{M}_{ji} = \frac{1}{12} (1.252) (4.45)^2 = 2.070 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS DESEQUILIBRADOS

$$M_1 = -1.490 M_2 = 0.00 M_3 = 0.00 M_4 = 0.00 M_5 = 0.00 M_6 = 0.00 M_7 = 0.00 M_8 = 0.000$$

$$M_9 = -1.740 M_{10} = 0.00 M_{11} = 0.00 M_{12} = 0.00 M_{13} = 0.00 M_{14} = 0.00 M_{15} = 0.00 M_{16} = 1.74$$

$$M_{17} = -1.740 \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad M_{24} = 1.74$$

$$M_{25} = -1.740 \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad M_{32} = 1.740$$

$$M_{33} = -1.740 \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad M_{40} = 1.740$$

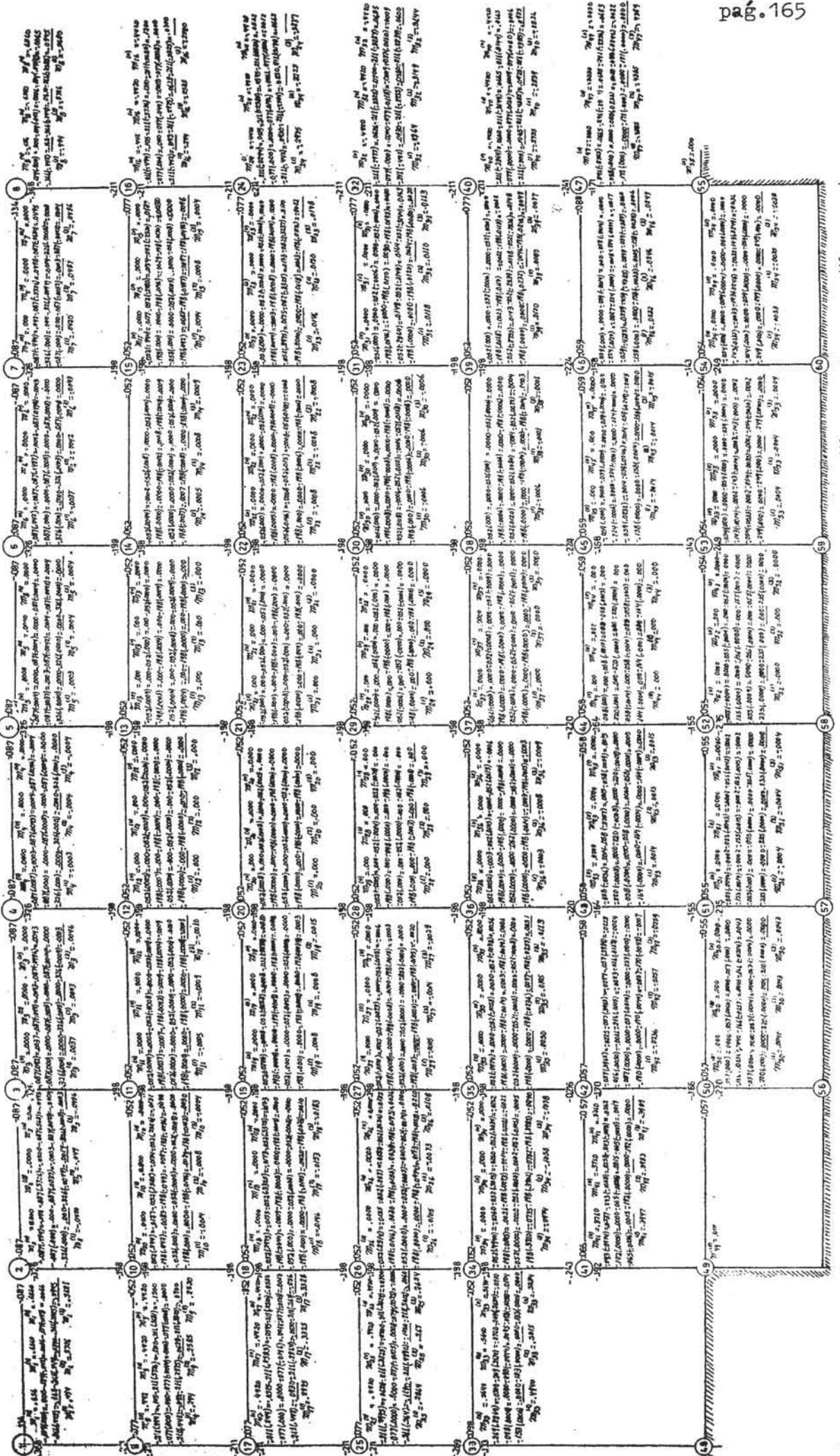
$$M_{41} = -1.740 \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad M_{47} = 1.740$$

$$M_{49} = -2.070 M_{50} = 0.00 M_{51} = 0.00 M_{52} = 0.00 M_{53} = 0.00 M_{54} = 0.00 M_{55} = 2.070$$

MOMENTOS INICIALES DE GIRO EN NUDO.

Nº do	\bar{m}_i	ρ_i	$m_i^{(0)}$	NUDO	\bar{m}_i	ρ_i	$m_i^{(0)}$	NUDO	\bar{m}_i	ρ_i	$m_i^{(0)}$
1	-1.490	2.272	+0.656	21	0.000	5.784	0.000	41	-1.740	4.694	+0.371
2	0.000	3.500	0.000	22	0.000	5.784	0.000	42	0.000	5.302	0.000
3	0.000	3.500	0.000	23	0.000	5.784	0.000	43	0.000	5.206	0.000
4	0.000	3.500	0.000	24	1.740	3.936	-0.442	44	0.000	5.206	0.000
5	0.000	3.500	0.000	25	-1.740	3.936	+0.442	45	0.000	5.112	0.000
6	0.000	3.500	0.000	26	0.000	5.784	0.000	46	0.000	5.112	0.000
7	0.000	3.500	0.000	27	0.000	5.784	0.000	47	1.740	3.448	-0.505
8	1.490	2.272	-0.656	28	0.000	5.784	0.000	48	0.000	∞	0.000
9	-1.740	3.936	+0.442	29	0.000	5.784	0.000	49	-2.070	∞	0.000
10	0.000	5.784	0.000	30	0.000	5.784	0.000	50	0.000	5.398	0.000
11	0.000	5.784	0.000	31	0.000	5.784	0.000	51	0.000	5.502	0.000
12	0.000	5.784	0.000	32	1.740	3.936	-0.442	52	0.000	5.502	0.000
13	0.000	5.784	0.000	33	-1.740	3.094	+0.564	53	0.000	5.628	0.000
14	0.000	5.784	0.000	34	0.000	5.784	0.000	54	0.000	5.628	0.000
15	0.000	5.784	0.000	35	0.000	5.784	0.000	55	2.070	∞	0.000
16	1.740	3.936	-0.442	36	0.000	5.784	0.000	56	0.000	∞	0.000
17	-1.740	3.936	+0.442	37	0.000	5.784	0.000	57	0.000	∞	0.000
18	0.000	5.784	0.000	38	0.000	5.784	0.000	58	0.000	∞	0.000
19	0.000	5.784	0.000	39	0.000	5.784	0.000	59	0.000	∞	0.000
20	0.000	5.784	0.000	40	1.740	3.936	-0.442	60	0.000	∞	0.000

PÓRTICO DE ARRIOSTRE A-A
CARGAS PERMANENTES



NUDO 1 $M_{1-2} = 0.304 (2 \times 0.5681 - 0.0496) - 1.490 = -1.160$

1 $M_{1-9} = 0.832 (2 \times 0.5681 + 0.252) + 0.000 = 1.160$

NUDO 2 $M_{2-1} = 0.304 (2 \times -0.0496 + 0.5681) + 1.490 = 1.633$

NUDO 2 $M_{2-3} = 0.304 (2 \times -0.0496 + 0.0046) - 1.490 = -1.519$

2 $M_{2-10} = 1.142 (2 \times -0.0496 - 0.0004) + 0.000 = -0.114$

NUDO 3 $M_{3-2} = 0.304 (2 \times 0.0046 - 0.0496) + 1.490 = 1.478$

NUDO 3 $M_{3-4} = 0.304 (2 \times 0.0046 - 0.0004) - 1.490 = -1.487$

3 $M_{3-11} = 1.142 (2 \times 0.0046 - 0.0010) + 0.000 = +0.009$

NUDO 4 $M_{4-3} = 0.304 (2 \times -0.0004 + 0.0046) + 1.490 = +1.490$

NUDO 4 $M_{4-5} = 0.304 (2 \times -0.0004 + 0.0004) - 1.490 = -1.490$

4 $M_{4-12} = 1.142 (2 \times -0.0004 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$

NUDO 5 $M_{5-4} = 0.304 (2 \times 0.0004 - 0.0004) + 1.490 = 1.490$

NUDO 5 $M_{5-6} = 0.304 (2 \times 0.0004 - 0.0043) - 1.490 = -1.490$

5 $M_{5-13} = 1.142 (2 \times 0.0004 + 0.000) + 0.000 = 0.000$

NUDO 6 $M_{6-5} = 0.304 (2 \times -0.0043 + 0.0004) + 1.490 = 1.488$

NUDO 6 $M_{6-7} = 0.304 (2 \times -0.0043 + 0.0496) - 1.490 = -1.478$

6 $M_{6-14} = 1.142 (2 \times -0.0043 + 0.0009) + 0.000 = -0.010$

NUDO 7 $M_{7-6} = 0.304 (2 \times 0.0496 - 0.0043) + 1.490 = +1.519$

NUDO 7 $M_{7-8} = 0.304 (2 \times 0.0496 - 0.5680) - 1.490 = -1.632$

7 $M_{7-15} = 1.142 (2 \times 0.0496 + 0.0004) + 0.000 = +0.114$

NUDO 8 $M_{8-7} = 0.304 (2 \times -0.5680 + 0.0496) + 1.490 = +1.164$

8 $M_{8-16} = 0.832 (2 \times -0.5680 - 0.2520) + 0.000 = -1.164$

NUDO 9 $M_{9-1} = 0.832 (2 \times 0.2520 + 0.5681) + 0.000 = 0.890$

NUDO 9 $M_{9-10} = 0.304 (2 \times 0.2520 - 0.0004) - 1.740 = 1.589$

9 $M_{9-17} = 0.832 (2 \times 0.2520 + 0.3328) + 0.000 = 0.699$

- $M_{10-9} = 0.304 (2 x -0.0004 + 0.2520) + 1.740 = 1.816$
 NUDO $M_{10-2} = 1.142 (2 x -0.0004 - 0.0496) + 0.000 = - 0.056$
 10 $M_{10-11} = 0.304 (2 x -0.0004 - 0.0010) - 1.740 = - 1.740$
 $M_{10-18} = 1.142 (2 x -0.0004 - 0.0183) + 0.000 = - 0.020$

 $M_{11-10} = 0.304 (2 x -0.0010 - 0.0004) + 1.740 = + 1.740$
 NUDO $M_{11-3} = 1.142 (2 x -0.0010 + 0.0046) + 0.000 = + 0.000$
 11 $M_{11-12} = 0.304 (2 x -0.0010 + 0.0000) - 1.740 = - 1.740$
 $M_{11-19} = 1.142 (2 x -0.0010 + 0.0015) + 0.000 = + 0.000$

 $M_{12-11} = 0.304 (2 x 0.000 - 0.0010) + 1.740 = + 1.740$
 NUDO $M_{12-4} = 1.142 (2 x 0.000 - 0.0004) + 0.000 = 0.000$
 12 $M_{12-13} = 0.304 (2 x 0.000 + 0.0000) - 1.740 = - 1.740$
 $M_{12-20} = 1.142 (2 x 0.000 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$

 $M_{13-12} = 0.304 (2 x 0.000 + 0.0000) + 1.740 = + 1.740$
 NUDO $M_{13-5} = 1.142 (2 x 0.000 + 0.0004) + 0.000 = 0.000$
 13 $M_{13-14} = 0.304 (2 x 0.000 + 0.0009) - 1.740 = - 1.740$
 $M_{13-21} = 1.142 (2 x 0.000 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$

 $M_{14-13} = 0.304 (2 x 0.0009 + 0.000) + 1.740 = + 1.740$
 NUDO $M_{14-6} = 1.142 (2 x 0.0009 - 0.0043) + 0.000 = 0.000$
 14 $M_{14-15} = 0.304 (2 x 0.0009 + 0.0004) - 1.740 = - 1.740$
 $M_{14-22} = 1.142 (2 x 0.0009 - 0.0008) + 0.000 = 0.000$

 $M_{15-14} = 0.304 (2 x 0.0004 + 0.0009) + 1.740 = 1.740$
 NUDO $M_{15-7} = 1.142 (2 x 0.0004 + 0.0496) + 0.000 = 0.058$
 15 $M_{15-16} = 0.304 (2 x 0.0004 - 0.2520) - 1.740 = - 1.816$
 $M_{15-23} = 1.142 (2 x 0.0004 + 0.0148) + 0.000 = + 0.018$

 $M_{16-15} = 0.304 (2 x -0.2520 + 0.0004) + 1.740 = 1.589$
 NUDO $M_{16-8} = 0.832 (2 x -0.2520 - 0.5680) + 0.000 = - 0.890$
 16 $M_{16-24} = 0.832 (2 x -0.2520 - 0.3237) + 0.000 = - 0.699$

 $M_{17-9} = 0.832 (2 x 0.3328 + 0.252) + 0.000 = 0.772$
 NUDO $M_{17-18} = 0.304 (2 x 0.3328 - 0.0183) - 1.740 = - 1.545$
 17 $M_{17-25} = 0.832 (2 x 0.3328 + 0.2654) + 0.000 = 0.773$

	$M_{18-17} = 0.304 (2 \times -0.0183 + 0.3328) + 1.740 = 1.831$	pag. 168
NUDO	$M_{18-10} = 1.142 (2 \times -0.0183 - 0.0004) + 0.000 = - 0.042$	
18	$M_{18-19} = 0.304 (2 \times -0.0183 + 0.0015) - 1.740 = - 1.761$	
	$M_{18-26} = 1.142 (2 \times -0.0183 + 0.0108) + 0.000 = - 0.028$	
	$M_{19-18} = 0.304 (2 \times 0.0015 - 0.0183) + 1.740 = 1.740$	
NUDO	$M_{19-11} = 1.142 (2 \times 0.0015 - 0.0010) + 0.000 = 0.000$	
19	$M_{19-20} = 0.304 (2 \times 0.0015 + 0.000) - 1.740 = - 1.740$	
	$M_{19-27} = 1.142 (2 \times 0.0015 - 0.0029) + 0.000 = 0.000$	
	$M_{20-19} = 0.304 (2 \times 0.0015 - 0.0183) + 1.740 = 1.740$	
NUDO	$M_{20-12} = 1.142 (2 \times 0.0015 - 0.0010) + 0.000 = 0.000$	
20	$M_{20-21} = 0.304 (2 \times 0.0015 + 0.000) - 1.740 = - 1.740$	
	$M_{20-28} = 1.142 (2 \times 0.0015 - 0.0029) + 0.000 = 0.000$	
	$M_{21-20} = 0.304 (2 \times 0.0000 + 0.000) + 1.740 = + 1.740$	
NUDO	$M_{21-13} = 1.142 (2 \times 0.0000 + 0.000) + 0.000 = 0.000$	
21	$M_{21-22} = 0.304 (2 \times 0.0000 - 0.0008) - 1.740 = - 1.740$	
	$M_{21-29} = 1.142 (2 \times 0.0000 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$	
	$M_{22-21} = 0.304 (2 \times -0.0008 + 0.000) + 1.740 = + 1.740$	
NUDO	$M_{22-14} = 1.142 (2 \times -0.0008 + 0.000) + 0.000 = 0.000$	
22	$M_{22-23} = 0.304 (2 \times -0.0008 + 0.0148) - 1.740 = - 1.740$	
	$M_{22-30} = 1.142 (2 \times -0.0008 - 0.0006) + 0.000 = 0.000$	
	$M_{23-22} = 0.304 (2 \times 0.0148 - 0.0008) + 1.740 = 1.749$	
NUDO	$M_{23-15} = 1.142 (2 \times 0.0148 + 0.0004) + 0.000 = 0.034$	
23.	$M_{23-24} = 0.304 (2 \times 0.0148 - 0.3237) - 1.740 = - 1.831$	
	$M_{23-31} = 1.142 (2 \times 0.0148 + 0.0113) + 0.000 = 0.048$	
	$M_{24-23} = 0.304 (2 \times -0.3237 + 0.0148) + 1.740 = + 1.55$	
NUDO	$M_{24-16} = 0.832 (2 \times -0.3237 - 0.2520) + 0.000 = - 0.75$	
24	$M_{24-32} = 0.832 (2 \times -0.3237 - 0.3144) + 0.000 = - 0.80$	
	$M_{25-17} = 0.832 (2 \times 0.2654 + 0.3328) + 0.0000 = 0.717$	
NUDO	$M_{25-26} = 0.304 (2 \times 0.2654 + 0.0108) - 1.740 = - 1.577$	
25	$M_{25-23} = 0.832 (2 \times 0.2654 + 0.5034) + 0.0000 = 0.860$	

	$M_{26-25} = 0.304 (2 \times 0.0108 + 0.2654) + 1.740 = 1.826$	pag.169
NUDO	$M_{26-18} = 1.142 (2 \times 0.0108 - 0.0183) + 0.000 = 0.004$	
26	$M_{26-27} = 0.304 (2 \times 0.0108 - 0.0029) - 1.740 = - 1.734$	
	$M_{26-34} = 1.142 (2 \times 0.0108 - 0.1078) + 0.000 = - 0.096$	
	$M_{27-26} = 0.304 (2 \times -0.0029 + 0.0108) + 1.740 = 1.742$	
NUDO	$M_{27-19} = 1.142 (2 \times -0.0029 + 0.0015) + 0.000 = 0.000$	
27	$M_{27-28} = 0.304 (2 \times -0.0029 + 0.0000) - 1.740 = - 1.742$	
	$M_{27-35} = 1.142 (2 \times -0.0029 + 0.0113) + 0.000 = 0.000$	
	$M_{28-27} = 0.304 (2 \times 0.000 - 0.0029) + 1.740 = + 1.740$	
NUDO	$M_{28-20} = 1.142 (2 \times 0.000 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$	
28	$M_{28-29} = 0.304 (2 \times 0.000 + 0.0000) - 1.740 = - 1.740$	
	$M_{28-26} = 1.142 (2 \times 0.000 - 0.0009) + 0.000 = 0.000$	
	$M_{29-28} = 0.304 (2 \times 0.000 + 0.0000) + 1.740 = + 1.740$	
NUDO	$M_{29-21} = 1.142 (2 \times 0.000 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$	
29	$M_{29-30} = 0.304 (2 \times 0.000 - 0.0006) - 1.740 = - 1.740$	
	$M_{29-37} = 1.142 (2 \times 0.000 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$	
	$M_{30-29} = 0.304 (2 \times -0.0006 + 0.000) + 1.740 = + 1.740$	
NUDO	$M_{30-22} = 1.142 (2 \times -0.0006 - 0.0008) + 0.000 = 0.000$	
30	$M_{30-31} = 0.304 (2 \times -0.0006 + 0.0113) - 1.740 = - 1.740$	
	$M_{30-38} = 1.142 (2 \times -0.0006 - 0.0001) + 0.000 = 0.000$	
	$M_{31-30} = 0.304 (2 \times 0.0113 - 0.0006) + 1.740 = 1.747$	
NUDO	$M_{31-22} = 1.142 (2 \times 0.0113 - 0.0008) + 0.000 = 0.026$	
31	$M_{31-32} = 0.304 (2 \times 0.0113 - 0.3144) - 1.740 = - 1.818$	
	$M_{31-39} = 1.142 (2 \times 0.0113 + 0.0077) + 0.000 = 0.035$	
	$M_{32-31} = 0.304 (2 \times -0.3144 + 0.0113) + 1.740 = 1.555$	
NUDO	$M_{32-24} = 0.832 (2 \times -0.3144 - 0.3237) + 0.000 = - 0.790$	
32	$M_{32-40} = 0.832 (2 \times -0.3144 - 0.2836) + 0.000 = - 0.765$	
	$M_{33-25} = 0.832 (2 \times 0.5034 + 0.2654) + 0.000 = + 1.060$	
NUDO	$M_{33-34} = 0.304 (2 \times 0.5034 - 0.1078) - 1.740 = - 1.466$	
33	$M_{33-48} = 0.411 (2 \times 0.5034 + 0.0000) + 0.000 = + 0.406$	

	$M_{34-33} = 0.304 (2 x -0.1078 + 0.5034) + 1.740 = 1.828$	pag.170
NUDO	$M_{34-26} = 1.142 (2 x -0.1078 + 0.0108) + 0.000 = - 6.234$	
34	$M_{34-35} = 0.304 (2 x -0.1078 + 0.0113) - 1.740 = - 1.801$	
	$M_{34-41} = 1.142 (2 x -0.1078 + 0.3989) + 0.000 = + 0.209$	
	$M_{35-34} = 0.304 (2 x 0.0113 - 0.1078) + 1.7400 = + 1.714$	
NUDO	$M_{35-27} = 1.142 (2 x 0.0113 - 0.0029) + 0.0000 = + 0.020$	
35	$M_{35-36} = 0.304 (2 x 0.0113 - 0.0009) - 1.7400 = - 1.734$	
	$M_{35-42} = 1.142 (2 x 0.0113 - 0.0259) + 0.0000 = 0.000$	
	$M_{36-35} = 0.304 (2 x -0.0009 + 0.0113) + 1.740 = 1.740$	
NUDO	$M_{36-28} = 1.142 (2 x -0.0009 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$	
36	$M_{36-37} = 0.304 (2 x -0.0009 + 0.0000) - 1.740 = - 1.740$	
	$M_{36-43} = 1.142 (2 x -0.0009 + 0.0015) + 0.000 = 0.000$	
	$M_{37-36} = 0.304 (2 x 0.000 - 0.0009) + 1.740 = + 1.740$	
NUDO	$M_{37-29} = 1.142 (2 x 0.000 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$	
37	$M_{37-38} = 0.304 (2 x 0.000 - 0.0001) - 1.740 = - 1.740$	
	$M_{37-44} = 1.142 (2 x 0.000 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$	
	$M_{38-37} = 0.304 (2 x -0.0001 + 0.000) + 1.740 = + 1.740$	
NUDO	$M_{38-30} = 1.142 (2 x -0.0001 - 0.0006) + 0.000 = 0.000$	
38	$M_{38-39} = 0.304 (2 x -0.0001 + 0.0077) + 1.740 = - 1.740$	
	$M_{38-45} = 1.142 (2 x -0.0001 - 0.0015) + 0.000 = 0.000$	
	$M_{39-38} = 0.304 (2 x 0.0077 - 0.0001) + 1.740 = + 1.740$	
NUDO	$M_{39-31} = 1.142 (2 x 0.0077 + 0.0113) + 0.000 = 0.000$	
39	$M_{39-40} = 0.304 (2 x 0.0077 - 0.2836) - 1.740 = - 1.740$	
	$M_{39-46} = 1.142 (2 x 0.0077 + 0.0249) + 0.000 = 0.000$	
	$M_{40-39} = 0.304 (2 x -0.2836 + 0.0077) + 1.740 = 1.570$	
NUDO	$M_{40-32} = 0.832 (2 x -0.2836 - 0.3144) + 0.000 = - 0.730$	
40	$M_{40-47} = 0.832 (2 x -0.2836 - 0.4389) + 0.000 = - 0.840$	
	$M_{41-34} = 1.142 (2 x 0.3989 - 0.1078) + 0.000 = 0.790$	
NUDO	$M_{41-42} = 0.304 (2 x 0.3989 - 0.0259) - 1.740 = - 1.506$	
41	$M_{41-49} = 0.901 (2 x 0.3989 + 0.000) + 0.000 = 0.716$	

$$M_{42-41} = 0.304 (2 x -0.0259 + 0.3989) + 1.740 = 1.846 \text{ pag. 171}$$

NUDO $M_{42-35} = 1.142 (2 x -0.0259 + 0.0113) + 0.000 = -0.046$

42 $M_{42-43} = 0.304 (2 x -0.0259 + 0.0015) - 1.740 = -1.755$

$$M_{42-50} = 0.901 (2 x -0.0259 + 0.0043) + 0.000 = -0.044$$

$$M_{43-42} = 0.304 (2 x 0.0015 - 0.0259) + 1.740 = +1.740$$

NUDO $M_{43-36} = 1.142 (2 x 0.0015 - 0.0009) + 0.000 = 0.000$

43 $M_{43-44} = 0.304 (2 x 0.0015 + 0.0000) - 1.740 = -1.740$

$$M_{43-51} = 0.853 (2 x 0.0015 - 0.0004) + 0.000 = 0.000$$

$$M_{44-43} = 0.304 (2 x 0.000 + 0.0015) + 1.740 = +1.740$$

NUDO $M_{44-37} = 1.142 (2 x 0.000 + 0.000) + 0.000 = 0.000$

44 $M_{44-45} = 0.304 (2 x 0.000 - 0.0015) - 1.740 = -1.740$

$$M_{44-52} = 0.853 (2 x 0.000 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$$

$$M_{45-44} = 0.304 (2 x -0.0015 + 0.000) + 1.740 = +1.740$$

NUDO $M_{45-38} = 1.142 (2 x -0.0015 - 0.0001) + 0.000 = 0.000$

45 $M_{45-46} = 0.304 (2 x -0.0015 + 0.0249) - 1.740 = -1.740$

$$M_{45-53} = 0.806 (2 x -0.0015 + 0.0004) + 0.000 = 0.000$$

$$M_{46-45} = 0.304 (2 x 0.0249 - 0.0015) + 1.740 = 1.754$$

NUDO $M_{46-39} = 1.142 (2 x 0.0249 + 0.0077) + 0.000 = +0.066$

46 $M_{46-47} = 0.304 (2 x 0.0249 - 0.4389) - 1.740 = -1.857$

$$M_{46-54} = 0.806 (2 x 0.0249 - 0.0036) + 0.000 = 0.037$$

$$M_{47-46} = 0.304 (2 x -0.4389 + 0.0249) + 1.740 = +1.481$$

NUDO $M_{47-40} = 0.832 (2 x -0.4389 - 0.2836) + 0.000 = -0.945$

47 $M_{47-55} = 0.588 (2 x -0.4389 - 0.0036) + 0.000 = -0.526$

NUDO $M_{48-33} = 0.401 (2 x 0.000 + 0.5034) + 0.000 = 0.205$

NUDO $M_{49-41} = 0.90 (2 x 0.000 + 0.3989) + 0.000 = +0.360$

49 $M_{49-50} = 0.304 (2 x 0.000 + 0.0043) - 2.070 = -2.070$

$$M_{50-49} = 0.304 (2 x 0.0043 + 0.000) + 2.070 = 2.070$$

NUDO $M_{50-42} = 0.901 (2 x 0.0043 - 0.0259) + 0.000 = 0.000$

50 $M_{50-51} = 0.304 (2 x 0.0043 - 0.0004) - 2.070 = -2.070$

$$M_{50-56} = 1.190 (2 x 0.0043 + 0.000) + 0.000 = 0.0000$$

pág. 172

	$M_{51-50} = 0.304 (2 \times -0.0004 + 0.0043) + 2.070 = + 2.070$
NUDO	$M_{51-53} = 0.853 (2 \times -0.0004 + 0.0015) + 0.000 = 0.000$
51	$M_{51-52} = 0.304 (2 \times -0.0004 + 0.0000) - 2.070 = - 2.070$
	$M_{51-57} = 1.290 (2 \times -0.0004 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$
	$M_{52-51} = 0.304 (2 \times 0.000 - 0.0004) + 2.070 = + 2.070$
NUDO	$M_{52-44} = 0.853 (2 \times 0.000 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$
52	$M_{52-53} = 0.304 (2 \times 0.000 + 0.0004) - 2.070 = - 2.070$
	$M_{52-58} = 1.290 (2 \times 0.000 + 0.0000) + 0.000 = 0.0000$
	$M_{53-52} = 0.304 (2 \times 0.0004 + 0.000) + 2.070 = + 2.070$
NUDO	$M_{53-45} = 0.806 (2 \times 0.0004 - 0.0015) + 0.000 = 0.000$
53	$M_{53-54} = 0.304 (2 \times 0.0004 - 0.0036) - 2.070 = - 2.070$
	$M_{53-59} = 1.400 (2 \times 0.0004 + 0.000) + 0.000 = 0.000$
	$M_{54-53} = 0.304 (2 \times -0.0036 + 0.0004) + 2.070 = + 2.070$
NUDO	$M_{54-46} = 0.806 (2 \times -0.0036 + 0.0249) + 0.000 = 0.000$
54	$M_{54-55} = 0.304 (2 \times -0.0036 + 0.000) - 2.070 = - 2.070$
	$M_{54-60} = 1.400 (2 \times -0.0036 + 0.0000) + 0.000 = 0.000$
NUDO	$M_{55-54} = 0.304 (2 \times 0.000 - 0.0036) + 2.070 = + 2.070$
55	$M_{55-47} = 0.588 (2 \times 0.000 - 0.4389) + 0.000 = - 0.260$
NUDO	$M_{56-50} = 1.190 (2 \times 0.000 + 0.0043) + 0.000 = 0.000$
56	
NUDO	$M_{57-51} = 1.29 (2 \times 0.000 - 0.0004) + 0.000 = 0.000$
57	
NUDO	$M_{58-52} = 1.29 (2 \times 0.000 + 0.000) + 0.000 = 0.000$
58	
NUDO	$M_{59-53} = 1.400 (2 \times 0.000 + 0.0004) + 0.000 = 0.000$
59	
NUDO	$M_{60-54} = 1.400 (2 \times 0.000 - 0.0036) + 0.000 = 0.000$
60	

PUNTOS DE INFLEXION.

COLUMNAS EJE 1 N° de entrepisos = 5.

ENTREPISO	A°	5°	4°	3°	2°
\bar{K}	0.365	0.365	0.365	0.365	0.74
α_1	1	1	1	1	—
α_2	—	1	1	1	0.483
α_3	1	1	1	1	2.020
y_0	0.23	0.35	0.45	0.55	0.680
y_1	0.00	0.00	0.00	0.00	—
y_2		0.00	0.00	0.00	-0.05
y_3	0.000	0.000	0.000	0.000	—
y	0.23	0.35	0.45	0.55	0.63

COLUMNAS EJE 2 N° de entrepisos = 6

ENTREPISO	A°	5°	4°	3°	2°	M^E
\bar{K}	0.532	0.532	0.532	0.532	0.213	0.322
α_1	1	1	1	1	0.5	—
α_2	—	1	1	1	1	0.79
α_3	1	1	1	1	1.270	—
y_0	0.27	0.37	0.45	0.45	0.65	0.84
y_1	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.30	—
y_2		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
y_3	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.05	—
y	0.27	0.37	0.45	0.45	0.30	0.84

COLUMNAS EJE 3 N° de entrepisos = 6

pág. 174

ENTREPISO	A°	5°	4°	3°	2°	M ^E
\bar{K}	0.532	0.532	0.532	0.532	0.532	0.675
α_1	1	1	1	1	1	1
α_2	—	1	1	1	1	0.79
α_3	1	1	1	1	1.27	—
y_0	0.27	0.37	0.45	0.45	0.55	0.70
y_1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
y_2	—	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
y_3	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.02	—
y	0.27	0.37	0.45	0.45	0.53	0.70

COLUMNAS EJE 4 y 5 Número de entrepisos = 6

ENTREPISO	A°	5°	4°	3°	2°	M ^E
\bar{K}	0.532	0.532	0.532	0.532	0.532	0.713
α_1	1	1	1	1	1	1
α_2	—	1	1	1	1	0.75
α_3	1	1	1	1	1.34	—
y_0	0.27	0.37	0.45	0.45	0.55	0.69
y_1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
y_2	—	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01
y_3	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.03	—
y	0.27	0.37	0.45	0.45	0.52	0.68

COLUMNAS EJE 6 y 7 Números de entrepisos = 6

pág. 175

ENTREPISO	A°	5°	4°	3°	2°	M ^E
K	0.532	0.532	0.532	0.532	0.532	0.755
α ₁	1	1	1	1	1	1
α ₂	—	1	1	1	1	0.71
α ₃	1	1	1	1	1.42	—
y ₀	0.27	0.37	0.45	0.45	0.55	0.68
y ₁	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
y ₂	—	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.02
y ₃	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.05	—
y	0.27	0.37	0.45	0.45	0.50	0.66

COLUMNAS EJE 8 Números de entrepisos = 6

ENTREPISO	A°	5°	4°	3°	2°	M ^E
K	0.365	0.365	0.365	0.365	0.365	0.517
α ₁	1	1	1	1	1	—
α ₂	—	1	1	1	1	0.71
α ₃	1	1	1	1	1.42	—
y ₀	0.18	0.33	0.40	0.45	0.55	0.74
y ₁	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	—
y ₂	—	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.02
y ₃	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.05	—
y	0.18	0.33	0.40	0.45	0.50	0.72

CORTES Y MOMENTOS EN PORTICOS SECUNDARIO

$$M_{\text{abajo}} = Vh \cdot y$$

$$M_{\text{arriba}} = Vh (1 - y)$$

ENTREPISOS	A°	5°	4°	3°	2°
V	1.299	1.362	1.367	1.416	1.773
Y	0.23	0.35	0.45	0.55	0.63
l - Y	0.77	0.65	0.55	0.45	0.37
M _{abajo}	0.84	1.34	1.72	2.18	6.34
M _{arriba}	2.81	2.49	2.10	1.78	3.72

COLUMNAS EJE 2

ENTREPISOS	A°	5°	4°	3°	2°	E M
V	2.458	2.580	2.591	2.681	2.043	2.618
Y	0.270	0.37	0.45	0.45	0.30	0.84
l - Y	0.73	0.63	0.55	0.55	0.70	0.16
M _{abajo}	1.86	2.68	3.26	3.38	1.72	7.82
M _{arriba}	5.03	4.55	3.99	4.13	4.01	1.49

COLUMNAS EJE 3

ENTREPISOS	A°	5°	4°	3°	2°	E M
V	2.458	2.580	2.591	2.681	2.309	1.890
Y	0.27	0.37	0.45	0.45	0.53	0.70
l - Y	0.73	0.63	0.55	0.55	0.47	0.30
M _{abajo}	1.86	2.68	3.26	3.38	3.43	4.70
M _{arriba}	5.03	4.55	3.99	4.13	3.04	2.04

COLUMNAS EJE 4

ENTREPISOS	A°	5°	4°	3°	2°	E M
V	2.458	2.580	2.591	2.681	2.309	1.860
Y	0.27	0.37	0.45	0.45	0.52	0.68
l - Y	0.73	0.63	0.55	0.55	0.48	0.32
M _{abajo}	1.86	2.68	3.26	3.38	3.36	4.740
M _{arriba}	5.03	4.55	3.99	4.13	3.10	2.23

COLUMNAS EJE 5

pag. 177

ENTREPISOS	A°	5°	4°	3°	2°	M ^E
V	2.458	2.580	2.591	2.681	2.309	1.860
Y	0.27	0.37	0.45	0.45	0.52	0.68
1 - Y	0.73	0.63	0.55	0.55	0.48	0.32
M _{abajo}	1.86	2.68	3.26	3.38	3.36	4.74
M _{arriba}	5.03	4.55	3.99	4.13	3.10	2.23

COLUMNAS EJE 6

ENTREPISOS	A°	5°	4°	3°	2°	M ^E
V	2.458	2.580	2.591	2.681	2.309	1.830
Y	0.27	0.37	0.45	0.45	0.50	0.66
1 - Y	0.73	0.63	0.55	0.55	0.50	0.34
M _{abajo}	1.86	2.68	3.26	3.38	3.23	4.80
M _{arriba}	5.03	4.55	3.99	4.13	3.23	2.47

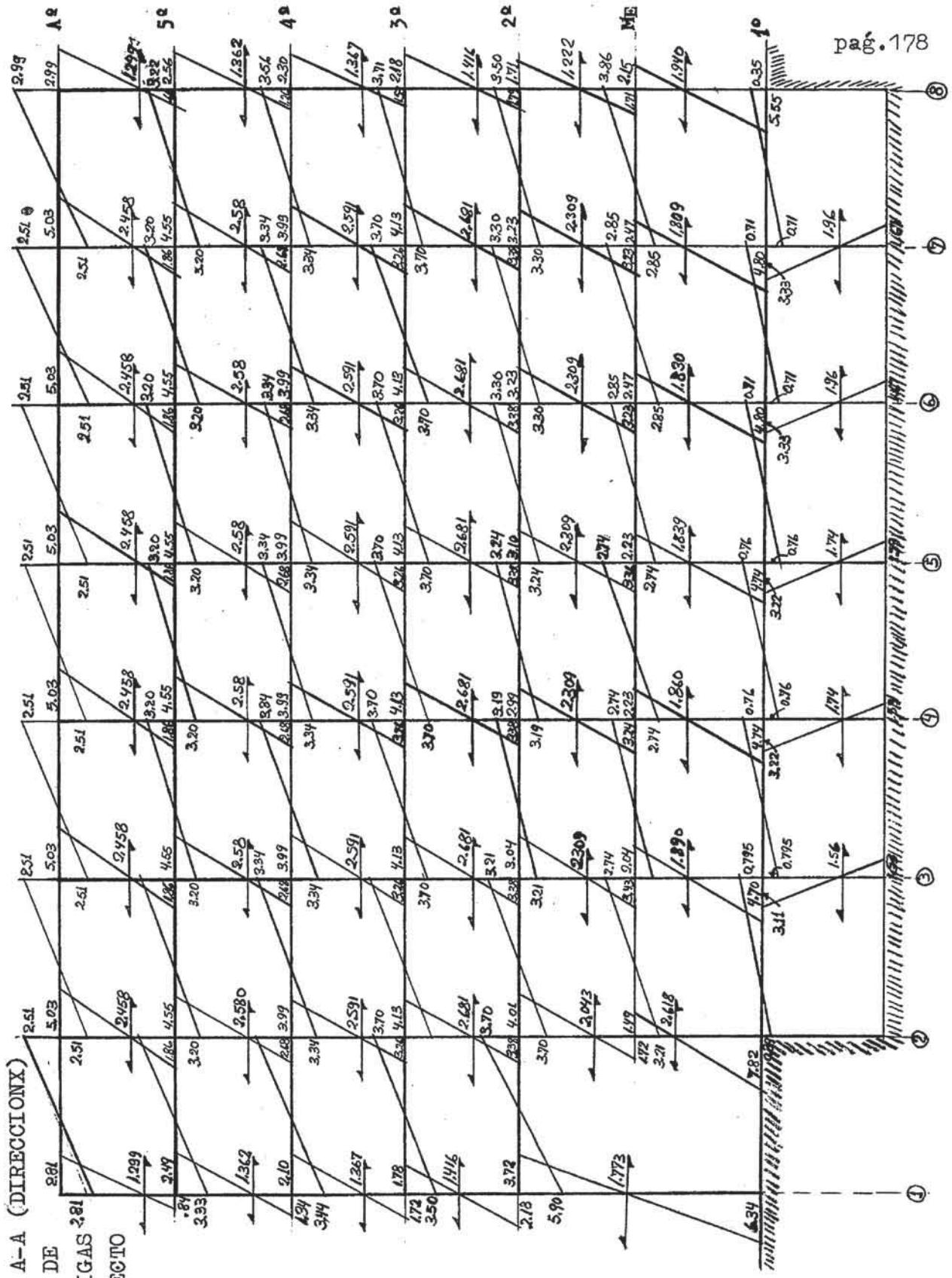
COLUMNAS EJE 7

ENTREPISOS	A°	5°	4°	3°	2°	M ^E
V	2.458	2.580	2.591	2.681	2.309	1.830
Y	0.27	0.37	0.45	0.45	0.50	0.66
1 - Y	0.73	0.63	0.55	0.55	0.50	0.34
M _{abajo}	1.86	2.68	3.26	3.38	3.23	4.80
M _{arriba}	5.03	4.55	3.99	4.13	3.23	2.47

COLUMNAS EJE 8

ENTREPISOS	A°	5°	4°	3°	2°	M ^E
V	1.299	1.362	1.367	1.416	1.222	1.940
Y	0.18	0.33	0.40	0.45	0.50	0.72
1 - Y	0.82	0.67	0.60	0.55	0.50	0.28
M _{abajo}	0.66	1.26	1.53	1.79	1.71	5.55
M _{arriba}	2.99	2.56	2.30	2.18	1.71	2.15

PORTICO SECUNDARIO A-A (DIRECCION X)
CORTANTES Y DIAGRAMAS DE
MOMENTOS FINALES EN VIGAS A-E
Y COLUMNAS DEBIDO A EFECTO
SISMICO



Los momentos decolumnas a nivel de primer piso se repartirán proporcionalmente a las rigideces de los miembros que concurren al nudo.

Columna eje 3 M= -4.70 ton-m.

K Coef.

0.304—0.169— M1=0.795 ton-m.

$$0.304 - 0.169 = M2 = 0.795$$

1.190—0.662— M3=3.110 ,

Columna eje 4=Columna eje 5 $M=-4.74 \text{ ton-m.}$

0.304—0.160— M₁=0.760 ton-m.

$$0.304 - 6.160 = M2 = 0.760$$

1.290—0.680— M3=3.120

Columnas ejes 6y7 M=-4.75ton-m.

0.304—0.150— M1=0.710ton-m.

$$0.304 \pm 0.150 \quad M_2 = 0.710 \pm 0.11$$

1 400—0 700— M₃=3 330±_{n-m}

RESUMEN DE CARGAS EN PORTICO SECUNDARIO A-A

MOMENTOS DEBIDO A SISMO

PORTICO SECUNDARIO A-A

NI VE LES	MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DE VIGAS PARA CARGA PERMANENTE D ¹ (ton-m)						EJE 4-EJE 5						EJE 6					
	EJE 1	EJE 2			EJE 3			EJE 4			EJE 5			EJE 6				
	DER.	IZQ.		DER.		IZQ.		DER.		IZQ.		DER.		IZQ.		DER.		
D'	1.25 D'	1.5 D'	D'	1.25 D'	1.5 D'	D'	1.25 D'	1.5 D'	D'	1.25 D'	1.5 D'	D'	1.25 D'	1.5 D'	D'	1.25 D'	1.5 D'	
A ²	-1.160	-1.450	-1.740	14.633	+2.040	+2.450	-1.519	-1.900	-2.280	41.478	+1.900	+2.220	-1.487	-1.860	-2.230	+1.990	+1.860	+2.240
5 ²	-1.589	-1.990	-2.300	+1.816	+2.270	+2.730	-1.740	-2.180	-2.610	+1.740	+2.180	+2.610	-1.740	-2.180	-2.610	+2.180	+2.610	+2.610
4 ²	-1.545	-1.930	-2.320	+1.831	+2.290	+2.750	-1.761	-2.200	-2.640	+1.740	+2.180	+2.610	-1.740	-2.180	-2.610	+1.740	+2.180	+2.610
3 ²	-1.577	-1.970	-2.360	+1.826	+2.280	+2.740	-1.734	-2.170	-2.600	+1.742	+2.180	+2.610	-1.742	-2.180	-2.610	+1.740	+2.180	+2.610
2 ²	-1.466	-1.810	-2.20	+1.828	+2.290	+2.750	-1.801	-2.250	-2.700	+1.714	+2.190	+2.570	-1.734	-2.170	-2.600	+1.740	+2.180	+2.610
M ^e																		
1 ²																		

(continuación)

NI VE LES	EJE 7						EJE 8						EJE 9					
	IZQ.	DER.		IZQ.		DER.			IZQ.			DER.			IZQ.			
	D'	1.25 D'	1.5 D'	D'	1.25 D'	1.5 D'												
A ²	11.519	+1.900	+2.280	-1.632	-2.090	-2.450	-1.164	+1.450	+1.740	-2.270	-2.130	+1.589	+1.990	+2.380	Todos			
5 ²	11.740	+2.180	+2.610	-1.831	-2.180	-2.750	-2.130	+1.550	+1.940	-2.270	-2.130	+1.555	+1.950	+2.340	iguales			
4 ²	11.749	+2.190	+2.620	-1.831	-2.181	-2.751	-2.131	+1.555	+1.950	-2.271	-2.131	+1.555	+1.950	+2.340	(4.45mts.)			
3 ²	11.747	+2.190	+2.630	-1.831	-2.181	-2.751	-2.131	+1.555	+1.950	-2.271	-2.131	+1.555	+1.950	+2.340				
2 ²	11.740	+2.180	+2.610	-1.740	-2.180	-2.610	-2.130	+1.550	+1.940	-2.270	-2.130	+1.550	+1.940	+2.340				
M ^e	11.754	+2.200	+2.630	-1.857	-2.320	-2.790	-2.148	+1.685	+2.220	-2.070	-2.007	+1.700	+1.790	+2.340				
1 ²	+2.070	+2.590	+3.100	-2.070	-2.590	+3.100	-2.070	-2.590	+3.100	+2.070	+2.590	+3.100	+2.070	+2.590	+3.100			

PORTICO SECUNDARIO A-A

NI VE LES	MOMENTOS EN VIGAS (ton-m)												EJE 8 IZQ.
	EJE 1 DER.	1-2 IZQ.	EJE 2 DER.	2-3 IZQ.	EJE 3 DER.	3-4 IZQ.	EJE4-EJE5 DER.	4-5 IZQ.	EJE 6 DER.	6-7 IZQ.	EJE 7 DER.	7-8 IZQ.	
1.25(D'+ S)													
A°	+2.070	2.800	+5.180	+1.240	2.800	+5.040	+1.280	2.800	+5.000	+1.240	2.800	+5.040	+1.100
5°	+2.170	3.260	+6.270	+1.820	3.260	+6.180	+1.820	3.260	+6.180	+1.820	3.260	+6.180	+6.010
4°	+2.400	3.260	+6.450	+1.960	3.260	+6.340	+1.980	3.260	+6.340	+1.980	3.260	+6.350	+6.390
3°	+2.440	3.260	+6.900	+2.450	3.260	+6.800	+2.440	3.260	+6.800	+2.440	3.260	+6.810	+6.600
2°	+5.540	2.260	+6.91	+2.370	3.260	+6.150	+1.820	3.260	+6.170	+1.810	3.260	+6.170	+6.340
H°				+2.130	3.260	+5.730	+1.230	3.260	+5.600	+1.240	3.260	+5.740	+6.670
J°		-2.100	3.890	+3.585	-1.595	3.890	+3.590	-1.640	3.890	+3.480	-1.700	3.890	+3.030
1.25(D'+ S)													
A°	-4.260	2.800	-1.100	-5.040	2.800	-1.240	-5.000	2.800	-1.280	-5.040	2.800	-1.240	-5.180
5°	-5.820	3.260	-1.730	-6.180	3.260	-1.820	-6.180	3.260	-1.820	-6.180	3.260	-1.820	-6.270
4°	-5.370	3.260	-1.870	-6.360	3.260	-1.980	-6.340	3.260	-1.980	-6.340	3.260	-1.970	-6.450
3°	-5.470	3.260	-2.340	-6.790	3.260	-2.240	-6.800	3.260	-2.440	-6.800	3.260	-2.430	-6.890
2°	-9.220	3.260	-2.330	-6.870	3.260	-1.870	-6.160	3.260	-1.810	-6.170	3.260	-1.950	-6.310
H°				-5.890	3.260	-1.110	-5.610	3.260	-1.240	-5.600	3.260	-1.240	-5.740
J°		-3.080	3.890	+1.600	-3.590	3.890	+1.640	-3.540	3.890	+1.700	-3.480	3.890	+1.700
1.5 D'													
A°	-1.740	3.360	+2.450	-2.280	3.360	+2.220	-2.230	3.360	+2.240	-2.240	3.360	+2.280	-2.490
5°	-2.380	3.920	+2.730	-2.610	3.920	+2.610	-2.610	3.920	+2.610	-2.610	3.920	+2.610	-2.730
4°	-2.320	3.920	+2.750	-2.640	3.920	+2.610	-2.610	3.920	+2.610	-2.610	3.920	+2.630	-2.750
3°	-2.360	3.920	+2.740	-2.600	3.920	+2.610	-2.610	3.920	+2.610	-2.610	3.920	+2.630	-2.730
2°	-2.200	3.920	+2.750	-2.700	3.920	+2.570	-2.600	3.920	+2.610	-2.610	3.920	+2.610	-2.610
H°				-2.250	3.920	+2.770	-2.640	3.920	+2.610	-2.610	3.920	+2.630	-2.790
J°		-3.100	4.660	+3.100	-3.400	4.660	+3.100	-3.100	4.660	+3.100	-3.100	4.610	+3.100

CORTANTES EN VIGAS - PORTICO SECUNDARIO A -A

LIST.		1.25(B' + S')						1.25(D' + S')								
JES	1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8
IV.	DER.	I.ZQ.	DER.	I.ZQ.	DER.	I.ZQ.	DER.	I.ZQ.	DER.	I.ZQ.	DER.	I.ZQ.	DER.	I.ZQ.	DER.	I.ZQ.
SOST.	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0	+2.5/0
I.PER.	-1.630	-1.410	+1.410	-1.410	+1.410	-1.410	+1.410	-1.410	+1.410	-1.410	+1.410	-1.410	+1.410	-1.410	+1.410	-1.410
A2	+0.880	+4.440	+1.100	+3.920	+1.100	+3.920	+1.100	+3.920	+1.100	+3.920	+1.100	+3.920	+1.100	+3.920	+1.100	+4.200
SOST.	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930
I.PER.	+1.900	+1.800	+1.800	+1.800	+1.800	+1.800	+1.800	+1.800	+1.800	+1.800	+1.800	+1.800	+1.800	+1.800	+1.800	+1.800
52	+4.030	+4.830	+1.150	+4.730	+1.130	+4.730	+1.130	+4.730	+1.130	+4.730	+1.130	+4.730	+1.130	+4.730	+1.130	+4.800
SOST.	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930
I.PER.	+1.990	+1.870	+1.870	+1.870	+1.870	+1.870	+1.870	+1.870	+1.870	+1.870	+1.870	+1.870	+1.870	+1.870	+1.870	+1.870
42	+0.940	+4.920	+1.060	+4.800	+1.060	+4.800	+1.060	+4.800	+1.060	+4.800	+1.080	+4.780	+1.050	+4.810	+1.050	+4.810
SOST.	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930
I.PER.	-2.090	+2.090	-2.070	-2.070	-2.070	-2.070	-2.070	-2.070	-2.070	-2.070	-2.070	-2.070	-2.070	-2.070	-2.070	-2.070
32	+0.840	+5.020	+1.080	+5.000	+1.036	+5.000	+1.086	+5.000	+1.086	+5.000	+1.086	+5.000	+1.086	+5.000	+1.086	+5.000
SOST.	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930
I.PER.	-2.900	+2.900	-1.910	-1.910	-1.800	-1.800	-1.830	-1.830	-1.830	-1.830	-1.830	-1.830	-1.830	-1.830	-1.830	-1.860
22	+0.030	+5.830	+1.020	+4.840	+1.130	+4.730	+1.130	+4.730	+1.130	+4.760	+1.070	+4.790	+1.060	+4.800	+1.060	+4.790
SOST.	—	—	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930	+2.930
I.PER.	-1.770	+1.770	-1.590	+1.540	-1.540	+1.590	-1.570	+1.570	-1.610	+1.610	-1.780	+1.780	-1.570	+1.570	-1.530	+1.530
ME.	+1.16C	+4.700	+1.390	+4.470	+1.390	+4.470	+1.36C	+4.200	+1.320	+4.590	+1.50	+4.710	+1.570	+4.570	+1.570	+4.530
SOST.	—	—	+3.460	+3.480	+3.980	+3.980	+3.480	+3.480	+3.480	+3.480	+3.480	+3.480	+3.480	+3.480	+3.480	+3.480
I.PER.	-0.934	+0.334	-6.438	+0.438	-0.427	+0.914	+0.914	-0.414	-0.414	-0.414	-0.333	-0.333	-0.300	+0.332	+0.332	-0.426
12	+3.146	+3.814	+3.042	+2.918	+3.053	+3.907	+3.066	+3.147	+3.2813	+3.180	+3.780	+3.054	+3.893	+3.017	+3.2880	+3.2880

CORTANTES EN VIGAS(ton.) PORTICO SECUNDARIO A - A

SISTEMA	1.5 D'							
EJES	1	2	3	4	5	6	7	8
NIVELES	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.
ISOST.	+3,010	+3,010	+3,010	+3,010	+3,010	+3,010	+3,010	+3,010
HIPERS.	-0,160	+0,160	+0,013	-0,013	HIN	HIN	HIN	HIN
A ²	+2,850	+2,170	+3,023	+2,997	+3,010	+3,010	+3,010	+2,997
ISOST.	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510
HIPER.	-4,080	+4,080	HIN	HIN	HIN	HIN	HIN	HIN
5 ²	+3,430	+3,590	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,430
ISOST.	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510
HIPER.	-0,097	+0,097	-MIN	HIN	HIN	HIN	HIN	HIN
4 ²	+3,413	+3,607	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,413
ISOST.	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510
HIPER.	-0,085	+0,085	HIN	HIN	HIN	HIN	HIN	HIN
3 ²	+3,425	+3,595	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,422
ISOST.	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510
HIPER.	-0,124	+0,124	HIN	HIN	HIN	HIN	HIN	HIN
2 ²	+3,386	+3,634	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,454
ISOST.	—	—	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510
HIPER.	-0,117	+0,117	HIN	HIN	HIN	HIN	HIN	HIN
M. ^E	3,393	3,627	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,510	+3,322
ISOST.	—	—	+4,180	+4,180	+4,180	+4,180	+4,180	+4,180
HIPER.			HIN	HIN	HIN	HIN	HIN	HIN
1 ²			4,180	4,180	+4,180	+4,180	+4,180	+4,180

Corte admisible por el concreto $V_c = 0.530\sqrt{f'_c} = 6.5 \text{ kg/cm}^2$ — $V_c = 6.5 \times 60 \times 24 = 9.35 \text{ ton}$. Comparando con el mayor corte actuante resulta ser menor, luego requerirá solo usar estribos de montaje de $\emptyset 1/4''$.

