

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO

**ESTRUCTURA DE CONCRETO
ARMADO CON DISEÑO SISMICO**

HUGO ZANABRIA HUME

LIMA - PERU

1969

A MIS PADRES

MI SINCERO AGRADECIMIENTO A TODOS LOS
INGENIEROS QUE ME HAN BRINDADO SUS CO
NOCIMIENTOS PARA MI FORMACION PROFE -
SIONAL.

INDICE

	Pag .
ESPECIFICACIONES	1
DIMENSIONAMIENTO PREVIO	3
METRADO DE CARGAS	6
ALIGERADOS	19
ANALISIS SISMICO	69
DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES	189
COLUMNAS	210
ASCENSOR Y CASA DE MAQUINAS	238
ESCALERAS	261
CIMENTACION, TANQUE Y CISTERNA	271
DISEÑO DE MEZCLAS	292
METRADO Y PRESUPUESTO	302
BIBLIOGRAFIA	317

ESPECIFICACIONES

Esta Tesis de Grado consta del diseño y cálculo de un edificio de Concreto Armado de 6 pisos, primer piso y 5 pisos - típicos y azotea.

El primer piso esta destinado una parte a Estacionamiento, vivienda y servicio.

Los 5 restantes estan destinados a vivienda constando cada uno de éstos de 2 departamentos.

Distancia entre ejes.-

Horizontales.- 4.10; 3.30 3.30; 5.80; 3.30 ; 3.30 y 4.10

Verticales.- 3.65 ; 5.65 volado 1.00

Alturas totales.-

Primer piso .- 2.90 m.

Piso típicos 2.60 m.

La Estructura será diseñada para resistir la acción del sismo. Empezando el proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisísmico.

El diseño de los Elementos estructurales será hecho por el método a la rotura, empezando el Código del A.C.I. -1963.

Sobrecargas que se han considerado.

En Azotea . 125 Kg/m² (Servicio)

En los pisos típicos 200 Kg/m² (Servicio)

En las escaleras. 350 Kg/m² (Servicio).

Cimentación.- La estructura será cimentada sobre un terreno cuya capacidad soportante es de 3 Kg/cm²

Peso especificos utilizados.-

Concreto Armado	2,400Kg/m ³
Aligerado de 25	310 Kg/m ²
Muro de ladrillo hueco de babeza	360 Kg/m ²
Muro de ladrillo hueco de sogá	200 Kg/m ²
Muro de ladrillo K K de sogá	300 Kg/m ²
Piso terminado, incluyendo cielo raso	100 Kg/m ²
Ventanas metálicas.	130 Kg/m ²

DIMENSIONAMIENTO PREVIO

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Criterio Adoptado.-

La altura esta dada de acuerdo a la luz de la viga y al uso que se va a destinar el edificio.

uso	departamento y oficinas	garajes y tiendas
s/c (sg/m ²)	200 - 250	400 - 500
h _o	L/11	L/10

El ancho estad dado de acuerdo al área de influencia

Para vigas interiores.-

$$b_o = \frac{B}{20}$$

Para vigas interiores.- Se incrementará en un 20%

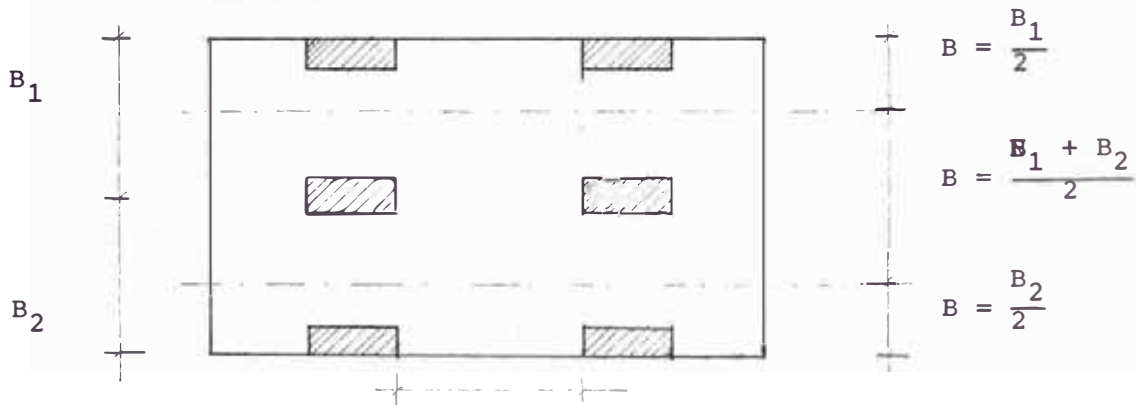
Para cambio de dimensión de usará:

$$b_o h_o^2 = b_1 h_1^2$$

Nomenclatura.-

Niveles	Denominación
Azotea	V A.
Piso Típico	V PT
Primer Piso	V PP.

Area de Influencia.-



- Vigas de la azotea.

Vigas Principales.-

$$V_{A-A} = V_{A-B} = V_{A-C} = V_{A-D} = V_{A-E} = V_{A-F} = V_{A-G} = V_{A-H}$$

$$\text{Luz} = 5.65$$

$$\text{Luz libre} = \text{luz} - 10\% = 56.5 - 5.6 = 5.09$$

$$h_o = \frac{\text{luz libre}}{13} = \frac{5.09}{13} = 39.2 = 40$$

$$b_o = \frac{B_1 + B_2}{20} = \frac{205 + 1.65}{20} = 18.5$$

Ajuste de medidas.-

$$h_1 = 35$$

$$b_1 = 18.5 \left(\frac{40}{35} \right)^2 = 24.2$$

$$\begin{bmatrix} b = 30 \\ h = 35 \end{bmatrix}$$

Vigas de Arriostamiento.-

$$V_{A-1} = V_{A-2}$$

Por razones arquitectónicas se diseñará como vigas chatas de manera que no afecte la estética del edificio.