Sección de VIGA : b x h = 60 x 30.

Peralte efectivo "d" se sigue el mismo procedimiento que para vigas principales.

b = 60 cm. → A_s máx. colocado en una capa = 10 Ø 1" = 50.67 cm²

el momento resisten debido a esta área de acero

Sección (b x h) = 60 x 30

$$M = \phi f_y (d - a/2) A_s$$

$$\text{en que } d = 30 - (4 + \phi 3/8 + 1) = 24 \text{ cm.}$$

$$M = 28.10 \text{ ton-m.}$$

Mayores momentos a éste (28.10 ton-m.), se colocará los refuerzos a dos capas y que d disminuirá en 2.2 cm.

MOMENTO RESISTENTE ULTIMO

$$d = 24 \text{ cm.} \rightarrow M_u \text{ máx.} = 0.262 f_c' b d^2.$$

$$M_u \text{ máx.} = 19.00 \text{ ton-m (una capa)}$$

VIGAS SECUNDARIAS EN AZOTEA (6°)

VIGA VS6° 1 - 2 (sección 60 x 30)

MOMENTOS POSITIVOS

a) Apoyo izquierdo :

$$M = + 2.75 \text{ ton-m} < 28.10 \text{ ton-m.} \quad \text{acero en una capa}$$

Tipo de falla.

$$2.75 \text{ ton-m.} < 19.00 \text{ ton-m.} \rightarrow \text{falla por tracción.}$$

Área de acero estructural.

$$A_{SE} = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{2.75 \times 10^5}{\phi f_y (d - a/2)} = 4.73 \text{ cm}^2$$

Área de acero de diseño y verificación de flecha.

$$A_{Smin.} = P_{min.} b \cdot x \cdot d = \frac{14 \times 60 \times 24}{2,800} = 7.20 \text{ cm}^2 \quad 6 \frac{4}{3} \times 4.73 = 6.30 \text{ cm}^2 (5 \text{ Ø } 1/2) \text{ MANDA}$$

$$A_{Sf} = P_f b d = \frac{0.18 \times 210 \times 60 \times 24}{2,800} = 19.4 \text{ cm}^2 > 4.73 \text{ cm}^2, \text{ no se verificará flechas.}$$

$$A_{Smáx.} = P_{máx.} b d = 0.75 p_b b d = 0.0276 \times 60 \times 24 = 39.80 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l}
 \geq A_{S\min.} = 6.30 \text{ cm}^2 \\
 A_S \text{ DISEÑO} \quad | \quad A_{SE} = 4.73 \text{ cm}^2 \quad | \quad A_S^D = 6.30 \text{ cm}^2 \quad 5 \varnothing 1/2. \\
 \leq A_{S\max.} = 39.80 \text{ cm}^2
 \end{array}
 \quad \text{pag. 185}$$

b) Apoyo derecho.:

$$M = + 1.26 \text{ ton-m.} < 28.10 \text{ ton-m. acero en una capa.}$$

Tipo de falla.

$$1.26 < 19 \text{ ton-m.} \longrightarrow \text{falla por tracción.}$$

Área de acero estructural .

$$A_{SE} = \frac{M_u}{\varnothing f_y (d - a/2)} = \frac{1.26 \times 10^5}{\varnothing f_y (d - a/2)} = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$< \frac{4}{3} \times 2.12 = 2.85 \text{ cm}^2 < 7.20 \text{ cm}^2 \left(\frac{14}{f_y} b d \right)$$

Colocamos $A_S^D = 3.80 \text{ cm}^2 \quad 3 \varnothing 1/2 "$ (por tamaño de sección).

MOMENTOS NEGATIVOS .

a) Apoyo izquierdo.

$$M = 4.20 \text{ ton-m.} < 28.10 \text{ ton-m. acero en una capa.}$$

Tipo de falla .

$$4.20 < 19 \text{ ton-m.} \longrightarrow \text{falla por tracción.}$$

Área de acero estructural .

$$A_{SE} = \frac{M_u}{\varnothing f_y (d - a/2)} = \frac{4.20 \times 10^5}{\varnothing f_y (d - a/2)} = 7.40 \text{ cm.} > A_{S\min.}$$

$$A_S = 7.40 \text{ cm}^2 \quad 6 \varnothing 1/2 "$$

VIGA VS6° 2 - 3.

MOMENTOS POSITIVOS .

a) Apoyo izquierdo.

$$\text{y apoyo derecho } M = + 1.20 \text{ ton-m.} \quad A_{SE} = 202 \text{ cm}^2 < A_{S\min.}$$

Colocamos $A_S^D = 3.80 \text{ cm}^2 \quad 3 \varnothing 1/2 "$ por criterio anterior.

a) Apoyo izquierdo

$$y \text{ apoyo derecho } M = -4.26 \text{ ton-m. } A_{SE} = 7.50 \text{ cm}^2 > A_{Smin.}$$

$A_{SE} = 7.50 \text{ cm}^2 \quad 6 \varnothing 1/2 "$ Este diseño será igual para las VIGAS VS6° 3 - 4. VS6° 4 - 5. VS6° 5 - 6. VS6° 6 - 7.

VIGA VS6° 7 - 8 .

MOMENTOS POSITIVOS.

a) Apoyo izquierdo.

$$M = 1.10 \text{ ton-m. } A_{SE} = 1.85 \text{ cm}^2 < A_{Smin.}$$

$$\text{se usará } A_{SD} = 3.80 \text{ cm}^2 \quad 3 \varnothing 1/2 "$$

b) Apoyo derecho.

$$M = 2.50 \text{ ton-m. } A_{SE} = 4.30 < \frac{4}{3} \times 4.30 = 5.8 \text{ cm}^2 < 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{se usará } A_{SD} = 5.8 \text{ cm}^2 \quad 5 \varnothing 1/2$$

MOMENTOS NEGATIVOS

a) Apoyo izquierdo

$$M = 4.26 \text{ ton-m. } A_S = 7.50 \text{ cm}^2 > A_{Smin.}$$

$$A_S = 7.50 \text{ cm}^2 \quad 6 \varnothing 1/2 "$$

b) Apoyo derecho.

$$M = 4.75 \text{ ton-m. } A_S = 8.45 \text{ cm}^2 > A_{Smin.}$$

$$A_S = 8.40 \text{ cm}^2 \quad 7 \varnothing 1/2 "$$

En el cuadro que se muestra a continuación, se representa el acero requerido para el diseño de vigas del portico secundario A - A, hallados por procedimiento igual al que se ha seguido anteriormente.

REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO A-A

VIGAS 60x30	APOYOS O TRAMO	CA PAS	d (cm)	MOMENTOS t-m		Asmin (cm ²)	Asf1. (cm ²)	Asmáx (cm ²)	Asestr (cm ²)	Asdis (cm ²)	Ø	
				ACT.	RESIST. FALLA							
VS6°1-2	1	1	24.00	+ 2.750	19.00	TRACCION	6.30	19.40	39.80	4.730	6.30	5 Ø 1/2
		1	24.00	- 4.200	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	7.400	7.40	6 Ø 1/2
	1-2	1	24.00		19.00							
		1	24.00	- ..	19.00							
	2	1	24.00	+ 1.260	19.00	TRACCION	2.85	19.40	39.80	2.19	3.80	3 Ø 1/2
		1	24.00	- 4.400	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	7.40	7.40	6 Ø 1/2
VS6°2-3	I2Q.	1	24.00	+ 1.200			2.70			2.02	3.80	3 Ø 1/2
VS6°3-4				- 1.260	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	7.50	7.50	6 Ø 1/2
VS6°4-5	TRAHOS	1	24.00		19.00	TRACCION						
VS6°5-6												
VS6°6-7	DER.	1	24.00	+ 1.200			2.70			2.02	3.80	3 Ø 1/2
				- 4.260	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	7.50	7.50	6 Ø 1/2
VS°7-8	I2Q.	1	24.00	+ 1.100			2.50			1.85	3.80	3 Ø 1/2
				- 4.260	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	7.50	7.50	6 Ø 1/2
	DER.	1	24.00	+ 2.500			5.80			4.30	5.80	5 Ø 1/2
				- 4.750	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	8.40	8.40	7 Ø 1/2
5to y 4to	I2Q	1	24.00	+ 2.250			5.25			3.96	5.25	4 Ø 1/2
PISO				- 5.000	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	8.83	8.83	7 Ø 1/2
VS 1-2	DER.	1	24.00	+ 2.000			4.70			3.52	5.25	4 Ø 1/2
				- 5.380	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	9.60	9.60	6 Ø 1/2 + 1 Ø 5/8
5to y 4to	I2Q	1	24.00	+ 2.20			5.16			3.88	5.16	4 Ø 1/2
PISO				- 5.38	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	9.60	9.60	6 Ø 1/2 + 1 Ø 5/8
DEL VS 2-3	DER.	1	24.00	+ 2.20			5.16			3.88	5.16	4 Ø 1/2
AL VS 6-7				- 5.30	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	9.50	9.50	6 Ø 1/2 + 1 Ø 5/8
5to y 4to	I2Q.	1	24.00	+ 2.00			4.70			3.52	5.16	4 Ø 1/2
PISO				- 5.60	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	9.98	9.98	5 Ø 1/2 + 2 Ø 5/8
VS 7-8	DER.	1	24.00	+ 2.00			4.70			3.52	5.16	4 Ø 1/2
				- 5.60	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	9.98	9.98	5 Ø 1/2 + 2 Ø 5/8
VS3°1-2	I2Q.	1	24.00	+ 2.50			5.85			4.40	5.85	5 Ø 1/2
				- 5.75	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	10.22	10.22	5 Ø 1/2 + 2 Ø 5/8
VS3°2-3	DER.	1	24.00	+ 2.63			6.20			4.62	6.20	5 Ø 1/2
				- 5.88	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	10.52	10.52	5 Ø 1/2 + 2 Ø 5/8
VS3°3-4	I2Q.	1	24.00	+ 2.63			6.20			4.62	6.20	5 Ø 1/2
				- 5.88	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	10.52	10.52	5 Ø 1/2 + 2 Ø 5/8
VS3°4-5	DER.	1	24.00	+ 2.50			5.85			4.40	5.85	5 Ø 1/2
				- 5.75	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	10.22	10.22	5 Ø 1/2 + 2 Ø 5/8
VS3°4-5	I2Q.	1	24.00	+ 2.50			5.85			4.30	5.85	5 Ø 1/2
				- 5.88	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	10.52	10.52	5 Ø 1/2 + 2 Ø 5/8
VS3°6-7	DER.	1	24.00	+ 2.50			5.85			4.30	5.85	5 Ø 1/2
				- 5.75	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	10.22	10.22	5 Ø 1/2 + 2 Ø 5/8
DEL VS3°4-5	I2Q.	1	24.00	+ 2.50			5.85			4.30	5.85	5 Ø 1/2
				- 5.75	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	10.22	10.22	5 Ø 1/2 + 2 Ø 5/8
AL VS3°6-7	DER.	1	24.00	+ 2.50			5.85			4.30	5.85	5 Ø 1/2
				- 5.75	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	10.22	10.22	5 Ø 1/2 + 2 Ø 5/8

REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS DE PORTICO SECUNDARIO A - A (contin.)

VIGAS 60x30	APOYOS O TRAMO	CA. PAS	d (cm)	MOMENTOS t-m ACT. RESIST.	TIPO DE FALLA	Asmin (cm ²)	Asfl. (cm ²)	Asmáx (cm ²)	Asest (cm ²)	Asdis (cm ²)	Ø
VS307-8	IZQ	1	24.00	+2.50 -5.75	19.00	TRACCION	5.80		4.40	5.80	5φ 1/2
				-6.25	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	10.22	10.23
VS201-2	DER	1	24.00	+2.75 -6.25	19.00	TRACCION	6.30		4.73	6.30	5φ 1/2
				-6.00	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	11.20	11.20
VS202-3	IZQ	1	24.00	+2.750 -6.000	19.00	TRACCION	6.30		39.80	4.73	6.30
				-5.250	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	10.73	10.73
DEL VS203-4	IZQ	1	24.00	+2.20 -5.25	19.00	TRACCION	5.06		3.87	5.06	4φ 1/2
				-5.25	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	9.41	9.41
AL VS206-7	DER.	1	24.00	+2.20 -5.25	19.00	TRACCION	5.06		3.87	5.06	5φ 1/2
				-5.50	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	9.80	9.80
VS207-8	IZQ	1	24.00	+2.20 -6.00	19.00	TRACCION	5.06		4.40	5.80	5φ 1/2
				-6.00	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	10.73	10.73
VSHE2-3	IZQ	1	24.00	+2.50 -5.00	19.00	TRACCION	5.80		4.30	3.80	3φ 1/2
				-5.00	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	8.98	8.98
VSHE3-4	IZQ	1	24.00	+1.50 -5.00	19.00	TRACCION	3.80		2.92	3.80	3φ 1/2
				-4.75	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	8.98	8.98
DEL VSHE4-5	IZQ	1	24.00	+1.50 -4.75	19.00	TRACCION	3.80		2.64	3.80	3φ 1/2
				-4.75	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	8.40	8.40
AL VSHE6-7	DER	1	24.00	+1.50 -4.75	19.00	TRACCION	3.80		2.64	3.80	4φ 1/2 + 2φ 5/8
				-4.75	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	8.40	8.40
VSHE7-8	IZQ	1	24.00	+1.50 -5.30	19.00	TRACCION	3.80		2.640	3.80	3φ 1/2
				-5.30	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	9.50	9.50
VS101-2	DER	1	24.00	+3.00 -6.25	19.00	TRACCION	3.80		5.16	6.90	3φ 1/2
				-6.25	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	11.20	11.20
2-3	2	1	24.00	-2.25	19.00	TRACCION	5.06	19.40	39.80	3.96	5.06
				-2.25	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	2.64	3.80
3	3	1	24.00	-2.75	19.00	TRACCION	6.30	19.40	39.80	4.73	6.30
				-2.75	19.00	TRACCION	7.20	19.40	39.80	4.73	5φ 1/2
DEHAS	IZQ	1	24.00	-2.75	19.00	TRACCION	6.30	19.40	39.80	4.73	6.30
VIGAS DEL	TRAMO	1	24.00	+1.50	19.00	TRACCION	3.80	19.40	39.80	2.64	3.80
IV PISO	DER	1	24.00	-2.75	19.00	TRACCION	6.30	19.40	39.80	4.73	6.30

COLUMNAS

METRADO DE CARGAS

Col.C2A— C2B

$$\begin{aligned} \text{AREA DE INFLUENCIA} \\ A_2 - 2_2 4.45 \times 3.20 = 14.24 \text{m}^2 \\ M_e 4.45 \times 3.20 / 2 = 7.120 \text{m}^2 \\ 1_2 = 11.57 \text{m}^2 \end{aligned}$$

CARGAS PERMANENTES				SOBRECARGAS				CARG. TOTAL	
PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADO		PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADO		REDUCIDA ACUMULADA		(2+7) SERV.	(3+8) ULT.
	SERV.	ULTIM.		SERV.	ULT.	SERV.	ULT.		
A ⁰ A20TEA (100+360) 28,140 = 10,744									
V.P 0.40x0.55x5.20x2,400 = 2,741									
V.A 0.30x0.60x4.45x2,400 = 1,920									
V.B 0.20x0.55x4.45x2,400 = 1,225									
C.PARAH. 0.10x0.90x4.45x2,400 = 962									
C.FACH. 1.40x4.45x100 = 623									
COLUMNNA = 806									
	19,021	28,532				2,136	3,845	3,845	21,157 32,377
⁵⁰ RESTO ANTERIOR = 17,592									
C.FACH 2.80 x 445 x 100 = 1,246						1.8x	0.9x	0.9x	
C.TAB. (5.20+4.45) 2.80 x 200 = 5,394						6,408	6,408	11,534	
COLUMNNA = 1,612						44,865			
	25,844	44,865	67,298			6,408	11,534	10,381	50,632 77,679
⁴⁰						1.5x			
IGUAL QUE ANTERIOR = 25,844						70,709	300x14.24=4,272	10,680	10,680 19,224
	70,709	106,064							
						10,680	19,224	8,544	15,379 79,253 121,443
³⁰						1.5x			
IGUAL QUE ANTERIOR = 25,844						96,553	300x14.24=4,272	14,952	14,952 26,914
						134,830			
							14,952	26,914	10,466 18,840 107,019 153,670
²⁰						1.5x			
IGUAL QUE ANTERIOR = 25,844						122,397	300x14.24=4,272	19,224	19,224 34,603
						103,596			
							19,224	34,603	11,534 20,762 133,931 204,358
HE									
PISO HE (100+360) 7.12 = 3,275									
Losa (100+360) 8.57 = 3,942									
V.P 0.40x0.55x7.05x2,400 = 3,720									
V.A 0.30x0.60x2.225x2,400 = 960									
PARAP. 0.10x0.60x7.05x2,400 = 1,015									
C.FACH 5.425x2.80x100 = 1,520									
COLUMNNA = 1,803									
	16,835								
A CIIMENTACION	139,232	208,848				21,363	38,273	10,682	19,137 149,914 227,985

METRADO DE CARGAS PARA COLUMNAS

pag. 190

C3-A, C4-A, C5-A, C6-A, C7-A

Área de influencia

$$1 \Omega 4.45 \times 5.20 = 23.14 M^2$$

resto de pisos $4.45 \times 3.20 = 14.24 \text{ M}^2$

area de influencia

$$2.90 \times 2.225 = 6.45 \text{ M}^2$$

CARGAS PERMANENTES			SOBRECARGAS						CARGA TOTAL		
PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADO SERV.	ULT.	PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADO SERV.	ULT.	REDUCIDA ACUMULADA		SERV.	ULT.	(2+7) SERV.	(3+8) ULT.
						5	6	7	8		
A ⁰ TANQUE CON AGUA AREA DE INF.											
2,30 x 1,35	8,525										
C.TAB 5,35x220 (3,475x2+2,30)= 9,900			1,5 x	400x6,45= 2,580		1,8 x					
V.P 0,40x0,55x6,95 x 2,400 = 3,620			25,245			2,580					
V.A 0,40x0,55 x 2,30 x 2400 = 1,210											
COLUMN A	= 1,990										
	25,245	25,245	37,830			2,580	4,644	2,580	4,644	27,825	42,474
5 ⁰											
C.TAB	5,180										
ESCALEPAS	4,830		1,5 x	400x6,45= 2,580		1,8 x	0,9 x	0,9 x			
V.P	1,810		39,887			5,160	5,160	9,288			
V.A	1,210										
COLUMN A	1,612										
	14,642	39,887	59,850			5,160	9,288	4,650	8,350	44,537	68,200
4 ⁰											
IGUAL QUE ANTERIOR	14,642		1,5 x			1,8 x	0,8 x	0,8 x			
		54,529	54,529	400x6,45= 2,580		7,740	7,740	7,740	13,932		
		54,529	81,730			7,740	13,932	6,190	11,160	60,719	92,890
3 ⁰											
IGUAL QUE ANTERIOR	14,642	69,171	69,171	400x6,45= 2,580		10,320	10,320	10,320	18,576		
			103,756			10,320	18,576	7,230	13,003	76,401	116,759
2 ⁰											
IGUAL QUE ANTERIOR	14,642		1,5 x			1,8 x	0,6 x	0,6 x			
		83,813	83,813	400x6,45= 2,580		12,900	12,900	12,900	23,420		
		83,813	125,719			12,900	23,420	7,730	14,052	94,543	139,771
H.E											
IGUAL QUE ANTERIOR	14,642		1,5 x			1,8 x	0,5 x	0,5 x			
		98,455	98,455	400x6,45= 2,580		15,480	15,480	15,480	27,904		
A CIHENTACION	98,455	147,683				15,480	27,904	7,740	13,952	106,195	161,635

V.P viga principal.

PARAP. parapeto

V.A viga de arriostre.

C.F carga de fachada

V.B viga de borde

C.TAB.carga de tabiqueria

METRADO DE CARGAS PARA COLUMNAS C 3-C

pag.192

area de influencia

1º $3.355 \times 3.85 = 12.90 \text{ M}^2$

resto de pisos $1.10 \times 2.85 = 3.135 \text{ M}^2$

CARGAS PERMANENTES			SOBRECARGAS						CARGA	TOTAL
PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADO		PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULAD		REDUCIDA		(2+7) SERV.	(3+8) ULT.	
	2 SERV.	3 ULT.		5 SERV.	6 ULT.	7 SERV.	8 ULT.			
Aº										
CUARTO MAB.	6,680									
C.TAB	10,600		1.5	1.5x3.135 = 470		1.8x				
V 3-4a	3,620		24,585			470				
V-3	1,695									
COLUMNA	<u>1,990</u>									
	24,585	24,585	86,878			470	846	470	846	25,055 37,724
5º										
PISO (100+360)3.135 = 1,440										
C.TAB	5,500		1.5x	300x3.135 = 940		1.8x	0.9x	0.9x		
V 3-4a	1,810		36,642			1,410	1,410	2,538		
V-3	1,695									
COLUMNA	<u>1,612</u>									
	12,057	36,642	54,963			1,410	2,538	1,269	2,284	37,911 57,247
4º										
Igual que anterior	12,057		1.5x			1.8x	0.8x	0.8x		
	48,699	48,699	300x3.135 = 940			2,350	2,350	4,230		
	48,699	73,049				2,350	4,230	1,880	3,384	50,579 76,433
3º										
Igual que anterior	12,057		1.5x			1.8x	0.7x	0.7x		
	60,756	60,756	300x3.135 = 940			3,290	3,290	5,922		
	60,756	91,144				3,290	5,922	2,303	4,145	63,059 95,289
2º										
Igual que anterior	12,057		1.5x			1.8x	0.6x	0.6x		
	72,813	72,813	300x3.135 = 940			4,230	4,230	7,614		
	72,813	110,220				4,230	7,614	2,538	4,568	75,351 114,788
Hº										
1ºBA 460x2.30x3.70 = 3,910			1.5x	300x3.135 = 940		1.8x	0.5x	0.5x		
Igual que anterior =	<u>12,057</u>		88,780			5,170	5,170	9,306		
	15,967	88,780	133,170			5,170	9,306	2,585	4,653	91,365 137,823
1º										
PISO (100+360) / 2.90 = 5,930			1.5x			1.8x	0.5x	0.5x		
V.P 0.40x0.55x3.85x2.400 = 2,030			500x2.90 = 6,450			11,620	11,620	20,916		
COLUMNA =	<u>1,612</u>		98,352							
	9,572									
A CI HENTACION	98,352	147,528				11,620	20,916	5,810	10,458	104,162 157,986

CALCULADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL (ton-m)

NTRE ISOS	EJE A								EJE B							
	ARRIBA				ABAJO				ARRIBA				ABAJO			
	D	0.9D	1.25D	1.5D												
SISTEMA DE CARGAS : D																
A°	+0.930	+0.836	+1.162	+1.395	+0.807	+0.726	+1.010	+1.210	-3.832	-3.450	-4.790	-5.750	-3.490	-3.150	-4.370	-5.230
5°	+0.711	+0.640	+0.889	+1.065	+0.737	+0.664	+0.920	+1.105	-3.190	-2.870	-3.990	-4.790	-3.272	-2.950	-4.090	-4.900
4°	+0.810	+0.728	+1.010	+1.215	+0.849	+0.765	+1.062	+1.275	-3.360	-3.025	-4.200	-5.040	-3.390	-3.050	-4.230	-5.090
3°	+0.647	+0.583	+0.810	+0.970	+0.392	+0.353	+0.490	+0.588	-3.280	-2.950	-4.100	-4.920	-3.220	-2.900	-4.025	-4.825
2°	+1.240	+1.116	+1.550	+1.860	+2.341	+2.110	+2.930	+3.510	-3.160	-2.850	-3.950	-4.740	-3.241	-3.010	-4.175	-5.010
HE	+2.460	+2.210	+3.080	+3.690	+2.440	+2.200	+3.050	+3.660	-2.682	-2.410	-3.350	-4.020	-2.820	-2.540	-3.530	-4.225
1°	+2.27	+2.040	+2.840	+3.410	+1.135	+1.040	+1.420	+1.700	-2.750	-2.480	-3.440	-4.120	-1.376	-1.240	-1.720	-2.060
SISTEMAS DE CARGAS S*																
	S	1.1S	1.25S		S	1.1S	1.25S		S	1.1S	1.25S		S	1.1S	1.25S	
A°	-1.070	-1.180	-1.340		-0.190	-0.209	-0.237		-6.169	-6.800	-7.710		-4.256	-4.680	-5.320	
5°	-0.910	-1.000	-1.135		-0.392	-0.431	-0.490		-4.471	-4.910	-5.600		-4.361	-4.800	-5.450	
4°	-0.770	-0.847	-0.962		-0.510	-0.561	-0.637		-4.225	-4.650	-5.290		-4.168	-4.590	-5.210	
3°	-0.650	-0.715	-0.812		-0.530	-0.583	-0.663		-3.686	-4.050	-4.610		-3.862	-4.250	-4.830	
2°	-0.340	-0.374	-0.425		-0.410	-0.451	-0.513		-1.921	-2.110	-2.400		-2.153	-2.370	-2.690	
HE	-0.410	-0.451	-0.512		-0.760	-0.836	-0.950		-1.550	-1.705	-1.940		-1.593	-1.750	-1.990	
1°	+0.423	+0.466	+0.530		+0.210	+0.231	+0.263		+0.690	+0.760	+0.862		+0.345	+0.380	+0.432	
SISTEMA DE CARGAS S																
	S	1.1S	1.25S		S	1.1S	1.25S		S	1.1S	1.25S		S	1.1S	1.25S	
A°	+1.070	+1.180	+1.340		+0.190	+0.209	+0.237		+6.169	+6.800	+7.710		+4.256	+4.680	+5.320	
5°	+0.910	+1.000	+1.135		+0.392	+0.431	+0.490		+4.471	+4.910	+5.600		+4.361	+4.800	+5.450	
4°	+0.770	+0.847	+0.962		+0.510	+0.561	+0.637		+4.225	+4.650	+5.290		+4.168	+4.590	+5.210	
3°	+0.650	+0.715	+0.812		+0.530	+0.583	+0.663		+3.686	+4.050	+4.610		+3.862	+4.250	+4.830	
2°	+0.340	+0.374	+0.425		+0.410	+0.451	+0.513		+1.921	+2.110	+2.400		+2.153	+2.370	+2.690	
HE	+0.410	+0.451	+0.512		+0.760	+0.836	+0.950		+1.550	+1.705	+1.940		+1.593	+1.750	+1.980	
1°	-0.423	-0.466	-0.530		-0.210	-0.231	-0.263		-0.690	-0.760	-0.862		-0.345	-0.380	-0.432	

MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DE COLUMNAS (Y-Y) EN TON-M.

CALCULADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL — PORTICO PRINCIPAL 4-4

ENTRE PISOS	EJE A						EJE B					
	ARRIBA			ABAJO			ARRIBA			ABAJO		
	L	1.25L	1.8L									
SISTEMA DE CARGA L 1												
A°	+1.970	+2.460	+3.550	+1.750	+2.190	+3.150	-1.313	-1.640	-2.360	-1.290	-1.690	-2.320
5°	+1.585	+1.980	+2.860	+1.638	+2.050	+2.950	-1.265	-1.580	-2.280	-1.270	-1.590	-2.290
4°	+1.680	+2.100	+3.025	+1.680	+2.100	+3.020	-1.280	-1.600	-2.310	-1.281	-1.600	-2.310
3°	+1.640	+2.050	+2.950	+1.610	+2.010	+2.900	-1.276	-1.595	-2.300	-1.272	-1.585	-2.290
2°	+1.726	+2.160	+3.110	+1.875	+2.340	+3.380	-1.276	-1.595	-2.300	-1.281	-1.600	-2.310
HE	+1.785	+2.230	+3.220	+2.120	+2.650	+3.820	-1.315	-1.645	-2.370	-1.710	-2.140	-3.080
1°	+2.280	+2.850	+4.100	+1.140	+1.425	+2.050	-1.960	-2.450	-3.530	-0.932	-1.930	-1.770
SISTEMA DE CARGA L 2												
A°	+1.612	+2.010	+2.900	-0.974	-1.220	-1.750	-0.976	-1.220	-1.755	-0.021	-0.026	-0.038
5°	-1.060	-1.325	-1.910	+1.440	+1.800	+2.590	-0.059	-0.074	-0.106	-1.040	-1.300	-1.870
4°	+1.490	+1.860	+2.680	-0.984	-1.230	-1.770	-1.030	-1.290	-1.855	-0.051	-0.064	-1.918
3°	-1.060	-1.325	-1.910	+1.315	+1.645	+2.370	-0.053	-0.066	-0.096	-1.050	-1.312	-1.810
2°	+1.675	+2.090	+3.020	-0.554	-0.693	-0.997	-1.020	-1.275	-2.300	-0.003	-0.004	-0.005
HE	-0.346	-0.432	-0.623	+1.350	+1.690	+2.430	-0.270	-0.338	-0.608	-1.292	-1.613	-2.325
1°	+2.720	+3.400	+4.900	+1.360	+1.700	+2.450	-2.720	-2.720	-4.900	-1.075	-1.345	-1.935
SISTEMA DE CARGA L 3												
A°	-0.758	-0.950	-1.365	+1.530	+1.920	+2.750	-0.170	-0.213	-0.306	-1.110	-1.390	-2.000
5°	+1.430	+1.790	+2.570	-1.040	-1.300	-1.870	-1.020	-1.275	-1.835	-0.041	-1.370	-1.970
4°	-0.995	-1.243	-1.790	+1.480	+1.850	+2.660	-0.050	-0.063	-0.090	-1.050	-1.375	-1.980
3°	+1.460	+1.825	+2.630	-1.030	-1.290	-1.855	-1.045	-1.310	-1.880	-0.036	-1.365	-1.960
2°	-1.020	-1.225	-1.835	+1.410	+1.710	+2.540	-0.074	-0.093	-1.330	-1.120	-1.390	-2.000
HE	+1.410	+1.760	+2.540	-0.029	-0.036	-0.052	-0.880	-1.100	-1.585	-0.189	-1.860	-2.680
1°	-1.380	-1.725	-2.485	-0.695	-0.870	-1.250	+0.466	+0.582	+0.700	+0.234	-1.070	-1.540
SISTEMA DE CARGA L 4												
A°	+0.884	+1.040	+1.500	+0.545	+0.684	+0.980	-1.146	-1.431	-2.060	-1.110	-1.390	-2.000
5°	+0.362	+0.452	+0.650	+0.415	+0.520	+0.746	-1.090	-1.365	-1.960	-1.095	-1.370	-1.970
4°	+0.480	+0.600	+0.864	+0.486	+0.610	+0.874	-1.101	-1.375	-1.980	-1.100	-1.375	-1.980
3°	+0.375	+0.469	+0.675	+0.330	+0.414	+0.594	-1.090	-1.365	-1.960	-1.090	-1.365	-1.960
2°	+0.585	+0.731	+1.052	+0.905	+1.120	+1.630	-1.100	-1.375	-1.980	-1.110	-1.390	-2.000
HE	+1.090	+1.360	+1.960	+1.270	+1.590	+2.290	-1.130	-1.412	-2.030	-1.490	-1.860	-2.680
1°	+1.870	+2.340	+3.360	+0.685	+0.856	+1.230	-1.710	-2.140	-3.080	-0.855	-1.070	-1.540

EN TRE	MOMENTOS MAXIMOS (ton-m)							
	EJE A	EJE B	EJE A	EJE B	EJE A	EJE B	EJE A	EJE B
PISO	ARRIBA	BABA	JARR.	ABAJ	ARR	ABAJ	ARR	ABAJ
	1.5D	+1.8I1	1.5D	+1.8I2	1.5D	+1.8I3	1.5D	+1.8I4
A°	+4.945	+4.360	-8.010	-7.550	+4.295	-0.540	-7.505	-5.268
5°	+4.925	+4.055	-7.070	-7.190	-0.845	+3.695	-4.896	-6.770
40	+4.240	+4.295	-7.350	-7.400	+3.895	-0.495	-6.895	-7.008
30	+3.920	+3.488	-7.225	-7.115	-0.940	+2.958	-5.021	-6.635
20	+4.970	+6.890	-7.040	-7.320	+4.880	+2.513	-7.040	-5.015
HE	+6.910	+7.480	-6.390	-7.905	+3.067	+6.090	-4.628	-6.550
10	+7.510	+3.750	-7.650	-3.830	+8.310	+4.150	-9.020	-3.995
	1.25(D +I1 + S*)	1.25(D +I2 + S*)	1.25(D +I3 + S*)	1.25(D +I4 + S*)				
A°	+2.982	+2.963	-14.140	-11.380	+1.832	-0.347	-13.720	-9.716
5°	+1.734	+2.480	-11.170	-11.130	-1.571	-3.216	-9.664	-10.840
40	+2.148	+2.525	-11.090	-11.040	+1.908	-0.805	+0.780	-9.504
30	+2.043	+1.837	-10.305	-10.440	-1.327	+1.472	-8.776	-10.167
20	+3.285	+4.757	-7.945	-8.465	+3.215	+1.724	-7.625	-6.869
HE	+4.798	+4.750	-6.935	-7.660	+2.136	+3.790	-5.628	-7.133
10	+6.220	+3.108	-6.752	-2.518	+6.770	+3.383	-5.298	-2.633
	1.25(D +I1 + S*)	1.25(D +I2 + S*)	1.25(D +I3 + S*)	1.25(D +I4 + S*)				
A°	+4.962	+3.437	+1.280	-0.740	+4.512	+0.127	+1.700	+0.924
5°	+4.004	+3.460	+0.030	-0.230	+0.699	+3.210	+1.536	+0.060
40	+4.072	+3.799	-0.510	-0.620	+3.832	+0.469	-0.200	+0.916
30	+3.672	+3.163	-1.085	-0.780	+0.297	+2.798	+0.444	-0.507
20	+4.135	+5.783	-3.145	-3.085	+4.065	+2.750	-2.825	-1.489
HE	+5.822	+6.650	-3.055	-3.680	+3.160	+5.690	-1.748	-3.153
10	+5.160	+2.582	-6.752	-3.382	+5.710	+2.857	-7.022	-3.497
	0.9D +1.1S*	0.9D +1.1S*						
A°	-0.344	+0.517	-10.250	-7.830	+2.016	+1.735	+3.350	+4.530
5°	-0.360	+0.233	-7.780	-7.311	+1.640	+1.095	+2.040	+1.411
40	-0.119	-0.204	-7.675	-7.640	+1.575	+1.326	+1.635	+1.540
30	-0.132	-0.230	-7.000	-7.150	+1.292	+0.936	+1.100	+1.350
20	+0.742	+1.659	-4.960	-5.380	+1.490	+2.561	-0.740	-0.640
HE	+1.759	+1.364	-4.115	-4.290	+2.661	+3.036	-0.705	-0.790
10	+2.506	+1.271	+1.720	-0.860	+1.580	+0.809	-3.240	-1.620

Las columnas serán diseñadas para soportar carga axial y momentos biaxial ; haciendo uso de las formulas del profesor Bresler y los gráficos de consideraciones generales .- Curvas de intracción del SP - 7 .

Longitud de Columnas .- El reglamento A.C.I define en la sección 915 - 2 , la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga mas peraltada que llegue a la columna en cada dirección, en el nivel inmediato superior (aplicado a nuestro caso.)

Ademas; para columnas rectangulares se considerará la longitud que produzca la mayor relación entre longitud y radio de giro de la sección, Longitud efectiva.

Se tomará en cuenta segun restricciones en los extremos de columna (A.C.I) Reducción de resistencia por efecto de esbeltez.

Se tomarán en cuenta las consideraciones del reglamento A.C.I del articulo - 916 .

Limitación de refuerzos.

El refuerzo vertical no será menor de 0.01 ni mayor que 0.08 veces al área de la sección transversal.

Tamaño Minimo de varilla ϕ 5/8 y en número de 4.

Espaciamiento:

la reparación de refuerzos longitudinales es no menor de $1\frac{1}{2}$ ϕ , ni $1\frac{1}{2}$ el tamaño máximo de agregado ó 4 cm.

Recubrimiento.- no menor de 4 cm, ni menor $1\frac{1}{2}$ veces el tamaño máximo de agregado.

Excentricidad Mínima 0.10 t. para columnas con estribos con respecto a cualquier eje principal.

Empalmos del refuerzo principal.

Si tracción gobierna el diseño.

$$\text{para } f_y = 2,800 \text{ Kgr/cm}^2 \quad L_e \geq \begin{cases} 40 D \\ 30 \text{ cm.} \\ \frac{A_s f_y}{0.75 \mu_u} \end{cases}$$

y no mas del 50% de las varillas se empalmaran en 40 D; si esto sucede los estribos se colocarán a distancia no mayor de $d/4$ ó 10 cm.

- La compresión gobierna el diseño.

pág. 197

$$\text{para } f'_c = 210 \text{ Kgr/cm}^2 \quad | \quad 20 \text{ D} \\ f_y \leq 3,500 \text{ Kgr/cm}^2 \quad | \quad L_e \quad | \quad 30 \text{ cm.}$$

Estríbos.

No menor $\emptyset 1/4"$

Colocación y separación:

a) En los 2/3 centrales de la columna; el espaciamiento $\Delta \leq$

16 Dl (Ø refuerzo principal.)
48 D (Ø estríbos a usar.)
menor dimensión de columna.

Manera Práctica de elegir el diámetro de estríbos.

\emptyset estríbos	1/4	3/8	1/2
\emptyset r.Princ.	5/8 - 3/4	3/4 - 7/8 - 1"	1" ó mas.

b) Nudos confinados .

$$\text{Según Código SEAOC. si } \frac{P}{Ag} > 0.12 f'_c$$

requiere confinamiento.

Se hace mediante zunchos ó estríbos.

La cantidad de estríbos será de acuerdo al A.C.I. para zunchos en espiral continuo ó el doble de este valor para columnas con estríbos, pero se seguirá las recomendaciones del Ing. J. De Las Casas.

a) Para columnas estríbos de esquina y extremos ó aquellos sujetos a torsión ó esfuerzos excesivos, la cantidad de refuerzo transversal será el mismo que para zunchos.

b) Para columnas interiores, arriostrados en cuatro lados, la cantidad de refuerzo transversal será la mitad del que se use para zunchos .

$$\text{El reglamento A.C.I. da } P' = 0.45 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$P' = \frac{4 \text{ as.}}{D \cdot S}$ porcentaje volumétrico del refuerzo transversal para columnas zunchadas.

$P' = \frac{2 \text{ as.}}{h'' \cdot S}$ porcentaje volumétrico para columnas estribadas.

a_s	Área del refuerzo transversal.	pág. 198
D	Diámetro del espiral circular.	
h''	Longitud máxima admisible del lado mayor del estribo.	
A	Espaciamiento entre zunchos.	

Para consideración de nuestro caso de columna estribada se ha deducido

$$S = \frac{2 as/h''}{(0.45 f_c^t/f_y) \left(\frac{A_g}{A_C} - 1\right)}$$

siendo esta separación para columnas de esquina, para otras columnas se tomará el doble de la separación deducida, pero no menor de 4.5 cm. ni mayor de 10 cm.

REFUERZO LONGITUDINAL.

En la dirección principal ($Y - Y$)

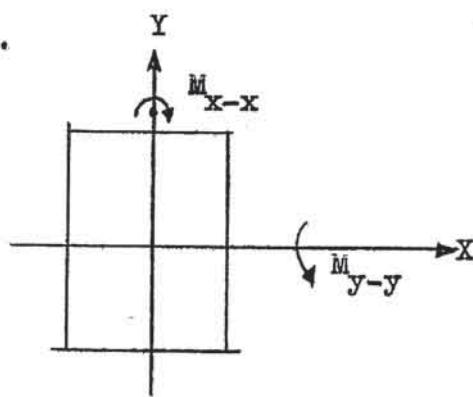
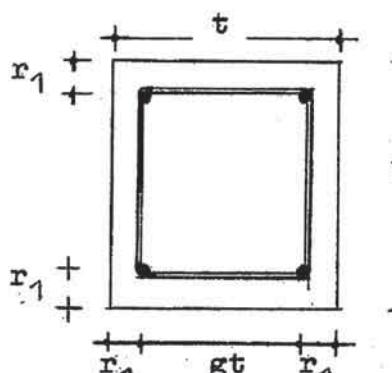
La suma de Inercia de sección de columnas es mucho menor que la inercia de sección de la placa; por consiguiente habrá restricción al desplazamiento de las columnas en este sentido.

Y la altura efectiva será la misma que la altura real ó a menos que $\frac{h}{r} > 60$ y la consiguiente reducción de resistencia.

En la dirección secundaria ($X - X$)

No hay restricción de desplazamiento; por lo tanto será necesario tener en cuenta reducción de resistencia de columna.

EN TRE PI SO	MOMENTOS Y CARGAS PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS					
	EJE A			EJE B.		
	$M_y - y$	P_u (ton.)	M_{x-x} ton-m	M_{y-y} ton-m	P_u (ton.)	M_{x-x} ton-m
A°	4.962	32.40	6.30	14.14	32.40	6.30
5°	4.055	77.70	5.70	11.170	77.70	5.70
4°	4.295	121.45	5.00	11.090	121.45	5.00
3°	3.920	163.70	5.17	10.305	163.70	5.17
2°	6.890	218.21	4.05	8.465	218.21	4.05
M_E	7.480	242.70	5.83	7.660	242.70	5.83
1°	7.510	286.70	4.03	7.650	286.70	4.03



Considerando refuerzos longitudinales de $\phi 1"$ y estribos $\phi 3/8$.

$$r_1 = \text{recubrimiento} + \phi \text{ estribo} + \frac{1}{2} \phi \text{ longitudinal.}$$

$$r_1 = 4 + 1 + \frac{1}{2} \times 2.54 = 6.25 \text{ cm} \quad \therefore \quad gt = t - 2 r_1$$

$$g = \left(\frac{t - 12.5}{t} \right) = 1 - \frac{12.5}{t}$$

DISEÑO DE COLUMNAS EJE B.

COLUMNAS A° B 4

Con refuerzo de 8 $\phi 3/4$ $A_s = 22.80 \text{ cm}^2$

$$P_t = \frac{22.80}{40 \times 60} = 0.0096$$

Carga admisible de columna $P_u' = K_u f'_c b_t$ siendo

$$K_u = \frac{1}{K_{ux}} + \frac{1}{K_{uy}} - \frac{1}{K_{uo}}$$

Calculo de K_{ux} (uniaxial)

$$t = 40 \text{ cm.} \quad b = 60 \text{ cm.} \quad P_u = 32.40 \text{ ton.} \quad M_{ux} = 6.30 \text{ ton-m.}$$

$$g = 1 - 12.5/t = 0.70$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{6.30}{32.40} = 19.5 \text{ cm} > e_{\min.} = 0.10 \cdot t = 4 \text{ cm.}$$

$$e/t = \frac{19.5}{40} = 0.49$$

De la tabla 1 - I con $g = 0.7$ $f_y = 40 \text{ ksi}$ $f'_c = 3 \text{ ksi.}$

para $P_{tm} = 0.0096 \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.0096 \times 15.7 = 0.168$, se obtiene

$$\frac{e_b}{t} = 0.325 < 0.49 \therefore \text{la falla se producirá por tracción.}$$

Factor de Reducción : (Columnas con extremos restringidos.)

$$\frac{h}{r} = \frac{280}{0.30t} = \frac{280}{0.3 \times 40} = 24 < 60 \therefore \text{no hay reducción de capacidad de}$$

carga por esbeltez.

Pasando al gráfico No. 2 del SP- 7 con:

$$g = 0.70 \quad e/t = 0.49 \quad p_t = 0.0096 \quad \text{se obtiene } K_{ux} = 0.19.$$

Cálculo de K_{uy} (Uniaxial.)

$$t = 60 \text{ cm} \quad b = 40 \text{ cm.} \quad P_u = 32.40 \text{ ton-m.} \quad M_u = 14.14 \text{ ton-m.}$$

$$g = 1 - 12.5/t = 0.8$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{14.14}{32.40} = 43.7 \text{ cm.} > 0.10t = 6 \text{ cm.}$$

$$e/t = \frac{43.70}{60} = 0.73$$

$$\text{De la tabla 1 - I con } g = 0.80 \quad f_y = 40 \text{ Ksi.} \quad f'_c = 3 \text{ Ksi.}$$

para $P_{tm} = 0.168$ tenemos $eb/t = 0.314 < 0.73 \therefore \text{la falla será por tracción.}$

Factor de Reducción R. -- restringido al desplazamiento por placa sismica.

$$\frac{h}{r} = \frac{2.25}{17.4} = 13 < 60 \therefore \text{no hay reducción de capacidad de carga por efecto de esbeltez.}$$

En el Gráfico No. 3 del SP - 7.

$$\text{con } g = 0.8 \quad e/t = 0.73 \quad p_t = 0.0096 \quad \text{se halla } K_{uy} = 0.12$$

Cálculo de K_{uo} .

$$e/t = 0 \quad p_t = 0.0096 \quad \text{se halla } K_{uo} = 0.70$$

Cálculo de K_u .

$$\frac{1}{K_u} = \frac{1}{0.19} + \frac{1}{0.12} - \frac{1}{0.70} = 12.12 \quad K_u = \frac{1}{12.12}$$

Carga admisible P'_u .

$$P'_u = K_u f'_c b_t = \left(\frac{1}{12.12} \right) 210 \times 40 \times 60 = 41.50 \text{ ton.}$$

$$P'_u = 41.50 \text{ ton.} > P_u = 32.40 \text{ ton-m.} \therefore \text{verifica}$$

Además es aconsejable aplicar la formula de **Bresler**, cuando $P'_U > 0.10 P_o$

Si $P'_U < 0.10 P_o$ (usar flexión biaxial.)

$$P_{uo} = K_{uo} f'_c b_t = 0.70 \times 210 \times 40 \times 60 = 352 \text{ ton.}$$

$$P'_U = 41.50 \text{ ton.} > 0.10 \times 352 = 35.20 \text{ ton. Satisfactorio.}$$

REFUERZO DEL ALMA.

a) Para los 2/3 centrales de la columna se usarán estribos $\phi 1/4$

$$\Delta \leq \begin{cases} 16 \text{ D long.} = 16 \times 1.58 = 25 \text{ cm.} \\ 48 \text{ D estr.} = 48 \times 0.63 = 30 \text{ cm.} \\ b = 40 \text{ cm.} \end{cases}$$

y espaciado @ 25 cm.

b) Para zonas confinadas (primer y último sexto de la altura de columna)

$$\frac{P}{A_s} = \frac{32.40}{40 \times 60} = 13.5 \text{ Kgr/cm}^2 < 0.12 f'_c = 25 \text{ Kgr/cm}^2$$

•• se dará el mismo espaciamiento.

DATOS PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS A - 4 y B - 4

Valores g :

ENTRE PISO	COLUMNAS A - 4 y E - 4		
	SECCION	g	
		g_y	g_x
A°		0.80	0.70
5°		0.80	0.70
4°	40 x 60	0.80	0.70
3°		0.80	0.70
2°		0.80	0.70
M _E		0.80	0.70
1°		0.80	0.70

$$e = M_u / P_u \quad 6 \quad e = 0.10t.$$

COLUMNAS DE EJE A							
ENTRE PISO	SECCION X Y	M_y M_x (ton-m)	Pu ton.	e_y	$e'_y = 0.1 t_y$	e_y	$e'_x = 0.1 t_x$
				e_x cm.	$e'_x = min.$	e_x e dis.	e'_x
A-6	40 x 60	4.962	32.40	15.30	6.00	15.30	
		6.300		19.50	4.00	19.50	
5	40 x 60	4.055	77.70	5.20	6.00	6.00	
		5.700		7.30	4.00	7.30	
4	40 x 60	4.295	121.45	3.50	6.00	6.00	
		5.00		4.10	4.00	4.00	
3	40 x 60	3.920	163.70	2.40	6.00	6.00	
		5.170		3.10	4.00	4.00	
2	40 x 60	6.89	218.21	3.20	6.400	6.00	
		4.05		1.90	4.00	4.00	
M_E	40 x 60	7.48	242.70	3.10	6.00	6.00	
		5.83		2.40	4.00	4.00	
1	40 x 60	7.51	286.70	2.60	6.00	6.00	
		4.03		1.40	4.00	4.00	
COLUMNAS EJE B.							
A		14.14	32.40	43.70	6.00	43.70	
		6.30		19.50	4.00	19.50	
5		11.17	77.70	14.40	6.00	14.40	
		5.70		7.30	4.00	7.30	
4		11.09	121.45	9.10	6.00	9.10	
		5.00		4.10	4.00	4.10	
3		10.305	163.70	6.30	6.00	6.30	
		5.17		3.10	4.00	4.00	
2		8.465	218.21	3.90	6.00	6.00	
		4.050		1.90	4.00	4.00	
M_e		7.66	242.70	3.20	6.00	6.00	
		5.83		2.40	4.00	4.00	
1		7.65	286.70	2.70	6.00	6.00	
		4.03		1.40	4.00	4.00	

Refuerzo asumido $8 \phi 3/4$ $A_s = 22.80 \text{ cm}^2$ $P_t = 0.0096$

Cálculo de K_{ux} .

$t = 40 \text{ cm.}$ $b = 60 \text{ cm.}$ $P_u = 77.70$ $M_u = 5.70 \text{ ton-m.}$ $P_{tm} = 0.168$

$e = 7.30$ $e/t = \frac{7.30}{40} = 0.183 < \frac{eb}{t} = 0.335$ \therefore La falla será por compresión.

Gráfico No. 2 del SP -7.

con $g = 0.70$ $e/t = 0.183$ $P_t = 0.0096$ se halla $K_{ux} = 0.45$

Cálculo de K_{uy} .

$t = 60 \text{ cm.}$ $b = 40 \text{ cm.}$ $P_u = 77.70 \text{ ton.}$ $N_u = 11.170 \text{ ton-m.}$

$e = 14.40 \text{ cm.}$ $e/t = \frac{14.40}{60} = 0.240 < \frac{eb}{t} = 0.314$ \therefore falla por compresión.

En el gráfico No. 3 del SP -7.

con $g = 0.8$ $e/t = 0.24$ $P_t = 0.013$ se halla $K_{uy} = 0.40$

Cálculo de K_{uo} .

$e/t = 0.0$ $P_t = 0.0096$ se obtiene $K_{uo} = 0.69$

$$\frac{1}{K_u} = 3.27 \quad K_u = \frac{1}{3.27}$$

Carga admisible P'_u .

$$P'_u = K_u f'_c b_t = \left(\frac{1}{3.27} \right) \times 210 \times 40 \times 60 = 153 \text{ ton.}$$

$$P'_u = 153 \text{ ton.} > P_u = 77.70 \text{ ton-m.}$$

y $P'_u = 153 \text{ ton.} > 35 \text{ ton. (0.1 } P_{uo})$ SATISFACTORIO.

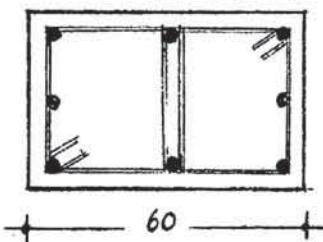
REFUERZO DEL ALMA.

b) Para zona de confinamiento $\frac{P}{A_g} = \frac{77.70}{40 \times 60} = 32.4 \text{ Kgr/cm}^2 > 0.12 f'_c$

$= 25 \text{ Kgr/cm}^2$ \therefore se confinará el nudo.

Armadura Principal : 8 Ø 3/4

Armadura de estribos: Ø 1/2



$$A = 2 \times \frac{2 a_s / h''}{(0.45 f_c^t / f_y) \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)} = 2 \times \frac{2 \times 1.26 / 30}{\left(0.45 \times \frac{210}{2800} \right) \left(\frac{40 \times 60}{49.5 \times 29.5} - 1 \right)} = 7.3 \text{ cm}$$

Se usará estribos Ø 1/2 @ 7 cm.

Para el resto de columnas se ha seguido el mismo procedimiento, se ha tabulado el refuerzo longitudinal para todas las columnas que al final de este capítulo se muestra.

DISEÑO DE COLUMNAS EJE A PORTICO PRINCIPAL 4

COLUMNAS DEL SEXTO ENTREPISO.

Refuerzo asumido 8 Ø 3/4 $A_s = 22.80 \text{ cm}^2$ $P_t = 0.0096$

Cálculo de K_{ux} .

$$t = 40 \text{ cm.} \quad b = 60 \text{ cm.} \quad P_u = 32.40 \text{ ton.} \quad M_u = 6.30 \text{ ton-m.}$$

$$e_f = 19.50 \quad e/t = \frac{19.50}{40} = 0.49$$

$e_b/t = 0.3346 < 0.49$ ∴ la falla se producirá por tracción.

En Gráfico N°. 2.

con $g = 0.70$ $e/t = 0.49$ $P_t = 0.0096$ se halla $K_{ux} = 0.18$

Cálculo de K_{uy} .

$$t = 60 \text{ cm.} \quad b = 40 \text{ cm.} \quad P_u = 32.40 \quad M_u = 4.962 \text{ ton-m.}$$

$$e_f = 15.30 \quad e/t = \frac{15.30}{60} = 0.255$$

$$\text{de tabla 1.-I.} \quad g = 0.80 \quad f_y = 40 \text{ Ksi.} \quad f_c^t = 3 \text{ Ksi.}$$

Para $P_{tm} = 0.0096$ se halla $e_b/t = 0.013$ y obtenemos $K_{uy} = 0.38$

Gráfico No. 3

Cálculo de K_{uo} .

$$e/t = 0.0 \quad P_t = 0.0096 \quad \text{hallamos} \quad K_{uo} = 0.70$$

Valor K_u .

$$\frac{1}{K_u} = 6.75 \quad K_u = \frac{1}{6.75}$$

Carga admisible $P'_u = \left(\frac{1}{6.75}\right) 210 \times 40 \times 60 = 75 \text{ ton} > P_u = 32.40 \text{ ton.}$
SATISFACTORIO..

Se ha seguido el mismo procedimiento para el resto de columnas y que se muestra en la tabulación final.

NOTA .- El efecto de esbeltez no se ha considerado por las razones siguientes.

En todo entrepiso la relación $\frac{h}{r} \ll 60$.

ACERO LONGITUDINAL EN COLUMNAS A -4 Y B - 4

ENTRE PISO	VARI LLAS	A_s (cm ²)	SECCION	P_t	VALORES DE BRESLER					FA LLA	CARGA(ton) ADMISIBLE ACTUANTE	ACERO DE DIS.
					e_x/t_x	g_x	e_y/t_y	g_y	$e/t = 0$			
					Kux	Kuy	Kuo					
6°	8Ø3/4	22.80	40x60	0.010	0.49 0.19	0.49 0.12	0.73	0.79	0.70	T	41.50	32.40 8Ø3/4
5°	8Ø3/4	22.80	40x60	0.010	0.183 0.45	0.69 0.40	0.24	0.79	0.70	C	153	77.70 8Ø3/4
4°	8Ø3/4	22.80	40x60	0.010	0.103 0.55	0.690 0.49	0.152	0.79	0.70	C	208	121.45 8Ø3/4
3°	8Ø3/4	22.80	40x60	0.010	0.100 0.56	0.690 0.56	0.105	0.79	0.70	C	230	163.70 8Ø3/4
2°	8Ø3/4	22.80	40x60	0.010	0.100 0.56	0.690 0.56	0.100	0.79	0.70	G	230	218.21 8Ø3/4
M°	8Ø 1"	40.54	40x60	0.017	0.100 0.60	0.690 0.60	0.100	0.79	0.76	C	252	242.70 8Ø 1"
1°	12Ø 1"	60.80	40x60	0.0252	0.100 0.66	0.690 0.66	0.100	0.79	0.82	C	284	286.70 12Ø 1"

NOTA.-Se ha verificado el mismo refuerzo en las columnas A-4 y han resultado satisfactorios.

ESTRIBOS PARA COLUMNAS (A - 4 . y B - 4)

ENTRE PISOS	ALTURA h (mts.)	ϕ Long.	ϕ Estrib.	16 ϕ LONG. (cms.)	48 ϕ ESTRIB. (cms.)	MENOR. DIMENS. "b"	SEPARACION S (cms.)
A°	2.80	3/4	1/4"	30	30	40	30
5°	2.80	3/4	1/4	30	30	40	30
4°	2.80	3/4	1/4	30	30	40	30
3°	2.80	3/4	1/4	30	30	40	30
2°	2.80	3/4	1/4	30	30	40	30
M _E	3.75	1"	3/8	35	45	40	35
1°	2.75	1"	3/8	35	45	40	35

ESTRIBADO EN TRAMOS EXTREMOS DE LA COLUMNA (1/6 h.)

ENTRE PISOS	ALTURA h (mts.)	SECCION. b x t	ϕ ESTRIB.	LARGO MAX. ESTR. (h")	SEPARACION. (cms.)	LONGITUD ESTRIBADA (1/6 h)	NUMERO DE ESTRIBOS
A°	2.80	40 x 60	1/2	30	7	42	7
5°	2.80	40 x 60	1/2	30	7	42	7
4°	2.80	40 x 60	1/2	30	7	42	7
3°	2.80	40 x 60	1/2	30	7	42	7
2°	2.80	40 x 60	1/2	30	7	42	7
M _E	3.75	40 x 60	1/2	30	7	56	9
1°	2.75	40 x 60	1/2	30	7	42	7

ESTRIBOS Y ESPACIAMIENTOS A USAR C B - 4 y C A - 4.

ENTREP.	ESTRIBOS.						
A°	ϕ [] 1	1/2"	:	1 @ 3	7 @ 7	R ϕ [] 1	1/4" @ 30
5°	ϕ [] 1	1/2"	:	1 @ 3	7 @ 7	R ϕ [] 1	1/4 @ 30
4°	ϕ [] 1	1/2"	:	1 @ 3	7 @ 7	R ϕ [] 1	1/4 @ 30
3°	ϕ [] 1	1/2	:	1 @ 3	7 @ 7	R ϕ [] 1	1/4 @ 30
2°	ϕ [] 1	1/2	:	1 @ 3	7 @ 7	R ϕ [] 1	1/4" @ 30
M _E	ϕ [] 1	1/2	:	1 @ 3	8 @ 7	R ϕ [] 1	3/8 @ 35
1°	ϕ [] 1	1/2	:	1 @ 3	7 @ 7	R ϕ [] 1	3/8 @ 35

Se empezará a colocar los estribos a 3 cm. en el extremo inferior de la columna y 5 cm. en el extremo superior.

$$h = 25 \text{ cm.} \longrightarrow \text{peso} = 360 \text{ Kgr/m}^2$$

metrado por vigueta.

NIVEL DE AZOTEA.

CARGAS SOBRE VIGUETA.

a) Carga permanente.

$$\text{peso propio} \quad 360 \times 0.40 = 144 \text{ Kgr/ml.}$$

$$\begin{array}{l} \text{Ladrillo pastelero +} \\ \text{cielo raso.} \end{array} \quad \begin{array}{l} 100 \times 0.4 = 40 \text{ Kgr/ml.} \\ D = 184 \text{ Kgr/ml.} \end{array}$$

$$1.5 D = 1.5 \times 184 = 276 \text{ Kgr/ml.}$$

b) Sobrecargas.

$$150 \times 0.4 = 60 \text{ Kgr/ml.}$$

$$1.80 \times 60 = 108 \text{ Kgr/ml.}$$

Carga de rotura por metro lineal de vigueta (w_u).

$$w_u = 1.5 D + 1.8 L \quad w_u = 384 \text{ Kgr/ml.}$$

NIVEL DE PISOS TIPICOS - 2do. PISO - MEZZANINE.

CARGAS SOBRE VIGUETA.

a) Cargas permanentes :

$$\text{peso propio} \quad 360 \times 0.4 = 144 \text{ Kgr/ml.}$$

$$\text{piso term. + cielo raso} \quad 100 \times 0.4 = 40 \text{ Kgr/ml.}$$

$$\begin{array}{l} \text{tabiqueria movil} \\ \text{D} \end{array} \quad \begin{array}{l} 100 \times 0.4 = 40 \text{ Kgr/ml.} \\ D = 224 \text{ Kgr/ml.} \end{array}$$

$$1.5 D = 1.5 \times 224 = 336 \text{ Kgr/ml.}$$

$$\text{b) Sobrecargas.} \quad 300 \times 0.4 = 120 \text{ Kgr/ml.}$$

$$1.8 L = 1.8 \times 120 = 216 \text{ Kgr/ml.}$$

Carga de rotura por metro lineal de vigueta.

$$w_u = 1.5 d + 1.8 L \quad w_u = 552 \text{ Kgr/ml.}$$

NIVEL PRIMER PISO.

$$\text{a) Carga permanente.} \quad D = 224 \quad 1.5 D = 336 \text{ Kgr/ml.}$$

$$\text{b) Sobrecargas } 500 \times 0.4 \quad L = 200 \text{ Kgr/ml} \quad 1.8 L = 360 \text{ Kgr/ml.}$$

$$\text{Carga de rotura por metro lineal (de vigueta):} \quad w_u = 696 \text{ Kgr/ml.}$$

CARACTERISTICAS DEL ALIGERADO.

pág. 208

Uso común.

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

A.C.I - 63

$$S \leq 75 \text{ cm.}$$

$$b' = 10 \text{ cm.}$$

$$b' \geq 10 \text{ cm.}$$

$$\text{recubrim.} = 3 \text{ cm}$$

$$h \leq 3 b'$$

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

$$t \geq \begin{cases} 5 \text{ cm.} \\ S/12 \end{cases}$$

$$\text{Acero de temperatura : } A_S^{\text{temp.}} = \beta b t.$$

b = Unidad de longitud.

β = Coeficiente.

t = Espesor de losa.

$$A_S^{\text{temp.}} = 0.002 b t \quad \text{para acero corrugado} \quad \beta = 0.0020.$$

$$A_S^{\text{temp.}} = 0.0025 b t \quad \text{para acero liso} \quad \beta = 0.0025$$

Recubrimiento de armadura en tracción de 3 a 3.5 cm.

$$d = h - (3 \text{ ó } 3.5 \text{ cm}).$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS Y ESFUERZOS CORTANTES.

En la determinación de momentos y cortantes. Se ha empleado 2 métodos:

1º) Coeficientes .- Si el aligerado cumple con requisitos de A.C.I - 63

art. 904.

2º) Método "exacto" (Por Hardy Cross) .- Cuando el aligerado no cumple con los coeficientes del A.C.I - 63

DISEÑO DE ALIGERADOS.

El diseño se hará por el método de la rotura.

Se usarán los mismos materiales.

$$f'_c = 210 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_y = 2,800 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$h = 25 \text{ cm.} \quad (\text{constante en todos los niveles.})$$

MANERAS DE TRABAJAR LA SECCION DEL ALIGERADO.

(Sección T ó rectangular).

Suposición : que el eje neutro se halle en la fibra inferior del ala de

la sección T, y tendremos un área de acero de tanteo.

paǵ.209

$$A_S = \frac{M_u^+ \times 10^2}{\phi f_y (d - K_u t/2)} = \frac{10^2 \times M_u^+}{0.9 \times 2,800 (22 - \frac{0.85 \times 5}{2})}$$

$$A_S = 0.002 M_u^+ (M_u^+ \text{ en Kgr - mts.})$$

$$P = AS/bd \quad \text{reemplazando el valor anterior.}$$

$$P = \frac{A_S}{bd} = \frac{(0.002 M_u^+)}{(40 \times 22)} = 2.27 \times 10^{-6} M_u^+$$

$$q = P (f_y/f_c') = 2.27 \times 10^{-6} M_u^+ \times (2,800) / 210 = 30.2 \times 10^{-6} M_u^+$$

$$\therefore K_u d = 1.18 (30.2 \times 10^{-6} M_u^+) (22/0.85) = 9.25 \times 10^{-4} M_u^+$$

$$\text{Si } K_u d = 9.25 \times 10^{-4} M_u^+$$

$\leq t$ sección rectangular)
 $> t$ sección T

TIPO DE FALLA:

Se calculará en base al momento balanceado de la sección más crítica; que ocurre en zonas próximas en los apoyos, donde el ancho de sección en compresión es de 10 cm.

$$M_u^{\max.} = 0.262 f_c' b d^2 = 0.262 \times 210 \times 10 \times 22^2 = 2,66 \text{ ton-mts.}$$

Para valores de momentos actuantes menores de $M_u^{\max.}$, la falla es por tracción (fluencia del acero), para momentos mayores se ensanchará la vigueta.

Área de acero Máximo (A_{SM})

$$P_{\max.} = 0.75 p b = 0.0276$$

$$A_{SM} = p b' d = 0.0276 \times 10 \times 22 = 6.07 \text{ cm}^2$$

ÁREA DE ACERO PARA FLECHAS (A_{Sf})

$$P_f = 0.18 f_c/f_y = 0.0135$$

$$A_{Sf} = P_f \times b d = 0.0135 \times 40 \times 22 = 5.94 \text{ cm}^2$$

Si el área de acero en los tramos es mayor de 5.94 cm^2 se verificará flechas.

Según reglamento A.C.I.-63., se puede emplear cualquiera de los criterios.

a) Cuantía Mínima $P = \frac{14}{f_y} = 0.005$ siendo $P \geq 0.002$

$$A_{Smin.} = P b d = 0.005 \times 10 \times 22 = 1.1 \text{ cm}^2$$

b) Se puede tomar como acero mínimo $4/3$ del área calculado, pero en ningún caso menor de $0.002 b d = 0.44 \text{ cm}^2$.

Acero de repartición y temperatura. (A_{St}) se usará acero liso de $\emptyset 1/4"$

$$A_{St} = 0.0025 b t \quad \text{siendo : } b = 100 \text{ cm. y } t = 5 \text{ cm.}$$

$$A_{St} = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 1/4 @ 39.8 \text{ cms.}$$

Separación máxima ($S_{máx.}$) de armadura no será mayor de

$$S_{máx.} \leq \begin{cases} S_t = 25 \text{ cm.} \\ 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

∴ se pondrá acero de temperatura $\emptyset 1/4 @ 25 \text{ cm.}$

RESISTENCIA DE LA SECCION AL CORTE.

$$V_{uc} = 1.1 \emptyset 0.53 \sqrt{f'_c} = 7.2 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$\therefore V_{uc} = 7.2 b' d = 7.2 \times 10 \times 22 = 1,584 \text{ Kg.}$$

Para cortantes mayores a éste es necesario ensanchar las viguetas.

LONGITUDES DE DESARROLLO.

A fin de satisfacer los esfuerzos de adherencia por anclaje.

Los valores de la longitud de desarrollos mínimo se incrementará en 25% para el caso de que no se verifique la adherencia por flexión.

NOTA .- Las áreas de acero se podrá tomar en $\pm 5\%$ del área de diseño

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO ($\overline{M_{ij}}$)

AZOTEA.

1º) Por cargas permanentes. $1.5 D = 276 \text{ Kgr/ml.}$

$$L_1 = 3.00 \quad \overline{M}_1 = \frac{1}{12} w l_1^2 = \frac{1}{12} \times 276 (3.00)^2 = 214 \text{ kg-m.}$$

Luz. $L_2 = 3.30 \quad \overline{M}_2 = \frac{1}{12} w l_2^2 = \frac{1}{12} \times 276 (3.30)^2 = 251$

$$L_3 = 4.45 \quad \overline{M}_3 = \frac{1}{12} w l_3^2 = \frac{1}{12} \times 276 (4.45)^2 = 455$$

2º) Sobrecarga. $1.8 L = 108 \text{ Kgr/ml.}$

$$L_1 = 3.00 \quad \overline{M}_1 = \frac{1}{12} w l_1^2 = \frac{1}{12} \times 108 (3.00)^2 = 92$$

Luz. $L_2 = 3.30 \quad \overline{M}_2 = \frac{1}{12} w l_2^2 = \frac{1}{12} \times 108 (3.30)^2 = 98.0$

$$L_3 = 4.45 \quad \overline{M}_3 = \frac{1}{12} w l_3^2 = \frac{1}{12} \times 108 (4.45)^2 = 178$$

PISOS TÍPICOS.

1º) Cargas permanentes. $1.5 D = 336 \text{ Kgr/ml.}$

$$L_1 = 3.00 \quad \overline{M}_1 = \frac{1}{12} w l_1^2 = \frac{1}{12} \times 336 (3.00)^2 = 260$$

Luz. $L_2 = 3.30 \quad \overline{M}_2 = \frac{1}{12} w l_2^2 = \frac{1}{12} \times 336 (3.30)^2 = 305.$

$$L_3 = 4.45 \quad \overline{M}_3 = \frac{1}{12} w l_3^2 = \frac{1}{12} \times 336 (4.45)^2 = 555.$$

2º) Sobrecargas $1.8 L = 216 \text{ Kgr/ml.}$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{12} \times 216 (3.05)^2 = 168 \text{ Kg-m.}$$

$$\overline{M}_2 = \frac{1}{12} \times 216 (3.30)^2 = 196.0 \text{ Kg-m.}$$

$$\overline{M}_3 = \frac{1}{12} \times 216 (4.45)^2 = 356 \text{ Kg-m.}$$

PRIMER PISO

a) Carga permanente ..

igual que pisos típicos.

$$\overline{M_1 D} = 260 \text{ kg-m.}$$

pag. 212

$$\overline{M_2 D} = 305 \text{ kg-m.}$$

$$\overline{M_3 D} = 555 \text{ kg-m.}$$

b) Sobrecarga. $1.8 L = 360 \text{ Kgr/ml.}$

$$M_1 L = \frac{1}{12} \times 360 (3.05)^2 = 279 \text{ kg-m}$$

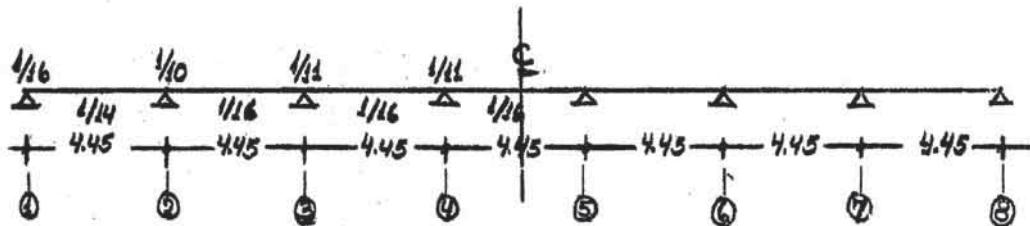
$$M_2 L = \frac{1}{12} \times 360 (3.30)^2 = 327 \text{ kg-m.}$$

$$M_3 L = \frac{1}{12} \times 360 (4.45)^2 = 594 \text{ kg-m.}$$

CALCULO DE MOMENTOS - (A.C.I - 63) ALIGERADO TIPO I DE AZOTEA

AL PRIMER PISO (excepto mezzanine.)

EN AZOTEA.



MOMENTOS ELECTORES (Por coeficientes del A.C.I)

$$w_u l^2 = .384 \times 4.45^2 = 7.6 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS (apoyos)

$$M_1 = \frac{1}{16} w_u l^2 = \frac{1}{16} \times 7.6 = 0.475 \text{ ton-m.}$$

$$M_2 = \frac{1}{10} w_u l^2 = \frac{1}{10} \times 7.6 = 0.760 \text{ ton-m.}$$

$$M_3 = M_4 = \text{etc.} = \frac{1}{11} w_u l^2 = \frac{1}{11} \times 7.6 = 0.69 \text{ ton-m.}$$

TRAMOS (Momentos positivos.)

$$M_{1-2} = \frac{1}{14} w_u l^2 = \frac{1}{14} \times 7.6 = 0.543 \text{ ton-m.}$$

$$M_{2-3} = \frac{1}{16} w_u l'^2 = \frac{1}{16} \times 7.6 = 0.475 \text{ ton-m.}$$

DISEÑO DEL ALIGERADO.

$M_{\max} = 2.66 \text{ ton-m.} > 0.76 \text{ ton-m. (mayor mom.neg. actuante)}$

• el acero fluye antes de llegar a la rotura.

AREA DE ACERO POR FLECHAS (A_{Sf})

$A_{Sf} = 5.94 \text{ cm}^2$. Si el área de acero en tramos es mayor que 5.94 cm^2 , será necesario verificar flechas.

AREA DE ACERO MINIMO (A_{Sm}):

$$A_{Sm} \geq \begin{cases} a) p b' d = 0.005 b' d = 1.1 \text{ cm}^2 \\ b) \frac{4}{3} A_S \text{ calculada... pero no menor de } 0.002 b' d \\ = 0.44 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

AREA DE ACERO MAXIMO (A_{Sm})

$$A_{Sm} = p_{\max} b' d = 0.0276 \times 10 \times 22 = 6.07 \text{ cm}^2.$$

AREAS DE ACERO ESTRUCTURAL.

$$\text{Apoyo 1} \quad M_u^- = 0.475 \text{ ton-m.}$$

$$1) \text{ Tantear.} - a = 2 \quad d - a/2 = 22 - 1 = 21.$$

$$A_S = \frac{47.50}{0.9 \times 2.8 \times 21} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Comprobación} \quad a = \frac{0.9 \times 2.8}{0.85 \times 0.21 \times 10} = 1.4$$

$$2) \text{ Tantear.} - a = 1.4$$

$$A_S = \frac{47.5}{0.9 \times 2.8 \times 21.3} = 0.885$$

$$\text{Comprobación} \quad a = \frac{0.885 \times 2.8}{0.85 \times 0.21 \times 10} = 1.39 \text{ O.K}$$

$\therefore A_{SE} = 0.885 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$ ($4/3 \times 0.885 = 1.18 \text{ cm}^2$)
(no usar.)

$$\therefore A_{SD} = 1.10 \text{ cm}^2 \quad 1 \notin 1/2$$

Apoyo 2 $M_u = 0.76 \text{ ton-m.}$

Tanteo .- $a = 2.$ $d - a/2 = 22 - 1 = 21$

$$A_S = \frac{76}{0.9 \times 2.8 \times 21} = 1.435 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.435 \times 2.8}{0.85 \times 0.21 \times 10} = 2.26 \text{ (O.K)}$$

$$A_{SE} = 1.435 \text{ cm}^2 > A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{SD} = 1.435 \quad 2 \notin 3/8 (1.425 \text{ cm}^2)$$

Apoyo 3 $M_u = 0.69 \text{ ton-m.}$

Tanteo .- $a = 2$ $d - a/2 = 21$

$$A_S = \frac{69}{0.9 \times 2.8 \times 21} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Comprobación. } a = \frac{1.30 \times 2.8}{0.85 \times 0.81 \times 10} = 2.04 \text{ (O.K)}$$

$$A_{SE} = 1.30 \text{ cm}^2 > A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2 \quad \therefore$$

$$A_{SD} = 1.30 \text{ cm}^2 \text{ daremos } 2 \notin 3/8 (1.425 \text{ cm}^2) \times \text{ mejor } 1 \notin 1/2 \\ (1.267)$$

MOMENTOS POSITIVOS.

Tramo 1 - 2 $M_u^+ = 0.543 \text{ ton-m.}$

$$\text{Aproximadamente, } A_S = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{t}{2})} = \frac{54.3}{0.9 \times 2.8 (22 - 2.5)} = 1.10$$

$$P = 1.10 / 40 \times 22 = 0.00125$$

$$a = 1.18 \text{ q } d/K_1 = \frac{1.18 \times 0.00125 \times 2.8 \times 22}{0.21 \times 0.85} = 0.51 \text{ cm} < t = 5 \text{ cm.}$$

por consiguiente se puede analizar como rectangular;

pág. 215

Tantear.- $a = 0.5 \text{ cm}$ $d - a/2 = 22 - 0.25 = 21.75$

$$A_S = \frac{54.30}{0.9 \times 2.8 \times 21.75} = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.99 \times 2.8}{0.85 \times 40 \times 0.21} = 0.4 \text{ (O.K.)}$$

$$A_{SE} = 0.99 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

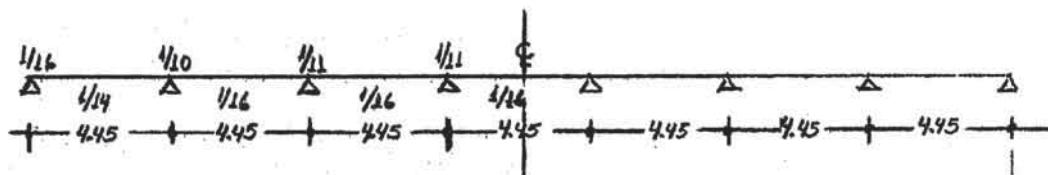
$$\therefore A_{SD} = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

Tramo 2 - 3 $M = 0.475 \text{ ton-m.}$

$$A_{SE} = 0.865 \text{ cm}^2 < 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{SD} = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

PISOS TIPICOS HASTA 2do. PISO.



MOMENTOS FLECTORES (Por coeficiente del A.C.I.)

$$w_u l^2 = .552 \times 4.45^2 = 10.92 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS (apoyos)

$$M_1 = \frac{1}{16} w_u l^2 = \frac{1}{16} \times 10.92 = 0.683 \text{ ton-m.}$$

$$M_2 = \frac{1}{10} w_u l^2 = \frac{1}{10} \times 10.92 = 1.092 \text{ ton-m.}$$

$$M_3 = M_4 = \text{etc.} = \frac{1}{11} \times 10.92 = 0.995 \text{ ton-m.}$$

TRAMOS (momentos positivos.)

$$M_{1-2} = \frac{1}{14} w_u l^2 = \frac{1}{14} \times 10.92 = 0.78 \text{ ton-m.}$$

$$M_{2-3} = \frac{1}{16} w_u l^2 = \frac{1}{16} \times 10.92 = 0.683 \text{ ton-m.}$$

Apoyo 1 $M_u = 0.683 \text{ ton-m.}$

$$\text{Tanteo .- } a = 2 . \quad A_S = \frac{68.30}{0.9 \times 2.8 \times 21} = 1.29$$

$$\text{Comprobación. } a = \frac{1.29 \times 2.8}{0.85 \times 0.21 \times 10} = 2 \text{ (O.K)}$$

$$A_{SE} = 1.29 \text{ cm}^2 > A_{S\min.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{SD} = 1.29 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \varnothing 1/2 (1.267)$$

Apoyo 2 $M_u = 1.092 \text{ ton-m.}$

$$\text{Tanteo. - } a = 2 . \quad A_S = \frac{109.20}{0.9 \times 2.8 \times 21} = 2.06 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{2.06 \times 2.8}{0.85 \times 0.21 \times 10} = 3.20$$

$$\text{Tanteo .- } a = 3 . \quad A_S = \frac{109.20}{0.9 \times 2.8 \times 20.5} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{2.11 \times 2.8}{0.85 \times 0.21 \times 10} = 3.3$$

$$A_{SE} = 2.11 \text{ cm}^2 > A_{S\min.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{SD} = 2.11 \text{ cm}^2 \quad 3 \varnothing 3/8 (2.138)$$

Apoyo 3 $M_u = 0.995 \text{ ton-m.}$

$$\text{Tanteo .- } a = 3 . \quad A_S = \frac{99.50}{0.9 \times 2.8 \times 20.5} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Comprobación. } a = \frac{1.92 \times 2.8}{0.85 \times 0.21 \times 10} = 3$$

$$A_{SE} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{SD} = 1.92 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2 + 1 \varnothing 3/8$$

MOMENTOS POSITIVOS .

Tramo 1 - 2 $M_u^+ = 0.78 \text{ ton-m.}$

Aproximadamente $\text{AS} = \frac{\text{Mu}}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{78.0}{0.9 \times 2.8 (22 - 2.5)} = 1.59$ pag. 217

$$p = 1.59/40 \times 22 = 0.00181$$

$$a = 1.18 q d/K_1 = \frac{1.18 \times 0.00181 \times 2.8 \times 22}{0.21 \times 0.85} = 0.74 \quad t = 5\text{cm}$$

Por consiguiente se puede analizar como rectangular

$$\text{Tanteo } \therefore a = 0.74 \quad d - a/2 = 22 - 0.37 = 21.63$$

$$\text{AS} = \frac{78}{0.9 \times 2.8 \times 21.63} = 1.43$$

$$a = \frac{1.43 \times 2.8}{0.85 \times 40 \times 0.21} = 0.56$$

$$a = 0.56 \quad d - a/2 = 22 - 0.28 = 21.72$$

$$\text{AS} = \frac{78}{0.9 \times 2.8 \times 21.72} = 1.42$$

$$\text{Comprobación, } a = \frac{1.42 \times 2.8}{0.85 \times 40 \times 0.21} = 0.55$$

$$\text{AS}_E = 1.42 \text{ cm}^2 > \text{ASmin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

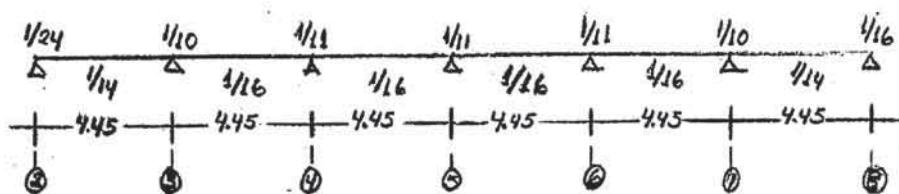
$$\text{AS}_D = 1.42 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 3/8 (1.425)$$

$$\text{Tramo 2 - 3} \quad \text{Mu} = 0.683 \text{ ton-m.}$$

$$\text{AS}_E = 1.26 \text{ cm}^2 > \text{ASmin.}$$

$$\text{AS}_D = 1.26 \text{ cm}^2 \quad 1 \phi 1/2 (1.267 \text{ cm}^2)$$

PISO MEZZANINE.



$$Wu_1^l,^2 = .552 \times 4.45^2 = 10.92 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS (apoyos)

$$M_2 = \frac{1}{24} Wu_1^l,^2 = \frac{1}{24} \times 10.92 = 0.456 \text{ ton-m.}$$

$$M_3 = M_7 = \frac{1}{10} Wu_1^l,^2 = \frac{1}{10} \times 10.92 = 1.092 \text{ ton-m.}$$

$$M_4 = M_5 = M_6 = \frac{1}{11} Wu_1^l,^2 = \frac{1}{11} \times 10.92 = 0.995 \text{ ton-m.}$$

$$M_8 = \frac{1}{16} Wu_1^l,^2 = \frac{1}{16} \times 10.92 = 0.683 \text{ ton-m.}$$

TRAMOS (Momentos positivos)

$$M_{1 - 2} = \frac{1}{14} Wu_1^l,^2 = \frac{1}{14} \times 10.92 = 0.78 \text{ ton-m.}$$

$$M_{2 - 3} = \frac{1}{16} Wu_1^l,^2 = \frac{1}{16} \times 10.92 = 0.683 \text{ ton-m.}$$

AREAS DE ACERO ESTRUCTURAL (Diseño.)

Apoyo 2 $M_u = 0.456 \text{ ton-m.}$

$$AS_E = 0.85 \text{ cm}^2 < AS_{\min.} = 1.10 \text{ cm}^2$$

$$AS_D = 1.10 \text{ cm}^2 \quad \text{---} \quad 1 \varnothing 1/2.$$

Apoyo 3 - 7. $M_u = 1.092 \text{ ton-m.}$

$$AS_E = 2.11 \text{ cm}^2 > AS_{\min.}$$

$$\therefore AS_D = 2.11 \text{ cm}^2 \quad 3 \varnothing 3/8.$$

Apoyos 4 - 5 - 6. $M_u = 0.995 \text{ ton-m.}$

$$AS_E = 1.92 \text{ cm}^2 > AS_{\min.}$$

$$\therefore AS_D = 1.92 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2 + 1 \varnothing 3/8$$

Apoyo 8

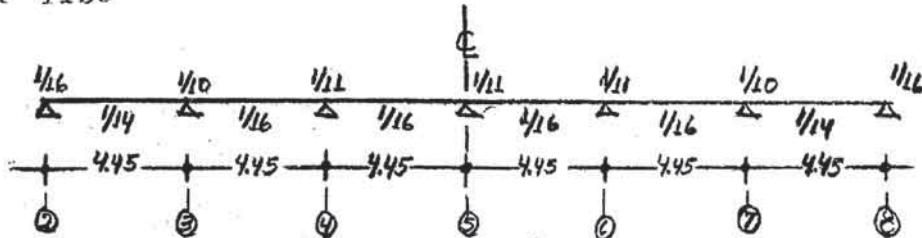
$$\bar{M}_u = 0.683 \text{ ton-m.}$$

pag. 219

$$AS_E = 1.29 \text{ cm}^2 > AS_{\min.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$AS_D = 1.29 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2 (1.267)$$

PRIMER PISO



MOMENTOS FLECTORES (por coeficiente del A.O.I)

$$W_{ul}^2 = 0.696 \times 4.45^2 = 13.80 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS (apoyos)

$$M_2 = \frac{1}{16} W_{ul}^2 = \frac{1}{16} \times 13.80 = 0.863 \text{ ton-m.}$$

$$M_3 = \frac{1}{10} W_{ul}^2 = \frac{1}{10} \times 13.80 = 1.38 \text{ ton-m.}$$

$$M_4 = \frac{1}{11} W_{ul}^2 = \frac{1}{11} \times 13.80 = 1.25 \text{ ton-m.}$$

Tramos (Momentos Positivos)

$$M_{2-3} = \frac{1}{14} W_{ul}^2 = \frac{1}{14} \times 13.80 = 0.985 \text{ ton-m.}$$

$$M_{3-4} = \frac{1}{16} W_{ul}^2 = \frac{1}{16} \times 13.80 = 0.863 \text{ ton-m.}$$

AREAS DE ACERO DE DISEÑO.

Apoyo 2

$$\bar{M}_u = 0.863 \text{ ton-m.}$$

$$AS_E = 1.68 \text{ cm}^2 > AS_{\min.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$AS_D = 1.68 \text{ cm}^2 \quad (1 \varnothing 1/2 + 1 \varnothing 3/8)$$

Apoyo 3

$$\bar{M}_u = 1.38 \text{ ton-m.}$$

$$AS_E = 2.67 \text{ cm}^2 > AS_{\min.}$$

$$AS_D = 267 \text{ cm}^2 \quad (1 \varnothing 1/2 + 2 \varnothing 3/8)$$

$$AS_E = 2.42 \text{ cm}^2 > AS_{\min.} (2 \varnothing 1/2 = 2.534) AS_D.$$

MOMENTOS POSITIVOS .

Tramo 2 - 3 $M_u^+ = 0.985 \text{ ton-m.}$

$$AS_E = 1.80 \text{ cm}^2 > AS_{\min.}$$

$$AS_D = 1.80 \text{ cm}^2 (1 \varnothing 1/2 + 1 \varnothing 3/8)$$

Tramo 3 - 4 $M_u^+ = 0.863 \text{ ton-m.}$

$$AS_E = 1.57 \text{ cm}^2 > AS_{\min.}$$

$$AS_D = 1.57 \text{ cm}^2 (2 \varnothing 3/8)$$

COMPROBACION POR CORTE .

Máximo corte en cara del apoyo .

$$V_{3-2} = 0.575 \times 0.696 \times 4.45 = 1.78 \text{ ton.}$$

a la distancia d

$$V_u = 1.78 - 0.22 \times 0.696 = 1.78 - 0.153 = 1.627 \text{ ton.}$$

$$V_u = \frac{1,627}{10 \times 22} = 7.4 \text{ Kgr/cm}^2$$

El concreto puede tomar.

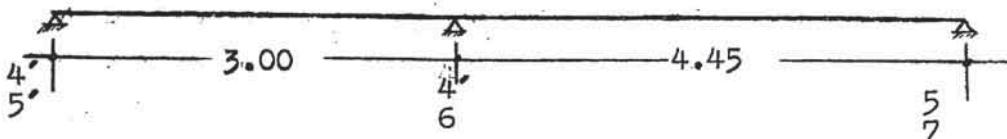
$$V_{c\max.} = 1.1 \varnothing 0.53 \sqrt{f'_c} = 1.1 \varnothing 0.53 \sqrt{f'_c} = 1.1 \times 0.85 \times 0.53$$

$$\sqrt{210} = 7.2 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$V_u = 7.4 \approx 7.2 \text{ Kgr/cm}^2 (\text{practicamente no es necesario ensanchar la vigueta.})$$

ALIGERADO TIPO II

resulta un tramo corto por practicarse allí una abertura para ventilación



$$\text{Tramo } 4' - 4 \quad \frac{1}{L_1} = \frac{1}{3.00} = 0.333$$

$$\text{Tramo } 4 - 5 \quad \frac{1}{L_2} = \frac{1}{4.45} = 0.225$$

FACTORES DE DISTRIBUCIÓN .

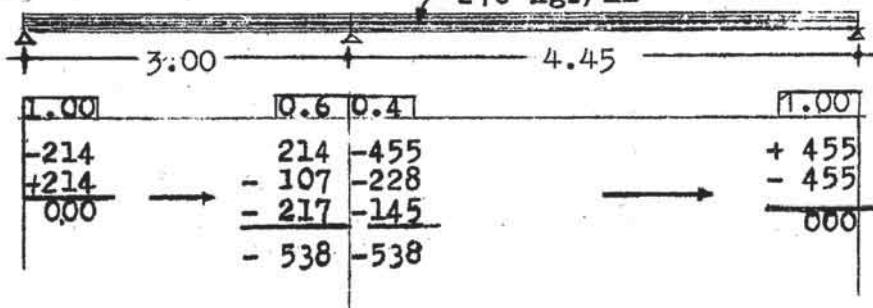
NUDO	4'	4		5
MIEMBRO	6' - 6	6 - 6'	6 - 7	7 - 6
K	0.333	$\frac{3}{4} \times 0.333$	$\frac{3}{4} \times 0.225$	0.225
D = $\frac{K}{E \cdot K}$	1.00	0.60	0.40	1.00

AZOTEA

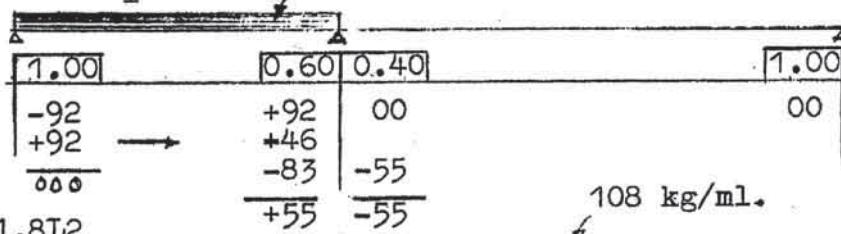
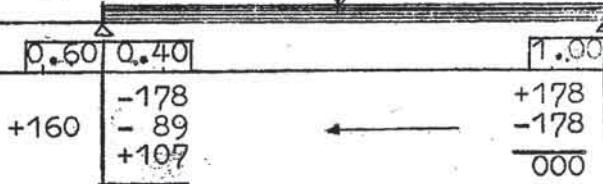
1) Cargas permanentes.

SISTEMA 1.5 D

276 kgr/ml

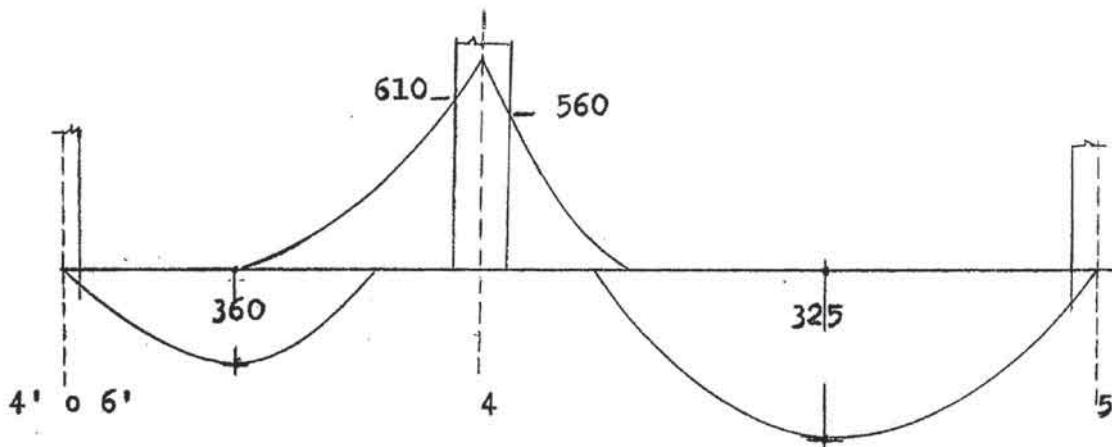


2) Por sobrecargas.

SISTEMA 1.8 L₁ 108 kgr/mlSISTEMA 1.8 L₂SISTEMA 1.8 L₃

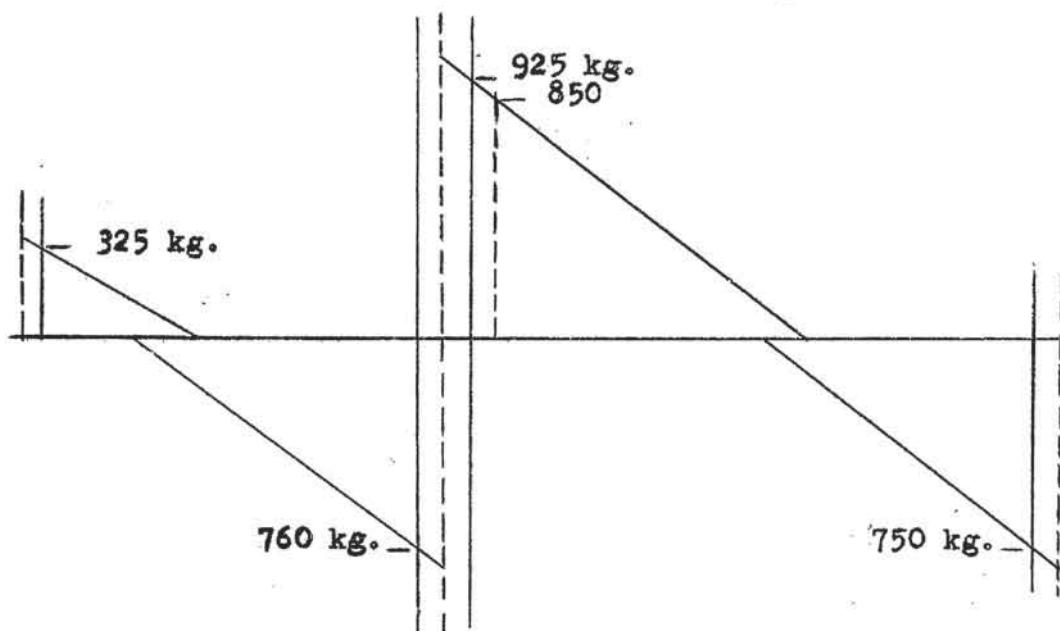
ENVOLVENTE MOMENTOS - ALIGERADO TIPO II

ESC. LONG. 1:50
ESC. MOM. 1cm=250 kg-m



ENVOLVENTE DE CORTE - ALIGERADO TIPO II

ESC. CORTE 1cm=250 kg.



3.00 m. 4.45 m.

POR PROPORCION CON SISTEMA 1.5 D . en apoyo 4 δ 6

pag.223

$$\frac{108}{276} = \frac{M_4}{538} \rightsquigarrow M_4 = \frac{108}{276} \times 538 = 211 \text{ Kg-m.}$$

SISTEMAS DE CARGAS 1.5 D + 1.8 L en apoyo 4 δ 6.

1) 1.5 D + 1.8 L₁ = 538 + 55 = 593 Kg-m.

2) 1.5 D + 1.8 L₂ = 538 + 160 = 698 Kg-m.

3) 1.5 D + 1.8 L₃ = 538 + 211 = 749 Kg-m.

ISOSTATICOS.

1.5 D.

$$L_1 = 3.00 \text{ m.} - \frac{1}{8} \times 276 (3)^2 = 311 \text{ Kg-m.}$$

$$L_2 = 4.45 \quad \frac{1}{8} \times 276 (4.45)^2 = 683 \text{ Kg-m.}$$

1.8 L.

$$L_1 = 3.00 \text{ m.} - \frac{1}{8} \times 108 (3)^2 = 121 \text{ Kg-m.}$$

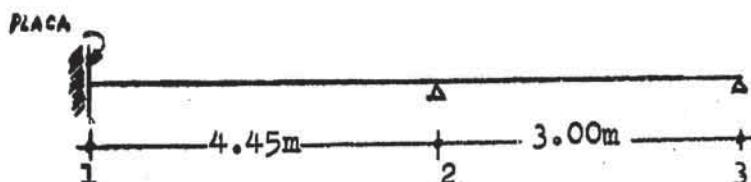
$$L_2 = 4.45 \text{ m.} - \frac{1}{8} \times 108 (4.45)^2 = 268 \text{ Kg-m.}$$

1.5 D + 1.8 L.

$$L_1 = 3.00 \text{ m.} - M_1 = 432 \text{ Kg-m.}$$

$$L_2 = 4.45 \text{ m.} \quad M_2 = 951 \text{ Kg-m.}$$

ALICERADO TIPO III PISOS TIPICOS 2do, PISO.



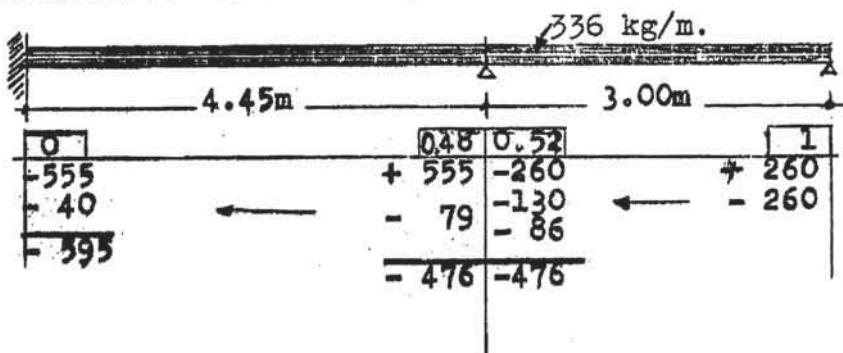
RIGIDEZES

$$\text{TRAMO } 1 - 2 \quad \frac{1}{L_1} = \frac{1}{4.45} = 0.225$$

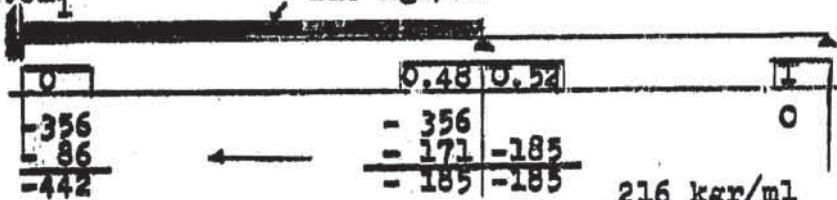
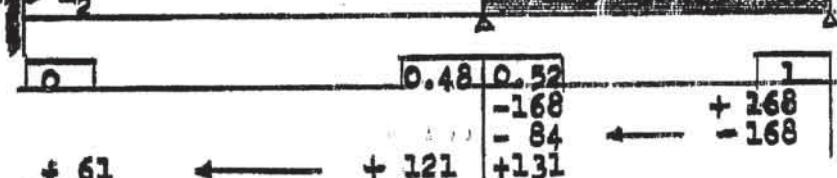
$$\text{TRAMO } 2 - 3 \quad \frac{1}{L_2} = \frac{1}{3.00} = 0.333$$

NUDO	1	2	3
MIEMBRO	1 - 2	2 - 1	2 - 3
K	0.225	0.225	$3/4 \times 0.333$
$D = \frac{K}{\sum K}$	$\frac{0.225}{\infty} = 0$	0.48	0.52

1) cargas permanentes. SISTEMA 1.5 L.



2) POR SOBRECARGAS

SISTEMA 1.8 L₁ 216 kgr/mlSISTEMA 1.8 L₂SISTEMA 1.8 L₃

Por proporción con sistema 1.5 D.

$$M_2 = \frac{216}{336} \times 476 = 306 \text{ Kg-m.} \quad M_1 = \frac{216}{336} \times (-595) = -384 \text{ Kg-m.}$$

SISTEMA DE CARGAS 1.5 D + 1.8 L. (ENVOLVEN. DE MOMENTOS)

Apoyo 1

$$1.5 D + 1.8 L_1 = -595 - 442 = -1,037 \text{ kg-m.}$$

$$1.5 D + 1.8 L_2 = -595 + 61 = -534 \text{ kg-m.}$$

$$1.5 D + 1.8 L_3 = -595 - 384 = -979 \text{ kg-m.}$$

$$1.5 D + 1.8 L_1 = + 476 + 185 = 661 \text{ kg-m.}$$

$$1.5 D + 1.8 L_2 = + 476 + 121 = 597 \text{ kg-m.}$$

$$1.5 D + 1.8 L_3 = 476 + 306 = 782 \text{ kg-m.}$$

ISOSTATICOS.