El peralte se tomará $h = 25$ cm.

el ancho se tomara 2 veces la altura por razones sísmicas.

$$\begin{bmatrix} b = 50 \\ h = 25 \end{bmatrix}$$

$$V_{A-3}$$

$$\text{Luz} = 5.80 \text{ m.}$$

$$\text{Luz libre} = \text{luz} - 10\% = 5.80 - 0.60 = 5.20$$

$$h = \frac{\text{luz libre}}{11} = \frac{5.20}{11} = 47$$

Tomando $b = 30$

$$\begin{bmatrix} b = 30 \\ h = 40 \end{bmatrix} //$$

VIGAS DEL PISO TIPICO

Vigas principales.-

$$VPT - A = VPT - (B,C,D,F,G,H)$$

$$Luz = 5.65 \text{ m.}$$

$$Luz \text{ libre} = luz - 10\%$$

$$Luz \text{ libre} = 5.65 - 5.6 = 5.09$$

$$h = \frac{\text{luz libre}}{11} = \frac{5.09}{11} = 46.4$$

$$b_o = \frac{B_1 + B_2}{20} = \frac{205 + 1.65}{20} = 18.5$$

Ajuste de necesidades.

$$h_1 = 40$$

$$b_1 = b_o \left(\frac{h_o}{h_1} \right)^2$$

$$b_1 = 18.5 \left(\frac{46.4}{40} \right)^2 = 18.5 \times 1.34 = 24.7$$

$$\left[\begin{array}{l} b = 30 \\ h = 40 \end{array} \right] //$$

Vigas de arriostramiento.-

$$VPT-1 \quad VPT-2$$

Por razones arquitectónicas se diseñarán como vigas chatas de manera que no afecte la estética del edificio.

El peralte se tomará $h = 25 \text{ cm.}$

El ancho se tomará dos veces la altura por razones sísmicas.

$$\left[\begin{array}{l} b = 50 \\ h = 25 \end{array} \right]$$

$$VPT - 3$$

$$Luz = 5.80 \text{ m.}$$

$$Luz \text{ libre} = luz - 10\% = 5.80 - .60 = 5.20$$

$$h = \frac{\text{luz libre}}{11} = \frac{5.20}{11} = 47$$

Tomando $b = 30$

$$b = 30$$

$$h = 40 //$$

METRADO DE CARGAS

METRADO DE CARGAS EN ALIGERADOS

NIVEL	ESPESOR cm.	PESO PROPIO (Kg/m ²)	PISO ACABADO (Kg/m ²)	TABIQUERIA TRANSVERSAL (Kg/m ²)	w _D Kg/m ²	s/c (Kg/m ²)	w _L (Kg/m ²)
Azotea	25	3.10	100	-----	410	125	125
Piso Típico	25	3.10	100	100	510	200	200
1ºPiso	25	3.10	100	100	510	200	200

METRADO DE CARGAS SOBRE VIGAS

VIGAS	VIGAS PRINCIPALES					NIVEL AZOTEA					
	TRAMO	LONG.	AREA DE INFLUENCIA	CARGAS MUERTAS REPARTIDAS		CARGAS VIVAS REPARTIDAS		CARGAS MUERTAS CON CENTRADAS	UBICACION		
				ALIGERADO	PESO PROPIO	VENTANAL O MURO	w _D			ALIGERADO	w _L
VA (A)	1-2	5.65	2.05	840	252	180	1272	260	260	320	Volado
	2-3	3.65	2.05	840	252	180	1272	260	260	---	-----
VA (B)	1-2	5.65	3.70	1520	252	---	1772	465	465	665	Volado
	2-3	3.65	3.70	1520	252	---	1772	465	465	---	-----
VA (C)	1-2	5.65	3.30	1360	252	---	1612	415	415	595	Volado
	2-3	3.65	3.30	1360	252	---	1612	415	415	---	-----
VA (D)	1-2	5.65	1.65	678	252	180	1110	210	210	300	Volado.
	2-3	2.65	4.55	1870	252	---	2122	570	570	---	-----

NOTA.- Se ha metrado la mitad del edificio porque este es simétrico

METRADO DE CARGAS SOBRE VIGAS

VIGAS DE ARRIOSTRE.-

NIVEL AZOTEA

VIGAS	TRAMO	LONG.	AREA DE INFLUENCIA	CARGAS MUERTAS REPARTIDAS				CARGAS VIVAS REPARTIDAS		CARGAS MUERTAS CON CENTRADAS	
				ALIGERADO	PESO PROPIO	VENTANAL O MURO	w _D	ALIGERADO	w _L	INTENSIDAD	UBICACION
VA(1)	A-B	4.10	3.83	-	300	-	300	-	-	-	-
	B-C	3.30	3.83	-	300	-	300	-	-	-	-
	C-D	3.30	3.83	-	300	-	300	-	-	-	-
VA(2)	A-B	4.10	4.66	-	300	-	300	-	-	-	-
	B-C	3.30	4.66	-	300	-	300	-	-	-	-
C	C-D	3.30	4.66	-	300	-	300	-	-	-	-
VA(3)	A-B	4.10	1.83	-	216	180	396	-	-	-	-
	B-C	3.30	1.83	-	216	180	396	-	-	-	-
	C-D	3.30	1.83	-	216	180	396	-	-	-	-
	D-E	5.80	1.83	-	216	180	396	-	-	1220	4.20 de D