1.5 D.

$$L_1 = 3.00 \text{ m} \quad \frac{1}{8} \times 336 (3)^2 = 379 \text{ kg-m.}$$

$$L_2 = 4.45 \text{ m} - \frac{1}{8} \times 336 (4.45)^2 = 832 \text{ kg-m.}$$

1.8 L

$$L_1 = 3.00 \text{ m} - \frac{1}{8} \times 216 (3)^2 = 242 \text{ Kg-m.}$$

$$L_2 = 4.45 \text{ m. } - \frac{1}{8} \times 216 (4.45)^2 = 536 \text{ Kg-m.}$$

1.5 D + 1.8 L.

$$L_1 = 3.00 \text{ m. } M_1 = 621 \text{ Kg-m.}$$

$$L_2 = 4.45 \text{ m. } M_2 = 1,368 \text{ Kg-m.}$$

ENVOLVENTES DE CORTANTES (en Kg.)

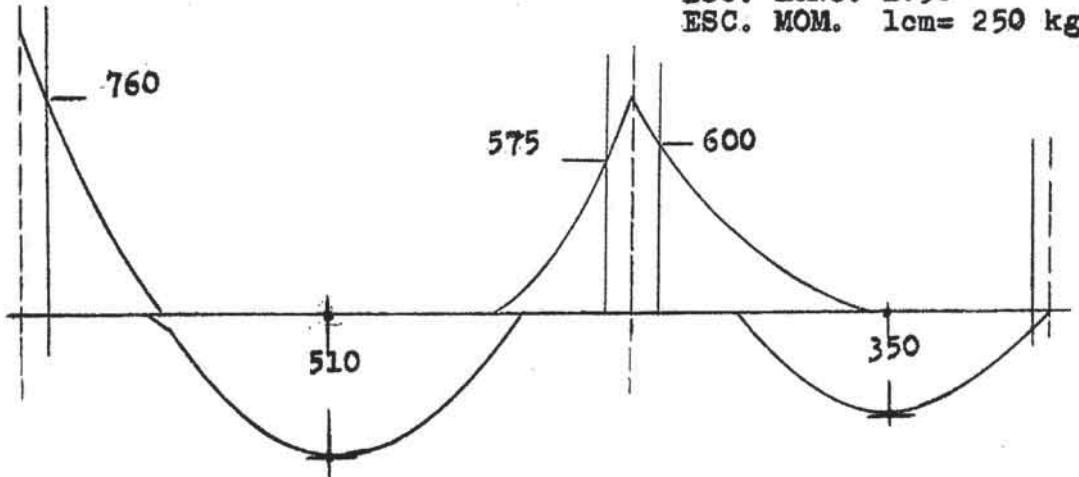
ALIGERADO TIPO II

EJES	CORTE	4'	4		5
SISTEMAS	FINAL	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.
1.5D + 1.8L ₁	ISOS	576	576	614	614
	HIPERS	-198	198	134	-134
	TOTAL	378	774	748	480
1.5D + 1.8L ₂	ISOS	414	414	854	854
	HIPERS	-53	53	36	-36
	TOTAL	361	467	890	818
1.5D + 1.8L ₃	ISOS	576	576	854	854
	HIPERS	-250	250	168	-168
	TOTAL	326	826	1,022	686

ENVOLVENTE DE MOMENTOS - ALIGERADO TIPO III

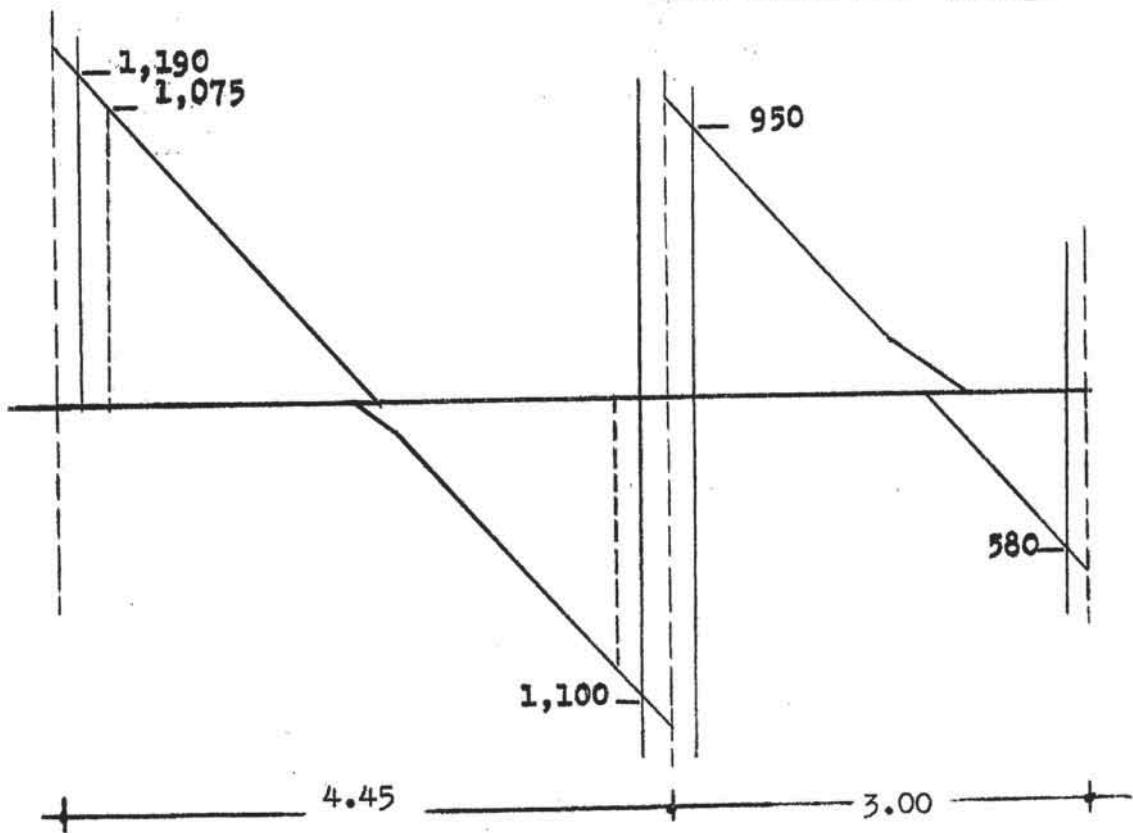
ESC. LONG. 1:50

ESC. MOM. 1cm = 250 kg-m.



ENVOLVENTE DE CORTE - ALIGERADO TIPO III

ESC. CORTE 1cm = 250kg.



ALIGERADO TIPO III

EJES-		1	2		3
SISTEMAS		DER.	IZQ.	DER.	IZQ.
1.5D + 1.8L ₁	ISOST	1,228	1,228	504	504
	HIPERS	85	- 85	220	-220
	TOTAL	1,313	1,143	724	284
1.5D + 1.8L ₂	ISOST	748	748	828	828
	HIPERS	- 14	14	199	-199
	TOTAL	734	762	1,027	629
1.5D + 1.8L ₃	ISOST	1,228	1,228	828	828
	HIPERS	42	- 42	260	-260
	TOTAL	1,270	1,186	1,088	568

ACERO EN ALIGERADO TIPO II.

Apoyo 4' 6' 6' Momentos negativos.

$$A_{S^D} = A_{S\min.} = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

Apoyo 4

$$\bar{M}_u = 610$$

$$A_{SE} = 1.15 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

Apoyo 5

$$A_{S^D} = A_{S\min.} = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

MOMENTOS POSITIVOS

$$\text{TRAMO } 4' - 4 \quad M_u^+ = 0.360$$

$$A_{SE} = 0.66 \text{ cm}^2 < A_{S\min.} = 1.10 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{S^D} = 1.10 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

$$\text{TRAMO } 4 - 5 \quad M_u^+ = .625 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 1.14 \text{ cm}^2 > A_{S\min.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{S^D} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

Máximo corte en cara del apoyo

$$V_u = .850 \text{ ton} \quad (\text{a dist. } d = 22)$$

$$\sigma_u = \frac{.850}{10 \times 22} = 3.9 \text{ Kgr/cm}^2 < 7.2 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{O.K.}) \text{ no requiere}$$

ensanche de vigueta.

ACERO EN ALIGERADO TIPO III.

MOMENTOS NEGATIVOS.

$$\text{Apoyo 1} \quad M_{u^-} = .760 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 1.435 \text{ cm}^2 \quad \triangleright \quad A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{SD} = 1.435 \text{ cm}^2 \quad 2 \varnothing 3/8.$$

$$\text{Apoyo 2} \quad M_{u^-} = 0.60 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \triangleright \quad A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{SD} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

$$\text{Apoyo 3} \quad A_{SD} = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

MOMENTOS POSITIVOS.

$$\text{TRAMO 1 - 2} \quad M_{u^+}^+ = .510 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 0.93 \text{ cm}^2 \quad \triangleleft \quad A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{SD} = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

$$\text{TRAMO 2 - 3} \quad M_{u^+}^+ = .350 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 1.11 \text{ cm}^2 \quad 1.1 \text{ cm}^2 \quad (A_{Smin.})$$

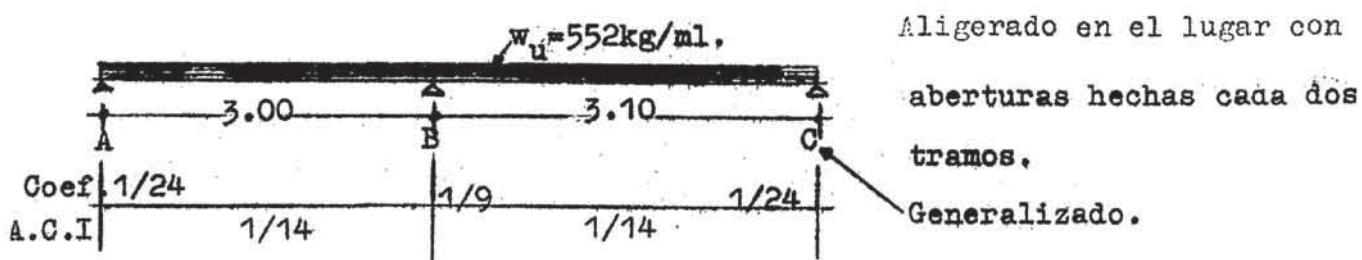
$$A_{SD} = 1.11 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

COMPROBACION POR CORTE.

Máximo corte a la distancia d, de la cara del apoyo.

$$V_u = 1,075 \text{ Kgr.}$$

$$\sigma_u = \frac{1,075}{10 \times 22} = 4.9 \text{ Kg/cm}^2 < 7.2 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\sigma_c \text{ esf.perm.del con-creto})$$



Aligerado en el lugar con
aberturas hechas cada dos
tramos.
Generalizado.

Momentos flectores (Por coeficientes del A.C.I.)

$$w_u L_1^2 = .552 \times 3.0^2 = 4.98 \text{ ton-m.}$$

$$w_u L_2^2 = .552 \times 3.1^2 = 5.30 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS.

$$M_A^- = \frac{1}{24} \times 4.98 = 0.207 \text{ ton-m.}$$

$$M_B^- = \frac{1}{9} \times 5.30 = 0.59 \text{ ton-m.}$$

$$M_C^- = \frac{1}{24} \times 5.30 = 0.22 \text{ ton-m.}$$

TRAMOS (Momentos positivos)

$$M_{A-B} = \frac{1}{14} \times 4.98 = 0.355 \text{ ton-m.}$$

$$M_{B-C} = \frac{1}{14} \times 5.30 = 0.38 \text{ ton-m.}$$

CALCULO DEL ACERO DE DISEÑO.

MOMENTOS NEGATIVOS

APOYO A $M_A^- = 0.207 \text{ ton-m.}$

$$A_{SE} = 0.395 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_S^D = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

APOYO B $M_B^- = 0.59 \text{ ton-m.}$

$$A_{SE} = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$A_S^D = 1.11 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

APOYO C $M_C^- = 0.22 \text{ ton-m.}$

$$A_{SE} = 0.418 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_S^D = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

MOMENTOS POSITIVOS.

pág. 230

TRAMO A - B $M_{A-B} = 0.355 \text{ ton-m.}$

$$A_{SE} = 0.66 \text{ cm}^2 < A_{Smin.}$$

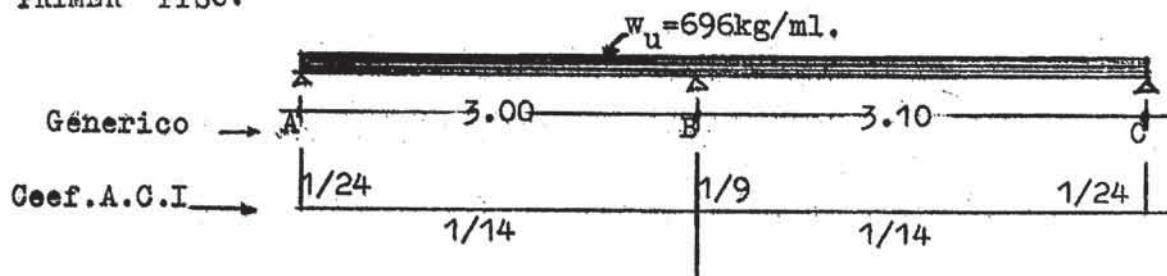
$$A_{SD} = 1.1 \text{ cm}^2 \quad l \not\propto 1/2$$

TRAMO B - C $M_{B-C} = 0.38 \text{ ton-m.}$

$$A_{SE} = 0.70 \text{ cm}^2 < A_{Smin.}$$

$$A_{SD} = 1.1 \text{ cm}^2 \quad l \not\propto 1/2$$

PRIMER PISO.



Momentos flectores.

$$w_u L_1^2 = 0.696 \times 3^2 = 6.26 \text{ ton-m.}$$

$$w_u L_2^2 = 0.696 \times 3.1^2 = 6.70 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS.

$$\bar{M_A} = \frac{1}{24} \times 6.26 = 0.26 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M_B} = \frac{1}{9} \times 6.70 = 0.74 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{M_C} = \frac{1}{24} \times 6.70 = 0.28 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS POSITIVOS.

TRAMO A - B $\bar{M}_{A-B}^+ = \frac{1}{14} \times 6.26 = 0.45 \text{ ton-m.}$

TRAMO B - C $\bar{M}_{B-C}^+ = \frac{1}{14} \times 6.70 = 0.48 \text{ ton-m.}$

CALCULO DEL ACERO DE DISEÑO.

MOMENTOS NEGATIVOS .

APOYO A $\bar{M}_A = 0.26 \text{ ton-m.}$

$$A_{SE} = 0.495 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{SD} = 1.1 \text{ cm}^2 \quad l \not\propto 1/2$$

APOYO B $M_B^- = 0.74 \text{ ton-m.}$

pág. 231

$$A_{SE} = 1.41 \text{ cm}^2 > A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_S^D = 1.41 \text{ cm}^2 \quad 2 \varnothing 3/8 \quad (1.425 \text{ cm}^2)$$

APOYO C $M_C^- = 0.28 \text{ ton-m.}$

$$A_{SE} = 0.52 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_S^D = 1.10 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

COMPROBACION POR CORTE (Solo en 1er. piso mas desfavorable)

$$V_u = 0.575 \times 0.696 \times 3.10 = 1.24 \text{ ton.}$$

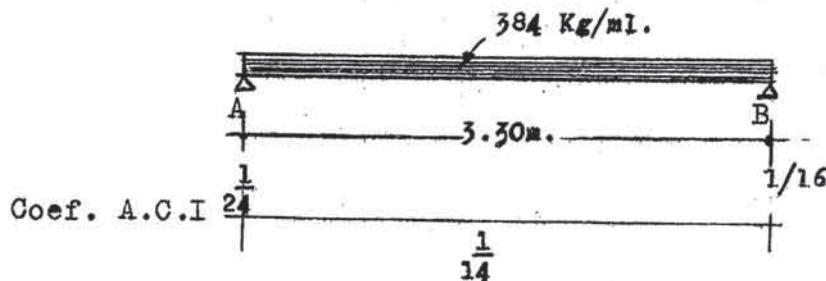
a distancia d

$$V_u = 1.24 - 0.22 \times 0.696 = 1.24 - 0.153 = 1.087 \text{ ton.}$$

$$V_u = \frac{1,087}{10 \times 22} = 5.4 \text{ Kgr/cm}^2 < V_c = 7.2 \text{ Kgr/cm}^2$$

ALIGERADO TIPO V (en azotea)

en aberturas hechas para ventilación, en extremos, y de un solo tramo.



Momentos flectores (Por coeficiente del A.C.I.)

$$W_u l^2 = .384 (3.30)^2 = 4.20 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS.

$$M_A^- = \frac{1}{24} \times 4.20 = 0.176 \text{ ton-m.}$$

$$M_B^- = \frac{1}{16} \times 4.20 = 0.262 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS POSITIVOS.

$$M_{A-B}^+ = \frac{1}{14} \times 4.20 = 0.30 \text{ ton-m.}$$

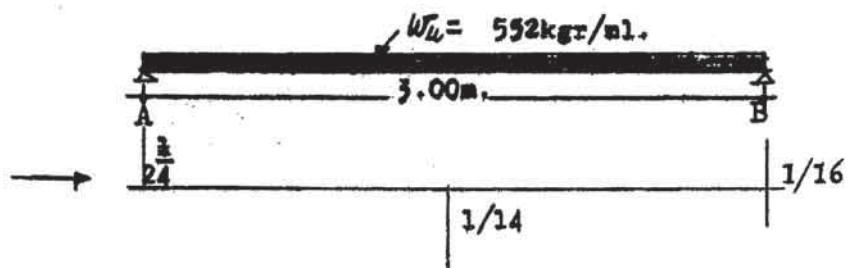
CALCULO DE ACERO DE DISEÑO.

En todos estos momentos manda el $A_{Smin.}$.

$$\therefore A_S^D = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

PISOS TIPICOS Y 2do. PISO.

COEF. ACI



Momentos flectores (A.C.I)

$$w_u l^2 = 0.552 (3)^2 = 5 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS.

$$M_A^- = \frac{1}{24} \times 5.00 = 0.21 \text{ ton-m.}$$

$$M_B^- = \frac{1}{16} \times 5.00 = 0.312 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS POSITIVOS.

$$M_{A-B}^+ = \frac{1}{14} \times 5.00 = 0.36 \text{ ton-m.}$$

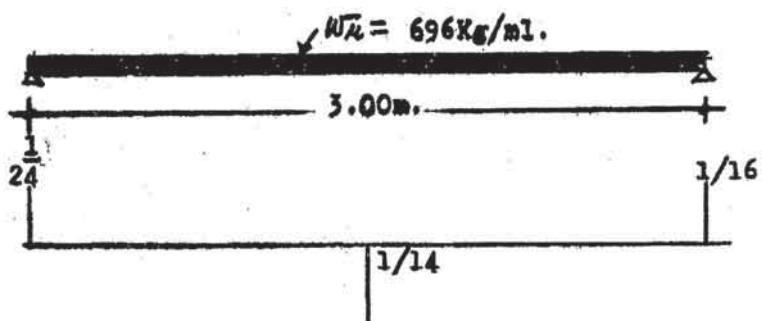
CALCULO DE ACERO DE DISEÑO.

A todos estos momentos manda $A_{S\min.} = 1.1 \text{ cm}^2$

$$A_S^D = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2 .$$

EN PRIMER PISO.

COEF. (A. C.I.)



Momentos flectores.

$$w_u l^2 = 0.696 (3)^2 = 6.30 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS.

$$M_A^- = \frac{1}{24} \times 6.30 = 0.263 \text{ ton-m.}$$

$$M_B^- = \frac{1}{16} \times 6.30 = 0.395 \text{ ton-m.}$$

$$M_{A-B}^+ = \frac{1}{14} \times 6.30 = 0.45 \text{ ton-m.}$$

CALCULO DEL ACERO DE DISEÑO.

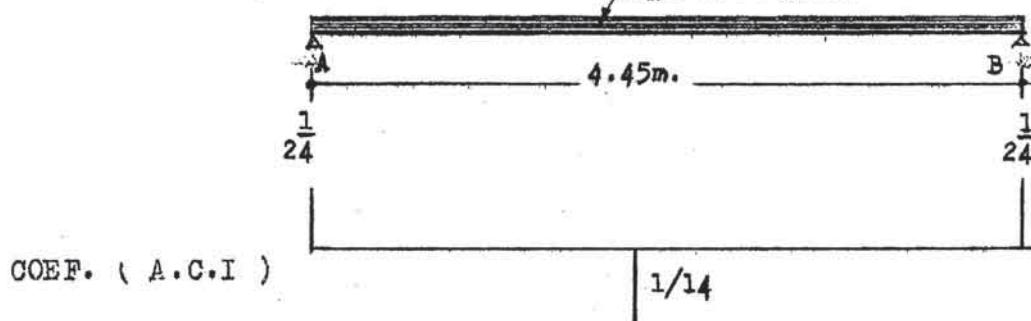
Manda en todos estos momentos A_{Smin} .

$$A_S^D = 1.1 \text{ cm}^2 \quad l \not\propto 1/2 .$$

ALIGERADO TIPO VII.

EN AZOTEA.

$$w_u = 384 \text{ kg/ml.}$$



COEF. (A.C.I)

Momentos flectores

$$w_u l^2 = 384 (4.45)^2 = 7.6 \text{ ton-m.}$$

MOMENTO NEGATIVO.

$$\text{APOYO A} \quad M_A^- = M_B^- = \frac{1}{24} \times 7.6 = 0.317 \text{ ton-m.}$$

MOMENTO POSITIVO.

$$M_{A-B}^+ = \frac{1}{14} \times 7.6 = 0.542 \text{ ton-m.}$$

CALCULO DE ACERO DE DISEÑO.

Para momentos negativos manda A_{Smin} .

$$\therefore A_S^D = 1.1 \text{ cm}^2 \quad l \not\propto 1/2 .$$

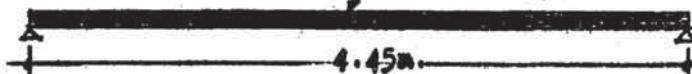
Para momentos positivos .

$$M^+ = 0.542 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 1.0 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_S^D = 1.1 \text{ cm}^2 \quad l \not\propto 1/2 .$$

$$w_u = 552 \text{ kg/ml.}$$



Momentos flectores.

$$W_u l^2 = .552 (4.45)^2 = 11. \text{ ton-m.}$$

MOMENTO NEGATIVO.

$$M_A^- = M_B^- = \frac{1}{24} \times 11. = 0.46 \text{ ton-m.}$$

MOMENTO POSITIVO.

$$M_{A-B}^+ = \frac{1}{24} \times 11 = 0.79 \text{ ton-m.}$$

AREA DE ACERO DE DISEÑO.

Para momento negativo manda $A_{Smin.}$

$$A_S^D = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2.$$

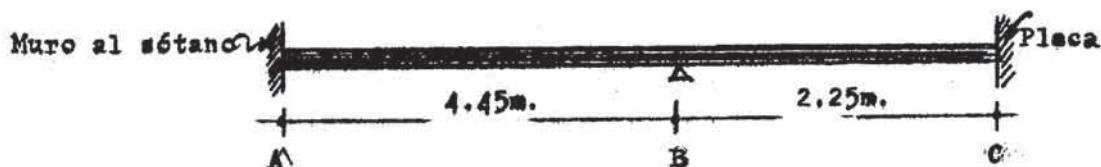
Para momento positivo.

$$M^+ = 0.79 \text{ ton-m.}$$

$$A_{SE} = 1.44 \text{ cm}^2 > A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_S^D = 1.44 \text{ cm}^2 \quad 2 \varnothing 3/8$$

PRIMER PISO. ALIGERADO TIPO VIII



RIGIDEZES.

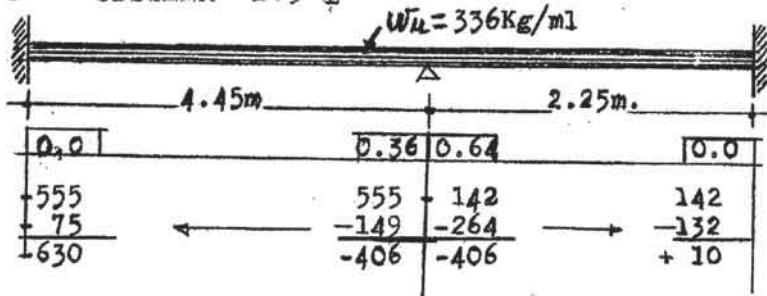
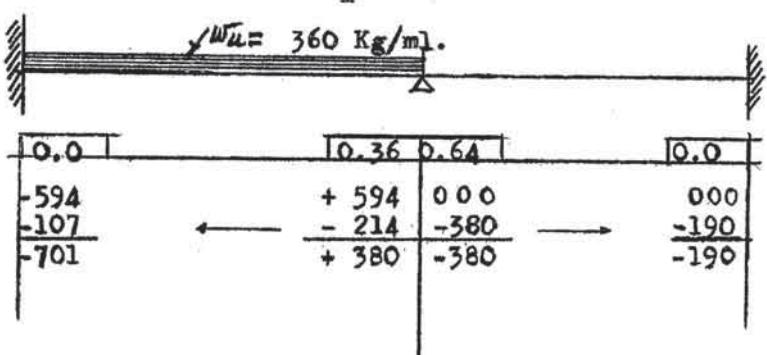
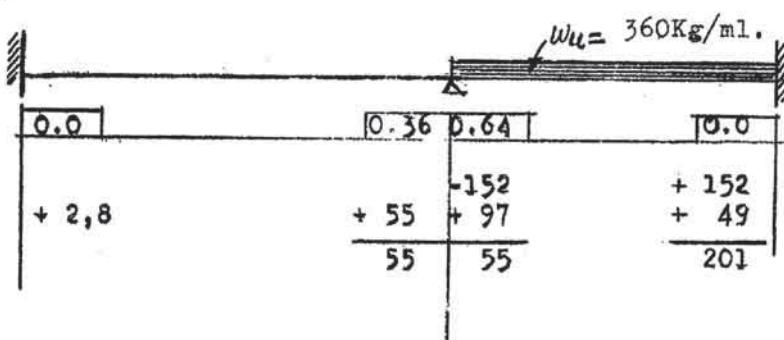
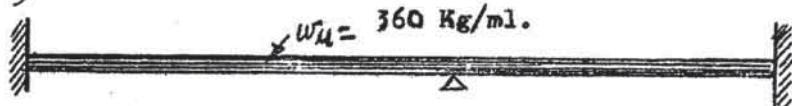
$$\text{TRAMO A - B. } \frac{1}{L_1} = \frac{1}{4.45} = 0.225$$

$$\text{TRAMO B - C. } \frac{1}{L_2} = \frac{1}{2.25} = 0.400$$

FACTORES DE DISTRIBUCION

NUDO	A	B	C	
MIEMBRO	A - B.	B - A	B - C	C - B
K	0.225	0.225	0.400	0.400
$C = \frac{K}{\sum K}$	$\frac{0.225}{\infty} = 0$	0.36	0.64	$0.4/\infty = 0$

1 Cargas permanentes. SISTEMA 1.5 L

2 Por sobre carga. SISTEMA 1.8 L₁3 SISTEMA 1.8 L₂4 SISTEMA 1.8 L₃

Por proporción con sistema 1.5 D.

$$M_A = \frac{360}{336} \times (-630) = -675 \text{ kg-m.}$$

$$M_B = \frac{360}{336} \times (-406) = -435 \text{ kg-m.}$$

$$M_B = \frac{360}{336} \times (+10) = +11. \text{ kg-m.}$$

APOYO A $1.5 D + 1.8 L_1 = - 1,331 \text{ kg-m.}$

$1.5 D + 1.8 L_2 = - 602 \text{ kg-m.}$

$1.5 D + 1.8 L_3 = - 1,305 \text{ kg-m.}$

APOYO B $1.5 D + 1.8 L_1 = + 786 \text{ kg-m.}$

$1.5 D + 1.8 L_2 = + 461 \text{ kg-m.}$

$1.5 D + 1.8 L_3 = + 841 \text{ kg-m.}$

APOYO C $1.5 D + 1.8 L_1 = - 1.80 \text{ kg-m.}$

$1.5 D + 1.8 L_2 = + 211 \text{ kg-m.}$

$1.5 D + 1.8 L_3 = + 21 \text{ kg-m.}$

ISOSTATICOS.

1.5 D

$$L_1 = 4.45 \text{ m. } \frac{1}{8} \times 336 (4.45)^2 = 832 \text{ kg-m.}$$

$$L_2 = 2.25 \text{ m. } \frac{1}{8} \times 336 (2.25)^2 = 213 \text{ kg-m.}$$

1.8 L

$$L_1 = 4.45 \text{ m. } \frac{1}{8} \times 360 (4.45)^2 = 594 \text{ kg-m.}$$

$$L_2 = 2.25 \text{ m. } \frac{1}{8} \times 360 (2.25)^2 = 228 \text{ kg-m.}$$

1.5 D + 1.8 L

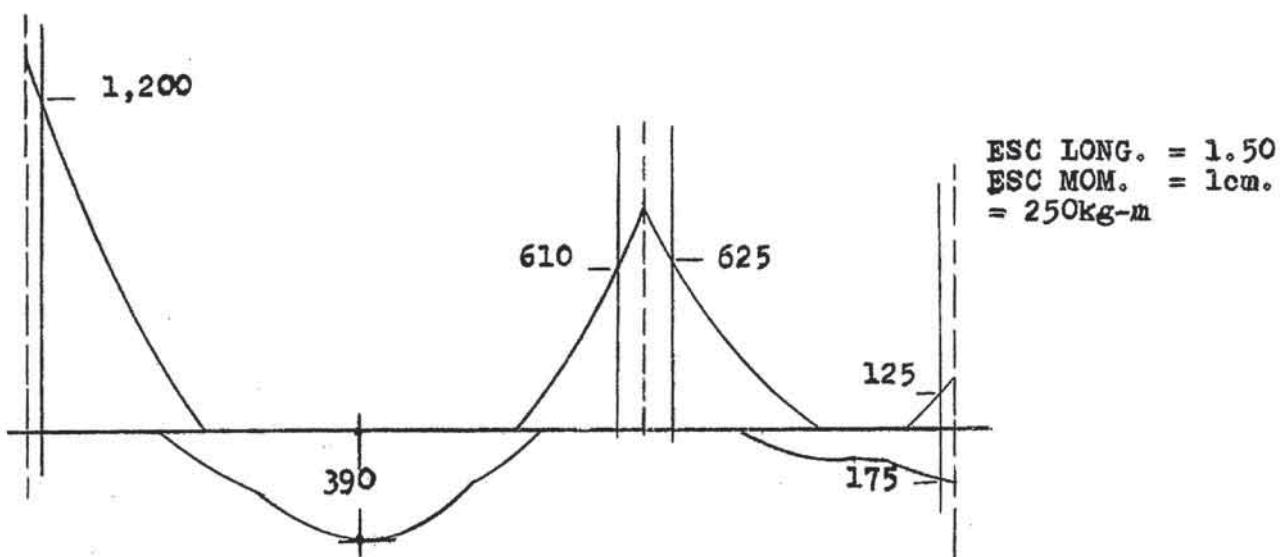
$$L_1 = 4.45 \text{ m. } M_1 = 1,426 \text{ Kg-m.}$$

$$L_2 = 2.25 \text{ m. } M_2 = 441 \text{ Kg-m.}$$

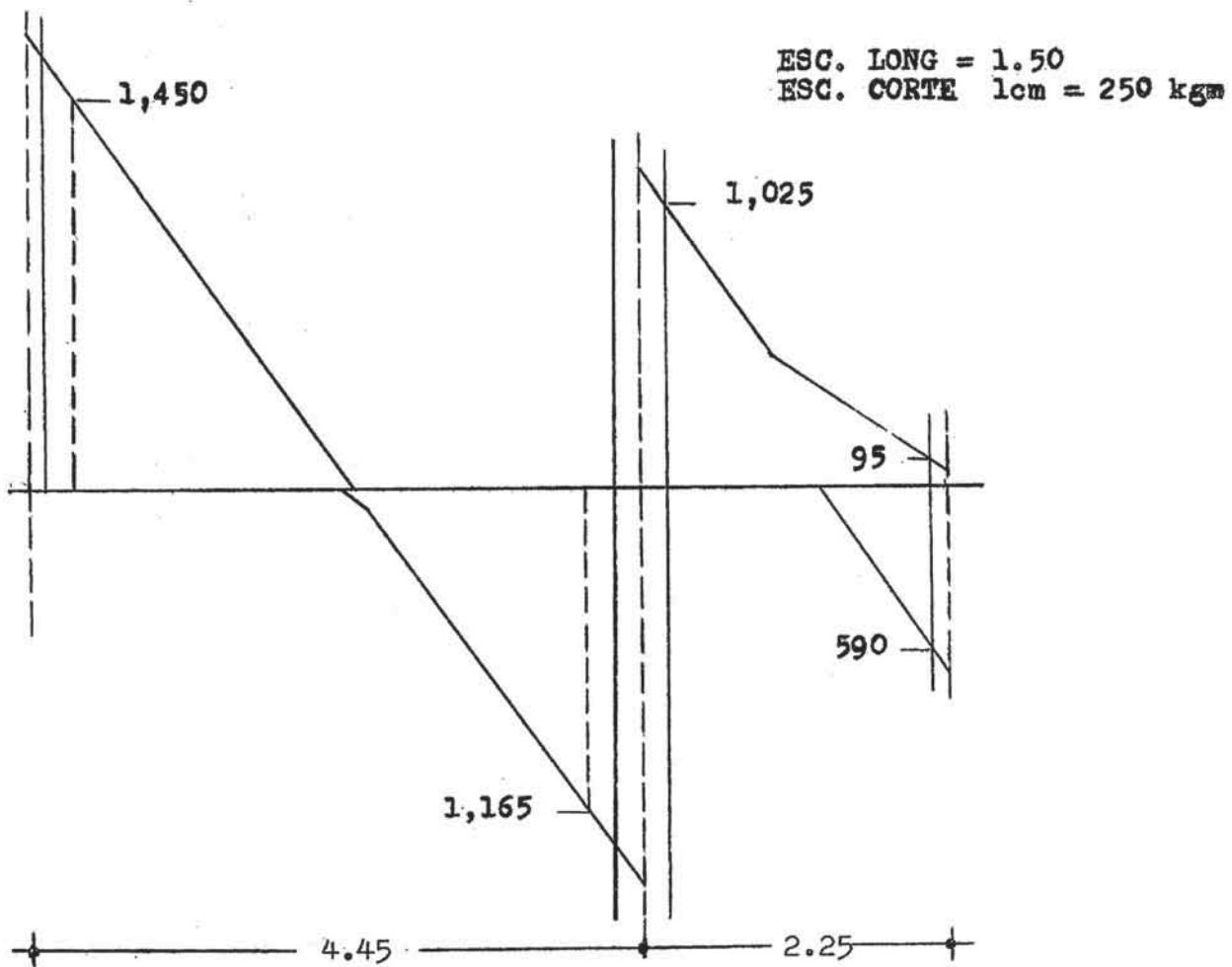
ENVOLVENTE DE CORTANTES (TIPO VIII)

EJES →	CORTANTE ↓	A	B	C	
SISTEMA		DER.	IZQ.	DER.	IZQ.
1.5D + 1.8L ₁	ISOST.	1,550	-1,550	380	380
	HIPERS	123	-123	430	-430
	TOTAL	1,673	1,427	810	-50
1.5D + 1.8L ₂	ISOST.	750	750	785	785
	HIPERS	32	-32	112	-112
	TOTAL	782	718	897	673
1.5D + 1.8L ₃	ISOST.	1,550	1,550	785	785
	HIPERS	104	-104	385	-385
	TOTAL	1,654	1,446	1,170	400

ENVOLVENTE DE MOM. ALIGERADO TIPO VIII



ENVOLVENTE DE CORTE ALIGERADO TIPO VIII



MOMENTOS NEGATIVOS.

Apoyos generales (A, B y C)

$$\text{Apoyo A} \quad M_A^- = 1.2 \text{ ton-m} \quad A_{SE} = 2.32 \text{ cm}^2 \quad A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_S^D = 2.32 \text{ cm}^2 \quad 2 \varnothing 1/2$$

$$\text{Apoyo B} \quad M_B^- = .625 \text{ ton-m} \quad A_{SE} = 1.18 \text{ cm}^2 \quad A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_S^D = 1.18 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2.$$

$$\text{Apoyo C} \quad M_C^- = 0.125 \text{ ton-m} \quad \text{Manda } A_{Smin.}$$

$$A_S^D = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2.$$

MOMENTOS POSITIVOS.

TRAMO A - B

$$M_{A-B}^+ = .390 \text{ ton-m.} \quad A_{SE} = 1.24 \text{ cm}^2 > A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_S^D = 1.24 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

TRAMO B -- C

$$M_{B-C}^+ = .175 \text{ ton-m.} \quad \text{Manda } A_{Smin.}$$

$$A_S^D = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

Comprobación por Corte

Máximo corte a la distancia $d = .22 \text{ m.}$ de la cara del apoyo.

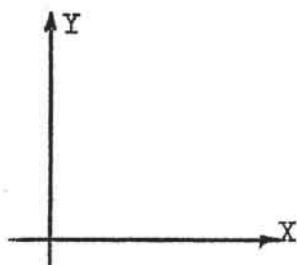
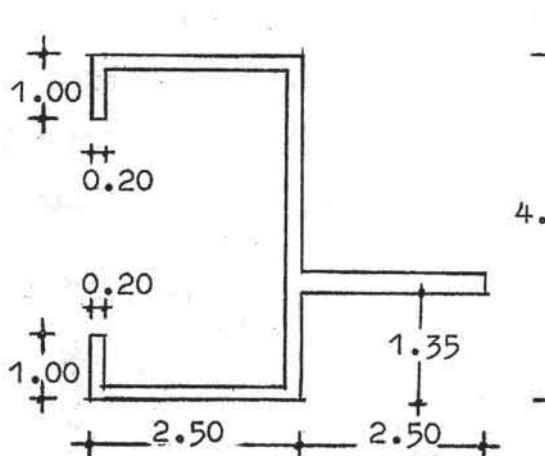
$$V_u = 1.450 \text{ Kgr.}$$

$$v_u = \frac{1,450}{10 \times 22} = 6.65 \text{ Kgr/cm}^2 < v_{uc} = 7.2 \text{ Kgr/cm}^2 \quad (\text{esfuerzo permisible en el concreto.})$$

METRADO DE CARGA PARA ASCENSORES

NIVEL	CARGA PERMANENTE			SOBRECARGAS						CARGA TOTAL				
	PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADO		PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADO		REDUCTO ACUMULADA		SERV.	ULT.				
		SERVICIO	ULTIMO		SERV.	ULT.	SERV.	JLT.						
	CARGAS SOBRE NIVEL DE AZOTEA TANQUE ELEVADO-PARTE DE PESO pp de tapa320x250x240-1920 piso 320x250x360 - 2880 pareds.lat.3x320x140 x480 6420 CUARTO MAQ/ PARTE DE SUSPESO techo125x590x240 1770 PIISO 125x590x360 2650 pareds.lat. 550(370-140) 6085 CAJA DE ASCENSORES pared lat.1340x020x140 x2400 9000 5616 Peso de Ascensores 4410 40751			TANQUE: AGUA 1.40x2.30x2.90 x1000 9320 CUARTO MAQ. 1.25x590x500 3700 ASCENSOR s/o 2200 15x40751					15220	27396	15220	27396	55971	88523
A°	PISO220x590(100+360) 5970 peso escalera 2130 tab y viga 2290 pared lat ascensores 1745x020x280x2400 18000 28390	69141	15x69141 =103712	escalera 1140 1140		18x16360			16360	29448	16360	29448	85501	133160
5°	PISO 220x590(100+360) 5970 peso escalera 4175 tab y viga 2290 Incinerador 4450 pareds.lat ascensores 18000 34885	104026	15x104026 156039	escalera 220x590x300= 3900 2180 5080	18x22440 0.9x 22440	0.9x 40392 20196	0.9x 36354	0.9x 124222	22440	40392	20196	36354	124222	192293
4°	IQUAL AL ANTERIOR 34885	138911	15x138911 208500	IQUAL AL ANTERIOR= 6080	18x34600 0.8x 28520	0.8x 51336 22816	0.8x 41069	0.8x 161727	28520	51336	22816	41069	161727	249569
3°	IQUAL AL ANTERIOR 34885	173796	15x173796 260694	IQUAL AL ANTERIOR= 6080	18x34600 0.7x 34600	0.7x 52280 24220	0.7x 43596	0.7x 198018	34600	52280	24220	43596	198018	304290
2°	IQUAL AL ANTERIOR 34885	208681	15x208681 313022	IQUAL AL /NTERIOR= 6080	18x40680 0.6x 40680	0.6x 73224 24408	0.6x 43934	0.6x 233089	40680	73224	24408	43934	233089	256956
M	PAREDES lat caja de ascensores 1595x020x280x2400 21437 RESTO ANTERIOR 16885 38322	247003	15x247003 370505	IQUAL AL ANTERIOR= 6080	18x46760 0.5x 46760	0.5x 84168 23380	0.5x 42084	0.5x 270583	46760	84168	23380	42084	270583	412589
1°	PISO 5970 peso escalera 2045 pared lat ascensor 7700 19715		15x262718 220x590x500	PISO 6490 escalera 1090 7580	18x54340 0.5x 54340	0.5x 97812	0.5x 442983	0.5x 442983	54340	97812	27170	48906	289888	442983
ZAPATA		262718	394077											

* carga en Kgr.



C.G DE SECCION

$\bar{x} = 194.473 \text{ cm.}$

$\bar{y} = 214.022 \text{ cm.}$

AREA DE SECCION.

$$A_g = \left\{ [2 \times 460 - (460 - 2 \times 100)] + 2(250 - 40) + 250 \right\} 20 = \\ = 26,600 \text{ cm}^2.$$

1) Diseño por compresión.

Del reglamento A.C.I -63. El esfuerzo de compresión permisible es :

$$f_c = 0.224 f'_c \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right] \times 1.90$$

siendo h = distancia vertical entre niveles t = espesor de los muros = 20 cm.

$$\therefore f_c = 0.225 \times 210 \left[1 - \left(\frac{270}{40 \times 20} \right)^3 \right] 1.90 = 89.40 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo actuante :

$$P_u/A_g = \frac{412,589}{26,600} = 15.5 \text{ Kgr/cm}^2 < 89.40 \text{ Kgr/cm}^2$$

No necesita refuerzo en compresión.

REFUERZO MINIMO.

a) Armadura horizontal.

Por reglamento A.C.I -63 el refuerzo horizontal; con relación al área de sección reforzada no será menor de 0.0025.

$$A_{sh} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5.00 \text{ cm}^2/\text{mt.}$$

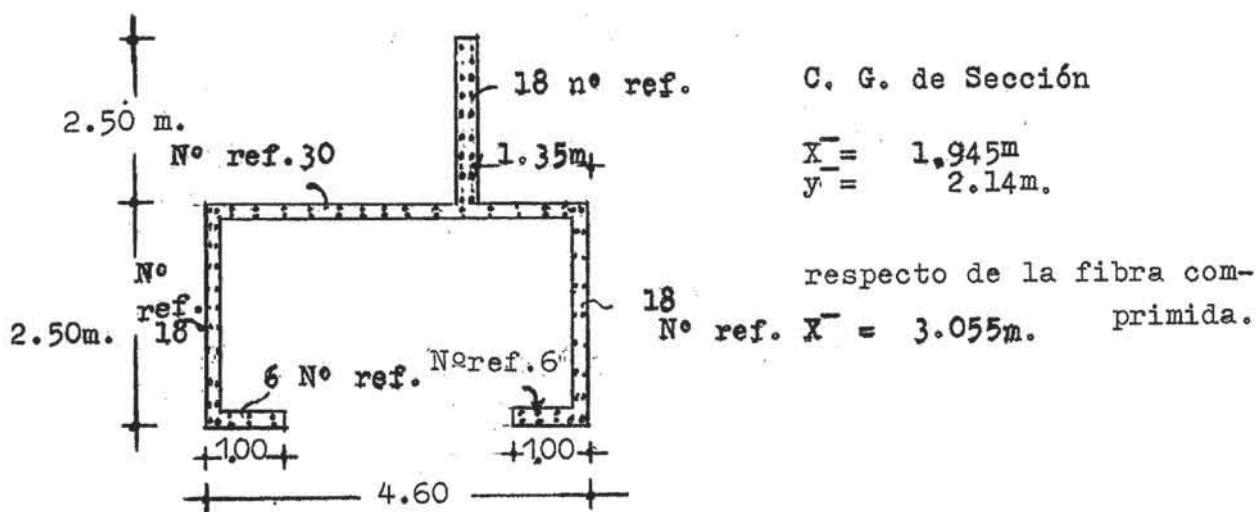
con varillas $\varnothing 3/8"$ a dos ramas tendremos un espaciamiento de

$$\frac{0.713 \times 100}{500 \div 2} = 28.5 \text{ cm.}$$

Se calculará la curva de interacción para una determinada cuantía.

Se procederá para $P = 0.0042$ para tener $A_S = 0.0042 \times 100 \times 20$.
 $A_S = 8.4 \text{ cm}^2$ y dar un espaciamiento de $S = \frac{1.267 \times 100}{8.40} = 15 \text{ cm}$.
 (una cara) a dos caras será a 30 cm.

DISTRIBUCION DEL ACERO EN LAS PLACAS. $\phi 1/2$.



PUNTOS DE LA CURVA DE INTERACCION.

a) Punto de compresión .

$$P_0 = 0.85 f'_c A_c + \sum A_s f_y .$$

$$P_0 = 0.85 \times 2,100 \times 2.66 + 96 \times 1,267 \times 2.8 = 5,090 \text{ ton.}$$

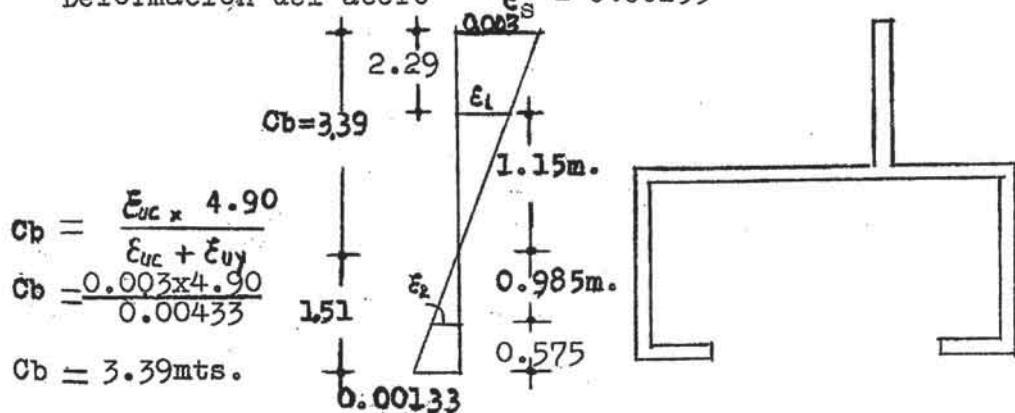
$$\text{Para el diseño } P' = 0.75 \times 5,090 = 3,820 \text{ ton.}$$

b) Punto de falla balanceada .

Se debe cumplir que :

Deformación del concreto (Unitaria) $\epsilon_u = 0.003$

Deformación del acero $\epsilon_s = 0.00133$



Altura del block. $a_b = 0.85 \times 3.39 = 2.88 \text{ m.}$

pág. 243

Área comprimida de la sección .

$$A_{cb} = 0.20 (2.50 + 4.60 + 0.28 \times 2) = 1.492 \text{ m}^2 .$$

Su centro de gravedad estará de la fibra comprimida a una distancia .

$$g_b = \frac{2.50 \times 0.20 \times 2.50/2 + 4.60 + 0.20 \times 2.60 + 0.18 \times 2 \times 0.20 \times 2.81}{1.492}$$

$$g_b = \frac{3.262}{1.492} = 2.16 \text{ mts.}$$

Deformaciones unitarias en las barras

$$E_1 = \frac{1.15}{3.39} \times 0.003 = 0.001 \text{ (no fluye)}$$

$$E_2 = \frac{0.985}{1.51} \times 0.00133 = 0.00084 \text{ (no fluye)}$$

Esfuerzos.

$$f_{s_1} = 0.001 \times 2.1 \times 10^6 = 2,100 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_{s_2} = 0.00084 \times 2.1 \times 10^6 = 1,770 \text{ Kgr/cm}^2$$

Pensiones.

$$T_1 = 2.10 \times 64 \times 1.267 = + 170$$

$$T_2 = 1.77 \times 32 \times 1.267 = - 72$$

$$C = 0.85 \times 2,100 \times 1.492 = \underline{2,680}$$

$$P_o = 2,778 \text{ ton.}$$

Momentos.

$$M_1 = 170 \times 0.765 = 130$$

$$M_2 = - 72 (- 1.37) = 99$$

$$M_3 = 2,680 \times 0.895 = \underline{2,400}$$

$$M = 2,629$$

Para el diseño.

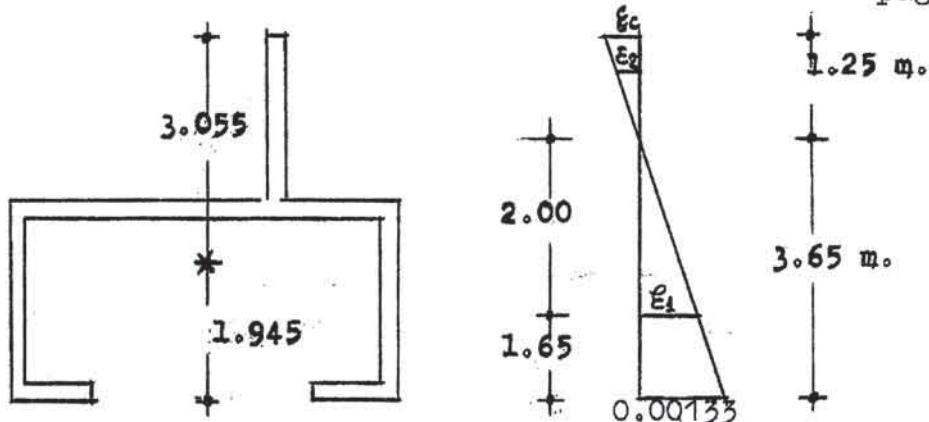
$$P' = 0.75 \times 2,778 = 2,090 \text{ ton.}$$

$$M' = 0.9 \times 2,629 = 2,370 \text{ ton.}$$

PUNTOS DE TRACCION.

1) Eje neutro a 1.25 m de fibra comprimida.

Altura del block. $a = 0.85 \times 1.25 = 1,063$.



Deformaciones de acuerdo a la figura.

$$\epsilon_1 = \frac{2.00}{3.65} \times 0.00133 = 0.00073 \text{ (no fluye.)}$$

Para ϵ_2 se halla ϵ_c

$$\frac{\epsilon_c}{0.00133} = \frac{1.25}{3.65} \quad \epsilon_c = \frac{1.25}{3.65} \times 0.00133 = 0.00045$$

$$\therefore \epsilon_2 = 0.00023 \text{ (no fluye)}$$

Esfuerzos.

$$f_{s_1} = 0.00073 \times 2.1 \times 10^6 = 1,530 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_{s_2} = 0.00023 \times 2.1 \times 10^6 = 483 \text{ Kgr/cm}^2$$

Tensiones.

$$T_1 = 1.53 \times 86 \times 1.267 = -167$$

$$T_2 = 0.483 \times 10 \times 1.267 = 6$$

$$\sigma = 0.85 \times 2100 \times 0.2 \times 1.063 = \underline{380}$$

219 ton.