METRADO DE CARGAS SOBRE VIGAS

VIGAS PRINCIPALES

NIVEL PISO TIPICO

VIGAS	TRAMO	LONG.	AREA DE INFLUENCIA	CARGAS MUERTAS REPARTIDAS				CARGAS VIVAS REPARTIDAS		CARGAS MUERTAS CONCENTRADAS	
				ALIGERADO	PESO PROPIO	VENTANAL O MURO	w _D	ALIGERADO	w _L	INTENSIDAD	UBICACION
VPT (A)	1-2	5.65	2.05	1045	290	935	2270	410	410	1920	Ext.vol. 2.2de (1)
	2-3	3.65	2.05	1045	290	935	2270	410	410	---	----
VPT (B)	1-2	5.65	3.70	1890	290	767	2947	740	740	2030	ext.vol. 2.2de (1)
	2-3	3.65	3.70	1870	290	247	2407	740	740	---	----
VPT (C)	1-2	5.65	3.30	1690	290	1015	2995	660	660	1700	ext.vol.
	2-3	3.65	3.30	1690	290	1015	2995	660	660	---	----
VPT (D)	1-2	5.65	1.65	845	290	1182	2317	330	330	1550	ext.vol.
	2-3	200	4.55	2320	290	250	2860	910	910	---	----

METRADO DE CARGAS SOBRE VIGAS

VIGAS DE ARRIOSTRE.-

NIVEL PISO TIPICO

VIGA	TRAMO	LONG.	AREA DE INFLUENCIA	CARGAS MUERTAS REPARTIDAS			CARGAS VIVAS REPARTIDAS		CARGAS MUERTAS CON CENTRADAS	
				ALIGERADO	PERO PRO PIO	VENTANAL O MURO	WD	ALIGERADO	WL	INTENSIDAD
VA (1)	A-B	4.10	3.83	-	300	-	300	-	-	-
	B-C	3.30	3.83	-	300	-	300	-	-	-
	C-D	3.30	3.83	-	300	-	300	-	-	-
VA (2)	A-B	4.10	4.66	-	300	520	820	-	-	-
	B-C	3.30	4.66	-	300	520	820	-	-	-
	C-D	3.30	4.66	-	300	-	300	-	-	-
VA (3)	A-B	4.10	1.65	-	216	935	1151	-	-	-
	B-C	3.30	1.65	-	216	935	1151	-	-	-
	C-D	3.30	1.65	-	216	935	1151	-	-	-
	D-E	5.80	1.00	-	216	935	1151	-	-	-

METRADO DE CARGAS SOBRE COLUMNAS

NIVEL AZTEA.- Cargas Muertas (Kg.)

	COLUMNAS	A-1	A-2	B-3	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	C-3	D-1	D-3	PLACA
VIGAS PRINC.	Volado	16.42			2442			2207			1410		
	VA (1-2)	3600	3600		5000	5000		4550	4550		3140		
	VA (2-3)		2320	2320		3240	3240		2950	2950		2122	
	TOTAL	5242	5920	2320	7442	8240	3240	6757	7500	2950	4550	2122	
VIGAS	VA1 (AB)	615			615								
	VA2 (AB)		615			615							
	VA3 (AB)			812			812						
DE	VA1 (BC)				495			495					
	VA2 (BC)					495			495				
	VA3 (BC)						655			655			
ARRIOS TRE	VA1 (CD)							495			495		
	VA2 (CD)								495				
	VA3 (CD)									655		655	
TOTALES	VA1 (DE)												5677
	VA2 (DE)											1150	+880
	VA3 (DE)											4807	
		5857	6535	3132	8552	9350	4707	7747	8490	4260	5045	4807	

METRADO DE CARGAS SOBRE COLUMNAS

NIVEL AZOTEA.- (Cargas Vivas)

	COLUMNAS	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	C-3	D-1	D-3	PLACA
VIGAS	Volado	260			465			415			210		
PRINCI	VA (1-2)	735	735		1320	1320		1185	1180		592		1163
PALES	VA (2-3)		476	476		850	850		760	760		570	570
VIGAS DE A- RRIOS TRE													
	TOTALES	995	1211	474	1785	2170	850	1595	1940	760	802	570	1733

NOTA: En este cuadro esta la mitad de las columnas ya que el edificio es simétrico.

METRADO DE CARGAS SOBRE COLUMNAS

NIVEL.- PISO TIPICO .- CARGAS MUERTAS.

	COLUMNAS	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	C-3	D-1	D-2	Placa
VIGAS PRINC.	Volado	4290			4977			4695			3867		
	VA (1-2)	7984	6846		8984	8746		8460	8460		6550		
	VA (2-3)		4150	4150		4384	4384		5450	5450		2860	2860
	TOTALES	11274	10996	4150	13961	13130	4384	13155	13910	5450	10417	2860	9410
VIGAS DE	VA1 (AB)	615			615								
	VA2 (AB)		1680			1680							
	VA3 (AB)			2360			2360						
ARRIOS TRE	VA1 (BC)				495			495					
	VA2 (BC)					1360			1360				
	VA3 (BC)						1900			1900			
	VA1 (CD)							495			495		
	VA2 (CD)								495				495
	VA3 (CD)									1900		1900	
	VA1 (DE)												
	VA2 (DE)												
	VA3 (DE)												
	TOTALES	11889	12676	6510	15071	16170	8644	14145	15765	9250	11912	8110	9905

Nota.- En este cuadro estan la mitad de las columnas ya que el edificio es imétrico.

METRADO DE CARGAS SOBRE COLUMNAS

NIVEL PISO TIPICO - CARGAS VIVAS.-

	COLUMNAS	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	C-3	D_1	D-3	PLACA
VIGAS	Volado	410			740			660			330		
PRIN	VA(1-2)	1160	1160		2190	2190		1870	1870		935		935
CIPA	VA(2-3)		750	750		1350	1350		1210	1210		910	910
LES													
VIGAS DE ARRØS TRE.													
	TOTAL	1570	1910	750	2930	3540	1350	2530	3080	1210	1265	910	1845

NOTA: En este cuadro estan la mitad de las columnas ya que el edificio es simétrico.

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

EJES	VA	VPT	VPP
A - H	30 x 35	30 x 40	30 x 40
B - G	30 x 35	30 x 40	30 x 40
C - F	30 x 35	30 x 40	30 x 40
D - E	30 x 35	30 x 40	30 x 40
1	50 x 25	50 x 25	50 x 25
2	50 x 25	50 x 25	50 x 25
d	30 x 40	30 x 40	30 x 40

Dimensionamiento de columnas.-

Se efectuara considerando una carga $P_u = 1.65(D + 0.5L)$ y para una cuantía de 1% ya que esta cuantía nos da dimensionamiento económico.

La excentricidad varía de acuerdo a la altura de los niveles.

En los pisos inferiores hasta la mitad de la altura total del edificio se considerará.

$$e = 0.025h.$$

Donde: h = altura de piso a piso.

De la mitad hasta el antepenúltimo nivel se considerará;
 $e = 0.03h.$

Del antepenúltimo al último nivel se conservan las mismas dimensiones.

El dimensionamiento se efectuará:

- 1.- Para la columna más cargada de los pórticos principales exteriores.
- 2.- Para la columna más cargada de los pórticos principales interiores.

Adoptando por consiguiente a las de más, las mismas dimensiones con el objeto de uniformizar la estructura y conseguir así reducir el costo del encongrado.

Columnas.- A-2 B-2 C-2

Las cargas son obtenidas de la tablas de metrados respectivos; tomándose como peso propio 1500 Kg.

$$\begin{aligned} \text{Azotea Pu} &= 1.65(9,350+0.5 \times 2170+1500) = 19.7 \text{ Ton.} \\ \text{Piso típico Pu} &= 1.65(16170+0.5 \times 3540+1500)4 = 129.0 \text{ Tn.} \\ \text{Primer piso Pu} &= 1.65(16,170+0.5 \times 3540+1500) = 32.2 \text{ Ton.} \\ \text{TOTAL} &= 180.9 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

Dimensionamiento para los distintos niveles

Fórmulas.-

$$\begin{aligned} n &= \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{2,800}{0.85 \times 210} = 15.7 \\ K &= \frac{P_u}{\phi b t f'_c} \quad pt = 1\% = 0.01 \\ & \quad e'/t = 0.1 \text{ (mínimo)} \end{aligned}$$

Para los niveles.- 1ª, 2ª y 3ª Piso

$$\begin{aligned} P_u &= 180.9 \text{ Ton.} \\ e &= 0.025 \times 260 = 6.25 \text{ cm.} \\ n &= 15.7 \quad pt = 0.01 \quad ptm. = 0.157 \\ d/t &= 0.95 \\ e'/t &= 0.1 \quad \text{del abaco } K = 0.78 \\ bt &= \frac{180,900}{0.7 \times 0.78 \times 210} = 1580 \text{ cm}^2 \\ b &= 30 \text{ mm.} \\ t &= 60 \text{ cm.} \quad e/t = 0.104 \end{aligned}$$

Para los niveles.- 4ª, 5ª y 6ª Piso

$$n = 15.7$$

$$d/t = 0.95$$

$$e'/t = 0.1 \quad \text{del abaco } K = 0.78$$

$$bt = \frac{84,300}{0.7 \times 0.78 \times 210} = 735 \text{ cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$t = 50 \text{ cm.}$$

$$e = 0.03h.$$

$$e = 0.03 \times 260 = 7.8 \text{ cm.}$$

$$e/t = 0.15$$

Columnas.-

A-1, B-1, C-1, D-1

$$\text{Azotea } P_u = 1.65(8552 + 0.5 \times 1785 + 1500) = 18.1 \text{ Ton.}$$

$$\text{Piso típico } P_u = 1.65(15071 + 0.5 \times 2930 + 1500) \times 4 = 119.5 \text{ Ton.}$$

$$\text{Primer piso } P_u = 1.65(15071 + 0.5 \times 2930 + 1500) = \underline{29.8 \text{ Ton.}}$$

$$\text{TOTAL} = 167.4 \text{ Ton.}$$

Dimensionamiento para los distintos niveles.-

Fórmulas.-

$$n = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{2,800}{0.85 \times 210} = 15.7 \quad \begin{array}{l} p_t = 0.01 \\ e/t = 0.1(\text{min}) \end{array}$$