Momentos.

$$M_1 = -16.7 (-0.295) = 49$$

$$M_2 = 6 \times 2.43 = 15$$

$$M_3 = 380 \times 2.52 = \underline{960}$$

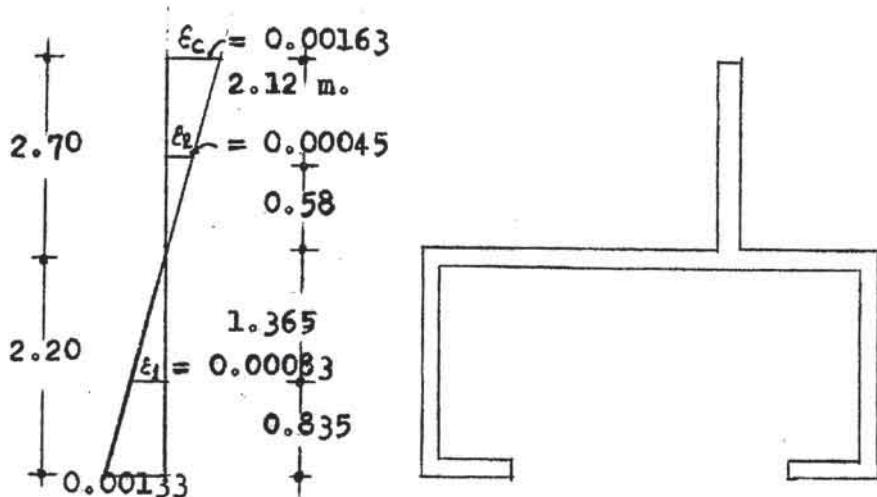
1,024 ton-m.

Para el diseño.

$$P' = 0.75 \times 219 = 164 \text{ ton-m.}$$

$$M' = 0.90 \times 1,024 = 926 \text{ ton-m.}$$

Si el eje neutro esta a 2.70 de la fibra mas comprimida.



$$\text{Altura del block. } a = 0.85 \times 2.70 = 2.30 \text{ m.}$$

Deformaciones unitarias según figura.

$$\epsilon_1 = 0.00083 \text{ (No fluye.)}$$

$$\epsilon_2 = 0.00045 \text{ (No fluye.)}$$

Esfuerzo :

$$f_{s_1} = 0.00083 \times 2.1 \times 10^6 = 1,740 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_{s_2} = 0.00045 \times 2.1 \times 10^6 = 945 \text{ Kgr/cm}^2$$

Tensiones :

$$T_1 = 1.74 \times 46 \times 1.267 = -102 \text{ ton.}$$

$$T_2 = 0.945 \times 50 \times 1.267 = 60 \text{ ee}$$

$$C = 0.85 \times 2100 \times 0.2 \times 2.30 = \underline{820} \text{ ton.}$$

$$P_o = 778 \text{ ton.}$$

Momentos.

$$M_1 = -102 (-1.11) = 113$$

$$M_2 = 60 (0.935) = 56$$

$$M_3 = 820 (1.905) = \underline{1,600}$$

$$M_o = 1,769 \text{ ton-m.}$$

Para el diseño.

pág. 246

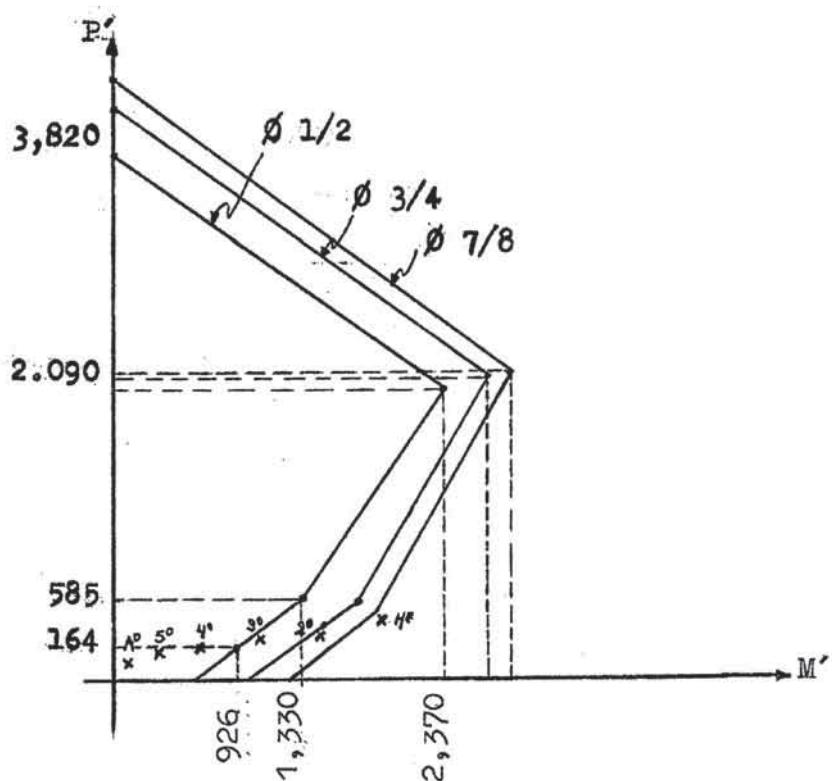
$$P' = 0.75 \times 778 = 585 \text{ ton}$$

$$M' = 0.90 \times 1,769 = 1,593 \text{ ton-m.}$$

CURVA DE INTERACCION.

CAJA DE ASCENSOR.

ESC. 1 cm = 500 ton.
1 cm = 500 ton.-m.



PLACA I									
NIVEL	CARGAS PERMANENTES			SOBRE CARGAS					CARGA TOTAL
	PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADO		PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADO		REDUCIDA ACUMULADA		SERVICIO
		SERVICIO	ULTIMO		SERVICIO	ULTIMO	SERVICIO	ULTIMO	
A ⁰	A1OTSA (100+360)10.50x2.225= 10,750 V3 020x060x445x2400= 1,280 V3 020x055x445x2400= 1,175 PARA P 010x090x445x2400= 960 C.P 100x4.45x2.30 = 1,246 P.P 0.2x10.5x2.8x2,400 = 14,150 O.D 0.15x7.40x2.8x2,400= 7,460	1.8 x 37,021		150x10.50x2.225= 3,500			1.8 x 3,500 " 6,300		
A ⁰	37,021	37,021	66,638		3,500		3,500	6,300	40,521 72,938
5 ^o	Igual al anterior 37,021	1.8 x 74,042		300x0.50x2.225= 7,000	10,500	1.8 x 10,500 18,900	0.9 x 10,500 9,450	0.9 x 18,900 17,910	83,492 122,286
4 ^o	Igual al anterior 37,021	1.8 x 111,063		300x10.50x2.225= 7,000	17,500	1.8 x 17,500 31,500	0.8 x 17,500 14,000	0.8 x 17,500 25,200	125,063 225,113
3 ^o	Igual al anterior 37,021	1.8 x 148,084		300x10.5x2.225= 7,000	24,500	1.8 x 24,500 31,500	0.7 x 24,500 17,150	0.7 x 44,100 30,870	155,234 297,421
2 ^o	PISO 10,750 V.S 11,280 V.B 1,175 Para P 960 P.P. 0.2x7.5x7.5x2400= 19,300 Decor. O.D 0.15x7.40x575x24 = 15,500 ZAPATA 48,765	1.8 x 196,849		300x10.5x2.225= 7,000		1.8 x 31,500 " 18,900	0.6 x 31,500 " 18,900	0.6 x 56,700 " 34,020	
A ⁰	29,561	55,210			31,500	56,700			215,749 368,348
NIVEL PLACA II									
A ⁰	DE METRADO ANTERIOR 0 37,021 (-) O.D 7,460	29,561	1.8 x 29,561	1.50x10.50x2.225= 3,500		1.8 x 3,500			
A ⁰	Igual al anterior 29,561	59,122		300x10.50x2.225= 7,000	10,500				68,572 123,439
4 ^o	Igual al anterior 29,561	88,683		300x10.50x2.225= 7,000	17,500				102,683 184,829
3 ^o	Igual al anterior 29,561	118,244		300x10.50x2.225= 7,000	24,500				135,394 243,709
2 ^o	PISO 10,750 V.S 1,280 V.B 1,175 Para P 960 C.P 1,246 P.P 0.2x12.4x28x2400= 16,650 32,061	1.8 x 150,305		300x10.5x2.225= 7,000		1.8 x 31,500 56,700	0.6 x 31,500 18,900	0.6 x 31,700 34,020	
A ⁰	150,305	270,549			31,500	56,700			169,205 304,569
A ⁰	PISO (100+360)2225x1240=13,200 V.3 1,280 Para P 0.15x1.20x4.45x2,400 = 1,920 C.P 397x2225x100 = 885 P.P 0.2x12.4x3.97x2400= 23,600 40,885	1.8 x 191,190		300x12.40x2.225= 8,500		1.8 x 29,800 71,640	0.5 x 39,800 19,900	0.5 x 71,640 35,820	
A ⁰	191,190	344,142			29,800	71,640			211,090 379,962
A ⁰	PISO (100+360)2225x1110=11,200 V.3 1,280 P.P 0.2x124x255x2400 = 15,200 27,680	1.8 x 218,870		500x2.225x11.10= 12,500		1.8 x 52,100 100,980	0.5 x 52,100 26,050	0.5 x 100,980 50,490	
CIMENTACION		393,966			52,100	100,980			244,920 444,456

V.3. = viga secundaria
V.3. = viga de borde
C.P. = carga de fachada

P.P. = peso propio de placa

O.P. = carga decoración (bajos)

PLACA 1			
FUERZAS Y MOMENTOS DE DISEÑO.			
ENTRE PISO	P _u (ton.)	M (ton-m.)	M _u = 1.25 M(ton-m.)
A°	72,938	15.04	18.75
5°	122,286	43.60	54.50
4°	225,113	83.70	104.60
3°	297,421	124.58	156.00
2°	388,348	565.03	706.000

PLACA 8			
FUERZAS Y MOMENTOS DE DISEÑO			
ENTRE PISO	P _u (ton)	M (ton-m)	M _u = 1.25 M(ton-m.)
A°	59,510	110.00	138
5°	123,439	289.00	362
4°	184,829	576.00	720
3°	243,709	938.00	1,175
2°	304,569	1,070	1,340
M _E	379,962	2,130	2,670
1°	444,456		

Verificación por compresión; La sección critica se halla a nivel de cimentación.

Esfuerzo admisible por compresión.

$$f_a = 1.90 \times 0.225 \times 210 \left[1 - \left(\frac{575}{40 \times 20} \right)^3 \right] = 56 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo actuante : } f_a = \frac{P}{AP} = \frac{388,348}{20 \times 700} = 28 \text{ Kgr/cm}^2 < 56 \text{ Kgr/cm}^2$$

La placa cumple por compresión.

Verificación por cortante .-

$$\text{Esfuerzo actuante : } V_a = \frac{1.25 V_{\text{sismo}}}{b \times d}$$

$$V_{\text{sismo}} = 77.50 \text{ ton.} \quad d = 6.93 \text{ m.}$$

$$V_a = \frac{1.25 \times 77,500}{20 \times 693} = 7 \text{ Kgr/cm}^2$$

Esfuerzo máximo admisible :

$$V_{c_{\text{máx.}}} = 2.62 \times 0.85 \sqrt{210} = 32 \text{ Kgr/cm}^2 > 7 \text{ Kgr/cm}^2$$

Armadura horizontal .- $P_{\text{min.}} = 0.0025$ se usara Ø3/8 a 28.5cm.a dos capas.

Diseño por flexión .

Sección 0.20 x 700 mts.

Usando Ø 3/8 tenemos $A_s = 4.75 \text{ cm}^2/\text{m.}$

$$P = \frac{4.75}{100 \times 20} = 0.0024 \text{ espaciado a } S = \frac{0.713 \times 100}{4.75} = 15 \text{ cm. en}$$

una cara y a dos caras $S = 30 \text{ cm.}$

Siendo la sección simétrica respecto al centro de gravedad, el centro plástico y el centro de gravedad coinciden.

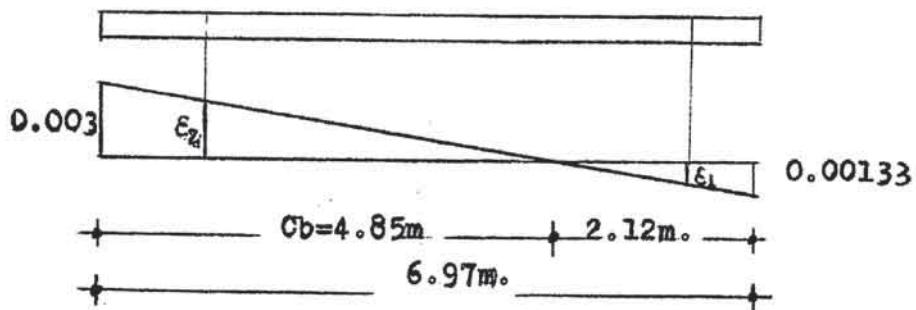
Punto de Carga Axial :

$$P_o = 0.85 f'_c A_c + \sum A_s f_y$$

$$P_o = 0.85 \times 2100 \times 0.20 \times 7.00 + 44 \times 0.713 \times 2.8$$

$$P_o = 2,588 \text{ ton.}$$

$$\text{Para el diseño. } P'_o = 0.75 \times 2,588 = 1,940 \text{ ton.}$$



$$C_b = \frac{E_c}{E_c + E_y} L$$

$$C_b = \frac{0.003 \times 6.97}{0.003 + 0.00133} = 4.85 \text{ m.}$$

De la figura se halla (deformaciones)

$$\epsilon_1 = 0.00067 \text{ (no fluye)}$$

$$\epsilon_2 = 0.0015 \text{ (fluye.)}$$

Esfuerzos.

$$f_{s1} = 1,400 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_{s2} = f_y = 2,800 \text{ Kgr/cm}^2$$

Fuerzas resistentes internas.

$$T_1 = - 1.4 \times 10 \times 0.713 = - 10$$

$$T_2 = 2.8 \times 34 \times 0.713 = 68$$

$$C = 0.85 \times 2100 \times 0.20 \times 4.85 = \underline{1,730}$$

$$P = 1,788 \text{ ton.}$$

Momentos respecto al control plástico.

$$M_1 = - 10 (- 2.44) = 24$$

$$M_2 = 68 (1.07) = 73$$

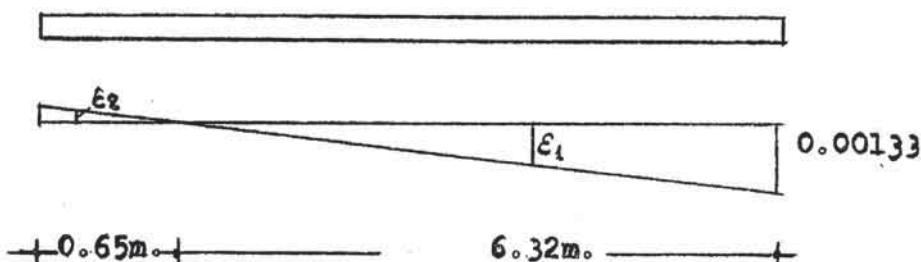
$$M_3 = 1,730 (1.44) = \underline{2,500}$$

$$2,597 \text{ ton-m.}$$

Para el diseño.

$$P' = 0.75 \times 1,788 = 1,340 \text{ ton.}$$

$$M' = 0.90 \times 2,597 = 2,340 \text{ ton-m.}$$



Eje neutro a 0.65 m. del extremo.

Deformaciones :

$$\epsilon_1 = \frac{0.00133}{2} = 0.00067$$

$$\epsilon_2 = \text{min.}$$

Esfuerzo en el acero

$$f_{s1} = 0.00067 \times 2.1 \times 10^6 = 1,400 \text{ Kgr/cm}^2$$

Fuerzas resistentes internas.

$$T_1 = 1.4 \times 38 \times 0.713 = - 38 \text{ ton.}$$

$$C = 0.85 \times 2100 \times 0.20 \times 0.65 = \underline{232} \text{ ton.}$$

$$P = 194 \text{ ton.}$$

Momentos respecto al centroide plástico.

$$M_1 = - 38 (- 0.34) = 13$$

$$M_2 = 232 \times 3.22 = \frac{625}{638}$$

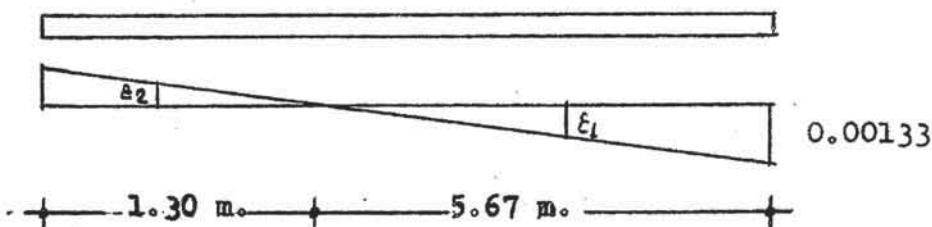
Para el diseño.

$$P' = 0.75 \times 194 = 146 \text{ ton.}$$

$$M' = 0.90 \times 6.38 = 575 \text{ ton-m}$$

PUNTO 2 DE FALLA POR TRACCION.

Que el eje neutro se halle a 1.30 m. del extremo.



Deformaciones : obtenemos de la fig.

pág. 252

$$\epsilon_1 = 0.00067$$

$$\epsilon_2 = 0.00015$$

Esfuerzos :

$$f_{s_1} = 1,400 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_{s_2} = 0.00015 \times 2.1 \times 10^6 = 324 \text{ Kgr/cm}^2$$

Fuerzas resistentes internas:

$$T_1 = -1.4 \times 34 \times 0.713 = -34$$

$$T_2 = 0.324 \times 10 \times 0.713 = 2$$

$$C = 0.85 \times 2100 \times 0.20 \times 1.30 = 463$$

$$P = 431 \text{ ton.}$$

Momentos respecto al centroide plástico.

$$M_1 = -34 (-0.66) = 22$$

$$M_2 = 2 (2.85) = 6$$

$$M_3 = 463 (2.95) = 1,370$$

$$M = 1,398 \text{ ton-m.}$$

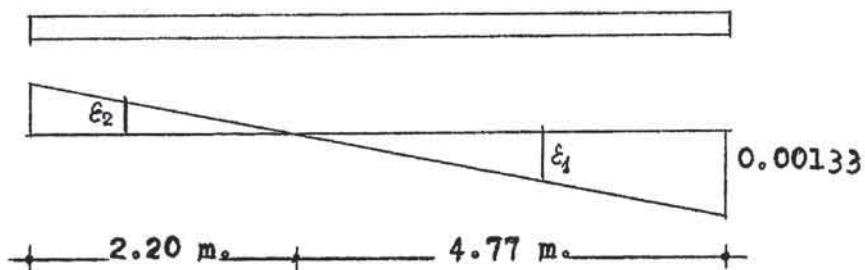
Para el diseño.

$$P' = 0.75 \times 431 = 323 \text{ ton.}$$

$$M' = 0.90 \times 1,398 = 1,260 \text{ ton-m.}$$

PUNTO 3 DE FALLA POR TRACCION - Para facilitar el trazo de curva de falla por tracción.

Eje neutro a 2.20 m.



De la figura se halla .

$$\epsilon_1 = 0.00067$$

$$\epsilon_2 = \frac{0.00067 \times 22}{477} = 0.00031$$

Esfuerzos :

pág. 253

$$f_{s_1} = 1,400 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_{s_2} = 0.00031 \times 2.1 \times 10^6 = 650 \text{ Kgr/cm}^2$$

Fuerzas resistentes internas.

$$T_1 = -1.4 \times 28 \times 0.713 = -28$$

$$T_2 = .65 \times 16 \times 0.713 = 7$$

$$C = 0.85 \times 2100 \times 0.20 \times 2.20 = \underline{785}$$

$$P = 764 \text{ ton.}$$

Momentos respecto al centroide plástico.

$$M_1 = -28 (-1.11) = 31$$

$$M_2 = 7 (2.40) = 17$$

$$M_3 = 785 \times 2.565 = \underline{2,030}$$

$$M = 2,078 \text{ ton-m.}$$

Para el diseño.

$$P' = 0.75 \times 764 = 573 \text{ ton.}$$

$$M' = 0.90 \times 2,078 = 1,870 \text{ ton-m.}$$

DISEÑO DE PLACA 8

VERIFICACION POR COMPRESSION

Esfuerzo admisible por compresión

$$f_c = 1.90 \times 0.225 \times 210 \left[1 - \left(\frac{397}{40 \times 20} \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 79 \text{ Kgr/cm}^2$$

Esfuerzo actuante:

$$f_a = \frac{379,962}{20 \times 1,240} = 15.3 \text{ Kgr/cm}^2 < 79 \text{ Kgr/cm}^2 \text{ O.K.}$$

La placa cumple por compresión.

VERIFICACION POR CORTANTE.

$$V_{act.} = \frac{1.25 V_{sismo}}{b d \text{ (Pared)}}$$

$$V_{sismo} = 267.096 \text{ ton. (de } V \text{ incrementado por torsión)}$$

$$d = 11.615 \text{ m.}$$

$$\therefore V_{act.} = \frac{1.25 \times 267,096}{20 \times 11,615} = 1.4 \text{ Kgr/cm}^2 < 32 \text{ Kgr/cm}^2 \text{ O.K.}$$

Armadura Horizontal -- $P_{min.} = 0.0025$

Usar $\emptyset 3/8 @ 30 \text{ cm. adoptado.}$

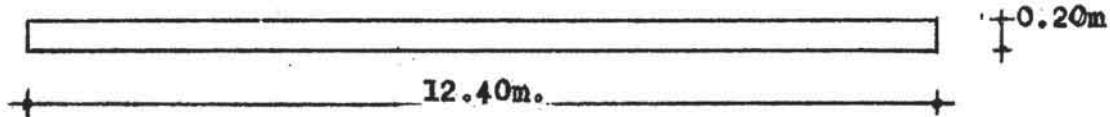
DISEÑO POR FLEXION.

Armadura Vertical -- $P_{min.} = 0.0015$

Procederemos al diseño de la placa por flexión.

DISEÑO DE LA PLACA 8

SECCION.

Cuantia asumida (ϕ 3/8)

$$P = 0.0024 \quad A_s = 0.0024 \times 100 \times 2 = 4.80 \text{ cm}^2$$

Usando ϕ 3/8 (a 30 cm. (a dos caras)

El centro plástico coincide con el centro de gravedad de sección (Simetria)

PUNTO DE CARGA AXIAL.

$$P_o = 0.85 f'_c A_c + \sum A_s f_y$$

$$P_o = 0.85 \times 2100 \times 0.20 \times 12.40 + 80 \times 0.713 \times 2.80$$

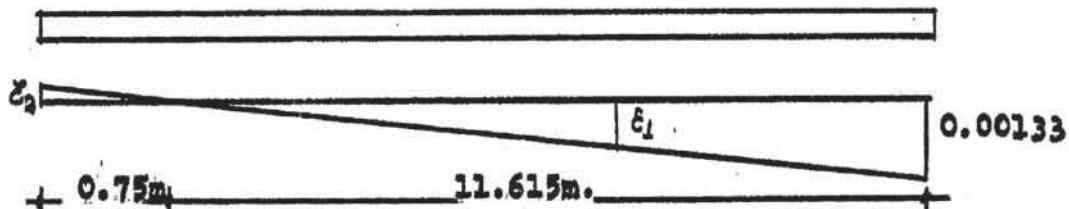
$$P_o = 4,600 \text{ ton.}$$

Para el diseño se tendrá.

$$P'_o = 0.75 \times 4,600 = 3,450 \text{ ton.}$$

PRIMER PUNTO DE TRACCION

Con el eje neutro en 0.75 m.



De la figura hallamos :

$$E_1 = 0.00067 \quad E_2 = \text{Min.}$$

Esfuerzo en el acero.

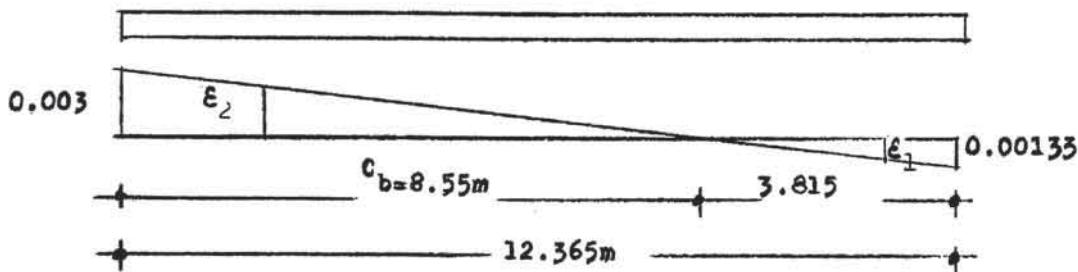
$$f_{s1} = 1,400 \text{ Kgr/cm}^2$$

Fuerzas resistentes internas :

$$T_1 = -1.4 \times 74 \times 0.713 = -74 \text{ ton.}$$

$$C = 0.85 \times 2100 \times 0.20 \times 0.75 = 268 \text{ ton.}$$

$$P_o = 194 \text{ ton.}$$



$$c_b = \frac{E_c}{E_c + E_y} L$$

$$c_b = \frac{0.003 \times 12.365}{0.003 + 0.00133} = 8.55$$

De la figura tenemos:

$$\epsilon_1 = 0.00067 \quad (\text{No fluye})$$

$$\epsilon_2 = \frac{8.55}{3.815} \times 0.00067 = 0.0015 \quad (\text{Fluye})$$

Esfuerzos :

$$f_{s_1} = 1,400 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_{s_2} = f_y = 2,800 \text{ Kgr/cm}^2$$

Fuerzas resistentes internas:

$$T_1 = -1.4 \times 22 \times 0.713 = -22$$

$$T_2 = 2.8 \times 58 \times 0.713 = 116$$

$$C = 0.85 \times 2100 \times 0.20 \times 8.55 = \underline{\underline{3,050}}$$

$$P_o = 3,144 \text{ ton.}$$

Momentos respecto al centroide plástico:

$$M_1 = -22 \times (-4.29) = 94$$

$$M_2 = 116 \times 1.90 = 220$$

$$M_3 = 3,050 \times 2.57 = \underline{\underline{8,164 \text{ ton-m.}}}$$

Para el diseño :

$$P' = 0.75 \times 3,144 = 2,360 \text{ ton.}$$

$$M' = 0.90 \times 8,164 = 7,350 \text{ ton-m.}$$

$$M_1 = - 74 (- 0.392) = 29$$

$$M_2 = 194 \times 5.88 = \underline{1,140}$$

$$M_o = 1,169$$

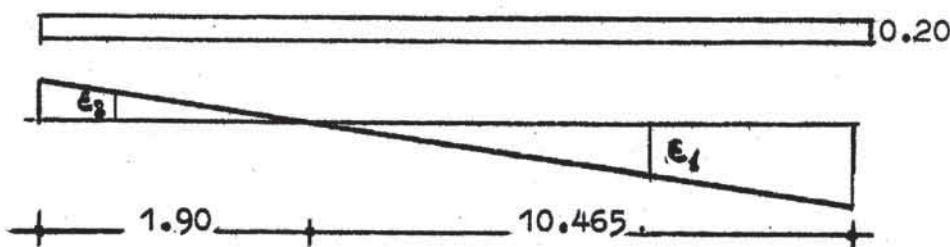
Para el diseño.

$$P' = 0.75 \times 194 = 145 \text{ ton-m.}$$

$$M' = 0.90 \times 1,169 = 1,050 \text{ ton-m.}$$

SEGUNDO PUNTO DE TRACCION.

Eje neutro a 1.90 m.



De la figura se halla,

$$E_1 = 0.00067$$

$$E_2 = \frac{1.90}{10.465} \times 0.00067 = 0.000122$$

Esfuerzos.

$$f_{s_1} = 1,400 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_{s_2} = 0.000122 \times 2.1 \times 10^6 = 256 \text{ Kgr/cm}^2$$

Fuerzas resistentes internas.

$$T_1 = - 1.4 \times 66 \times 0.713 = - 66$$

$$T_2 = 0.256 \times 14 \times 0.713 = 3$$

$$C = 0.85 \times 2100 \times 0.20 \times 1.90 = \underline{680}$$

$$P_o = 617 \text{ ton.}$$

Momentos respecto al centroide plástico.

$$M_1 = - 66 \times (-0.97) = 64$$

$$M_2 = 3 \times 5.25 = 16$$

$$M_3 = 680 \times 5.39 = \underline{3,670}$$

$$M_o = 3,750$$

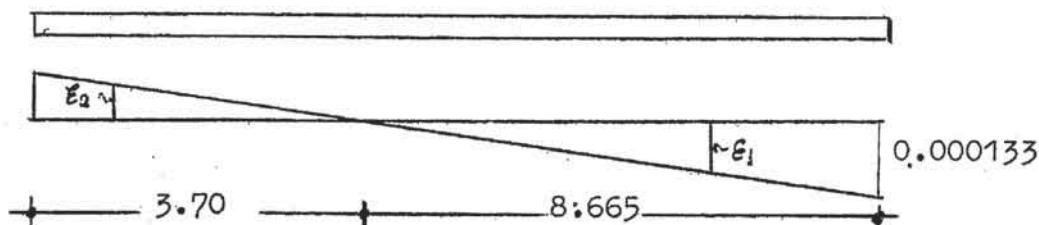
Para el diseño .

pág. 257

$$P' = 0.75 \times 617 = 463 \text{ ton.}$$

$$M' = 0.90 \times 3,750 = 3,380 \text{ ton-m.}$$

TERCER PUNTO DE TRACCION.



De la figura se halla.

$$\epsilon_1 = 0.00067$$

$$\epsilon_2 = \frac{3.70}{8.665} \times 0.00067 = 0.000286$$

Esfuerzos:

$$f_{s_1} = 1,400 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_{s_2} = 0.000286 \times 2.10 \times 10^6 = 600 \text{ Kgr/cm}^2$$

Fuerzas resistentes internas.

$$T_1 = -1.4 \times 54 \times 0.713 = -54$$

$$T_2 = 0.60 \times 26 \times 0.713 = 11$$

$$C = 0.85 \times 2100 \times 0.20 \times 3.70 = \underline{1,320}$$

$$P_o = 1,363 \text{ ton-}$$

Momentos respecto al centroide plástico.

$$M_1 = -54 (-1.87) = 101$$

$$M_2 = 11 (4.35) = 48$$

$$M_3 = 1,320 \times 4.63 = \underline{6,130}$$

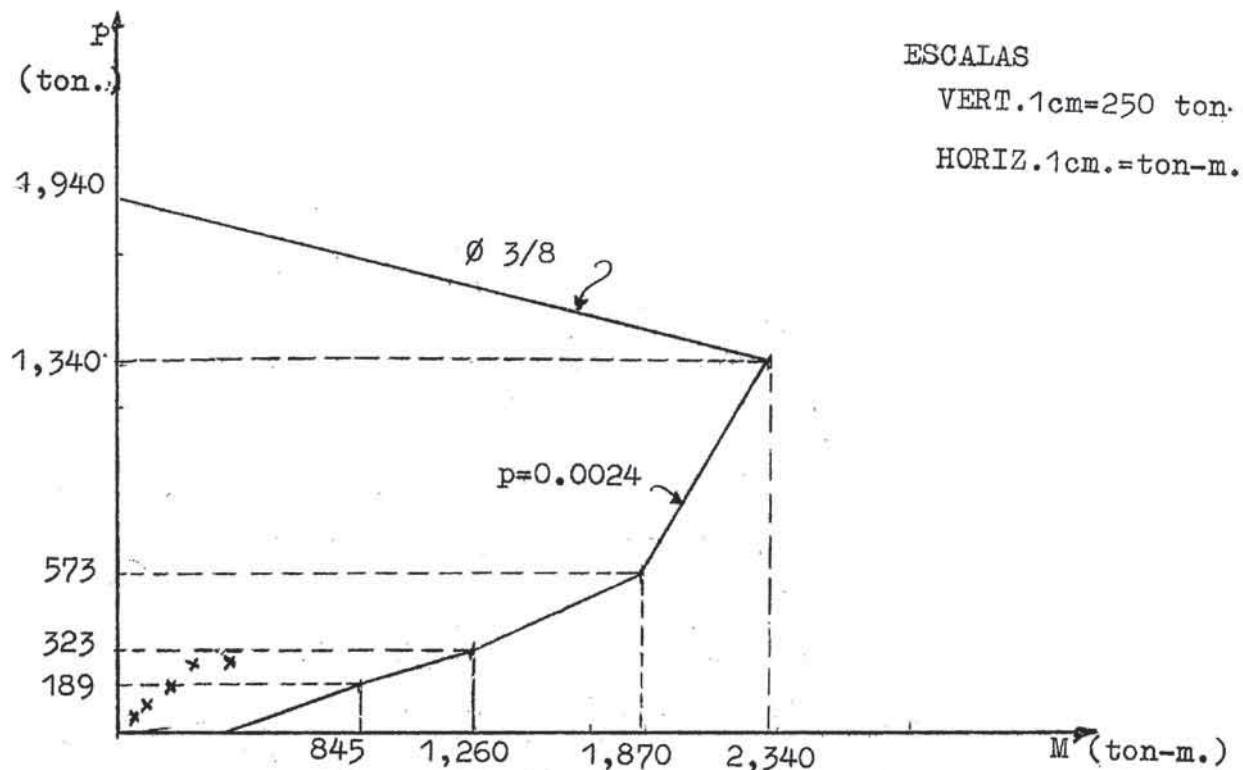
$$M_o = 6,279 \text{ ton-m.}$$

Para el diseño :

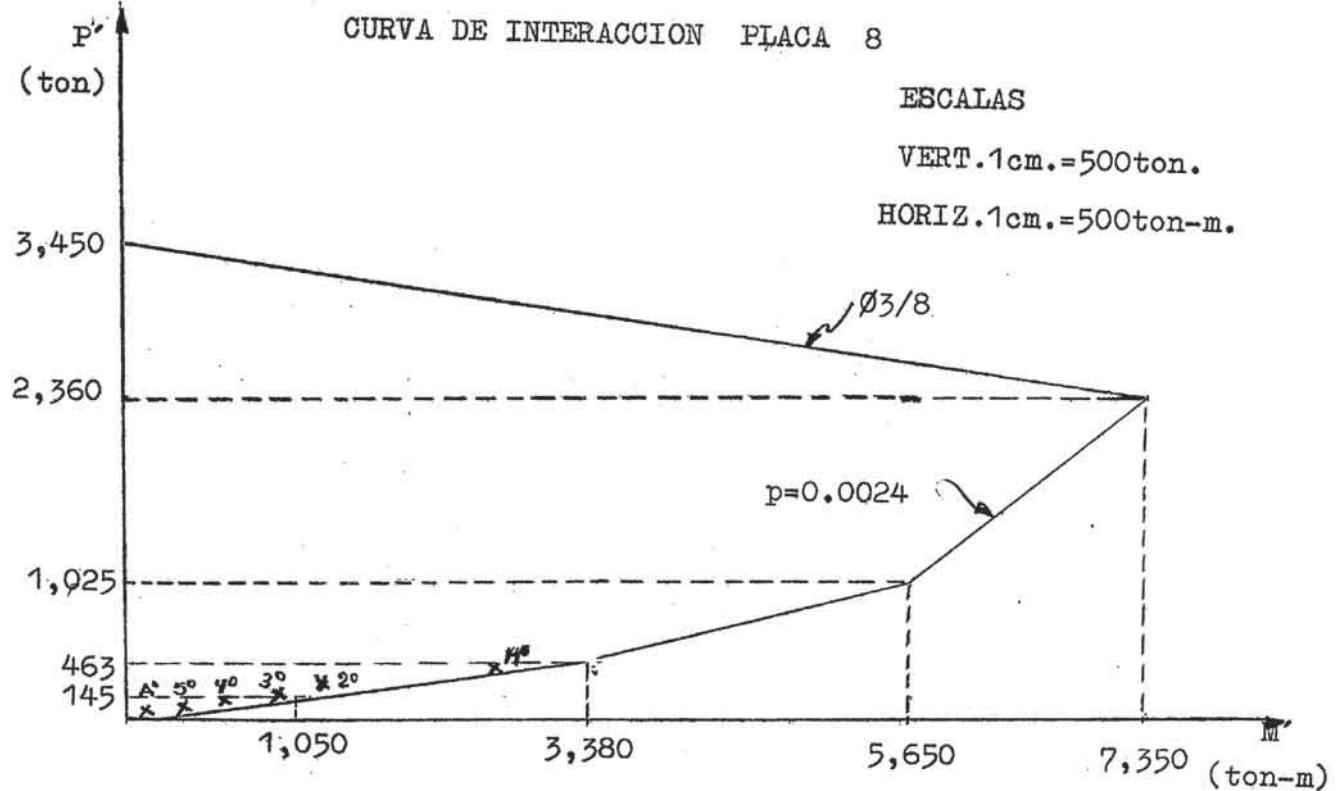
$$P' = 0.75 \times 1,363 = 1,025 \text{ ton.}$$

$$M' = 0.90 \times 6,279 = 5,650 \text{ ton-m.}$$

CURVA DE INTERACCION PLACA 1

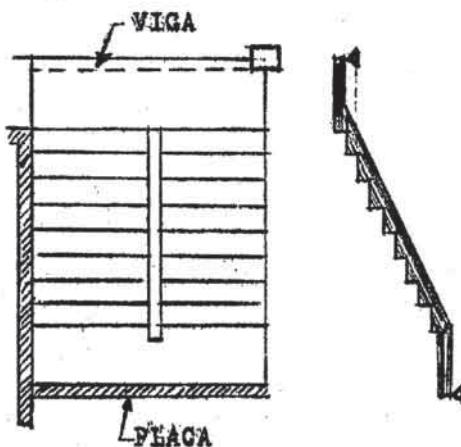


CURVA DE INTERACCION PLACA 8

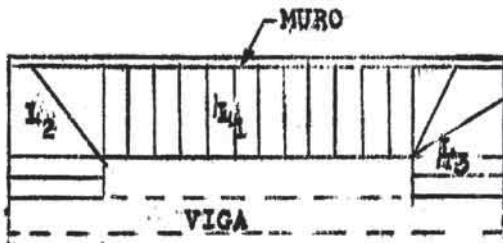


ESCALERAS

a) Escaleras principales .- Se halla al lado de la caja de ascensores .



b) Escaleras de servicio .- Ubicados en los niveles del sótano, primer piso y mezzanine. Son de forma en U .



DISEÑO DE ESCALERAS PRINCIPALES.-

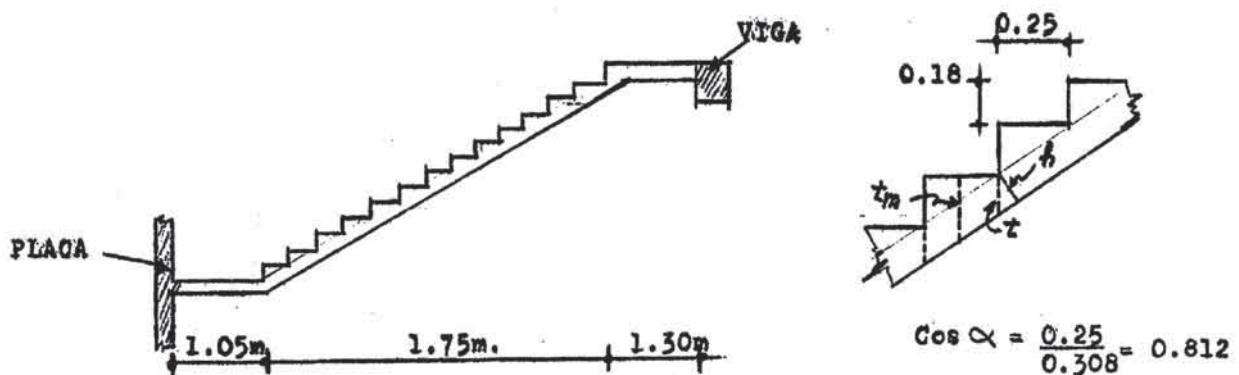
Tenemos : $L_1 = 4.10 \text{ m.}$ y $L_2 = 3.80 \text{ m.}$

Escaleras de Luz : $L_1 = 4.10 \text{ m.}$

Espesor de garganta : $h = \frac{1}{30} = \frac{4.10}{30} = 14 \text{ cm.}$

$$h = 3.5 \times 1 = 3.5 \times 4.10 = 14.3 \text{ cm.}$$

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



Espesor promedio: $t_m = \frac{C}{2} + t = \frac{1.8}{2} + \frac{.15}{0.812} = 0.276 \text{ m.}$

Con $h = 15 \text{ cm.}$ Tenemos : $d = 15 - 3 = 12 \text{ cm.}$

a) En la rampa.

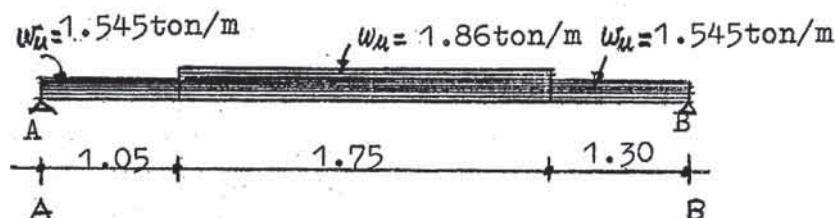
$$\begin{aligned} \text{Peso propio} & \quad 0.276 \times 2.40 = 0.66 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Piso terminado} & \quad = 0.10 \text{ ton/m}^2 \\ D & = \underline{0.76} \text{ ton/m}^2 \\ \text{S/C} & \quad L = 0.40 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Carga última : } w_u = 1.5D + 1.8L = 1.86 \text{ ton-m.}$$

b) Descanso :

$$\begin{aligned} \text{Peso propio} & \quad 0.185 \times 2.40 = 0.45 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Piso terminado} & \quad = 0.10 \text{ ton/m}^2 \\ D & = \underline{0.55} \text{ ton/m}^2 \\ \text{S/C} & \quad L = 0.40 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Carga última : } w_u = 1.5D + 1.8L = 1.545 \text{ ton/m}^2$$



$$\text{Reacciones : } R_A = 3.44 \text{ ton.}$$

$$R_B = 3.45 \text{ ton.}$$

$$M_{\max.}^+ = 3.645 \text{ ton-m/m.}$$

Verificación del peralte.

$$d = \sqrt{\frac{3,645 \times 100}{0.262 \times 210 \times 100}} = 8.15 \text{ cm} < 12 \text{ cm.}$$

Cálculo del área de acero.

$$M^+ = M^- = \frac{3.645 \times 8}{16} = 1.825 \text{ ton-m.}$$

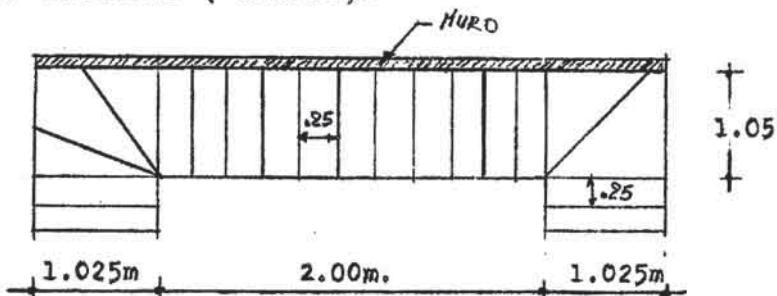
$$A_S = 6.72 \text{ cm}^2.$$

$$A_{Smin.} = 0.002 \times 100 \times 12 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{m. } \varnothing 3/8 @ 30$$

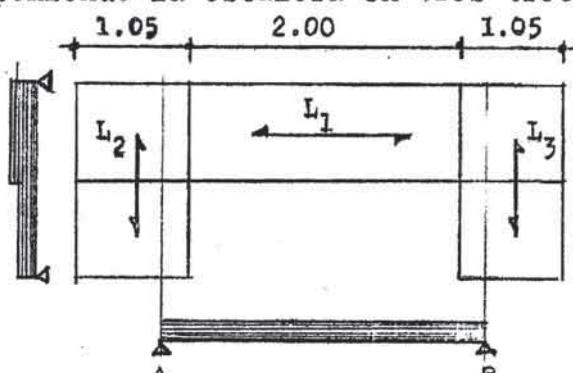
$$\therefore A_S = 6.72 \varnothing 1/2 @ 19 \text{ cm.}$$

Este tipo de escaleras se diseñarán con el tramo L_1 apoyados en los tramos L_2 y L_3 .

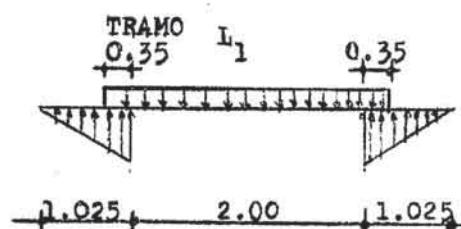
L_2 y L_3 se apoyarán un extremo en el muro y el otro sobre las vigas secundarias ó cimiento de escalera (Sótano).



Descomponiendo la escalera en tres trechos, como indica la figura sgte :



(a)



(b)

El tramo L_1 se calculará con sus extremos apoyados en L_2 y L_3 , y con luz (L_1) entre punto A y B situados en los tercios de longitud de los tramos L_2 y L_3 , ya que la distribución de la reacción no será uniforme, y se supondrá triangular. (ver figura a y b).

Por restricción en los apoyos y muro (L_2 y L_3). Afectaremos la carga calculada con coeficiente 0.5.

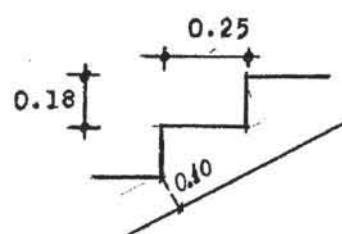
Metrado de Cargas.



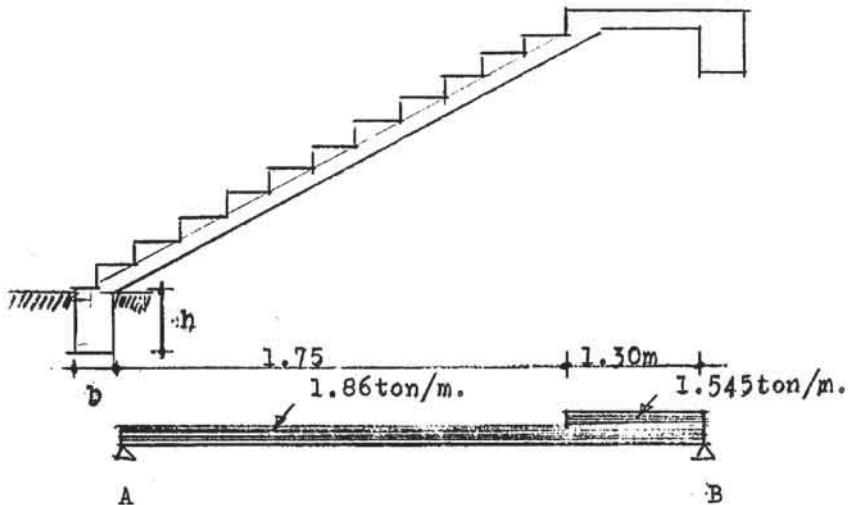
$$\text{Espesor de Garganta : } h = \frac{2.70}{30} = 9 \text{ cm.}$$

$$\text{Adoptamos } h = 10 \text{ cm.} \quad d = 7 \text{ cm.}$$

$$\cos \alpha = \frac{0.25}{0.308} = 0.812$$



ESCALERA EN PRIMER PISO.



Reacciones: $R_A = 2.86$ ton.

$R_B = 2.59$ ton.

$M_{\text{máx.}} = 2.20$ ton-m.

Cálculo del área de acero.

$$M_u^+ = 2,200 \text{ Kgr-m.} \quad A_S = 8.03 \text{ cm}^2 \quad \text{Ø } 1/2 @ 16 \text{ cm.}$$

$$M^- = \frac{8}{16} \times 2,200 \text{ Kgr-m.} \quad A_S = 4.03 \text{ cm}^2 \quad \text{Ø } 1/2 @ 32 \text{ cm.}$$

Dimensionamiento de zapata.

$P = 2,860 \text{ Kgr/m.}$ (proviene de escalera).

Peso propio $0.05P$.

$$\therefore \text{Area de zapata} = \frac{1.05 \times 2,860}{2} = 1.500 \text{ cm}^2$$

Como se esta tomando por metro.

$$b = \frac{1,500}{100} = 15 \text{ cm.}$$

Tomaremos como $b = 40 \text{ cm.}$

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

CARGAS EN EL TRAMO.

Peso propio $\frac{2,400 \times 0.10 \times 1.00}{0.812} = 295 \text{ Kgr/m.}$

Peso de peldaño $2,400 \times \frac{0.18 \times 1.00}{2} = 216 \text{ Kgr/m.}$

Acabado $100 \times 1.00 = 100 \text{ Kgr/m.}$
 $\overline{611 \text{ Kgr/m.}}$

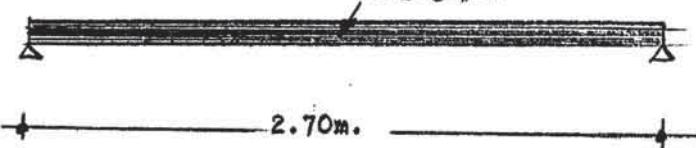
Carga muerta última: $1.5 \times 611 = 915 \text{ Kgr/ml.}$

Carga viva : $400 \times 1.00 = 400 \text{ Kgr/m.}$

Carga viva última : $1.8 \times 400 = 720 \text{ Kgr/ml}$

Carga total última : $W_u = 611 + 720 = 1,331 \text{ Kgr/ml.}$

Para el cálculo consideramos $0.5 \times 1,331 = 665 \text{ Kgr/m.}$
 665 Kgr/m.



$$M_u^+ = \frac{1}{8} \times 665 \times 2.7^2 = 607 \text{ Kg-m.}$$

Verificación del peralte.

$$d = \sqrt{\frac{607 \times 100}{0.262 \times 2.10 \times 100}} = 3.3 \text{ cm} < 7 \text{ cm.}$$

Cálculo del área de acero.

$$M_u^+ = 607 \text{ Kg-m.} \quad A_{SE} = 3.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin.} = 0.002 \times 100 \times 7 = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \emptyset 3/8 @ 18.5 \text{ cm.}$$

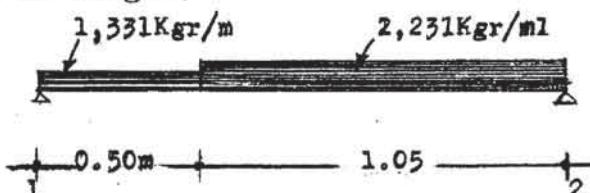
Verificación al corte.

$$v = \frac{665 \times 2.70}{2 \times 100 \times 7} = 1.3 \text{ Kgr/cm}^2 < v_c = 6.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

Para los tramos L_2 y L_3 , ademas de considerar la carga de 1,331 Kgr/m, tendremos en cuenta la reacción proveniente del tramo L_1 , que es igual a :

$$\frac{1}{2} \times 665 \times 2.70 = 900 \text{ Kgr.}$$

Y se tendrá el sistema de cargas.



Reacciones : $R_1 = 1,360 \text{ Kgr.}$

$R_2 = 1,645 \text{ Kgr.}$

$M_{\text{máx.}}^+ = 786 \text{ Kgr-m.}$

Cálculo del área de acero.