$$K = \frac{P_u}{\phi bt f'_c}$$

Para los niveles: 1ª, 2ª y 3ª piso

$$P_u = 167.4 \text{ Ton.}$$

$$e = 0.025 \times 260 = 6.25$$

$$n = 15.7 \quad p_t = 0.01 \quad p_{tm} = 0.157$$

$$s/t = 0.95$$

$$e'/t = 0.1 \quad \text{del abaco } K = 0.78$$

$$bt = \frac{167,400}{0.7 \times 0.78 \times 210} = 1,460 \text{ cm}^2$$

$$b = 50 \text{ cm. //}$$

$$t = 50 \text{ cm. //} \quad (\text{por consideraciones de sismo})$$

$$e/t = 0.125$$

Para los niveles: 4ª, 5ª y 6ª piso

$$n = 15.7 \quad d/t = 0.95 \quad e'/t = 0.1$$

del abaco $K = 0.78$

$$bt = \frac{77,400}{0.7 \times 0.78 \times 210} = 675 \text{ cm}^2 \quad b = 45 \text{ cm}^2 //$$
$$t = 45 \text{ cm}^2 //$$
$$e/t = 0.195$$

Columnas : A-3 B-3 C-3 D-3

$$\text{Azotea Pu} = 1.65(4260+0.5 \times 760+1500) = 10.2 \text{ Ton}$$

$$\text{Piso típico Pu} = 1.65(9250+0.5 \times 1210+1500) \times 4 = 75.0 \text{ Ton.}$$

$$\text{Primer piso Pu} = 1.65(9250+0.5 \times 2210+1500) = 18.8 \text{ Ton.}$$

$$\text{TOTAL} = 104.00 \text{ Ton.}$$

Dimensionamiento para los distintos niveles.-

Fórmulas.

$$n = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{2,800}{0.85 \times 210} = 15.7 \quad pt = 0.01$$
$$e'/t = 0.1 \text{ (mín)}$$

$$K = \frac{Pu.}{\phi bt f'_c}$$

Para los niveles 1ª, 2ª y 3ª Piso

$$Pu = 104.0 \text{ Ton.}$$

$$e = 0.025 \times 260 = 6.25 \text{ cm.}$$

$$n = 15.7 \quad pt = 0.01 \quad ptm = 0.157$$

$$d/t = 0.95$$

$e'/t = 0.1$ del abaco $K = 0.78$

$$bt = \frac{104,000}{0.7 \times 0.78 \times 210} = 910 \text{ cm}^2$$

$$b = 30 //$$

$$t = 50 // \quad e/t = 0.125$$

Para los niveles 4ª, 5ª, y 6ª piso

$$n = 15.7 \quad d/t = 0.95 \quad e'/t = 0.1 \quad \text{del abaco} \quad K = 0.78$$

$$bt = \frac{47,500}{0.7 \times 0.78 \times 210} = 415 \text{ cm}^2$$

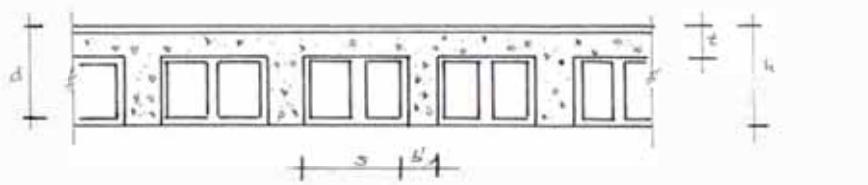
$$b = 30 //$$

$$t = 40 // \quad e/t = 0.195$$

ALIGERADOS

ALIGERADOS

Especificaciones generales.-



$S_{\text{máx.}} = 75 \text{ cm.}$ $t \text{ mín.} = 5 \text{ cm.}$
 $b \text{ mín} = 10 \text{ cm.}$

Nomenclatura que se ha seguido para el edificio en estudio

Niveles	Denominación	Tipos
Azotea	A-A	A,B,C
Piso Típico	A.P.T	B,B,C
Primer Piso	P.P.P.	A,B,C

Dimensionamiento.-
 $h = \frac{\text{Luz libre}}{25}$

Tomaremos la máx. luz tenemos

$L \text{ máx.} = 5.50 \text{ m.}$

$h = \frac{5.50}{25} = 20 \text{ cm.}$

por razones de arquitectura

tomamos $h = 25 \text{ cm.}$

Características para dicho aligerado.-

$h = 25 \text{ cm.}$ recubrimiento = 2 cm.
 $t = 5 \text{ cm.}$ $d = 25 - 3 = 22 \text{ cm.}$
 $s = 30 \text{ cm.}$ $f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$
 $b' = 10 \text{ cm.}$ $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Cálculo de momentos y esfuerzos cortantes.-

Se empleo de método de Hardy Cross (Libro de P. Charón)

Diseño de los Aligerados.

Estos serán diseñados empleando el método a la rotura

Por flexión.-

Fórmulas.- $M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$

$$M_u = \phi b d^2 f'_c q (1 - 0.59q)$$

$$\phi = 0.9$$

$$q = \frac{p f_y}{f'_c}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{\phi f'_c b}$$

donde $\phi = 0.85$

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

Nota.- Para momentos positivos $b = 40$ cm.

Para momentos negativos $b' = 10$ cm.

Vemos que los valores b , b' , f'_c y f_y son constantes. en todos los tipos de aligerados, luego tabularemos las fórmulas anteriores.

Las fórmulas de arriba son para vigas rectangulares; las viguetas trabajaran como rectangulares en los apoyos, para los momentos negativos; pero para momentos positivos podra trabajar como rectangular o como viga "T" trabajará como rectangular cuando a sea menor o igual a t en nuestro caso $t = 5$ cm.

Momento máximo positivo para el cual la vigueta trabajará como viga rectangular.

Tomando $t = 5$ cm. $b = 40$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$A_s = \frac{5 \times 0.85 \times 210 \times 40}{2,800}$$

$$A_s = 12.75 \text{ cm}^2$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.9 \times 12.75 \times 2,800 (22 - 2.5)$$

$$M_u = 6,280 \text{ Kg-m.}$$

Para todos los momentos positivos menores que el obtenido las viguetas serán analizadas como rectangulares; en caso contrario se tendran que analizarse como viga "T"

Tabulando las fórmulas:

Para momentos positivos.

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2,800 A_s}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.392 A_s$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

Reemplazando:

$$\text{Para } d = 22 \text{ cm.}$$

$$\phi = 0.9$$

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

$$A_s = 56.1 - \sqrt{3147 - \frac{M_u}{494}} \quad (\text{Fórmula que tabularemos})$$

Para momentos negativos.-

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b'} = \frac{A_s \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10}$$

$$a = 1.57 A_s$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

Reemplazando

$$A_s = 14.1 - \sqrt{198.8 - \frac{M_u}{1960}} \quad (\text{Fórmula que tabularemos})$$

Cuantías de Acero.-

Cuantía mínima.- $p_{\min} = 14/f_y = 0.085$ según el reglamento A.C.I.

63 a no ser que el área de refuerzo que se tenga tanto en el positivo o negativo sea cuando menos 1/3 mayor que el requerido por el análisis.

$$A_s \text{ mín} = \phi_{\min} \times b \times d = 0.005 \times 22 \times 10 = 1.10 = 1\phi \text{ 1/2"}$$

Cuantía máxima.-

$$p \text{ máx.} = 0.75 \text{ pb.}$$

$$P \text{ máx.} = \frac{0.75 \times 0.85 \times K_1 f'_c}{f_y} \times \frac{6090}{(6090 + E_y)} = 0.0278$$

$$A_s \text{ máx.} = 0.0278 \times 22 \times 10 = 6.1 \text{ cm}^2$$

Cuantía para evitar deflexiones.

$$p = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} = 0.18 \times \frac{210}{2800} = 0.0135$$

A_s para evitar deflexiones.

$$A_s = 0.0135 \times 22 \times 10 = 2.96 \text{ cm}^2$$

Se tratará de que el A_s en los tramos centrales no se sobrepase el valor 2.96 cm^2 para evitar posibles deflexiones; de lo contrario habrá que chequear por flecha.

Comprobación por Esfuerzo cortante.-

Esfuerzo unitario tomado por el concreto.

$$v_c = \phi \cdot 0.55 \sqrt{f'_c} = 0.85 \times 0.55 \times \sqrt{210} = 6.75$$

Corte máximo

$$V \text{ máx.} = v_c b'd = 6.75 \times 10 \times 22 = 1490 \text{ Kg.}$$

Cuando el corte actuante $V_u > V_c$ en sección fallará lo que se evitará ensanchando la vigueta.

Ensanches.-

Por flexión (por momentos)

Máx. momento permisible.

$$M_c = 0.26 f'_c b' d^2$$

$$M_c = 0.26 \times 21 \times 10 \times 22^2 = 2,645 \text{ Kg-m.}$$

Si $M_u > M_c$ se necesitará ensanche.

En caso de necesitar ensanche tenemos

$$b \text{ necesario} = \frac{M_u}{0.26 \times f'_c \times d^2}$$

Longitud de Ensanche (x)

Como los momentos han sido obtenidos por Cross la longitud de ensanche se obtiene del diagrama respectivo.

Por corte.-

Cuando $V_u > V_c$ (se necesita ensanche.

$$b \text{ necesario} = \frac{V_u}{v_c \times d}$$

Longitud de ensanche (x)

Como se ha utilizado Cross, la longitud de ensanche se toma del diagrama respectivo

Comprobación por Adherencia.-

El esfuerzo máximo por adherencia por flexión será:

$$U_u = \frac{V_u}{\phi \Sigma_o J d}$$

$$J = 0.875$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = \text{esfuerzo cortante último}$$

$$d = 22 \text{ cm.}$$

$$\Sigma_o \text{ para } \phi \text{ iguales} = \text{suma de perimetros}$$

$$\Sigma_o \text{ para } \phi \text{ diferentes} = \frac{4 A_s}{D \text{ mayor}}$$

El U_u permisible para nuestro caso será dado por la fórmula para varillas que no son de la capa superior.

$$U_{\text{permisible}} = \frac{6.4 \sqrt{f_c}}{D} \leq 56.2 \text{ Kg/cm}^2$$

U permisible para los diferentes diámetros.-

Diámetros	U permi. $\frac{6.4 \sqrt{f_c}}{D} = 56.2 \text{ Kg/cm}^2$
3/8"	5.62
1/2"	5.62
5/8.	5.62

De la fórmula anterior.

$$\begin{aligned}
 V_{\text{máx.}} &= \phi U_{\text{perm.}} \times \Sigma_o \times J \times d \\
 &= 0.85 \times 56.2 \times \Sigma_o \times 0.875 \times 22 \\
 V_{\text{máx.}} &= 921 \Sigma_o
 \end{aligned}$$

Longitud de Anclaje.-

$$L = \frac{A_s f_y}{\phi U_{\text{perm.}} \Sigma_o} = \frac{D_{\text{mayor}} \times f_y}{\phi U_{\text{perm.}} \times 4} = \phi = 0.80$$

Longitud de anclaje para diversos diámetros.

Diámetros	3/8"	1/2"	5/8.
Longitud de Anclaje	15 cm.	20 cm.	25 cm.