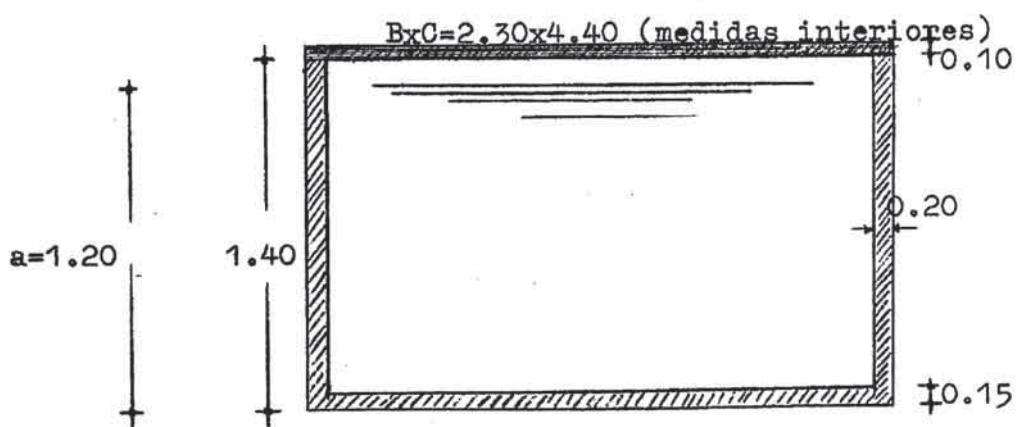
$M_u^+ = 786 \text{ Kgr-m.}$

$A_S = 4.85 \text{ cm}^2 \quad \varnothing 3/8 @ 15 \text{ cm.}$

TANQUE ELEVADO.

CARACTERISTICAS DEL TANQUE.

El tanque se apoyará sobre placas de la caja de ascensores y columna como se mostrará en posterior esquema (diseño de paredes laterales)



CONSIDERACIONES.

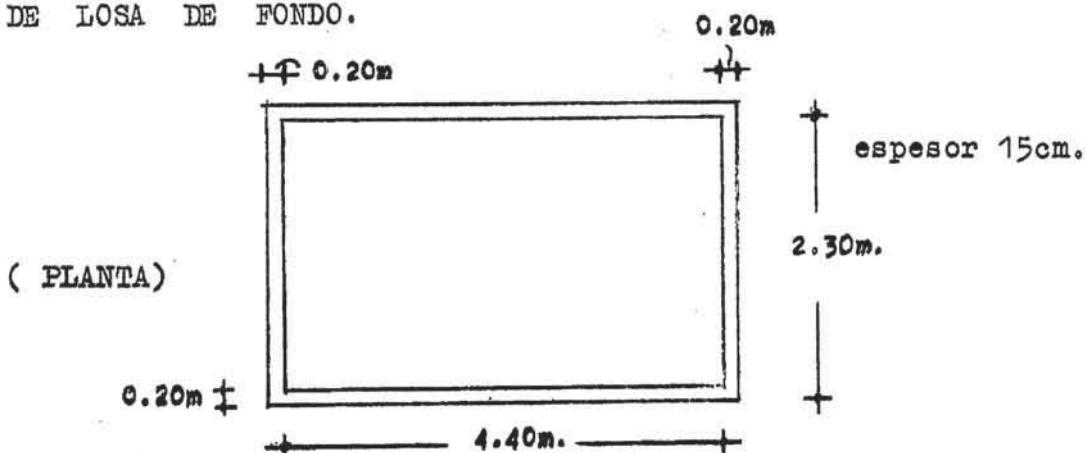
- 1.- La tapa del tanque y techo del cuarto de máquinas se diseñarán como losa continua armada en un sentido, y el fondo del tanque se diseñará empleando el método # 3 del A.C.I, para losas armadas en dos sentidos.

Los refuerzos verticales, se hallarán considerando la pared en cantilarver y el refuerzo horizontal ($\frac{1.40}{4.00} = 0.35$) comportandose como vigas normales.

LOSA PARA TAPA DEL TANQUE.

El diseño de la tapa se presentará en el diseño del cuarto de máquinas.

DISEÑO DE LOSA DE FONDO.



Para momentos negativos (bordes de losa) consideraremos empotrado en sus 4 lados .

Para momentos positivos, se considerará la losa simplemente apoyada.

$$\frac{A}{B} = \frac{2.30}{4.40} = 0.5$$

Metrado :

$$\text{Peso propio} \quad 2,400 \times 0.15 = 360$$

$$\text{Peso agua} \quad 1,000 \times 1.2 = 1,200$$

$$D = 1,560 \text{ Kgr/m}^2$$

Carga de diseño.

$$W_u = 1.5D = 1.5 \times 1,560 = 2,340 \text{ Kgr/m}^2$$

MOMENTOS POSITIVOS .

$$\text{Sentido A} \quad M_{AD}^+ = 0.095 (2,340) (2.3)^2 = 1,180 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Sentido B} \quad M_{BD}^- = 0.006 (2,340) (4.40)^2 = 273 \text{ Kg-m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS .

$$\text{Sentido A} \quad M_{AD}^+ = 0.086 (2,340) (2.3)^2 = 1,070 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Sentido B} \quad M_{BD}^- = 0.006 (2,340) (4.40)^2 = 273 \text{ Kg-m.}$$

FUERZA CORTANTE.

$$V_A = 0.94 \times 2,340 \left(\frac{2.3}{2} \right) = 2,530 \text{ Kgr.}$$

$$V_B = 0.06 \times 2,340 \left(\frac{4.4}{2} \right) = 309 \text{ Kgr.}$$

Verificación del espesor de la losa.

$$d = \sqrt{\frac{1,180 \times 100}{0.262 \times 210 \times 100}} = 4.63 \text{ cm.} \quad t = 4.63 + 3.50 = 8.13 \text{ cm} < 15 \text{ cm.}$$

$$d = 15 - 3.5 = 11.5 \text{ cm.}$$

Verificación por corte.

$$v = \frac{2,530}{100 \times 11.5} = 2.2 \text{ Kgr/cm}^2 < v_c = 6.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO.

Para momento positivo :

$$A_{SA}^+ = \frac{1,180 \times 100}{0.9 \times 2,800 (0.9 \times 11.5)} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{SB}^+ = \frac{273 \times 100}{0.9 \times 2,800 (0.9 \times 11.5)} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Para momentos negativos :

$$A_{SA}^- = \frac{1,070 \times 100}{0.9 \times 2,800 \times (0.9 \times 11.5)} = 4.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{SB}^- = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin.} = 0.002 b d = 0.002 \times 100 \times 11.5 = 2.30 \text{ cm}^2$$

ACERO DE DISEÑO .

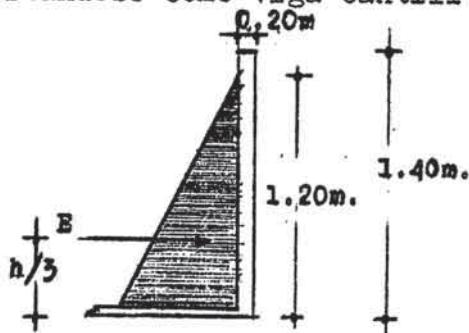
$$A_{SB}^+ = A_{SB}^- = 2.30 \text{ cm}^2 \text{ } \varnothing 3/8 @ 30 \text{ cm.}$$

$$A_{SA}^+ = A_{SA}^- = 4.20 \text{ cm}^2 \text{ } \varnothing 3/8 @ 17 \text{ cm..}$$

En faja de columna A_S col es el correspondiente a $\frac{2}{3} A_S$ central.

$$A_{Sf \text{ de col.}} = \frac{2}{3} \times 4.20 = 2.80 \text{ cm}^2 \text{ } \varnothing 3/8 @ 25 \text{ cm.}$$

1.- Comportandose como viga cantiliver.



Actua solo el agua

$$\gamma_{\text{agua}} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

E=empuje de agua

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 = \frac{1}{2} \times 1000 \times (1.2)^2 = 720 \text{ kg/ml.}$$

$$M_u^- = E \times \frac{h}{3} = 720 \times \frac{1.2}{3} = 288 \text{ Kg-m/ml.}$$

$$M_u^- = 1.5 \times 288 = 432 \text{ Kg-m/ml.}$$

Cálculo del área de acero.

$$A_s^- = \frac{432 \times 100}{0.90 \times 2,800 \times 0.9 \times 16.5} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Smin.}} = 0.0015 \times 100 \times 16.5 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Momento Positivo .- Considerando la pared empotrada en la base y simple mente apoyado en el otro extremo.

$$M^+ = \frac{1}{16} W_u L^2 \quad W_u = 1.5 w = 1.5 \left(1000 \frac{h}{2}\right)$$

$$M^+ = 81.2 \text{ Kgr-m/ml.}$$

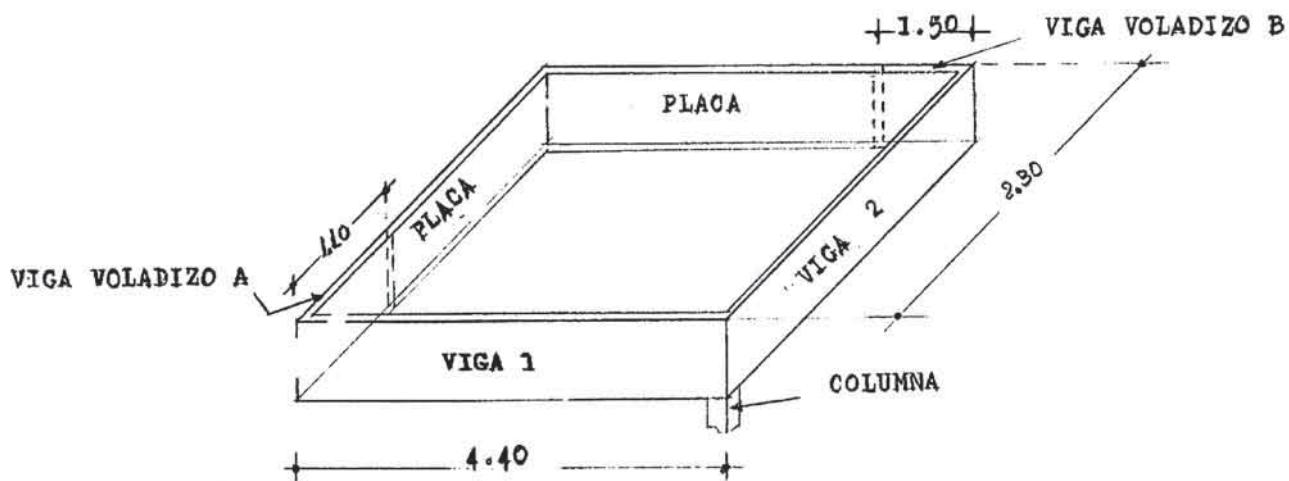
Tanto la armadura negativa como positiva sera' la minima es decir.

$$2.5 \text{ cm}^2 \quad \varnothing 3/8 @ 28 \text{ cm.}$$

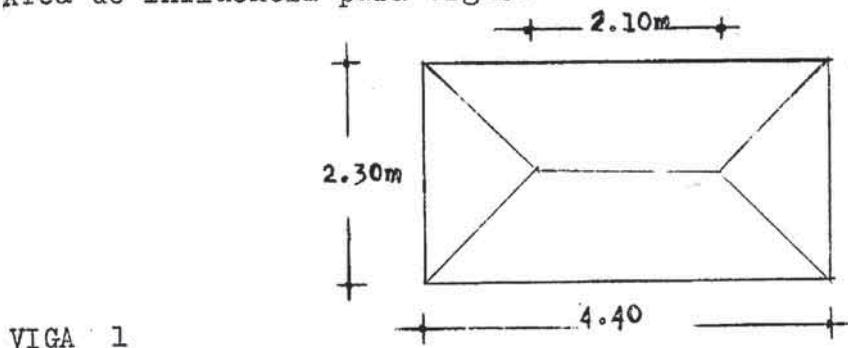
Verificación por corte :

$$V_u = W_u L = 1.5 \times 1000 \times \frac{1.2^2}{2} = 1,080 \text{ Kgr.}$$

$$v_u = \frac{1,080}{100 \times 165} = 0.66 < 6.5 \text{ Kgr/cm}^2 = 0.53 \varnothing \sqrt{f_c}$$



Área de influencia para vigas.



$$\text{Área de influencia} \cdot \left(\frac{2.10 + 4.40}{2} \right) 1.15 = 3.74 \text{ m}^2$$

Luz = 4.40 m.

$$f'_c = 2.10 \text{ Kgr/cm}^2 \quad f_y = 2,800 \text{ Kgr/cm}^2$$

Sección de viga 0.20 x 1.40 m.

Metrado de Cargas.

Losa inferior. $\frac{0.15 \times 3.74 \times 2,400}{4.40} = 306 \text{ Kgr/m.}$

P. P. de viga. $0.20 \times 1.40 \times 2,400 = 672 \text{ Kgr/m.}$

Peso de agua. $\frac{1,000 \times 1.20 \times 3.74}{4.40} = 1,020 \text{ Kgr/m.}$

Peso de tapa. $\frac{0.10 \times 3.74 \times 2,400}{4.40} = 204 \text{ Kgr/m.}$

Acabado de tapa. $\frac{100 \times 3.74}{4.40} = 85 \text{ Kgr/m.}$

S/C. $\frac{100 \times 3.74}{4.40} = 85 \text{ Kgr/m.}$

(Tanque elevado continuación)

VIGA VOLADIZO (A).

Carga Repartida :

Área de Influencia : $\frac{2.30 \times 1.15}{2} = 1.32 \text{ m}^2.$

Losa inferior : $\frac{0.15 \times 1.32 \times 2,400}{2.30} = 207. \text{ kg}$

P. propio de viga : $0.20 \times 1.40 \times 2,400 = 672 \text{ kg.}$

P. de agua : $\frac{1,000 \times 1.20 \times 1.32}{2.30} = 690 \text{ kg.}$

P. de tapa : $0.10 \times 1.20 \times 2,400 / 2.30 = 125 \text{ kg.}$

Acabado de tapa : $\frac{100 \times 1.32}{2.30} = 57 \text{ kg.}$

S/C. : $\frac{100 \times 1.32}{2.30} = 57 \text{ kg.}$

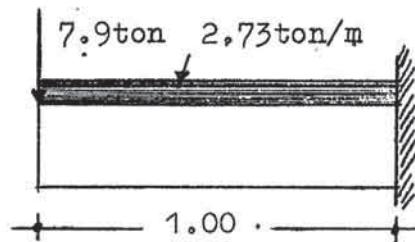
Carga última.:

$$w_u = 1.5 (1.751) + 1.8 (0.057) = 2.73 \text{ ton/m.}$$

Carga concentrada debido a viga 1 .

$$P_u = \frac{3.59 \times 4.40}{2} = 7.9 \text{ ton.}$$

MOMENTO EN VOLADO (A)



$$b = 20 \text{ cm. } M_u = 7.9 + \frac{2.73 \times 1^2}{2} = 9.27 \text{ ton-m.}$$

$$d = 135.5 \text{ cm.}$$

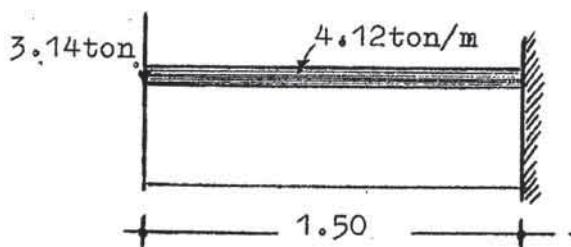
Para $M_u = 9.27 \text{ ton-m. } A_S = 2.73 \text{ cm}^2 \quad 2 \varnothing 1/2 .$

Carga repartida.

$$W_u = 3.59 \text{ ton/m.} + 1.5 \times 240 \times \frac{1.95}{2} + 1.8 \times 100 \times \frac{1.95}{2} = 4.12 \text{ ton..}$$

Carga concentrada. $\frac{2.73 \times 2.30}{2} = 3.14 \text{ ton.}$

MOMENTO EN VOLADO (B).



$$M_u = 3.14 \times 1.5 + \frac{4.12 \times 1.5^2}{2} = 9.33 \text{ ton-m} \quad \text{Aprox. } A_s = 2.73 \text{ cm}^2$$

2 Ø 1/2

La VIGA 2 igual que la VIGA 1 requiere de refuerzo horizontal mínimo es decir :

Usar Ø 3/8 @ 28 cm. (a 2 caras)

EN VIGAS VOLADIZOS.

Se colocará refuerzo horizontal de $P = 0.0025$, es decir :

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(1 \text{ cara})} = 2.5 \text{ cm}^2 @ \varnothing 3/8 @ 28 \text{ cm.}$$

VERIFICACION AL CORTE .

SOLO VOLADIZO (A)

$$V_u = 7.90 + 2.73 = 10.63 \text{ ton.}$$

$$v_u = \frac{10,630}{20 \times 135.5} = 3.93 \text{ Kgr/cm}^2 < v_c = 6.6 \text{ Kgr/cm}^2 \quad \text{OK}$$

VERIFICACION DE REFUERZO POR FLEXION EN EL VOLADIZO (A)

Carga última.

$$W_u = 1.5 (2.287) + 1.8 (0.085) = 3.59 \text{ ton/m.}$$

$$M^+ = M^- = \frac{1}{16}wl^2 = \frac{1}{16} \times 3.59 (4.40)^2 = 4.36 \text{ ton-m.}$$

Cálculo del área de acero.

$$b = 20 \text{ cm.} \quad d = 140 - (3 + 1.5) = 135.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y(d - a/2)}$$

Para $M_u = 4.36 \text{ ton-m}$ $A_{SE} = 1.30 \text{ cm}^2$ $2 \phi 3/8$.

Acero mínimo.

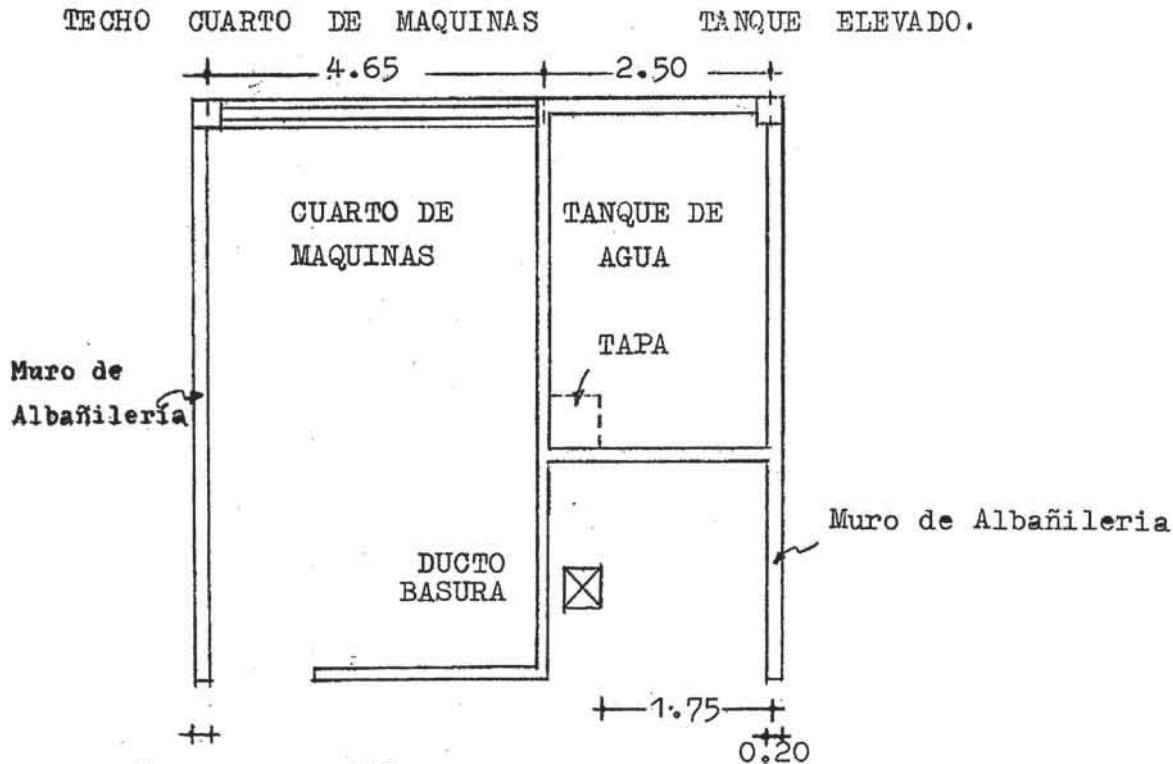
$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2$$

$\phi 3/8 @ 28 \text{ cm.}$ a dos caras.

Verificación por corte.

$$V_u = 0.5 \times 3.59 \times 4.40 = 7,900 \text{ Kgr.}$$

$$v_u = \frac{7,900}{20 \times 135.5} = 2.92 \text{ Kgr/cm}^2 < v_c = 6.5 \text{ Kgr/cm}^2.$$



Será losa armada en un sentido.

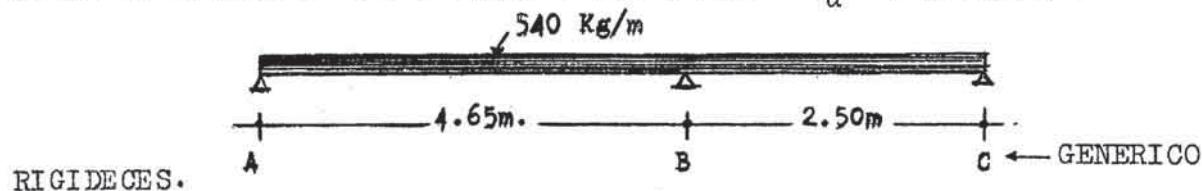
METRADO DE CARGAS.

Peso propio : $0.1 \times 2,400$

$D = 240 \text{ Kgr/m}^2$

Sobrecarga :

$L = 100 \text{ Kgr/m}^2$

Carga de rotura : $1.5 \times 2,400 + 1.8 \times 100 = w_u = 540 \text{ Kgr/m}^2$.

RIGIDEZES.

$$A - B \quad \frac{1}{4.65} = 0.215 \quad \begin{matrix} \text{NUDO} & \text{B} \\ \text{ELEMENTO} & \text{B-A} \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{ELEMENTO} & \text{B-C} \\ \text{B-A} & \text{B-C} \end{matrix}$$

$$B - C \quad \frac{1}{2.50} = 0.400 \quad \frac{3}{4} \times 0.215 = 0.161 \quad \frac{3}{4} \times 0.14 = 0.3 \quad 0.35 \quad 0.65$$

$$\sum 0.16 + 0.30 = 0.46$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTOS .

$$M_{A-B} = -M_{BA} = \frac{1}{12} w l_1^2 = \frac{1}{12} \times 540 (4.65)^2 = 973 \text{ Kgr-m.}$$

$$-M_{BC} = +M_{CB} = \frac{1}{12} w l_2^2 = \frac{1}{12} \times 540 (2.50)^2 = 280 \text{ Kgr-m.}$$

ISOSTATICOS.

$$M_{A+B}^+ = \frac{1}{8} \times 540 (4.65)^2 = 1,460 \text{ Kgr-m.}$$

$$M_{B-C}^+ = \frac{1}{8} \times 540 (2.50)^2 = 420 \text{ Kgr-m.}$$

		540 kg/m.			
		0.35	0.65		
	-973	973	-280	+280	
	+973	474	-140	-280	
	0	-360	-667	0	
		1,087	1,087		

Tenemos :

pág. 273

Momento negativo.- $M_B^- = 1,087 \text{ Kgr-m.}$

Momento positivo.- (Primer tramo) = $M_{AB}^+ = 916 \text{ Kgr-m.}$

Y como isostático (Tramo A - B) $M_{AB}^+ = 1,460 \text{ Kgr-m.}$

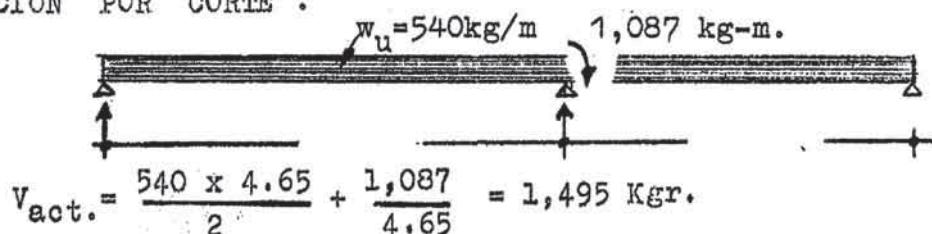
Diseñemos la losa continua para el mom. $M^- = 1,087 \text{ Kgr-m.}$

PERALTE POR FLEXION.

$$d = \frac{1,087 \times 100}{0.262 \times 210 \times 100} = 4.45 \text{ cm.}$$

$$t = 4.45 + 2 + 1.30 = 7.75 \text{ cm} < 10 \text{ cm. O.K. } \therefore d = 6.70$$

COMPROBACION POR CORTE .



$$V_{act.} = \frac{540 \times 4.65}{2} + \frac{1,087}{4.65} = 1,495 \text{ Kgr.}$$

Esfuerzo.

$$\sigma_{act.} = \frac{1,495}{100 \times 6.70} = 2.2 \text{ Kgr/cm}^2 < 6.5 \text{ Kgr/cm}^2 \quad 0.53 \varnothing \sqrt{f_y} \quad \text{O.K..}$$

CALCULO DEL ACERO .

$$M_u = 1,087 \text{ Kgr-m.} \quad d = 6.7 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\varnothing f_y(d - a/2)} \quad A_s = 7.10 \text{ cm}^2 \quad \varnothing 1/2 @ 1.8 \text{ cm.}$$

$$A_{Smin.} = 0.002 \times 10 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{Usaremos } \varnothing 3/8 @ 30.$$

SEGUNDO TRAMO .

$$M^+ = 420 \text{ Kgr-m.}$$

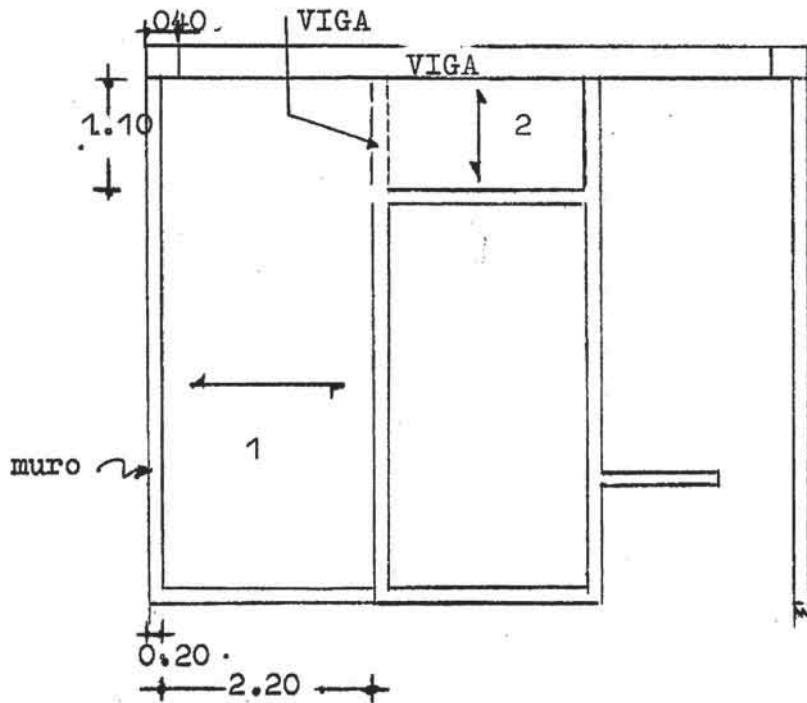
$$A_s = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin.} = 0.002 \times 100 \times 10 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.54 \text{ cm}^2 \quad \varnothing 3/8 @ 27 \text{ cm.}$$

Mejor será prolongar 1 Ø 1/2 y otro cortado. (Dando 1 Ø 1/2 @ 27 cm.) ya que ademas no se puede espaciar mas de $3t = 3 \times 10 = 30$ cm.

PISO CUARTO DE MAQUINAS.



Espesor de losa : $e = 15$ cm.

La losa se descompone en 2 partes c/u. armado en un sentido (ver figura).

METRADO DE CARGAS .

Losa 1

$$\text{Peso propio} : 0.15 \times 2,400 = 360 \text{ Kgr/m}^2$$

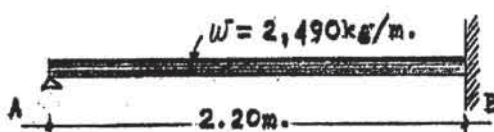
$$\text{P.Terminado} : = 100 \text{ Kgr/m}^2$$

$$D = 460 \text{ Kgr/m}^2$$

$$L = 1,000 \text{ Kgr/m}^2$$

Carga última :

$$w_u = 1.5 \times 460 + 1.8 \times 1,000 = 2,490 \text{ Kgr/m}^2$$



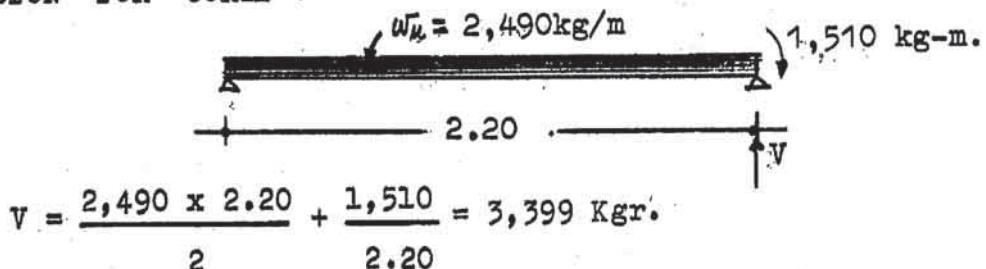
El momento positivo se diseñará como simple apoyado.

$$M_{AB}^+ = M_B^- = \frac{1}{8} w l^2 = 2,490 \frac{(2.2)^2}{8} = 1,510 \text{ Kgr-m.}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{1,510 \times 100}{0.262 \times 210 \times 100}} = 5.23 \text{ cm} < 15 - 3.30 = 11.70 \text{ cm.}$$

VERIFICACION POR CORTE .

A la distancia d

$$V_d = 3,399 - 2,490 \times 0.117 = 3,106 \text{ Kgr.}$$

Esfuerzo :

$$\sigma = \frac{3,106}{100 \times 11.70} = 2.65 \text{ Kgr/cm}^2 < 6.5 \text{ Kgr/cm}^2 = 0.53 \varnothing \sqrt{f'_c}$$

CALCULO DEL REFUERZO .

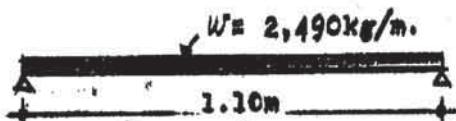
$$A_{Smin.} = 0.002 \times 15 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$M = 1,510 \text{ Kgr-m.} \quad A_{SE} = 5.35 \text{ cm}^2 \quad \varnothing 3/8 @ 13 \text{ cm.}$$

ACERO DE REPARTICION,

$$A_{Srepart.} = 0.002 \times 15 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \varnothing 3/8 @ 23.7 \text{ cm.}$$

Losa 2



$$\text{Momento } \frac{1}{8} \times 2,490 (1.10)^2 = 377 \text{ Kgr-m.}$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO .

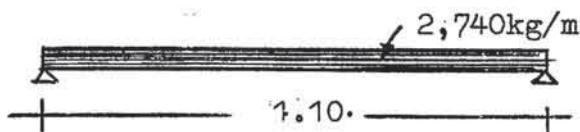
$$M = 377 \text{ Kgr-m.} \quad A_{SE} = 1.43 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 3 \text{ cm}^2.$$

$$\therefore A_{SD} = 3 \text{ cm}^2 \quad \varnothing 3/8 @ 23.7 \text{ cm.}$$

DISEÑO DE VIGA .

$$w = 2,490 \times 1.10 = 2,740 \text{ Kgr/m.}$$

$$\text{Sección } b \times h = 20 \times 30$$



Sección de viga 20 x 30 (b x h)

$$d = 30 - 45 = 25.5 \text{ cm.}$$

$$M = \frac{1}{8} \times 2,740 (1.10)^2 = 450 \text{ Kgr-m.}$$

$$A_{SE} = 0.715 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin.}$$

$$0.005 \times 20 \times 25.5 = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$\frac{3}{4} \times 0.715 \text{ muy pequeño.}$$

Colocaremos :

$$A_{SD} = 2.55 \text{ cm}^2 \quad 2 \varnothing 1/2" \quad (\text{arriba y abajo}).$$

VERIFICACION POR CORTE.

$$v_{act.} = 0.5 \times 2,740 \times 1.10 - 2,740 \times 0.255 = 810 \text{ kg.}$$

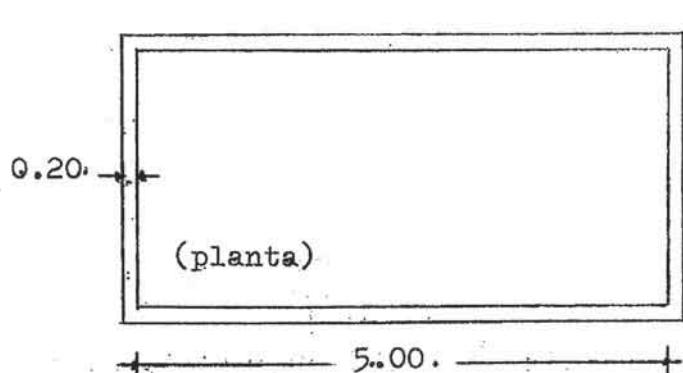
$$v_{act.} = \frac{810}{20 \times 25.5} = 1.60 \text{ Kgr/cm}^2 < 6.5 \text{ Kgr/cm}^2 \approx 0.53 \varnothing \sqrt{f'_c} \quad \text{O.K.}$$

∴ no requiere estribos.

CISTERNA.

TAPA DE LA CISTERNA .- Será aligerada.

Dimensiones interiores.



Altura de agua.

$$h = 2.15 \text{ m.}$$

Altura total

$$= h_{\text{agua}} + \text{rebose}$$

$$= 2.15 + 0.20 = 2.35 \text{ m.}$$

Espesor de losas.

$$t > 9 \text{ cm.}$$

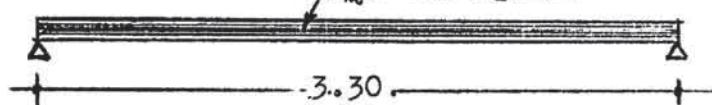
$$2 \cdot \frac{(500 + 310)}{1.80} = 9 \text{ cm.}$$

Considerando :

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

Dos tipos.

$$w_u = 696 \text{ kg/ml.}$$



Momentos positivos .

$$M^+ = \frac{1}{8} \times 0.696 (3.30)^2 = 0.95 \text{ ton-m.}$$

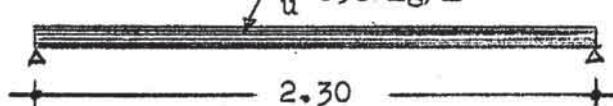
$$A_{SE} = 1.73 \text{ cm}^2 > A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{SD} = 1.73 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2 + 1 \varnothing 3/8 .$$

En los apoyos se colocará .- $A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$

Tipo 2

$$w_u = 696 \text{ kg/m}$$



$$M^+ = 0.46 \text{ ton-m} \quad A_{SE} = 0.84 \text{ cm}^2 < A_{Smin.} = 1.1 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{SD}^+ = 1.10 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 1/2$$

En los apoyos se colocará. $A_{SD}^- = 1 \varnothing 1/2 .$

1.- PAREDES DE LA CISTERNA.

Cargas asumidas.

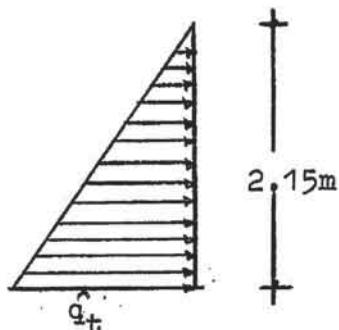
$$w_t = 1,800 \text{ Kgr/m}^3 \quad (\text{tierra húmeda}).$$

$$w_a = 1,000 \text{ Kgr/m}^3 \quad (\text{agua}).$$

a) Cisterna vacía con empuje de tierras .

b) Cisterna llena ; empuje de agua solamente, si consideramos que por filtraciones de agua que no permitan al empuje del terreno.

a)



Presión unitaria horizontal del tramo $q_t = c w h$.

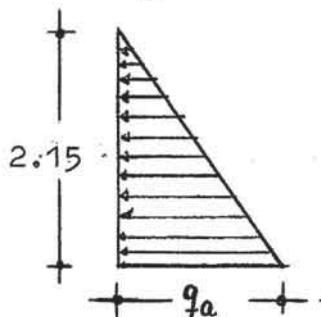
pág. 278

Donde C = coeficiente de fluido, consideraremos :

$$C = 0.30$$

$$q_t = 0.30 \times 1,800 \times 2.15 = 1,160 \text{ Kgr/m}^2.$$

b) Cisterna con agua.



$$q_a = w_a \times h_a$$

$$q_a = 1,000 \times 2.15 = 2,150 \text{ Kgr/m}^2.$$

Los momentos se obtendrán de las tablas de PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. Por procedimientos constructivos se considerará la cisterna articulada en la tapa y fondo, y empotrada en sus paredes.

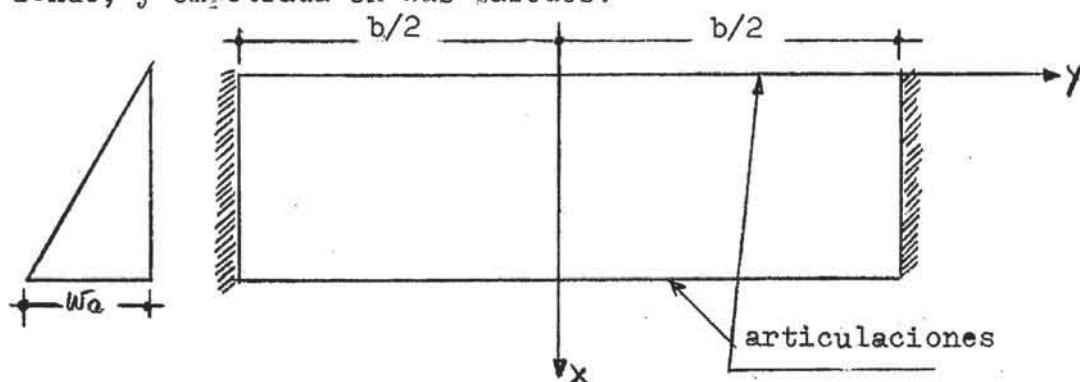


TABLA 1

COEFICIENTES DE MOMENTOS.

b/a	$\frac{x}{a}$	$Y = 0$		$Y = b/4$		$Y = b/2$	
		e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y
2.5	1/4	+.031	+.011	+.021	+0.010	-.008	-.038
	1/2	+.052	+0.017	+0.036	+.017	-.012	-.062
	3/4	+.047	+0.015	+0.036	+.014	-.011	-.055

SISTEMA DE CARGA a

$$M = c_f w_a a^2 = c_f \times 1,160 \times 2.15^2 = 5,350 c_f.$$

$$\text{Momentos. (Kgr-m/m.)} \quad M = 5,350 c_f.$$

b/a	$\frac{X}{a}$	$Y = 0$		$Y = b/4$		$Y = b/2$	
		M_x	M_y	M_x	M_y	M_x	M_y
2.5	1/4	+166	+59	+113	+53	-43	-221
	1/2	+278	+91	+193	+91	-64	-332
	3/4	+252	+80	+193	+75	-59	-294

Recubrimiento $r = 3$ cm.

$$d = 20 - 4 = 16 \text{ cm.}$$

$$f_c = 0.45 \quad f'_c = 95 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$f_s = 1,400 \quad A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M}{19,600}$$

$$j = 0.874$$

2 CISTERNA .

AREAS DE ACERO.

b/a	$\frac{X}{a}$	$Y = 0$		$Y = b/4$		$Y = b/2$	
		A_x	A_y	A_x	A_y	A_x	A_y
2.5	1/4	0.84	0.30	0.57	0.27	-0.22	-1.04
	1/2	1.42	0.46	0.99	0.46	-0.33	-1.70
	3/4	1.30	0.41	0.99	0.38	-0.30	-1.50

SISTEMA DE CARGA b .-

$$M = c_f w_a a^2 = c_f \times 2,150 \times 2.15^2$$

$$\text{MOMENTOS (Kgr-m/m.)} \quad M = 9,950 c_f.$$

b/a	$\frac{X}{a}$	$Y = 0$		$Y = b/4$		$Y = b/2$	
		M_x	M_y	M_x	M_y	M_x	M_y
	1/4	308	110	209	95	-80	-378
	1/2	518	169	358	169	-120	-617
	3/4	468	149	358	139	-110	-547

AREAS DE ACERO

b/a	$\frac{X}{a}$	Y=0		Y=b/4		Y=b/2	
		Ax	Ay	Ax	Ay	Ax	Ay
2.5	1/4	1.58	0.56	1.07	0.49	-0.41	-1.93
	1/2	2.65	0.86	1.83	0.86	-0.61	-3.15
	3/4	2.39	0.76	1.83	0.71	-0.56	-2.79

ACERO MINIMO .- $A_s = 0.002 \cdot bh = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2/\text{m.}$

$\emptyset 3/8 @ 18 \text{ cm.}$

Sería $\emptyset 3/8 @ 30 \text{ cm. en cada cara.}$

LOSA INFERIOR .- Por estar apoyada directamente sobre el terreno se colocará armadura de repartición.

$A_s = 0.002 \cdot bt = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\emptyset 3/8 @ 18 \text{ cm.}$

SEGUNDA PARED LATERAL .

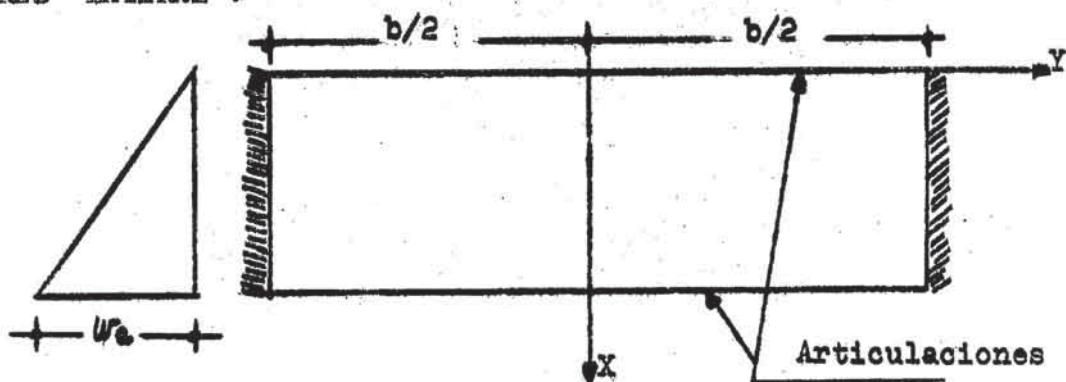


TABLA 1

COEFICIENTES DE MOMENTOS.

b/a	$\frac{X}{a}$	Y=0		Y=b/4		Y=b/2	
		c_x	c_y	c_x	c_y	c_x	c_y
1.5	1/4	+.015	+.013	+.008	+.007	-.006	-.032
	1/2	+.028	+.021	+.016	+.011	-.010	-.052
	3/4	+.030	+.017	+.020	+.011	-.010	-.048

SISTEMA DE CARGA a

$M = 3,930 c_f'$

SISTEMA DE CARGA b

$M = 9,950 c_f'$

Siendo estos coeficientes menores que los anteriores, los respectivos momentos serán tambien menores que la pared anterior y las áreas de acero, serán menores.

Manda. $A_{Smin.} = 4 \text{ cm}^2/\text{m.}$

Usar $\emptyset 3/8 @ 30 \text{ cm. (cada cara).}$

Comprobación del espesor del muro.

1.- Por flexión : $M_{\max.} = 617 \text{ Kgr/m.}$

$$M = K b d^2 \quad K = 15.8$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{617 \times 10^2}{15.8 \times 100}} = 6.25 \text{ cm} < d = 16 \text{ cm.}$$

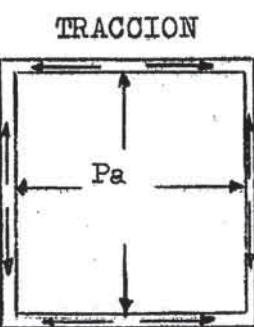
2.- Por corte.

Tabla VII para $b/a = 2$ y $1/3$ de a se obtiene.

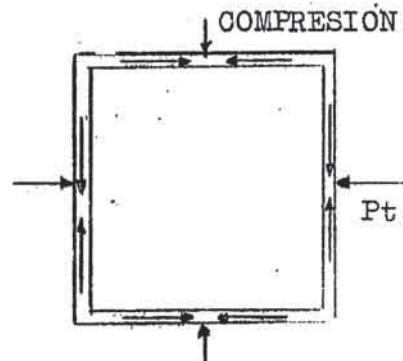
$$V_{\max.} = 0.4023 w_a^2 = 0.4023 \times 2,150 \times 2,15 = 1,860 \text{ Kgr/m.}$$

$$V_{\text{adm.}} = 0.3 \sqrt{f'_c} \times 100 \times 16 = 6,950 \text{ Kgr/m.}$$

Efecto de tracción y compresión en las paredes causadas por las presiones.

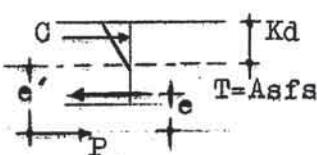
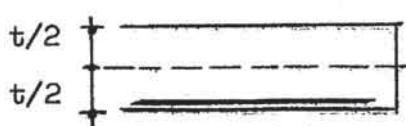


TRACCION



COMPRESION

1.- Flexo-Tracción. (Sólo en sentido de mayor longitud).



$$\begin{aligned} \text{Tenemos:} \\ \Sigma F_v = 0 \\ T = P + C \quad (1) \\ \Sigma M_s = 0 \end{aligned}$$

$c = \frac{p \cdot e}{j \cdot d}$ ② reemplazando ② en ① tenemos .

$$T = \frac{p \cdot e}{j \cdot d} + p \quad A_S f_s = \frac{p \cdot e}{j \cdot d} + p$$

$$A_S = \frac{p \cdot e}{f_s \cdot j \cdot d} + \frac{p}{f_s} \quad ③ \quad e' = \frac{M}{p} = \frac{169}{1,860} = 0.0092 \approx 0.10 \text{ m.}$$

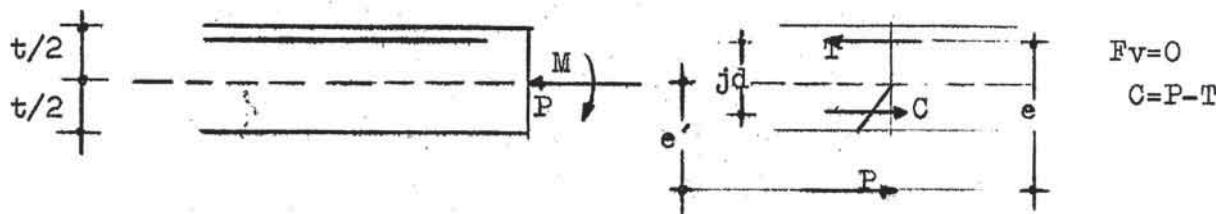
$$e = e' - (t/2 - r) = 10 - (10 - 4) = 4 \text{ cm.}$$

∴ reemplazando en ③

$$A_S = \frac{1,860 \times 4}{1,400 \times 0.874 \times 16} + \frac{1,860}{1,400} = 1.71 \text{ cm}^2.$$

$$A_S = 1.71 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

2.- Flexo - Compresión .



$$e' = \frac{M}{P} = \frac{67 \times 10^2}{1,580} = 4.2 \text{ cm.}$$

$$e = e' + d \left(j - \frac{2}{3} k \right) = 4.2 + 16 \left(0.874 - \frac{2}{3} \times 0.38 \right) = 14.20 \text{ cm.}$$

$$A_S = \frac{1,580 \times 14.20}{1,400 \times 0.874 \times 16} - \frac{1,580}{1,400} = 0.03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

basta $A_{S\min.} = \emptyset 3/8 @ 30 \text{ cm.}$

La carga que trasmite las paredes de la cisterna al suelo es por metro lineal.

Peso de la pared = 1,130 Kgr/ml.

Peso de aligerado sup. = 713 Kgr/ml.

Peso de muro perimetral = 865 Kgr/ml.

Suponiendo que la losa inferior se apoye en la pared.

Peso del agua = 3,330 Kgr/ml.

Peso de losa = 745 Kgr/ml.

$$\text{TOTAL} = 6,783 \text{ Kgr.} \quad S/C = 500 \times 1.55 = 750 \text{ Kgr/m.}$$

$$\text{Ancho de zapata} = \frac{6,783}{100 \times 2} = 34 \text{ cm.}$$

Por ser suelo de poca capacidad daremos un ancho de 50 cm.

CIMENTACION DE CAJA DE ASCENSORES (DISEÑO) .

ANALISIS EN LA DIRECCION PRINCIPAL.

Efecto del sismo 25%

$$P_{uD} = 394.077 \text{ ton.}$$

$$P_{uL} = 48.906 \text{ ton.}$$

$$M_S = 0.25 \times 309 = 77.30 \text{ ton-m.}$$

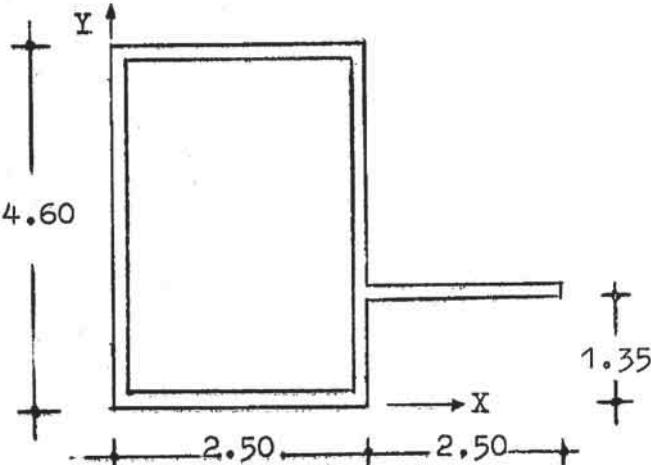
$$\sigma_t = 2 \text{ Kgr/cm}^2.$$

$$M_{uS} = 1.25 \times 77.30 = 97 \text{ ton-m.}$$

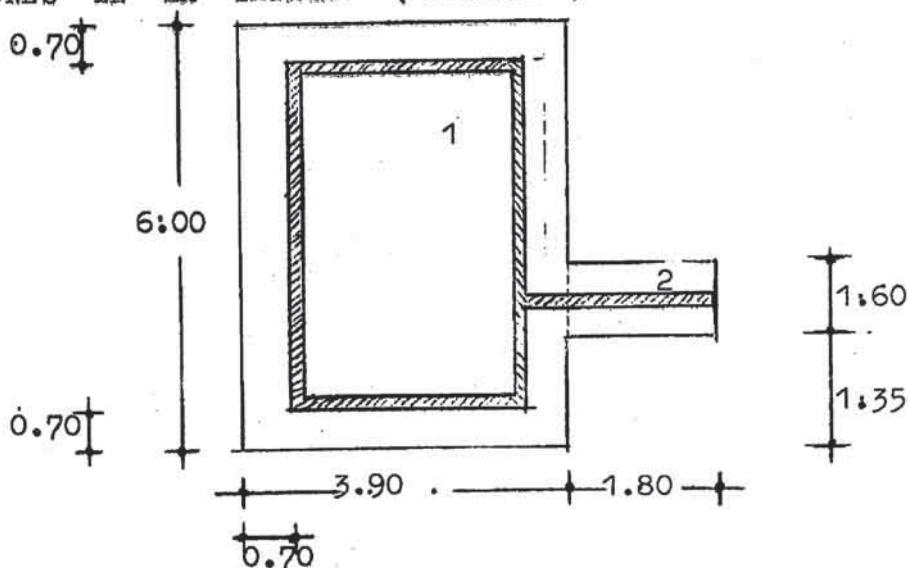
Centro de gravedad de caja.

$$\bar{x} = 164.31 \text{ cm.}$$

$$\bar{y} = 216.64 \text{ cm.}$$



DIMENSIONES DE LA ZAPATA. (ASUMIDO)



a) Dirección principal.

RECTANGULO	A	Y'	Y'^2	AY'	AY'^2	I_G
1	23.40	3.00	9.00	70.20	210.60	70.00
2	2.88	2.15	4.63	6.20	13.35	0.615
Σ	26.28			76.40	223.95	70.615

Momento de inercia respecto al eje X .

$$I_x = 70.615 + 223.950 = 294.57 \text{ m}^4.$$

Centro de gravedad respecto al mismo eje.

$$Y_G = \frac{76.40}{26.28} = 2.90 \text{ m.}$$

La excentricidad será $e = 2.90 - 2.17 + 0.70 = 0.03$ (despreciable).

Momentos de inercia con relación al centro de gravedad del conjunto.

$$I_G = 294.57 - 26.28 (2.9)^2 = 73.57 \text{ m}^4.$$

b) Dirección secundaria.

RECTANGULO						
1	23.40	1.95	3.80	45.70	89.00	29.70
2	2.88	4.80	23.10	13.85	66.50	0.78
Σ	26.28			59.55	155.50	30.48

Momento de inercia respecto al eje Y .

$$I_y = 30.48 + 155.50 = 186 \text{ m}^4.$$

Centro de gravedad respecto del mismo eje .

$$I_{G_2} = \frac{59.55}{26.28} = 2.27 \text{ m.}$$

La excentricidad será.

$$e = 2.27 - 1.643 - 0.70 = -0.073 \text{ (despreciable).}$$

Momento de inercia con relación al centro de gravedad del conjunto

$$I_G = 186 - 26.28 (2.27)^2 = 50 \text{ m}^4.$$

REACCION NETA DEL TERRENO.

a) Sentido principal.

Para carga muerta en la fibra superior.

$$w_{nD} = \frac{394.08}{26.30} = 15 \text{ ton/m}^2.$$

Para carga viva, incluyendose 25% de efectos sismicos, puesto que el método de Marcus no considera factores debido al sismo.

$$w_{nL} = \frac{48.906}{26.28} + \frac{97 \times 3.10}{73.57}$$

$$w_L = 1.86 + 4.08 = 5.94 \text{ ton/m}^2.$$

b) Sentido secundario. (Sigue en la sgte.pag)

$$P_{UD} = 394.77 \text{ ton.}$$

$$P_{UL} = 48.906 \text{ ton.}$$

$$M_S = 0.25 \times 2,070 = 518 \text{ ton-m.}$$

$$M_{uS} = 1.25 \times 518 = 647 \text{ ton-m.}$$

Para carga muerta en fibra extrema.

$$w_{nD} = \frac{394.08}{26.28} = 15 \text{ ton/m}^2.$$

Para carga viva incluyendose 25% de efecto sismico.

$$w_{nL} = \frac{48.906}{26.28} + \frac{647 \times 2.27}{50}$$

$$w_{mL} = 32.10 \text{ ton/m}^2.$$

De todos estos valores escogeremos para el diseño al mayor.

$$w_D = 15 \text{ ton/m}^2.$$

$$w_L = 32.10 \text{ ton/m}^2.$$

VERIFICACION DE LA PRESION DEL TERRENO. (Sentido secundario).

Cargas de servicio.

$$P = 290 \text{ ton-m.} \quad M_S = 0.25 \times 1,655 = 414 \text{ ton-m.}$$

$$= \frac{290}{26.28} + \frac{414 \times 2.27}{50}$$

$$= 11 + 17 = 28 \text{ ton/m}^2$$

$$2.80 > 1.33 \times 2 = 2.66 \text{ Kgr/cm}^2 \text{ (despreciable).}$$

$$\text{DISEÑO DE LA LOSA : } \frac{A}{B} = \frac{2.10}{4.20} = 0.5$$

CARGAS DE DISEÑO.

$$w_D = 15 \text{ ton/m}^2.$$

$$w_L = 32.10 \text{ ton/m}^2.$$

$$w_U = 47.10 \text{ ton/m}^2$$

Sentido A $M_{AD}^+ = 0.095 \times 21.8 \times 2 \cdot 10^2 = 6.30 \text{ ton-m.}$

$$M_{AL}^+ = 0.095 \times 32.10 \times 2 \cdot 10^2 = 13.50 \text{ ton-m.}$$

$$M_{Au}^+ = 19.80 \text{ ton-m.}$$

Sentido B $M_{BD}^+ = 0.006 \times 15 \times 4.2^2 = 1.80$

$$M_{BL}^+ = 0.006 \times 32.10 \times 4.2^2 = 3.78$$

$$M_{Bu}^+ = 5.58 \text{ ton-m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS.

Sentido A $M_{A(D+L)}^- = 0.086 \times 47.10 \times 2 \cdot 10^2 = 17.8 \text{ ton-m.}$

Sentido B $M_{B(D+C)}^- = 0.006 \times 47.10 \times 4.20^2 = 5 \text{ ton-m.}$

FUERZA CORTANTE .

Sentido A : $V_A = 0.94 \times 47.10 \times \frac{2 \cdot 10}{2} = 46.4 \text{ ton-m.}$

Sentido B : $V_B = 0.06 \times 47.10 \times \frac{4 \cdot 20}{2} = 5.94 \text{ ton-m.}$

PERALTE POR FLEXION.

Para tener el peralte requerido, tomaremos el mayor momento calculado en losa.

$$M = 19.8 \text{ ton-m.}$$

Para $p = 0.01$ $f_y = 2,800 \text{ Kgr/cm}^2$. $f_c' = 210 \text{ Kgr/cm}^2$.

Se tiene. $M_u = 23 b d^2$

$$19.8 \times 10^3 = 23 \times 100 d^2$$

Donde $d = 29.30 \text{ cm.}$

PERALTE POR CORTE

El corte actuante a la distancia d de la cara del apoyo es:

$$46,400 - \frac{0.94 \times 47,000 \times 100 \times d}{100 \times 100} = 46,400 - 442d$$

1

Corte que toma el concreto;

$$V_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 100 \times d = 650d$$

2

Igualando 1 con 2 se tiene:

$$46,400 - 442d = 650d \rightarrow d = 42.5 \text{ cm.}$$

$$\text{adoptaremos } h = 60 \text{ cm.} \quad d = 52.5 \text{ cm.}$$

VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO

$$\text{Corte admisible } v_c = 1.06 \times \sqrt{f'_c} = 13 \text{ kg/cm}^2$$

Carga vertical mas 25% de éste, como efecto de sismo

$$P_t = 1.25 \times 443 = 555 \text{ ton.}$$

$$\text{Carga por metro lineal } w = \frac{555}{15.90} = 35 \text{ ton/m (3,500 kg/m)}$$

perímetro de la sección crítica $b_0 = 2(100 + 20 + 52.50) = 355 \text{ cm.}$

cortante que actua $V = W - w_n \times \text{area.punzonada}$

$$V = 35,000 - \frac{47.1 \times 1000 \times 100 \times 72.5}{100 \times 100} = 31,580 \text{ kgr.}$$

$$\text{esfuerzo que desarrolla } v = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{31,580}{355 \times 52.5} = 1.70 \text{ kgr/cm}^2 \quad 13 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO DE AREAS DE ACERO

acero mínimo y de repartición

$$A_{smín.} = 0.002 \times 100 \times 52.5 = 10.50 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \emptyset 5/8 \text{ a } 20 \text{ cm.}$$

$$M_{Au}^+ = 19.80 \text{ ton-m} \quad d = 52.50 \text{ cm.} \quad A_s = \frac{M_u}{\emptyset f_y (d - a/2)}$$

$$A_s = 16.70 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 3/4 \text{ a } 17 \text{ cm.}$$

$$M_{Bu}^+ = 5.58 \text{ ton-m.} \quad A_s \text{estr.} = 4.70 \text{ cm}^2 < A_s \text{dis.} = 10.50 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 5/8 \text{ a } 20 \text{ cm.}$$

$$M_{Au}^- = 17.80 \text{ ton-m.} \quad A_s \text{estr.} = 15.20 \text{ cm}^2 = A_s \text{dis.} \quad \emptyset 3/4 \text{ a } 19 \text{ cm.}$$

$$M_{Bu}^- = 5 \text{ ton-m.} \quad A_s \text{estr.} = 4.20 \text{ cm}^2 < A_{smín.} = 10.50 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s \text{dis.} = 10.50 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 5/8 \text{ a } 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Sentido A } M_{uvolad.} = \frac{47.10 \times 1.00 \times 0.70^2}{2} = 11.60 \text{ ton-m} < 1780 \text{ ton-m.}$$

se colocará Ø 3/4 @ 19 cm. (prolongación)

$$\text{Sentido B } M_{uvol.} = \frac{21 \times 1.00 \times 0.70^2}{2} = 5.15 \text{ ton-m.}$$

∴ Se colocará Asmín. Ø 5/8 @ 20 cm.

El momento en el voladizo del elemento 2 $M_u = 11.60 \text{ ton-m. } 17.80 \text{ ton-m.}$

Que corresponde a un $A_s e str. = 10.35 \text{ cm}^2$

se usará Ø 5/8 a 20 cm.

COMPROBACION DE LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LA ARMADURA DE LA PLACA (transferencia de esfuerzos)

La armadura de la placa es de Ø 7/8

$$\text{esfuerzo admisible } U_u = \frac{6.4 \sqrt{f_c}}{2.22} = 41.70 \text{ kg/cm}^2 < 56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{longitud de desarrollo } L_d = \frac{A_s x f_y}{\phi o U_u} = \frac{3.88 \times 2,800}{0.85 \times 41.7 \times 6.98} = 44 \text{ cm} < \frac{52.5 - 3.50}{2} (\varnothing 3/4 + \varnothing 5/8)$$

= 50.75 cm. O.K

Verificación de la longitud de desarrollo en el volado de la zapata

$$\text{Sentido A } U_u = \frac{6.4 \sqrt{210}}{1.90} = 49 \text{ kg/cm}^2 < 56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{long. de desarrollo } L_d = A_s x f_y / (0.8 U_u) \quad (0.8 U_u \text{ se emplea para no chequear o. en sección critica por corte}) \quad L_d = \frac{2.85 \times 2,800}{0.85 \times 0.8 \times 49 \times 5.98} = 40 \text{ cm} < 70 - 7.5 = 62.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Sentido B } U_u = \frac{6.4 \sqrt{210}}{1.59} = 58.2 \text{ kg/cm}^2 \quad 56 \text{ kg/cm}^2, L_d = \frac{1.98 \times 2,800}{0.85 \times 56 \times 5.0} = 23 < 62.5 \text{ cm}$$

CIMENTACION PLACA 1

Dimensiones del muro 7.00x0.20 (sección de placa)

Cargas de servicio.

$$P_s = 215.75 \text{ ton.}$$

$$M_s = 565.03 \text{ ton-m.}$$

$$G_t = 20 \text{ ton/m}^2.$$

Materiales usados

$$f_c = 210 \text{ kgr/cm}^2$$

$$f_y = 2,800 \text{ kgr/cm}^2$$

DIMENSIONES DE LA ZAPATA.

Esfuerzo.- cuando hay sismo y excentricidades, será máximo en los extremos de las zapatas, ya que el incremento de esfuerzo lo dá la flexión Y.

$$t = \frac{P}{\text{Area}} \pm \frac{M_c}{I} \pm \frac{P_e c}{I}$$

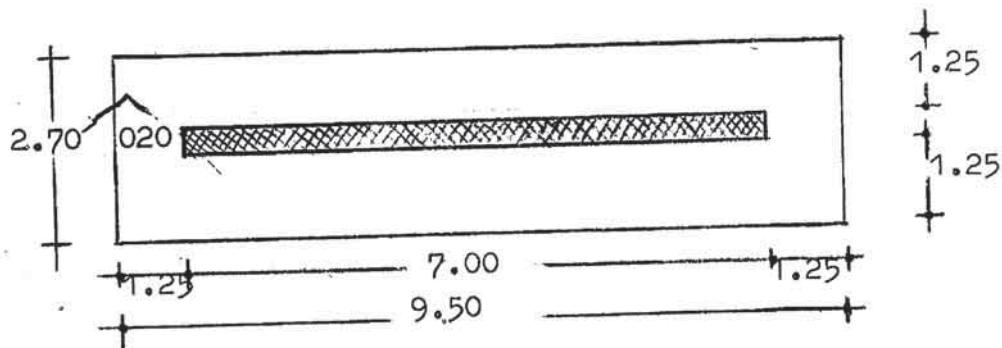
Reemplazando valores se tiene.

$$1.33 \times 20 = \frac{1.05 \times 215.75}{A \times B} + \frac{565.03 \times A/2}{B \times A^3/12} + \frac{554 \times 0 \times A/2}{B \times A^3/12}$$

Efectuando operaciones se tiene.

$$26.6 = \frac{227}{A \times B} + \frac{3,390}{B \times A^2}$$

Haciendo : A = 9.50 m. se tiene B = 230 m. daremos B = 2.70 m.



Lo que sobresale:

$$m = \frac{2.70 - 0.20}{2} = 1.25 \text{ m.}$$

Cargas de diseño.

$$P_u = 1.5D + 1.8L = 388.35 \text{ ton.}$$

$$P_u = 1.25 (D + L + S) = 269.00 \text{ ton.}$$

$$M_u = 1.5D + 1.8L \approx 0$$

$$M_u = 1.25 (D + L + S) = 706 \text{ ton-m.}$$

Se tomará las mas desfavorables.

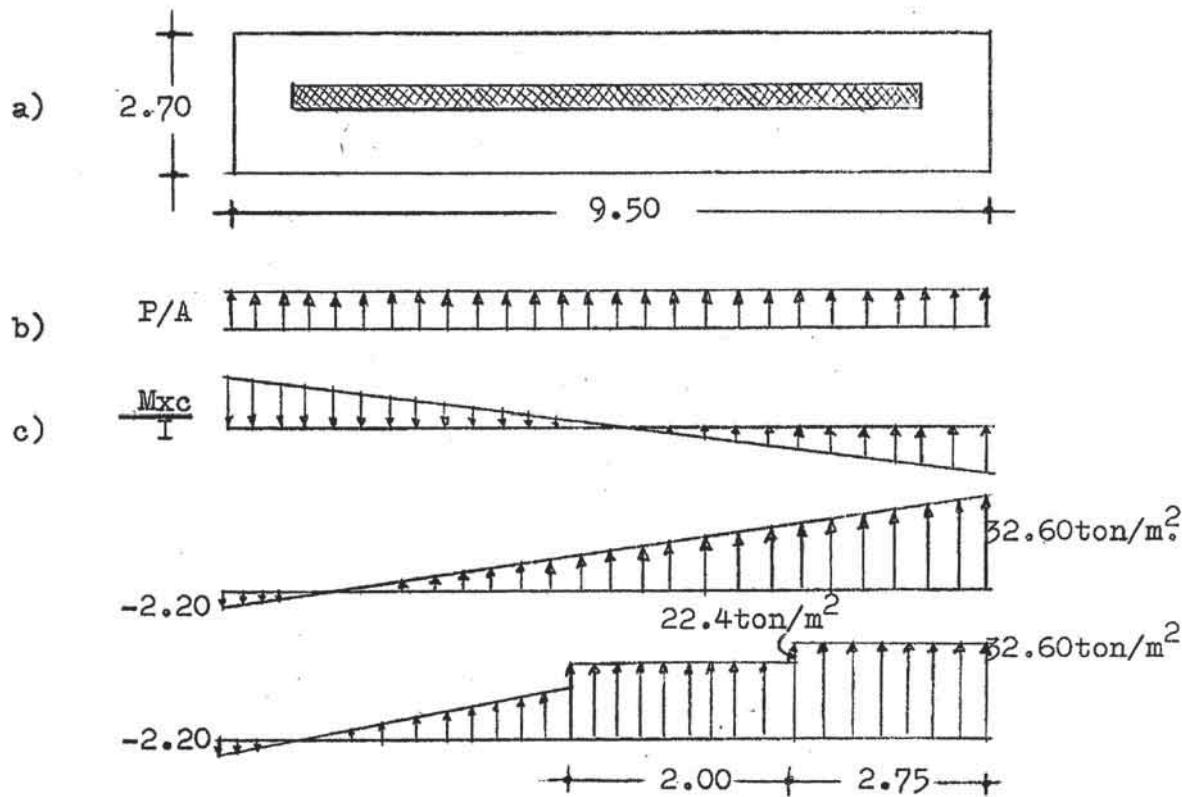
Reacción neta del terreno .- no tiene forma trapezoidal, siendo su máximo valor en los extremos y la excentricidad nula.

$$w_n = \frac{388.25}{9.50 \times 2.70} \pm \frac{706 \times 9.50/2}{2.70 \times (9.50)^{3/12}}.$$

$$w_{n1} = 32.60 \text{ ton/m}^2.$$

$$w_{n2} = 2.20 \text{ ton/m}^2.$$

MOMENTOS DE FLEXION .- La sección crítica para momentos se halla en la cara del muro. Como la reacción neta del terreno; no es uniforme en toda la longitud del muro, supondremos que actua como en (e) de la figura.



Para : $w_{n1} = 32.60 \text{ ton/m}^2.$, el momento será.

$$M_u = \frac{w_{n1} m^2}{2} = \frac{32.60 \times (1.25)^2}{2} = 25.5 \text{ ton-m},$$

Cálculo del Peralte Efectivo por Punzonamiento .-

Esfuerzo permisible de concreto por punzonamiento;

$$v_c = 1.06 \phi \sqrt{f'_c} = 1.06 \times 0.85 \sqrt{210} = 13 \text{ Kgr/cm}^2,$$

Perímetro de la sección critica a la distancia d/2 es :

$$b_0 = 2 (1.00 + 0.20 + 2 d) = 2 (1.20 + 2 d)$$

El corte actuante será :

$$V = W - w_{n_1} \times \text{Área punzonada.}$$

El peso será, el peso de la carga muerta y viva con un incremento del 25% debido al sismo.

$$P_t = 388.35 + 0.25 \times 388.35 = 485.35 \text{ ton.}$$

La carga por metro lineal será :

$$w = \frac{485.35}{9.50} = 51 \text{ ton/m.}$$

$$V = 51 - 32.60 \times 1.00 (0.2 + d)$$

$$V = 44.48 - 32.60 d.$$

$$\text{Siendo } V_d = \frac{V}{b_0 d} = \frac{44.48 - 32.60 d}{2 (1.20 + 2 d) d_0} = 130 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{De donde : } d_0 = 0.75 \text{ m.}$$

Como el recubrimiento libre según A.C.I. es de 7.5 cm., supondremos una altura de 0.85 m., y el peralte efectivo será de : $d = 77.5 \text{ cm.}$

Comprobación del corte por flexión. (T. diagonal).

Se encuentra a la distancia d de la cara del apoyo.

$$v_d = \frac{V_d}{b \times d} = \frac{32.6 (1.25 - 0.775)}{1 \times 0.775} = 2 \text{ Kgr/cm}^2.$$

El esfuerzo admisible es :

$$v_o = 0.53 \phi \sqrt{f'_o} = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.6 \text{ Kgr/cm}^2.$$

Como $v_d < v_o$ La sección es adecuada.

Cálculo del área de acero.

$$M_u = 25.50 \text{ ton-m.}$$

$$\text{Primer tanteo : } a = \frac{d}{5}$$

$$A_s = \frac{25.50 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times 77.5 \times 0.9} = 14.50 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{14.50 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 100} = 2.28 \text{ cm.}$$

Segundo tanteo :

$$A_s = \frac{25.50 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times (77.5 - \frac{2.28}{2})} = 13.3 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Se usará $\varnothing 3/4$ 20 cm.

En el sentido longitudinal.

El momento es :

$$M_{u_L} = \frac{32.60 \times 2.75 \times 1.25}{2} = 56 \text{ ton-m.}$$

Y el corte actuante : $a \frac{d}{2} \div$

$$V_u = 32.60 \times 2.75 (1.25 - 0.775) = 42.7 \text{ ton.}$$

Momento resistente :

$$M_{\max.} = 0.262 f'_c d^2 b.$$

$$M_{\max.} = 0.262 \times 210 \times 20 \times 77.5^2 = 66 \times 10^5 \text{ Kgr/cm} = 66 \text{ ton-m.} > 56 \text{ ton-m.} \therefore \text{la sección es buena (20 x 85) a flexión.}$$

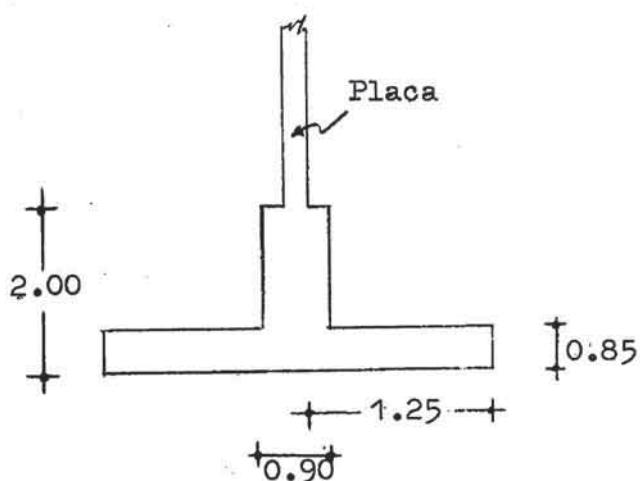
VERIFICACION AL CORTE.

Esfuerzo actuante :

$$v_a = \frac{42,700}{20 \times 77.5} = 29.5 \text{ Kgr/cm}^2 > 6.6 \text{ Kgr/cm}^2.$$

v_c (permisible del concreto). se hará uso de rigidizador.

RIGIDIZADOR.



Dando un ancho de 0.90 m.

El corte en la cara del rigidizador será :

$$V_u = 32.60 \times 2.75 (1.25 - 0.30) = 112 \text{ ton.}$$

Si el $V_c = 6.6 \text{ Kgr/cm}^2$ tenemos :

$$6.6 = \frac{112,000}{90 \times d} \Leftrightarrow d = \frac{112,000}{90 \times 6.6} = 188.50 \text{ cm.}$$

$$\therefore h = 188.50 + 7.5 = 196 \text{ cm. daremos } h = 2.00 \text{ m.}$$

$$\text{y } d = 2.00 - 75 = 192.5 \text{ cm.}$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$\text{con } a = d/5.$$

$$A_s = \frac{56 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times 0.9 \times 192.5} = 12.85 \text{ cm}^2.$$

$$a = \frac{12.85 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 90} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{con } a = 2.24 \text{ se tiene } A_s = 11.60 \text{ cm}^2 \quad 6 \phi 5/8 (11.87 \text{ cm}^2)$$

dá @ 18 cm espaciado en los 90 cm.

Acero de repartición en la cimentación .-

Según el A.C.I. se tomará el 0.002.

$$A_s = 0.002 b d = 0.002 \times 100 \times 77.5 = 15.50 \text{ cm}^2$$

Tomaremos $\phi 3/4$ @ 18 cm. y se adoptará este espaciamiento en lugar de los 6 $\phi 5/8$ @ 18 cm. y lo mismo en el otro sentido .

DISEÑO DEL REFUERZO CUANDO .-

$$w_n = 22.4 \text{ ton/m}^2.$$

El momento en la cara de apoyo es :

$$M_u = \frac{w m^2}{2} = \frac{22.4 \times 1.25^2}{2} = 17.5 \text{ ton-m.}$$

A dos tanteos se tiene un área de acero de :

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2 \quad \varnothing 3/4 @ 30 \text{ cm.}$$

Con la misma armadura de repartición.

PARA CIMENTACION PLACA 1

Verificación por anclaje.- para no verificar adherencia incrementaremos en el largo de desarrollo 25% , disminuyendo el esfuerzo admisible en 0.8 .

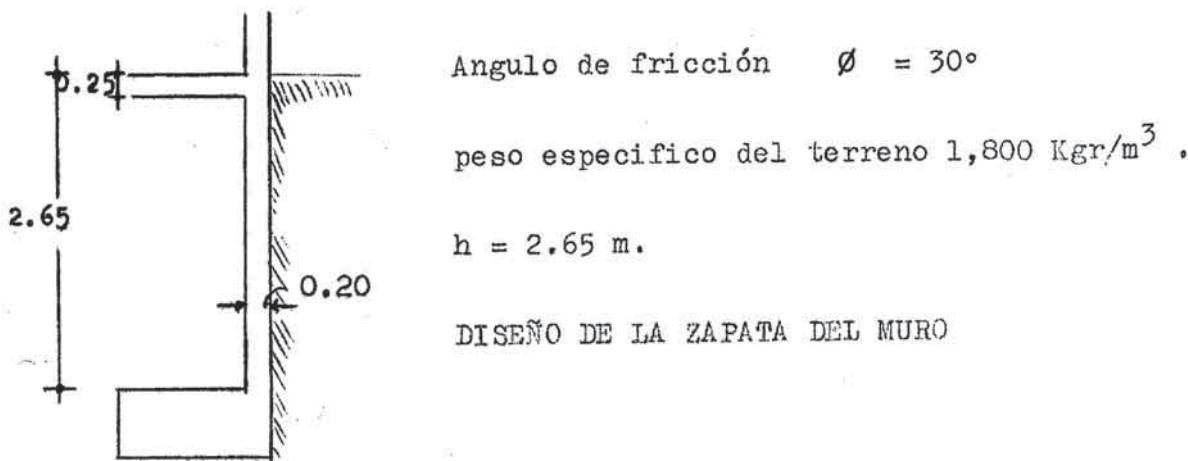
$$U_u = \frac{6.4 \cdot 210}{0.71} \times 0.8 = 106 \text{ Kgr.} > 56 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$L_d = 85 - 7.5 = 77.5 \text{ cm.}$$

$$u = \frac{A_s f_y}{\varnothing L_d \sum_o} = \frac{0.71 \times 2,800}{0.9 \times 77.5 \times 3} = 9.6 \text{ Kgr/cm}^2 < 56 \text{ Kgr/cm}^2$$

Y la zapata es adecuada por adherencia.

EN SOTANO COMO MURO DE CONTENSIÓN. - (PLACA 8)



CARGAS A NIVEL DE ZAPATA.

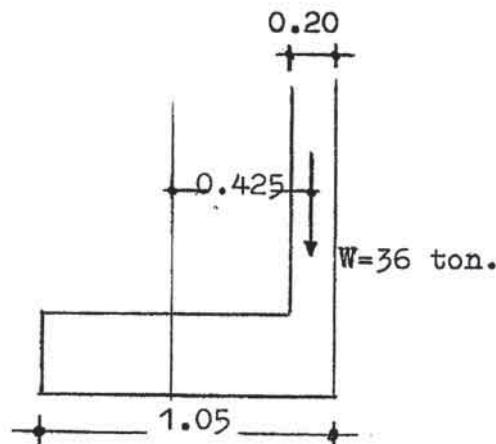
$$\text{Cargas que vienen del muro (servicio) } \frac{244.92}{12.40} = 19.8 \text{ ton/m.}$$

$$\text{Carga última } \frac{444,456}{12.40} = 36 \text{ ton/m.}$$

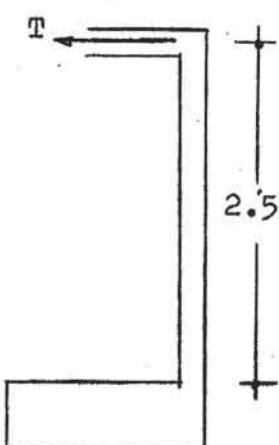
Consideraremos peso de zapata = 5 %.

$$\text{Ancho de zapata } b = \frac{1.05 \times 19,800}{2 \times 100} = 104 \text{ cm. daremos } 105 \text{ cm.}$$

$$\text{Presión neta } = \frac{W_u}{100 \times b} = \frac{36 \text{ ton.}}{1.00 \times 1.05} = 34.30 \text{ ton/m}^2. \quad (3.43 \text{ Kgr/cm}^2)$$



El momento por W : $M = 36 \times 0.425 = 15.30$ ton-m., será absorbida por tirantes en el aligerado del primer piso.



$$T \times 2.535 = 15.30$$

$$T = \frac{15.30}{2.535} = 6.05 \text{ ton.}$$

$$\text{Por vigueta } T_v = \frac{6.05}{2.5} = 2.42 \text{ ton.}$$

$$\text{con } f_y = 2,800 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$A_s = \frac{2,420}{2,800} = 0.865 \text{ cm}^2 \text{ usaremos } \emptyset 1/2 .$$

PERALTE REQUERIDO POR CORTE.

Corte que absorbe el concreto.

$$V_{uc} = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

Corte a la distancia d, de la cara del muro.

$$V_u = 3.42 \times 100 (85 - d)$$

Tenemos que : $6.5 \times 100 \times d = 3.42 \times 100 (85 - d)$.

$$d = 29.5 \text{ cm.} \quad y \quad h = 29.5 + 8 = 37.5 \text{ cm.}$$

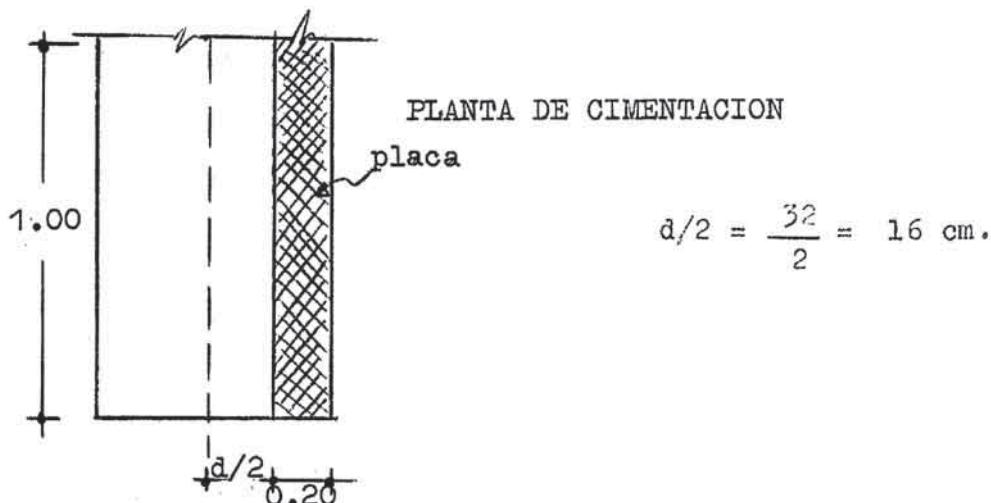
Considerando $h = 40 \text{ cm.}$ tendremos un $d = 32 \text{ cm.}$

VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO.

Esfuerzo permisible por punzonamiento.

$$V_{uc} = \emptyset \sqrt{f'_c} = 0.85 \sqrt{210} = 12.30 \text{ Kgr/cm}^2$$

Perímetro de la sección crítica ($100 + 20 + 32/2$) = 136 cm.



Corte en la sección crítica (actuante).

$$V_u = 36,000 - 3.43 \times \text{Área punzonada}.$$

$$V_u = 36,000 - 3.43 \times 100 \times 36 = 23,650 \text{ Kgr.}$$

El esfuerzo que se produce será de :

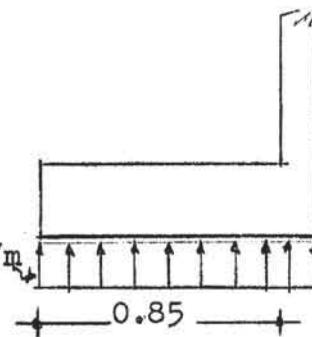
$$\sigma_u = \frac{23,650}{136 \times 32} = 5.5 \text{ Kgr/cm}^2 < 12.30 \text{ Kgr/cm}^2. \text{ O.K.}$$

Cálculo del refuerzo.

Momento en la sección crítica (cara del muro).

$$M_u = \frac{34.3 (0.85)^2}{2} = 12.4 \text{ ton-m.}$$

$$A_s = \frac{1,240}{0.9 \times 2.80 (32 - 1)} = 15.4 \text{ cm}^2$$



Se incrementa el peralte haciendo $h = 50$ cm. de manera que $d = 50 - 8 = 42$ cm., y calcular sin mucho error el área de acero.

$$A_s = \frac{1,240}{0.90 \times 2.8 (42 - 1)} = 12 \text{ cm}^2 \quad a = 1.89$$

$$A_s = 12 \text{ cm}^2. \quad \phi 3/4 @ 24 \text{ cm.}$$

Comprobación por adherencia.

$$U_u = \frac{0.8 \times 6.4 \sqrt{210}}{1.905} = 39 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$L_d = 0.85 - 5 = 0.80 \text{ m.}$$

Esfuerzo de desarrollo :

$$V = \frac{A_s f_y}{\sum_0 L_d} = \frac{2.85 \times 2,800}{5.99 \times 80} = 16.7 \text{ Kgr/cm}^2 \quad 39 \text{ kgr/cm}^2$$

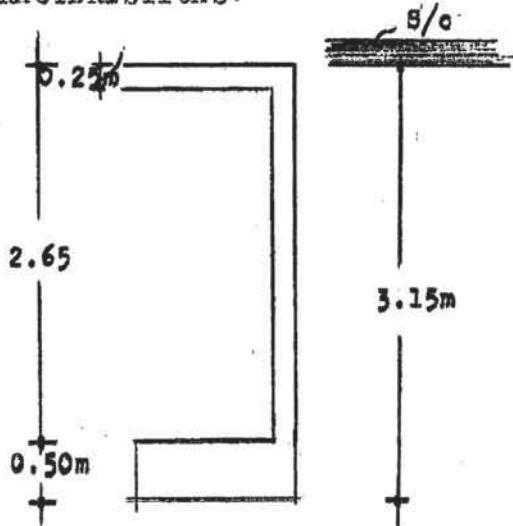
Armadura de repartición :

$$A_{st} = 0.002 \times b \times t = 0.002 \times 100 \times 50 = 10 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Usar : Ø 5/8 @ 20 cm.

DISEÑO COMO MURO DE CIMENTACION.

CARACTERISTICAS.



Para propósito de diseño, supondremos que el nivel del suelo llegue hasta el 18 piso.

Peso específico del terreno $w = 1,800 \text{ Kgr/m}^3$

$$S/C = 800 \text{ Kgr/m}^2.$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$f = 0.5 \quad (\text{rozam, concreto y suelo}),$$

$$\alpha = 0.30$$

DIAGRAMA DE PRESIONES.

$$q_A = w h' \alpha$$

$$q_B = w (h + h') \alpha$$

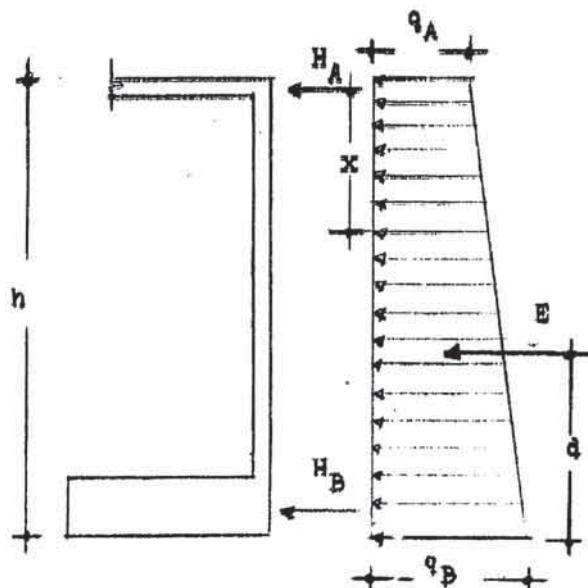
$$h' = \frac{S/C}{w} = \frac{800}{1,800} = 0.45 \text{ m.}$$

$$q_A = 1,800 \times 0.45 \times 0.3 = 2,43 \text{ Kgr/m}^2$$

$$q_B = 1,800 \times 3.60 \times 0.3 = 1,940 \text{ Kgr/m}^2$$

Reacciones del muro.

$$H_A = \left[q_A + \frac{1}{3} (q_B - q_A) \right] \frac{h}{2} = \left[243 + \frac{1}{3} \times 1,697 \right] \times \frac{3.15}{2} = 1,275 \text{ Kgr/ml.}$$



$$H_B = q_A + \frac{2}{3} (q_B - q_A) \quad \frac{h}{2} = \left[243 + \frac{2}{3} \times 1,697 \right] \times \frac{3.15}{2} = 2,160 \text{ Kgr/ml.}$$

El momento máximo ocurre donde el corte es cero.

$$V_x = 0 = H_A - q_A \cdot x - (q_B - q_A) \frac{x^2}{2h}$$

$$0 = 1,275 - 243 \times 1,697 \frac{x^2}{6.30} \quad x = 1.77 \text{ m.}$$

$$M_{\max.} = H_A \cdot x - q_A \frac{x^2}{2} - (q_B - q_A) \frac{x^3}{6h}$$

$$M_{\max.} = 1,275 \times 1.77 - 243 \frac{(1.77)^2}{2} - \frac{1,697 (1.77)^3}{6 \times 3.15} = 1,378 \text{ Kg-m/ml.}$$

No se aplicará método de rotura porque los factores de carga no están determinados.

$$M = K d^2 b. \quad K = \frac{1}{2} f_c jd = 15.6 \text{ para } f'_c = 210.$$

VERIFICACION DEL PERALTE.

$$d = \sqrt{\frac{1,378 \times 10^2}{15.6 \times 100}} = 9.4 \text{ cm} < 20 - 3.5 = 16.5 \text{ cm. O.K.}$$

Cálculo del acero vertical.

$$A_s = \frac{1,378 \times 10^2}{1,400 \times 0.875 \times 16.5} = 6.26 \text{ cm}^2. \quad \emptyset 5/8 @ 30 \text{ cm.}$$

$$A_{smin.} = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ m}^2/\text{m.}$$

$$\text{Acero de repartición } A_{srep.} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Colocado todo en el lado expuesto.

Usar $\emptyset 1/2 @ 25 \text{ cm.}$

VERIFICACION POR CORTE.

$$\text{Cortante máxima. } V = H_B = 2,160 \text{ Kgr.}$$

Corte que toma el concreto.

pág. 300

$$V_c = 0.292 \sqrt{210} \times 100 \times 16.5 = 6,980 \text{ Kgr.}$$

$$V_c > V \text{ actuante (2,160) O.K.}$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA.

$$U = \frac{3.2 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{3.2 \sqrt{210}}{1.59} = 29.2 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$L_d = \frac{A_s f_s}{\sum u_u (0.8)}$$

$$L_d = \frac{1.98 \times 1,400}{4.99 \times 0.8 \times 29.2} = 24 \text{ cm.} < 50 - 7.5 = 42.50$$

ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO.

Debe cumplirse :

$$W \times f > C_s R_B$$

$$W = \text{carga sobre el muro} = 19,800 \text{ Kgr/ml.}$$

f = 0.5 coeficiente de fricción.

C_s = 1.5 coeficiente de seguridad.

R_B = 2,160 reacción debido al empuje.

$$19,800 \times 0.5 > 1.5 \times 2,160 \text{ O.K.}$$

VIGA PARED EJE 2

DISEÑO DE LA ZAPATA.

METRADO.

$$\text{Aligerado } (100 + 360) \frac{4.45}{2} = 1,025 \text{ Kgr/m.}$$

P.P del muro de sostenimiento =

$$3.10 \times 0.25 \times 2,400 = 1,860 \text{ Kgr/m.}$$

$$\text{Muro alfizaz.} = 720 \text{ Kgr/m.}$$

$$\text{Total carga muerta. D} = 3,605 \text{ Kgr/m.}$$

$$S/C. \quad 500 \times \frac{4.45}{2}$$

$$L = 1,115 \text{ Kgr/m.}$$

pag. 301

$$W_S = 4,720 \text{ Kgr/m.}$$

Cargas axiales en columnas.

$$P_S = 149.914 \text{ ton.}$$

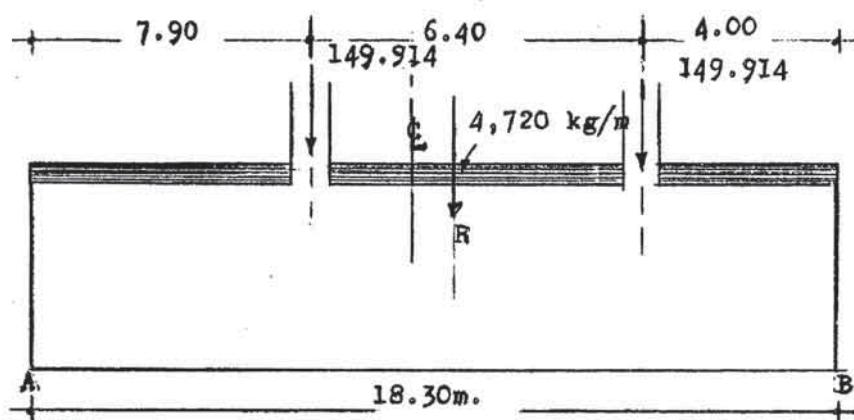


DIAGRAMA DE REACCIONES. (Cargas de servicio).

Ubicación de la resultante. (respecto de A).

$$x_R = \frac{149,914 (7.90 + 14.30) + 4,720 \times 18.30^2 / 2}{2 \times 149,914 + 4,720 \times 18.30} = \frac{3'888,000}{381,600} = 10.20 \text{ m.}$$

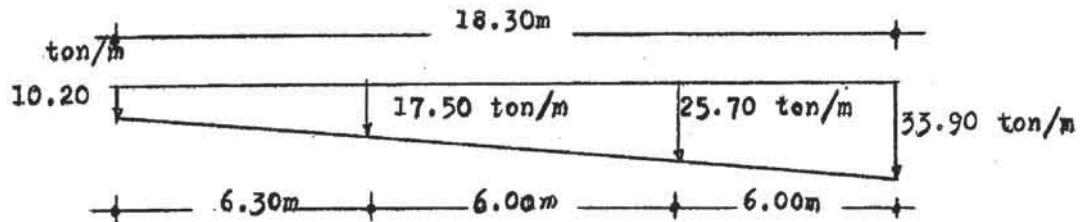
$$e = 10.20 - \frac{18.30}{2} = 1.55 \text{ m.}$$

$$\text{Tenemos que : } G = \frac{R}{b L^2} (L \pm 6 e) = \frac{381.60}{b (18.30)^2} (18.30 \pm 6 \times 1.55)$$

Segun esto se tendrá las presiones por metro de longitud.

$$G_B = 33.90 \text{ ton/m.}$$

$$G_A = 10.20 \text{ ton/m.}$$



Cargas de rotura.

$$W_u = 1.5 (3.605) + 1.8 (1.115) = 7.40 \text{ ton/m.}$$

$$P_{uc} = 227.985 \text{ ton.}$$

DIAGRAMA DE REACCIONES . (Carga de rotura).

Ubicación de la resultante.

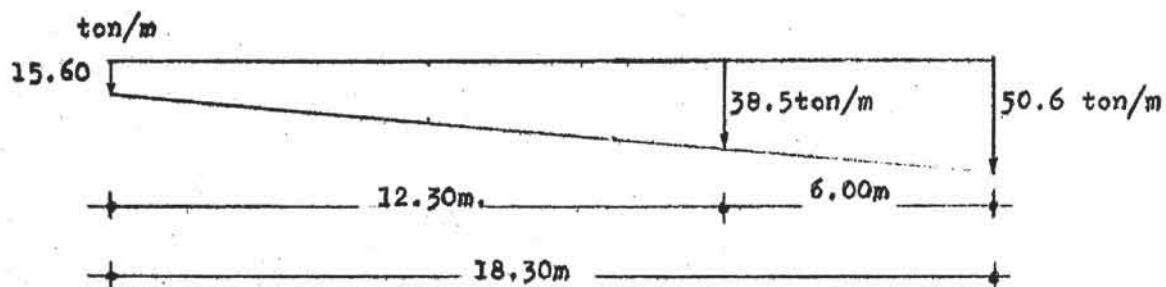
$$X_R = \frac{227.985 (7.90 + 14.30) + 7.40 \times 18.3^2 / 2}{2 \times 227.985 + 7.4 \times 18.3} = 10.20 \text{ m.}$$

$$e = 10.20 - 18.30 / 2 = 1.55 \text{ m.}$$

$$G = \frac{R}{b L^2} (L \pm 6e) = \frac{583.97}{b (18.3)^2} (18.30 \pm 9.30)$$

$$G_1 = 50.6 \text{ ton/m.}$$

$$G_2 = 15.6 \text{ ton/m.}$$



La zapata de la viga pared será de dos tramos (ver figura).

A - TRAMO 1.

$$L = 6.00 \text{ m.} \quad w_s = 33.90 \text{ ton/m.} \quad w_u = 50.6 \text{ ton/m.}$$

$$\text{Area de la zapata. } A_z = b \times L = \frac{33.90 \times 1.05 \times 6}{20} = 1.8 L$$

$$\text{Ancho de la zapata. } b = 1.80 \text{ m.}$$

$$\text{Reacción neta. } g_n = \frac{50.6 \times L}{1.8 \times L} = 28.2 \text{ ton/m}^2 \quad 2.82 \text{ Kgr/cm}^2.$$

PERALTE POR PUNZONAMIENTO.

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

Perímetro de sección crítica.

$$b_o = 2 (100 + 30 + 25) = 310$$

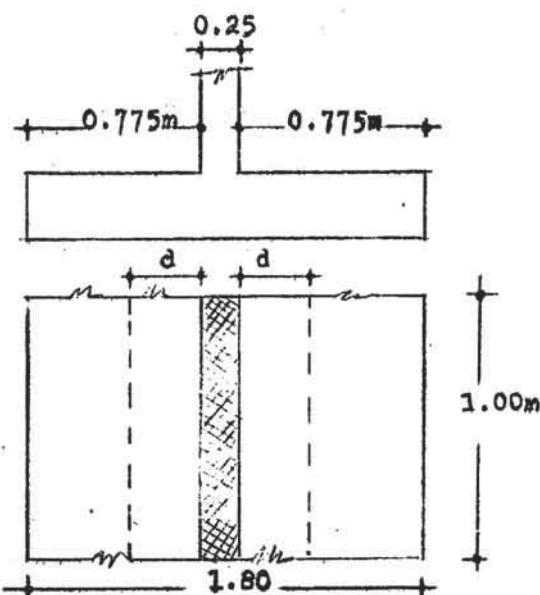
Corte en este perímetro.

$$V = 50,600 - 2.82 (100 \times 55)$$

$$= 33,680 \text{ Kgr.}$$

$$v_p = \frac{33,680}{310 \times 30} = 3.6 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$\leq 1.06 \phi V_{n,c} = 13 \text{ Kgr/cm}^2$$



PERALTE POR CORTE.

Corte a la distancia d ; de la cara del muro.

$$V_u = 2.82 \times 100 (77.5 - d) \quad ①$$

$$\text{Corte que absorbe el concreto} = 0.53 \varnothing \sqrt{f'_c} \times b \times d = 6.5 \times 100 \times d \quad ②$$

Igualando ① y ② obtenemos $d = 23$.

Adoptando $h = 40$ cm. tendremos $d = 31$ cm.

DISEÑO DEL REFUERZO.

Momento en la sección crítica, (cara de apoyo del muro).

$$M = \gamma_n \frac{b \times l^2}{2} = 2.82 \times 100 \frac{(77.5)^2}{2} = 84.6 \times 10^4 \text{ Kgr-cm.}$$

Primer tanteo: $a = 4$.

$$A_s = \frac{79 \times 10^4}{0.9 \times 2,800 (31 - 2)} = 11.6 \text{ cm}^2. \text{ Comprobación } a = 1.60$$

Segundo tanteo: $a = 1.60$ cm.

$$A_s = \frac{79 \times 10^4}{0.9 \times 2,800 (31 - 0.80)} = 11.4 \text{ cm}^2. \varnothing 5/8 @ 17 \text{ cm.}$$

COMPROBACION POR ADHERENCIA.

Esfuerzo permisible por anclaje.

$$\frac{0.8 \times 6.4 \sqrt{210}}{1.59} = 47 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$L_d = 77.5 - 7.5 = 70$$

Esfuerzo de desarrollo.

$$u = \frac{A_s f_y}{\varnothing \sum_0 L_d} = \frac{1.98 \times 2,800}{0.85 \times 70 \times 4.99} =$$

$$u = 49 \text{ Kgr/cm}^2 < 47 \text{ Kgr/cm}^2$$

Armadura de repartición.

$$A_{st} = 0.002 \times b \times t = 0.002 \times 100 \times 40 = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 8 \text{ cm}^2 \quad \phi 5/8 @ 25 \text{ cm.}$$

pag. 304

b) Zapata para tramo 2

$$L = 12.30 \text{ m.} \quad w_s = 25.70 \text{ ton/m.} \quad w_u = 38.5 \text{ ton/m.}$$

$$\text{Ancho de zapata : } b = \frac{25.70 \times 1.05}{2} = 1.36 \text{ cm} \quad 1.40 \text{ m.}$$

$$\text{Reacción neta : } \gamma_n = \frac{38.5}{1.40} = 27.50 \text{ ton/m}^2. \quad 2.75 \text{ Kgr/cm}^2$$

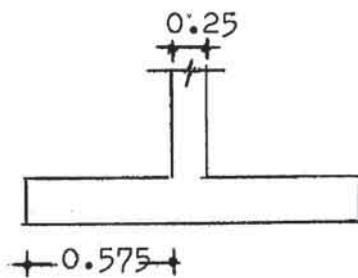
$$\text{Adoptamos el mismo } h = 40 \text{ cm.} \quad d = 31 \text{ cm.}$$

DISEÑO DEL REFUERZO.

Momento en la sección crítica.

$$M = \gamma_n \frac{b \times 1^2}{2} = 2.75 \times \frac{100 (57.5)^2}{2}$$

$$M = 45.5 \times 10^4 \text{ Kgr-cm.}$$



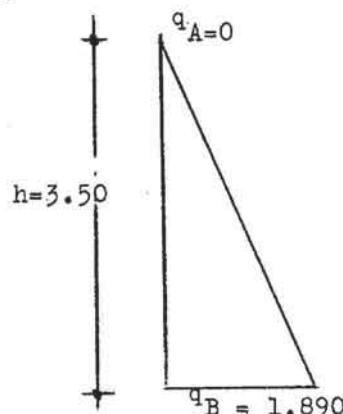
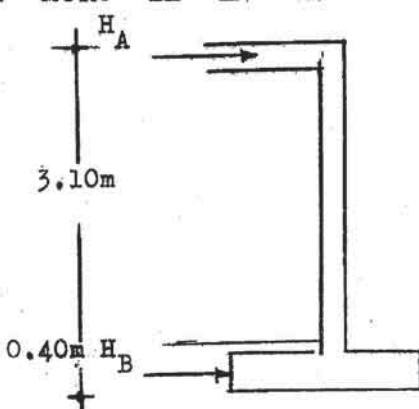
$$A_s = \frac{45.5 \times 10^4}{0.9 \times 2,800 (31 - 1)} = 6.0 \text{ cm}^2 \quad a = 0.86$$

$$a = 0.86 \quad a/2 = 0.43$$

$$A_s = \frac{45.5 \times 10^4}{0.9 \times 2,800 \times (31 - 0.43)} = 5.9 \text{ cm}^2 \quad \phi 5/8 @ 30.$$

El espaciamiento será 30 cm. Todo el resto se conservará con la misma armadura de repartición.

DISEÑO COMO MURO DE LA VIGA PARED.



$$q_A = 0.$$

$$q_B = 0.3 \times 1,800 \times 3.50 = 1,890 \text{ Kgr/m}^2$$

$$\text{Empuje : } E = \frac{1}{2} q_B h = 1,890 \times \frac{3.50}{2} = 3,310$$

$$H_A = \frac{1}{3} E = \frac{3,310}{3} = 1,100 \text{ Kgr. } H_B = \frac{2}{3} E = 2,210 \text{ Kgr.}$$

VERIFICACION DEL ESPESOR DEL MURO.