Refuerzo por contracción y temperatura.

Niveles	A _s temperatura (liso).		
Azotea	0.003b x t = 1.5cm ²	1∅ 1/4"	a 22 cm.
Piso típico	0.0025bxt = 1.25cm ²	1∅ 1/4"	a 25 cm.

Doblado del Acero.

Por haber utilizado el método de Cross el doblado se hará según los envolventes.

Influencia de la tabiquería.-

Se presentan 2 casos.

- 1.- Cuando el tabique es perpendicular a las viguetas, se le considera como carga concentrada que actúa en el tramo correspondiente.
- 2.- Cuando el tabique es paralelo a las viguetas se sigue el criterio de Saliger.

Los 2/3 del valor de la carga repartida inciden directamente en la vigueta sobre la cual se encuentra dicha carga, el 1/3 restante se reparte actuando 1/6 en cada vigueta adyacente.

Cálculo del aligerado del piso típico.- Tipo A

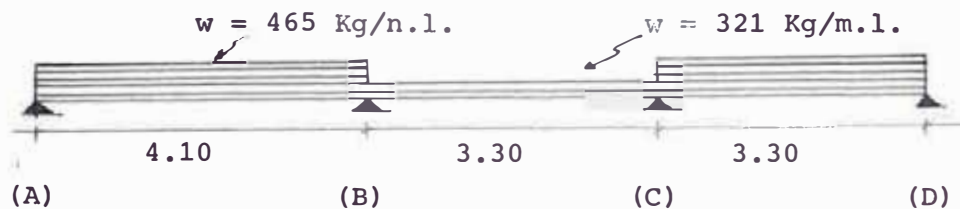
$$\begin{aligned} \text{p.p.} &= 310 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Acabado} &= 100 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Tabiquería} &= 125 \text{ Kg/m}^2 \\ &535 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{C.M.} &= 535 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{s/c} &= 200 \text{ Kg/m}^2: \end{aligned}$$

Puesto que tenemos 2.5 viguetas por mt.

$$\begin{aligned} \therefore \text{C.M.} &= \frac{535}{2.5} = 214 \text{ Kg/m.l.} \\ \text{s/c} &= \frac{200}{2.5} = 80 \text{ Kg/m.l.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_u &= 1.5D + 1.8L \\ e_u &= 1.5 \times 214 \times 1.8 \times 80 \\ w_u &= 321 + 144 = 465 \text{ Kg/ml.} \end{aligned}$$

Máximo momentos positivos.



Cálculo de Rigideces I/L

$$K_1 = 3/4 \times \frac{I}{4.10} = 0.00183$$

$$K_2 = \frac{I}{3.30} = 0.00334$$

$$K_3 = 3/4 \times \frac{I}{3.30} = 0.00227$$

Coefficientes de distribución.-

$$K_{BA} = \frac{0.00183}{0.00183+0.00334} = 0.355$$

$$K_{CB} = \frac{0.00334}{0.00334+0.00227} = 0.595$$

$$K_{BC} = \frac{0.00334}{0.00183+0.00334} = 0.645$$

$$K_{CD} = \frac{0.00227}{0.00227+0.00334} = 0.405$$

Momentos de Empotramiento perfecto e Isostáticos.-

$$M_{AB} = 1/12 wL^2 = \frac{465 \times 4.10^2}{12} = 650 \text{ Kg-m.}$$

$$N_{MAB} = 1/8 wL^2 = \frac{465 \times 4.10^2}{12} = 975 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 1/12 wL^2 = \frac{321 \times 3.3^2}{12} = 291 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 1/8 WL^2 = \frac{321 \times 3.3^2}{8} = 437 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = 1/12 wL^2 = \frac{465 \times 3.3^2}{12} = 422 \text{ Kg-m}$$

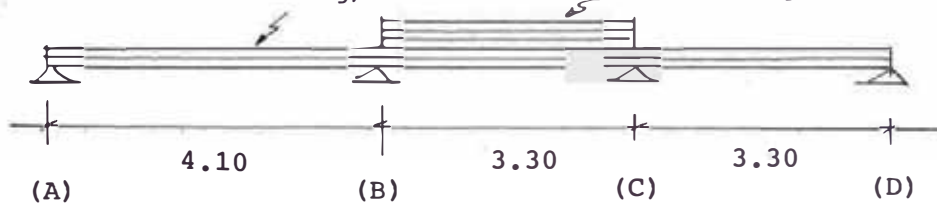
$$M_{CD} = 1/8 WL^2 = \frac{465 \times 3.3^2}{8} = 633 \text{ Kg-m.}$$

	0.355	0.645		0.595	0.405
	-325	291		-291	211
	+12.1	+21.9		+47.6	32.4
		23.8		11	
	-8.42	-15.4		-6.55	-4.45
		-32.8		-7.9	
	+1.16	+2.12		+4.7	+3.2
		2.4		1.06	
	-0.86	-1.54		-0.63	-0.43
		-0.32		-0.94	
	+0.11	+0.21		+0.44	+0.30
	-321	+321		-2.42	+242

RI	952	952	530	530	767	767
RM	1	-1	23.9	-23.9	9.4	-9.4
RC	953	951	553.9	506.1	776.4	757.6

w = 321 Kg/ml.

w = 465 Kg/m.l.