Corte a la distancia x :

$$V_x = H_A - \frac{1}{2} \times \frac{q}{h} x^2 = 0 \quad ①$$

$$\text{Se halla } M_{\max.} \text{ cuando } V_x = 0 \therefore \text{en } ① \text{ tenemos } x = \sqrt{\frac{2 h H_A}{q_B}}$$

$$x = \frac{2 \times 3.50 \times 1,100}{1,890} = 2.02 \text{ m.}$$

$$M = H_A x - \frac{q}{h} \times \frac{x^3}{6}$$

$$M_{\max.} = 1,100 \times 2.02 - \frac{1,890 (2.02)^3}{6 \times 3.50} = 1,480 \text{ Kgr-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{k_b}} = \sqrt{\frac{14.80 \times 10^4}{15.6 \times 100}} = 9.8 \text{ cm.}$$

$$\text{Espesor. } 9.8 + 6 = 15.8 \text{ cm} < 25 \text{ cm. O.K.}$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO.

Armadura vertical.

$$A_S = \frac{M}{f_s j_b} = \frac{14.8 \times 10^4}{1,400 \times 0.875 \times (25 - 6)} = 6.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin.} = 0.0015 \times 100 \times 19 = 3.0 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{SD} = 6.36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{6.36}{2} = 3.18 \text{ cm}^2 \text{ } \varnothing 3/8 @ 22 \text{ cm. (50% en cada cara).}$$

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 3/8 @ 22 \text{ cm. (50% a cada cara)}$.

VERIFICACION POR CORTE.

$$\text{Corte m\'ax.} = H_B = 2,210 \text{ Kgr.}$$

Corte que toma el concreto :

$$V_c = 0.292 \sqrt{f'_c} = 0.292 \sqrt{210} = 4.23 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$V_c = 4.23 \times 100 \times 19 = 8,030 \text{ Kgr} > 2,210 \text{ Kgr. O.K.}$$

ADHERENCIA .

$$\text{Esfuerzo permisible para } \varnothing 3/8 \quad U_u = 56 \text{ Kgr/cm}^2.$$

Esfuerzo de adherencia actuante .

$$U = \frac{2,210}{0,875 \times 19 \times 9 \times 3} = 4.9 \text{ Kgr/cm}^2 < 56 \text{ Kgr/cm}^2. \quad \text{O.K.}$$

$$U = \frac{V}{\sum P_e}$$

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO.

$$\text{Debe cumplirse : } w f > c_s R_B$$

$$w = \text{Carga sobre el muro} \quad \frac{4,720 + 300,000}{17,30} = 17,600 \text{ Kgr/m.}$$

$$f = \text{Coeficiente de fricción} = 0.5$$

$$c_s = \text{Coeficiente de seguridad} = 1.5$$

$$R_B = \text{Reacción debido al empuje} = 2,210$$

$$17,600 \times 0.5 > 1.5 \times 2,210 \quad \text{O.K.}$$

ESTABILIDAD AL VUELCO

$$h = 3.50 \text{ m.}$$

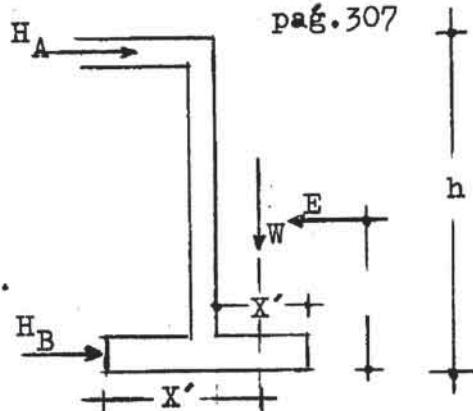
$$H_A = 1,100 \text{ Kgr.}$$

$$E = 3,310 \text{ Kgr.}$$

$$d = \frac{h}{3} = \frac{3.50}{3} = 1.17 \text{ m.}$$

$$x' = 0.775$$

$$x = 0.775 + 0.25 + \frac{0.775}{2} = 1.413 \text{ m.}$$



$$W = 1,800 x' h = 1,800 \times 0.775 \times 3.10 = 4,300 \text{ Kgr.}$$

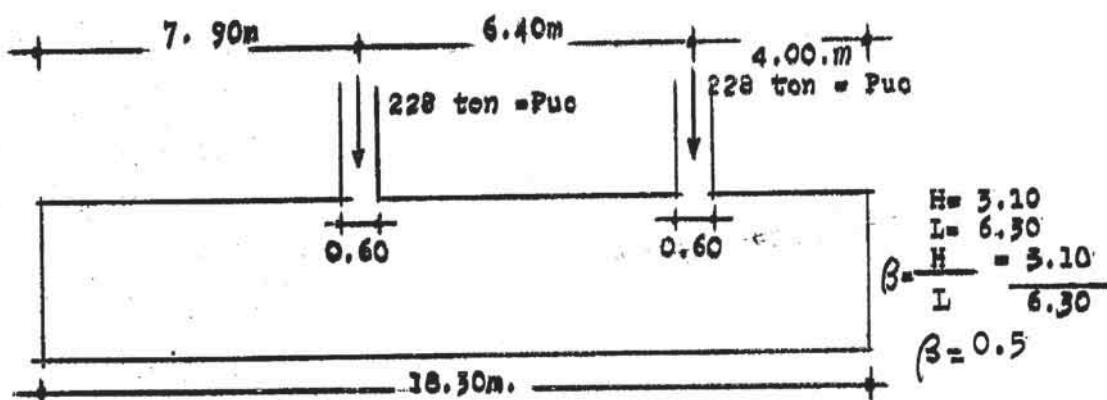
$$\text{Vuelco} = E_{xd} = 3,310 \times 1.17 = 3,860 \text{ Kgr-m.}$$

$$\text{Estabilidad} = H_A h + w x.$$

$$1,100 \times 3.50 + 4,300 \times 1,413 = 9,950 \text{ Kgr-m.}$$

$$\text{Coeficiente de seguridad} = \frac{9,950}{3,860} = 2.6 > 2. \quad \text{O.K.}$$

VIGA PARED



Ubicación de la resultante.

$$X_R = \frac{2.28 (7.90 + 14.30)}{2 \times 228} = 10.60 \text{ m.}$$

$$e = 10.60 - \frac{18.30}{2} = 1.95 \text{ m.}$$

REACCIONES

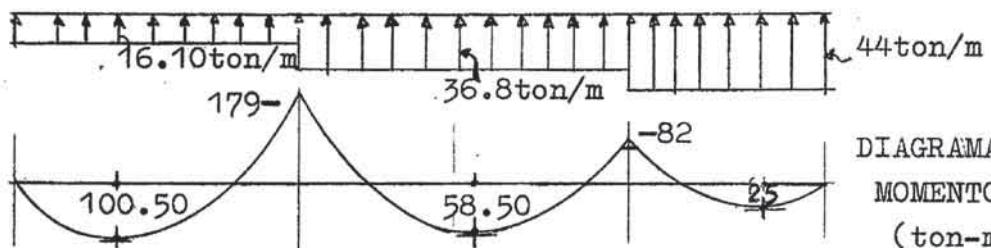
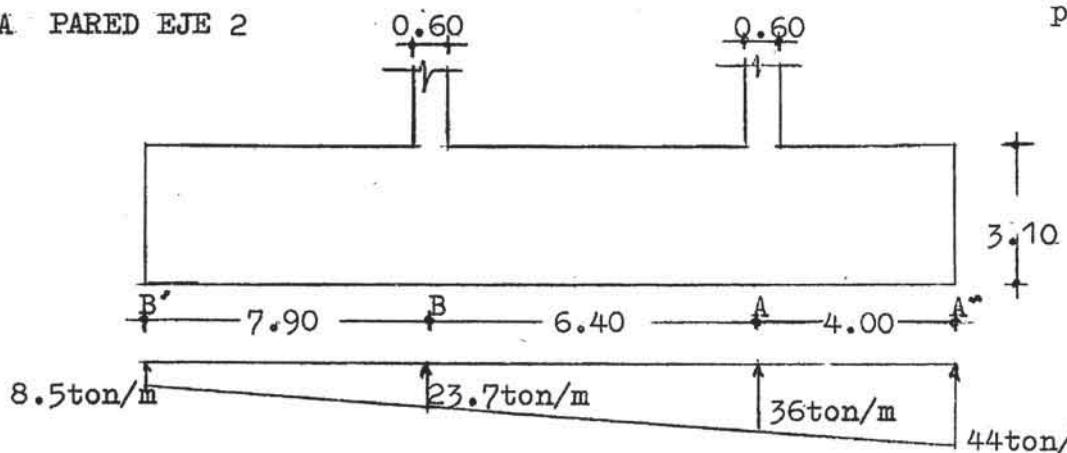
$$P = 228 \times 2 = 456 \text{ ton.}$$

$$G = \frac{P}{A} \pm \frac{Pe}{I} \left(\frac{L}{2} \right) = \frac{P}{b L^2} (L \pm 6e)$$

$$G_1 = \frac{456}{b (18.30)^2} (18.30 \pm 6 \times 1.95)$$

$$G_1 = 44 \text{ ton/m.}$$

$$G_2 = 8.5 \text{ ton/m.}$$



Comprobación del espesor del muro :

Espesor del muro : $e = 25 \text{ cm.}$

DATOS PARA USO DE GRAFICOS DE DISCHINGER.

$$\varepsilon = \frac{c}{L} = \frac{0.60}{6.40} = 0.1 \quad \beta = \frac{H}{L} = \frac{3.10}{6.40} = 0.5$$

De gráficos 2 y 3 de Dischinger : Se tiene los esfuerzos $\alpha \frac{w}{b}$

Centro de apoyos.

$$\text{Borde superior : } 9.32 \times \frac{368}{25} = 137 \text{ Kgr/cm}^2.$$

$$\text{Borde inferior : } -1.25 \times \frac{368}{25} = -18 \text{ Kgr/cm}^2.$$

Centro del tramo.

$$\text{Borde superior : } -1.31 \times \frac{368}{25} = -19.3 \text{ Kgr/cm}^2.$$

$$\text{Borde inferior : } 1.07 \times \frac{368}{25} = 15.7 \text{ Kgr/cm}^2.$$

$$\text{Comprobación por compresión : } e = \frac{\alpha w}{f c_u}$$

f_{cu} = esfuerzo del concreto a la rotura (en compresión).

$$0.85 \times 210 = 179 \text{ Kgr/cm}^2.$$

$$\text{Espesor} = \frac{\alpha w}{f c_u}$$

$$\text{Espesor} = \frac{9.32 \times 368}{179} = 19.30 \text{ cm.}$$

Como se tiene $e = 25 \text{ cm.} > 19.30 \text{ cm.}$ resulta satisfactorio.

Cálculo de las áreas de acero.

1.- En el centro de apoyos :

$$M = \frac{1}{24} w L^2 (1 - \xi)(2 - \xi) = 0.071 w L^2 = 0.071 \times 36.8(6.40)^2 = 107. \text{ ton-m.}$$

$$T = \alpha w L = 0.23 \times 36.8 \times 6.40 = 54.2 \text{ ton.}$$

$$A_S = \frac{T}{f_y} = \frac{54.2 \times 10^3}{2,800} = 19.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\text{real.}} = \frac{M_B}{M_A} A_S = \frac{17.9}{107} \times 19.30 = 32.30 \text{ cm}^2. 9 \varnothing 7/8.$$

En el apoyo A .

$$A_{S\text{real.}} = \frac{82}{107} \times 19.30 = 14.80 \text{ cm}^2.$$

2.- En el centro del tramo.

$$M = \frac{1}{24} w L^2 (1 - \xi^2) = 0.0413 w L^2 = 0.0413 \times 36.8(6.40)^2 = 62.5 \text{ ton-m.}$$

$$T = \alpha w L = 0.12 \times 36.8 \times 6.40 = 28.3 \text{ ton.}$$

$$A_S = \frac{T}{f_y} = \frac{28.3 \times 10^3}{2,800} = 10.1 \text{ cm}^2.$$

$$A_{S\text{real.}} = \frac{M}{M_A} A_S = \frac{58.50}{62.50} \times 10.10 = 9.45 \text{ cm}^2.$$

Posición de la resultante T (d_0) .

$$\text{En apoyos : } d_0 = 0.33 \times 6.40 = 2.10$$

$$\text{En el centro del tramo } d_0 = 0.052 \times 6.40 = 0.33 \text{ m.}$$

AREA DE ACERO EN LOS OTROS TRAMOS.

Tramo central B' - B.

$$A_{Sreal.} = \frac{100.50}{62.50} \times 10.10 = 16 \text{ cm}^2$$

Tramo central A' - A.

$$A_{Sreal.} = \frac{25}{62.5} \times 10.10 = 4 \text{ cm}^2.$$

Verificación de cuantías.

$$A_{Smin.} = 0.0025 \times b (H - d_0) = 0.0025 \times 25 \times 3.02 = 18.9 \text{ cm}^2.$$

5 Ø 7/8.

Acero adicional. (Se obtuvo anteriormente).

$$A_{SV} = 3 \text{ cm}^2.$$

$$A_{SH} = 6.25 \text{ cm}^2.$$

Cálculo del esfuerzo cortante.

$$V = \frac{1}{2} w L (1 - \xi) = 0.50 \times 36.8 \times 6.40 = 111 \text{ ton.}$$

$$v = \frac{V}{b d} = \frac{111 \times 10^3}{25 \times 315} = 14 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo admisible : } V_{cpared.} = V_{cNormal} \times \frac{1 + 5\beta}{3} = V_{cn} \times \frac{1 + 5 \times 0.5}{3}$$

$$V_{cpared.} = 1.17 V_{cn}.$$

$$V_{cn} = 0.292 \sqrt{f'_c} = 0.292 \sqrt{210} = 4.25 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$V_{cpared.} = 4.25 \times 1.17 = 5 \text{ Kgr/cm}^2. < 14 \text{ Kgr/cm}^2.$$

Requiere estribos.

$$V_c = 5 \times 25 \times 310 = 38,8 \text{ ton.}$$

Criterio de espaciamiento.

Espaciamiento por cuantía mínima.

$$S = \frac{2.52}{0.0015 \times 25} = 67 \text{ cm.}$$

Por requisitos estructurales.

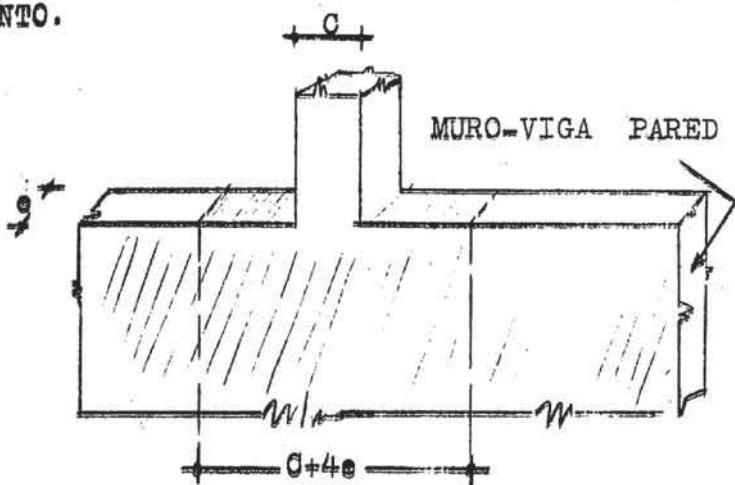
$$S = \frac{0.85 \times 2.52 \times 2.8 \times 310}{111 - 38.8} = 25 \text{ cm.}$$

Pero el requerido por empuje d ϕ 3/8 @ 22 cm.

Y por corte d ϕ 1/2 @ 25, ambos serán reemplazados por d ϕ 5/8 @ 22 cm.

VERIFICACION POR AFLASTAMIENTO.

$$f_a = \frac{P}{(c + 4e)l}$$



La carga P esta dada por : $P = wL = 36.8 \times 6.40 = 235 \text{ ton.}$

$$\therefore f_a = \frac{235 \times 10^3}{(60 + 4 \times 25)25} = 59 \text{ Kgr/cm}^2.$$

Dsfuerzo admisible :

$$f_{a_u} = 1.9 \times 0.225 \times 210 \left[1 - \left(\frac{310}{40 \times 25} \right)^3 \right] = 87 \text{ Kgr/cm}^2.$$

$$f_{a_u} > f_a \quad \text{bien.}$$

ZAPATA AISLADA

CIMENTACION.

COLUMNAS DED 3 AL 7

CARGAS A NIVEL DE LA CIMENTACION.

$$P_{\text{servicio}} = 187.74 \text{ ton.} \quad M_{u_y} = 7.65 \text{ ton-m.}$$

$$P_{\text{ultimo}} = 286.72 \text{ ton.} \quad M_{u_x} = 4.03 \text{ ton-m.}$$

$$e = \frac{7.65 \times 100}{286.72} = 2.7 \text{ cm.} < 0.1 \times 60 = 6 \text{ cm.}$$

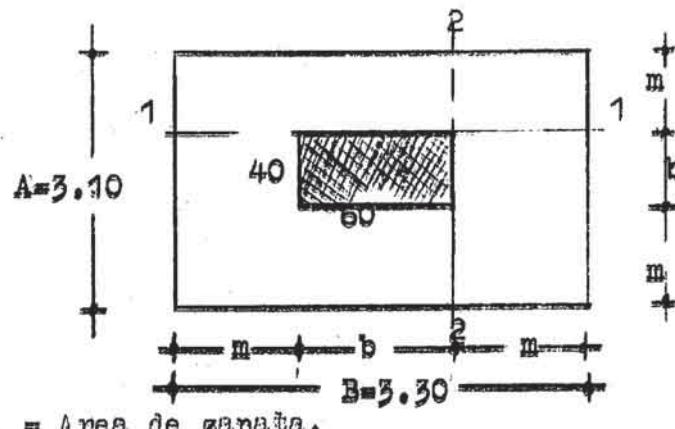
\therefore solo concentrada.

SECCION DE COLUMNA : 40 x 60 cm.

MATERIALES. $f'_e = 210 \text{ Kgr/cm}^2$. $f_y = 2,800 \text{ Kgr/cm}^2$.

CARACTERISTICA DE LA ZAPATA.

Por su disposición en el plano será aislada y de forma rectangular.

Resistencia del terreno : $\sigma_t = 2 \text{ Kgr/cm}^2$. $A_Z = \text{Area de zapata.}$

$$A_Z = \frac{P_S + P_{p.p(\text{zapata})}}{\sigma_t}, \quad A_Z = (b + 2m)(t + 2m)$$

Peso de zapata se estimará en 5 %.

$$\therefore \frac{1.05 \times 187.74}{2} = (40 + 2m)(60 + 2m)$$

$$m = 1.35 \text{ m.}, \quad A = 3.10 \text{ m.}, \quad B = 3.30 \text{ m.}$$

$$A_Z = 3.10 \times 3.30 = 10.23 \text{ m}^2$$

Reacción neta del suelo.

$$w_u = \frac{P'_u}{A_Z} = \frac{286.72}{10.23} = 28 \text{ ton/m}^2$$

Las secciones críticas son la 1 - 1 y la 2 - 2 (ver figura).

$$M_{1-1} = w_u \times B \times \frac{m^2}{2} = 28 \times 3.30 \times \frac{1.35^2}{2} = 84.50 \text{ ton-m.}$$

$$M_{2-2} = w_u \times A \times \frac{m^2}{2} = 28 \times 3.10 \times \frac{1.35^2}{2} = 79.50 \text{ ton-m.}$$

ALTURA POR FLEXION.

$$\text{Siendo } M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) \quad ①$$

Si $p = 0.01$ $A_s = 0.01 b \times d = 3.3 d$. donde $b = B = 3.30 \text{ m.}$

$$a = \frac{p d f_y}{0.85 f'_c} = 0.189 d.$$

Reemplazando en 1 se tiene : $M_u = M_{l-l} = 84.50 \text{ ton-m.}$

$$84.5 \times 10^5 = 0.9 \times 3.3d \times 2,800 (d - \frac{0.189d}{2})$$

$$d = 33.5 \text{ cm.}$$

ALTURA POR PUNZONAMIENTO.

Esfuerzo admisible por punzonamiento.

$$V_{up} = 1.06 \phi \sqrt{f'_c} = 1.06 \times 0.85 \sqrt{210} = 13 \text{ Kgr/cm}^2.$$

Sección crítica está a $d/2$ de cara de columna.

$$\text{Perímetro : } b_o = 2(60 + d_p + 40 + d_p) = 200 + 4 d_p.$$

El máximo corte que puede tomar será :

$$V_p = 13 (200 + 4 d_p) d_p \quad ②$$

El corte actuante será :

$$V_d = 286.72 \times 10^3 - (60 + d_p)(40 + d_p) 2.8 \quad ③$$

Igualando ② y ③ se tiene :

$$d = 50 \text{ cm.} > 33.5 \text{ cm.}$$

Tomaremos $H = 60 \text{ cm.}$ $d = 50 \text{ cm.}$

Comprobación del corte por flexión : se halla a \underline{d} , de la cara del apoyo.

$$V_d = \frac{V_d}{b d} = \frac{2.8 \times 330 (135 - 50)}{330 \times 50} = 4.75 \text{ Kgr/cm}^2.$$

Esfuerzo admisible es :

$$V_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.5 \text{ Kgr/cm.} > 4.75 \text{ Kgr/cm}^2 \\ \text{O.K.}$$

DISEÑO DEL REFORZO.

$$M_{1-1} = 84.50 \text{ ton-m.} \quad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y(d - a/2)}$$

Primer tanteo : $a = d/5$

$$A_s = \frac{84.50 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times 0.9 \times 50} = 74.30 \text{ cm}^2.$$

$$a = \frac{84.50 \times 10^5}{0.85 \times 210 \times 74.30} = 3.53 \text{ cm.}$$

Segundo tanteo : $a = 3.60 \text{ cm.} \quad d - a/2 = 50 - 1.80 = 48.2 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{84.5 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times 48.2} = 69.70 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{69.70 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 3.60} = 3.30 \text{ cm. O.K.}$$

$$\therefore A_s = 69.70 \text{ cm}^2. \quad 14 \phi 1"$$

Para $M_{2-2} = 79.50 \text{ ton-m.} \quad \text{asumiendo} \quad a = 3.2 \text{ cm.}$

$$d - \frac{a}{2} = 50 - 1.60 = 48.40 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{79.50 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times 48.40} = 65 \text{ cm}^2.$$

Comprobación : $a = \frac{65 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 3.10} = 3.16 \text{ cm. O.K.}$

$$\therefore A_s = 65 \text{ cm}^2. \quad 13 \phi 1"$$

COMPROBACION POR ADHERENCIA.

Si cumplen las normas ASTM A - 305 el esfuerzo permisible por anclaje es :

$$U_u = \frac{6.4 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 56 \text{ Kgr/cm}^2$$

Se incrementará el largo de desarrollo en 25% , con la consiguiente disminución del esfuerzo permisible en 0.80 para no verificar por adherencia.

$$U_u = \frac{6.4 \sqrt{210}}{2.54} \times 0.8 = 29 \text{ Kgr/cm}^2 < 56 \text{ Kgr/cm}^2.$$

$$L_d = 135 - 7.5 = 127.5 \text{ cm.}$$

$$u = \frac{A_s f_y}{\phi \sum_o L_d} \longrightarrow u = \frac{5.067 \times 2,800}{0.85 \times 127.50 \times 7.98} = 16.4 \text{ Kgr/cm}^2$$

$u = 16.4 \text{ Kgr/cm}^2 < 29 \text{ Kgr/cm}^2 \therefore$ La zapata es adecuada por adherencia.

Comprobación del peso de zapata .

$$w_z = 3.10 \times 3.30 \times 0.60 \times 2.400 = 14.60 \text{ ton.}$$

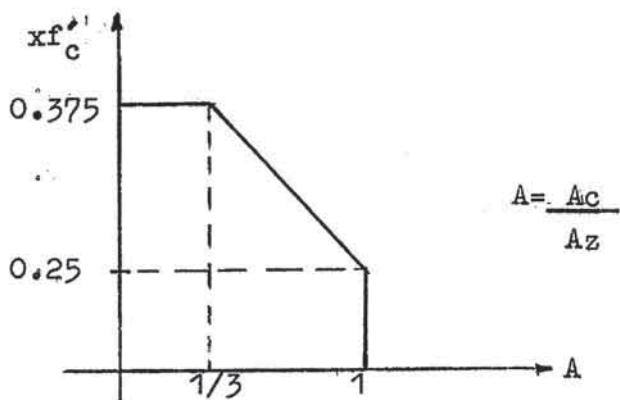
poca
influencia.

Peso asumido : 0.05 (187.74) = 9.4 ton.

TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS EN LA BASE DE LA COLUMNA.

Esfuerzo por aplastamiento que actua en el área de contacto entre columna y zapata :

$$f_c = \frac{286,720}{40 \times 60} = 120 \text{ Kgr/cm}^2.$$



El esfuerzo permisible por aplastamiento en la sección dependerá de la relación Área de la columna - Área de la zapata.

$$A = \frac{40 \times 60}{310 \times 3.30} = \frac{1}{43} < \frac{1}{3}$$

∴ El esfuerzo permisible por aplastamiento será :

$$f_{cu} = 1.9 \times 0.375 \times f'_c = 1.9 \times 0.375 \times 210 = 149 \text{ Kg/cm}^2 > 120 \text{ Kg/cm}^2$$

y no requiere de pedestal o dowels.

Estando las barras longitudinales de la columna en compresión.

El esfuerzo de desarrollo por anclaje es :

$$3.4 \varnothing \sqrt{f'_c} = 3.4 \times 0.85 \sqrt{210} = 42 \text{ Kgr/cm}^2 < 56 \text{ Kgr/cm}^2$$

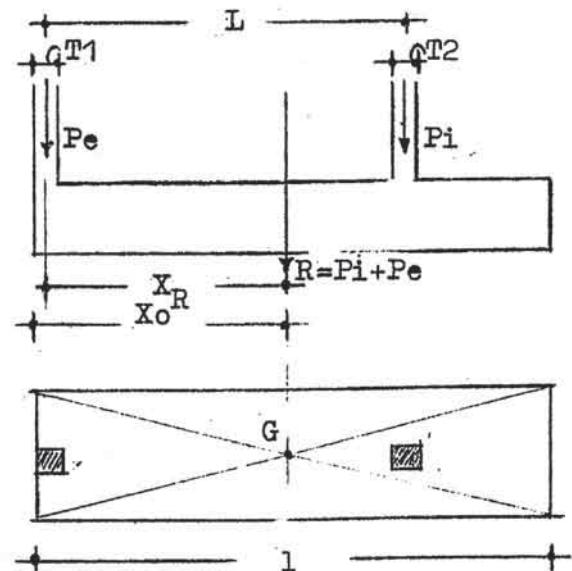
La longitud de anclaje requerido será :

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\sum_o u} = \frac{5.067 \times 2,800}{7.98 \times 42} = 42.5 \text{ cm.}$$

La longitud disponible de la cara superior de la zapata es :

$$d = 50 \text{ cm.} > 42.50 \text{ cm. } \therefore \text{No hay problema de anclaje.}$$

1 ZAPATA COMBINADA.



Se debe cumplir que $x_o = \frac{\ell}{2}$
(ver figura).

Tomandose momentos respecto del eje
 P_e se tiene $x_R = \frac{P_i L}{R}$

$$x_o = \frac{t_1}{2} + x_R$$

$$\ell = 2 x_o$$

DATOS .-

Para nuestro problema tenemos :

L = 7.70 m.

Cargas de servicio.

$P_e = 106.20 \text{ ton.}$

$P_i = 187.74 \text{ ton.}$

Cargas últimas .

$P_{e_u} = 161.64 \text{ ton.}$

$P_{i_u} = 286.72 \text{ ton.}$

Carga admisible del suelo :

$\sigma_t = 2 \text{ Kgr/cm}^2.$

Sección de columnas .

exterior : 40 x 40

interior : 40 x 60

Materiales a usar :

Concrete $f_c' = 210 \text{ Kgr/cm}^2.$

Acero $f_y = 2,800 \text{ Kgr/cm}^2.$

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

Área de zapata -- Considerando 5% del peso total = peso de zapata.

$A_z = \frac{1.05 (106.20 + 187.74)}{2} = 15.50 \text{ m}^2.$

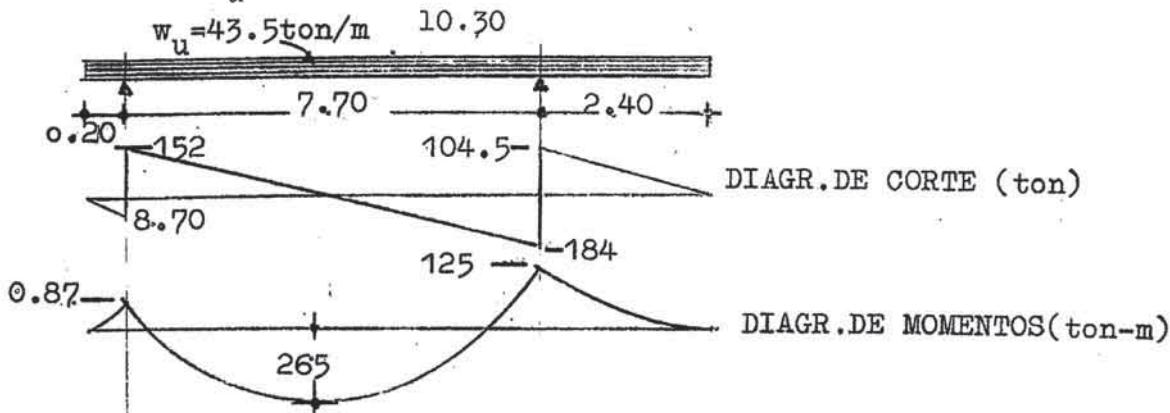
Ubicación de resultante : $X_R = \frac{187.74 \times 7.70}{(187.74 + 106.20)} = 4.95 \text{ mts.}$

$X_o = \frac{0.40}{2} + 4.95 = 5.15 \text{ mts.} \quad l = 2 \times 5.15 = 10.30 \text{ mts.}$

$\therefore b = \frac{15.50}{10.30} = 1.50 \text{ m.}$

Diseño en el sentido longitudinal :

$w_u = \frac{161.64 + 286.72}{10.30} = 43.5 \text{ ton.}$



Cálculo de la altura útil : d

$$d = \sqrt{\frac{265 \times 10^5}{23.6 \times 150}} = 86.5 \text{ cm.}$$

$$h = 86.5 + 7.5 + \frac{2.5}{2} = 95.25 \text{ cm. daremos } h = 1.20 \text{ m.}$$

$$d = 111.25 \text{ cm.}$$

Cortante por flexión .

$$V_d = 122.5 \text{ (corte actuante a distancia } d \text{ de cara de columna).}$$

$$\therefore v = \frac{122.5 \times 10^5}{150 \times 111.25} = 7.3 \text{ Kgr/cm}^2 > 0.53 \phi \sqrt{f'_c} = 6.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

El concreto puede absorber el pequeño remanente .

Por corte por punzonamiento .

Mas crítico resulta el exterior por tener menor área de punzonamiento

$$b_o = 150 \text{ cm.}$$

$$A = 150 (56 + 40) = 1.44 \text{ m}^2.$$

reacción por unidad de área .

$$w_n = \frac{161.64 + 286.72}{10.30 \times 1.50} = 29 \text{ ton/m}^2.$$

Corte actuante (V_o)

$$V_o = 161.64 - 29 \times 1.44 = 120 \text{ ton.}$$

Esfuerzo:

$$v_o = \frac{120 \times 10^3}{150 \times 111.25} = 7.2 \text{ Kgr/cm}^2 < 1.06 \phi \sqrt{f'_c} = 13 \text{ Kgr/cm}^2. \text{ O.K.}$$

Acero de armadura longitudinal .

$$A_s^+ = \frac{265 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times 0.9 \times 111.25} = 105 \text{ cm}^2. 21 \phi 1"$$

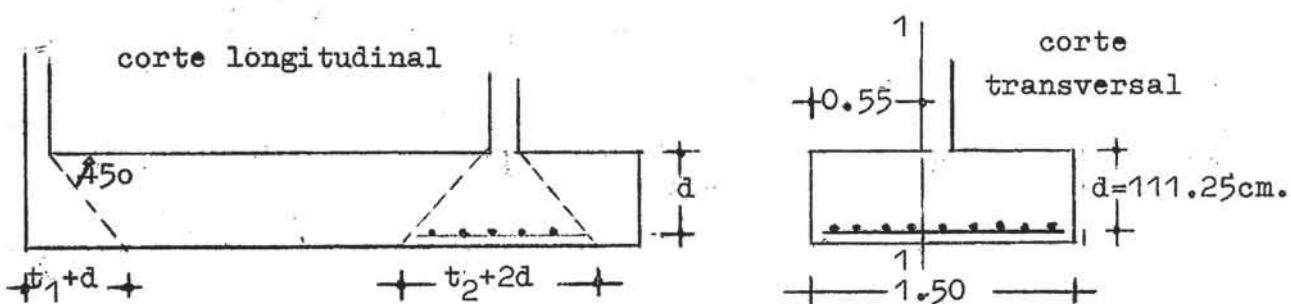
En el voladizo mayor :

$$A_s = \frac{125 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times 0.9 \times 111.25} = 49.50 \text{ cm}^2. \quad 10 \varnothing 1"$$

El otro voladizo chico no necesita armadura.

DISEÑO EN EL SENTIDO TRANSVERSAL

Influencia de área de cimentación en columnas.



a) Columna interior .

$$t_2 + 2d = 0.60 + 2 \times 1.113 = 2.83 \text{ m.}$$

Reacción neta : $w_{n2} = \frac{286.72}{1.50} = 191 \text{ ton/m.}$

$$M_{l-l} = \frac{191 \times 0.55^2}{2} = 29 \text{ ton-m.}$$

Tenemos que el momento resistente

$$M_c = 0.262 f'_c b d_1^2 = 0.262 \times 210 \times 283 \times (109)^2 = 1,850 \text{ ton-m.}$$

$$1,850 \text{ ton-m.} > 29 \text{ ton-m. O.K.}$$

Corte crítico : sucede en la sección l - l por ser el voladizo corto.

$$V_{l-l} = 191 \times 0.55 = 105 \text{ ton.}$$

$$v = \frac{105 \times 10^3}{283 \times 109} = 3.4 \text{ Kgr/cm}^2. < v_c = 6.5 \text{ Kgr/cm}^2. \quad \text{O.K.}$$

Área de acero :

$$A_{s_{l-l}} = \frac{29 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times 0.9 \times 109} = 11.8 \text{ cm}^2.$$

Acero mínimo :

$$A_{S\min.} = 0.002 \times 283 \times 109 = 62 \text{ cm}^2. \therefore \text{se colocará}$$

$$A_S = 62 \text{ cm}^2. \quad 22 \varnothing 3/4.$$

Verificación de la longitud de desarrollo,

Esfuerzo admisible :

$$\sigma_u = \frac{6.4 \sqrt{210}}{1.59} = 58 \text{ Kgr/cm}^2. > 56 \text{ Kgr/cm}^2.$$

$$L_d = \frac{2 \times 2,800}{0.85 \times 5 \times 56} = 23.5 \text{ cm.} < 0.55 - 0.05 = 50 \text{ cm.}$$

b) Columna exterior :

$$t_1 + d = 0.40 + 1.1125 = 1.513$$

$$\text{Manda } A_{S\min.} = 0.002 \times 1,513 \times 109 = 33 \text{ cm}^2. \quad 12 \varnothing 3/4$$

Lo mismo en el otro sentido se colocará.

$$A_{S\min.} = 0.002 \times 150 \times 111.25 = 33.4 \text{ cm}^2. \quad 12 \varnothing 3/4.$$

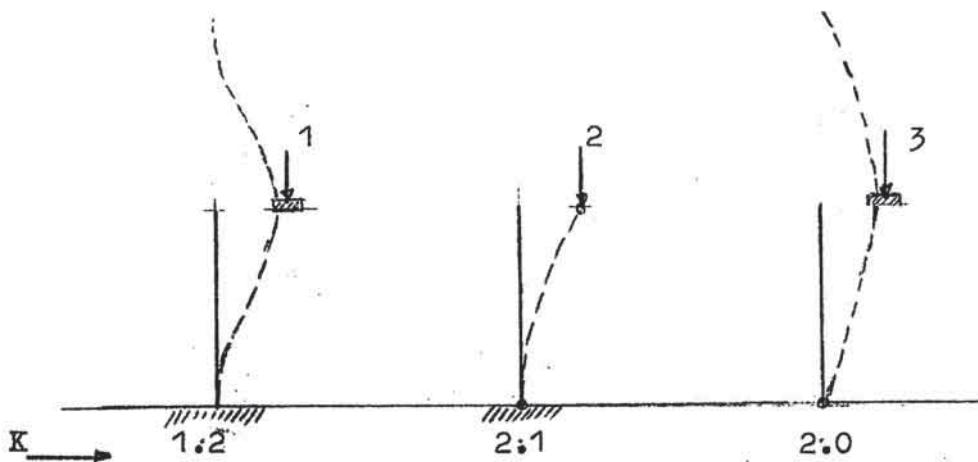
2

COLUMNAS DE ACERO EN MEZZANINE.

Estas columnas soportarán solamente carga axial, (ya analizado anteriormente).

Comportamiento de columna

Portico no arriestrado



La columna a diseñar corresponderá caso 2

y consideraremos $K = 2$

Siendo $K =$ factor de longitud afectiva

METRADO DE CARGAS.

Área tributaria de columna : $(1.80 + 1.85) \times 4.45 = 16.243 \text{ m}^2$.

Peso propio de losa sólida $16.243 \times 360 = 5,847$

Acabados $16.243 \times 100 = 1,624$

Viga (0.75×0.40) $1,663$

S/C. $16.243 \times 150 = \underline{\underline{2,436}}$

Carga total = 11,570 Kgr.

Carga de Columna en KIPS. $\frac{11,570 \times 2.2}{1,000} = 25.45 \text{ KIP.}$

Altura de Columna : $h = 3.40 \text{ m. } \frac{340}{30.48} = 11 \text{ pies.}$

El arquitecto determina que la mayor dimensión de la columna sea 6".

Tenemos : $K_x l_x = K_y l_y = 2 \times 11' = 22'$

$P = 25.45 \text{ KIP.}$

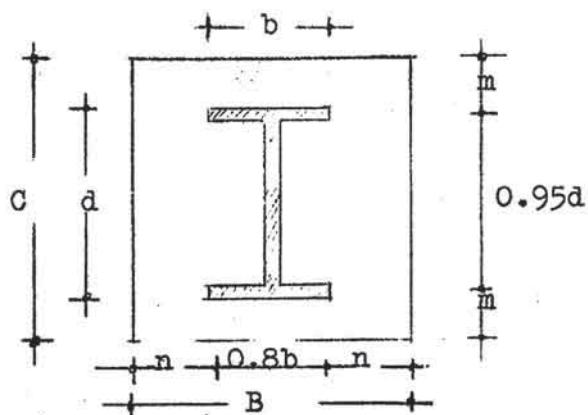
En la pag. 3 - 24 del manual A.I.S.C. con estos valores hallamos el perfil 6 x 6 WF.

$$\begin{array}{|c} P_a = 28 \text{ KIP} > 25.45 \\ \hline 20: 1b/\text{pie.} & \frac{Y_x}{Y_y} = 1.77 \end{array}$$

El perfil elegido es 6 x 6 WF.

DISEÑO DE LA PLANCHA DE APOYO.

La base de la columna será articulada.



NOMENCLATURA.

$P =$ Carga axial (KIPS)

$A =$ Área de plancha m^2 . $B \times C$.

$F_b =$ Esfuerzo de flexión permisible en la plancha $0.75 F_y$ (ksi).

$F_p =$ Esfuerzo admisible sobre el soporte de concreto.

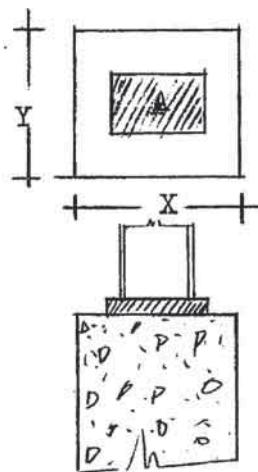
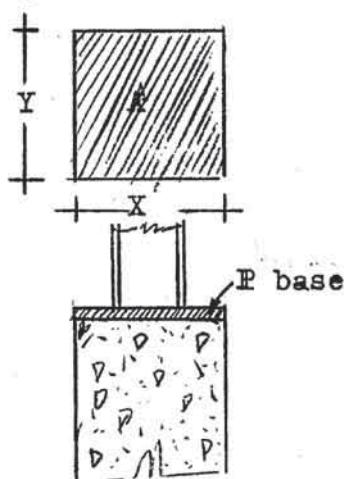
f'_c = Resistencia del concreto (Ksi).

t = Espesor de la plancha (in).

Se asume que la columna distribuye su carga P en rectángulo de $0.95d \times 0.80b$ y la plancha lo distribuirá P en el concreto en forma uniforme sobre el área A .

F_p depende de f'_c y del porcentaje de área de la zapata ocupado por la plancha de base.

Ver figura.



$$A = X \cdot Y \rightsquigarrow F_p = 0.25 f'_c \quad A \leq 1/3 (X, Y) \rightsquigarrow F_p = 0.375 f'_c$$

Un caso intermedio se interpolará entre estos dos valores.

DATOS PARA EL DISEÑO.

Perfil 6 x 6 WF. $P = 25.45 \text{ Kip.}$ $f'_c = 3,000 \text{ Psi. (} 210 \text{ Kgr/cm}^2 \text{)}$

Acero A - 7

Considerando $A = X$, Y tenemos $F_p = 0.25 \times 3,000 = 0.75 \text{ ksi.}$

Área de la plancha.

$$A = \frac{P}{F_p} = \frac{25.45}{0.75} = 34''$$

Asumiremos como dimensiones $B = 8"$; $A = 8"$

Determinación de m y n .

6 x 6 WF

$$b = 6" \quad m = \frac{1}{2} (8 - 0.95 \times 6) = 1.15$$

$$d = 6" \quad n = \frac{1}{2} (8 - 0.8 \times 6) = 1.60$$

pag. 323

∴ Consideramos como verdadero $B \times C = 8" \times 8"$

$$\text{Verdadero: } F_p = \frac{25.45}{8 \times 8} = 0.40 \text{ ksi}$$

Cálculo del espesor :

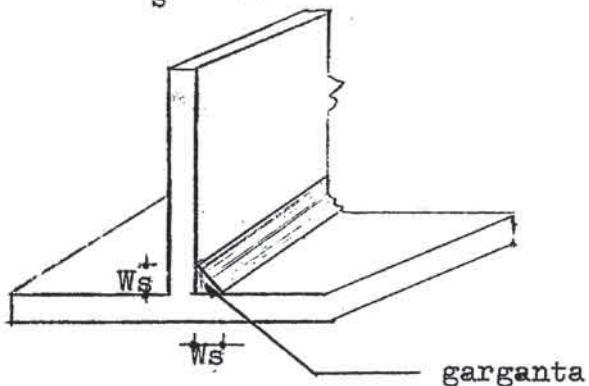
$$t = \sqrt{\frac{3 F_p m^2}{F_b}} \quad \text{o} \quad t = \sqrt{\frac{3 F_p n^2}{F_b}} \quad \text{Tomaremos con } n = 1.60$$

$$t = \sqrt{\frac{3 \times 0.4 \times 1.6^2}{0.75 \times 33}} = 0.36" \quad \text{daremos } 1/2"$$

∴ Usaremos plancha de $8" \times 8" \times 1/2"$.

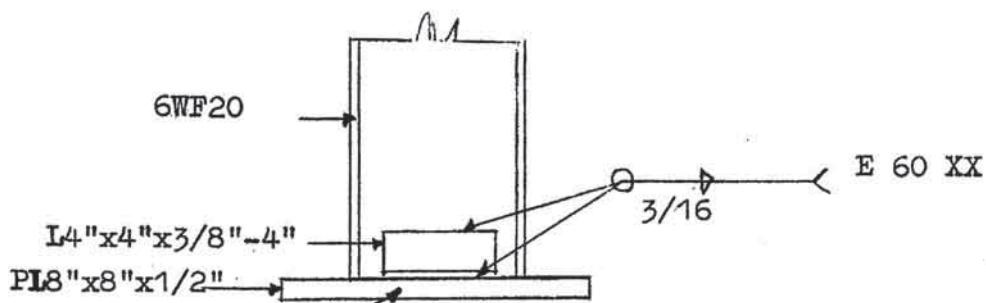
Angulos de Unión : $L \quad 2" \times 2" \times 3/8" - 4"$.

Soldadura : Por las especificaciones del A.I.S.C. - 63 , para soldadura de filete tomaremos $w_s = 3/16$.



Se colocarán 2 pernos $\emptyset 5/8 \times 10"$.

DISEÑO FINAL.



La plancha se colocará en sitio con 2 pernos $\emptyset 5/8 \times 10"$ de anclaje.

DISEÑO DE LOSAS SOLIDAS EN MEZZANINE .- DOS TIPOS
ARMADAS EN UN SENTIDO.

Metrados TIPO 1

$$\text{Peso propio } 0.15 \times 2,400 = 360 \text{ Kgr/m}^2.$$

$$\text{Acabados } \underline{\underline{100}} \text{ Kgr/m}^2.$$

$$D = \underline{\underline{460}} \text{ Kgr/m}^2.$$

$$\text{s/c. } L = 150 \text{ Kgr/m}^2.$$

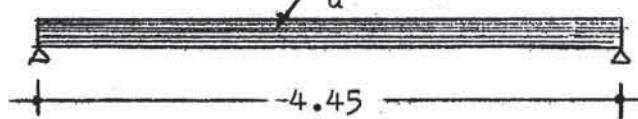
Cargas últimas

$$\text{Permanente } 1.5D \rightarrow 1.5 \times 460 = 690 \text{ Kgr/m}^2.$$

$$1.8L \rightarrow 1.8 \times 150 = 270 \text{ Kgr/m}^2.$$

$$w_u = \underline{\underline{960}} \text{ Kgr/m}^2.$$

$$w_u = 960 \text{ Kgr/m}$$



$$M_u^+ = \frac{1}{8} \times 960 (4.45)^2 = 2,380 \text{ Kgr-m.}$$

$$\text{Corte } v_a = \frac{960 (4.45)}{2} = 2,140 \text{ kgr.}$$

Corte que toma el concreto .

$$v_c = 0.53 \phi \sqrt{210} bd = 6.5 \times 100 (15 - 3) = 7,800 \text{ Kgr. O.K.}$$

Verificación por flexión .

$$M_u = 23 b d^2. \quad \text{para } p = 0.01 \quad f'_c = 210 \\ f_y = 2,800$$

$$2,380 \times 10^2 = 23 \times 100 d^2.$$

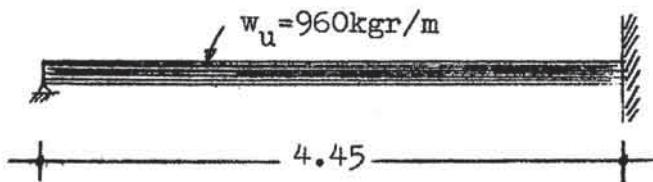
$$d = 10.2 \text{ cm.} < 12 \text{ O.K.}$$

$$A_s = 8.23 \text{ cm}^2. \quad \phi 1/2 @ 15 \text{ cm.}$$

$$A_{S\min.} = 0.002bt = 0.002 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2. \text{ Ø } 3/8 \text{ a } 23 \text{ cm.}$$

en el otro sentido.

TIPO 2



Mempotramiento = $\frac{1}{8}wl^2$, es decir bastará colocar los refuerzos Ø 1/2 en toda la longitud. Y de repartición Ø 3/8 en el otro sentido.

Las vigas se diseñarán para una carga axial equivalente al 10% de la carga axial de las columnas y con el 15 % del momento que entrega la columna a la cimentación .

SECCION DE VIGA .- Cargas de columna son :

$$P_u = 286.72 \text{ ton.}$$

$$M_u = 7.65 \text{ ton-m.}$$

La sección estará traccionada, porque la viga será en tirante, en que el acero tomará las tracciones .

$$\phi f_y = \frac{0.1 P_u}{A_s} \quad A_s = \frac{0.1 P_u}{\phi f_y}$$

$$A_s = \frac{0.1 \times 286.72 \times 1,000}{0.85 \times 2,800} = 12.10 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Con } p = 0.01 \text{ se tiene } A_g = \frac{12.10}{0.01} = 1,210 \text{ cm}^2.$$

Será una sección de 60 x 30 cm.

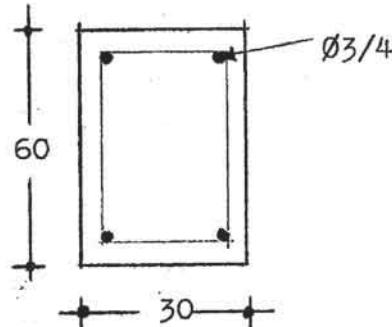
Verificación por flexocompresión .

$$P = 0.10 \times 286.72 = 28.67 \text{ ton.}$$

$$M = 0.15 \times 7.65 = 1.15 \text{ ton-m.}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{115}{28.67} = 4 \text{ cm. } < 0.10 \times 60 = 6 \text{ cm.}$$

$$\therefore \frac{e}{t} = 0.10$$



Asumiendo estribos $\phi 3/8$ y recubrimiento de 7.5 cm.

$$t = gt + 2 (7.5 + 0.935 + \frac{1.92}{2}) = 60$$

$$\therefore g = 0.7$$

$$K_u = \frac{2 P_u}{f'_c b_t} = \frac{28,670}{210 \times 30 \times 60} = 0.076$$

de los gráficos del SP -7. N° 78 $f_y = 40 \text{ ksi.}$ $f'_c \leq 40 \text{ ksi.}$

Veamos el acero requerido por sección estructural (A.C.I)

$$p_{tm} = 0.01 \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{0.01 \times 2,800}{0.85 \times 210} = 0.157 \quad e/t = 0.1$$

en el gráfico No 78 del SP-7. hallamos.

$$K = 0.55 = \frac{P}{f_c (bt)_{estr.}} \rightarrow (bt)_{estr.} = \frac{28,670}{210 \times 0.55} = 250 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.01 \times 250 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por reglamento } A_s = 0.01(0.5bt_{\text{arg.}})$$

$$A_s = 0.01 \times 0.5 \times 30 \times 60 = 9 \text{ cm}^2$$

La sección dada es adoptada, comportándose con tracción axial y reforzada con $4\phi 3/4$ ($f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$).

BIBLIOGRAFIA

- Concreto reforzado. Phil Ferguson
- Diseño de estructuras de concreto George Winter
- Diseño de elementos de concreto armado Ing.Ricardo Yamashiro
- Curso de Hormigón Armado Orestes Moretto.
- Tesis de Grado (Concreto Armado)
 - Dimensionamiento previo de vigas... Ing.Julio Arango
 - Diferentes aspectos sobre diseño de columnas...José Merino
- Reglamento de construcción de concreto reforzado A.C.I318-63
- Normas Peruanas de diseño antisísmico Boletín No 20 Instituto de estructuras y de la construcción.... Ing. Julio Kuroiwa.
- Estructuras de varios pisos-método Takabeya Dr.Ing.F.Takabeya
- Ultimate Strength Design of Reinforced concrete Columns
Publicación SP-7 A.C.I-340
- Manual de estructuras Hector Gallegos V.
- Recomendaciones para el diseño sísmico Boletín N°5 del Instituto de estructuras y de la construcción
- Apuntes de clase Ing.Juan Sarmiento Espejo.