Momentos de empotramiento perfecto e Isostáticos.

$$M_{AB} = 1/12 wL^2 = \frac{321 \times 4.1^2}{12} = 450 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{B} = 1/8 wL^2 = \frac{321 \times 4.1^2}{8} = 672 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 1/12 wL^2 = \frac{465 \times 3.3^2}{12} = 422 \text{ Kg-m.}$$

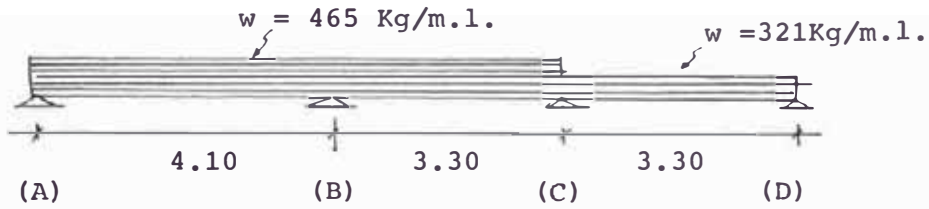
$$M_{CDE} = 1/8 wL^2 = \frac{465 \times 3.3^2}{8} = 633 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = 1/12 wL^2 = \frac{321 \times 3.3^2}{12} = 291 \text{ Kg-m.}$$

$$N_{CD} \bar{D} = 1/8 wL^2 = \frac{321 \times 3.3^2}{8} = 437 \text{ Kg-m.}$$

	0.355	0.645		0.595	0.405	
	-2.25	422		-422	-145.5	
	-70	-127		+165	+112	
		83		- 64		
	-295	-53.5		+ 38	+ 26	
		19		+16	+10.9	
		8		=6.2		
	-2.84	-5.7		+3.7	+2.51	
		1.9		-2.9		
	=0.68	-1.23		+1.72	1.18	
		+0.86		-0.62		
	-0.31	-0.55		+0.37	+0.25	
		0.18		-0.28		
	0.06	0.12		+0.17	+0.11	
	335.1	335		297.8	298	
RI	660	660	767	767	530	530
RM	-2.44	2.44	+11.2	-11.2	+46.8	-46.8
RC	657.6	662.4	778.2	755.8	576.8	433.2

Máximo momentos negativos.



Momentos de empotramiento perfecto e Isostáticos.

$$M_{AB} = 650 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \text{ b} = 975 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = 422 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} \text{ b} = 422 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} \text{ b} = 633 \text{ Kg-m}$$

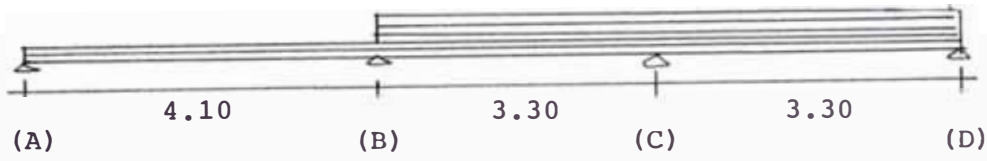
$$M_{CD} = 291 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CD} \text{ b} = 437 \text{ Kg-m.}$$

	0.355	0.615	0.595	0.405	
	-325	422	-422	145.5	
	-345	-62.5	+165	+112	
		+82.5	-31.3		
	-29.4	-53.2	+18.6	+12.7	
		+9.3	-26.6		
	-3.3	-6	+15.6	+10.8	
		7.9	-3		
	-2.8	-5.1	+1.78	1.22	
		+0.89	-2.6		
	-0.32	-0.57	+1.45	+1.06	
		+0.73	-0.29		
	-0.26	-0.47	+0.17	+0.12	
		+0.08	-0.24		
	-0.03	-0.05	+0.14	+0.10	
	-396	+396	-284	+284	
RI	952	952	767	530	530
RM	-17.2	17.2	-34	41.8	-41.8
RC	934.8	969.2	801	571.8	488.2

$w = 321 \text{ Kg/m.l.}$

$w = 465 \text{ Kg/m.l.}$



Momentos de empotramiento perfecto e Isostáticos.-

$M_{AB} = 450 \text{ Kg-m.}$

$M_{AB} \bar{b} = 672 \text{ Kg-m.}$

$M_{BC} = 422 \text{ Kg-m.}$

$M_{BC} \bar{b} = 633 \text{ Kg-m}$

$M_{CD} = 422 \text{ Kg-m}$

$M_{OD} \bar{b} = 633 \text{ Kg-m.}$

	0.355	0.645	0.595	0.405		
	-225	422	-422	211		
	- 70	-127	+126	+ 85		
		+ 63	-63.5			
	-22.4	-40.6	+37.9	+25.8		
		+18.9	-20.3			
	-6.7	-12.2	+12.1	+8.2		
		+6.1	- 6.1			
	-2.15	-3.9	+2.47	+3.64		
		+1.24	-1.95			
	-0.44	-0.8	+1.16	+0.79		
		+0.58	-0.4			
	-0.25	-0.38	+0.29	+0.16		
		+0.12	-0.19			
	-0.04	-0.08	+0.13	+0.08		
	-3.27	-3.27	-3.35	+3.35		
RI	660	660	767	767	767	767
RM	- 25	+25	2.42	-2.42	37.5	-37.5
RC	635	685	764.6	769.4	804.5	729.5

ALIGERADO PESO TIPICO TIPO B

$$p.p. = 310 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Acabado} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Tabiquería} = 125 \text{ Kg/m}^2$$

$$535 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM = 535 \text{ Kg/m}^2$$

$$s/c = 200 \text{ Kg/m}^2$$

puesto que tenemos 2.5 viguetas por m.

$$CM = \frac{535}{2.5} = 214 \text{ Kg/m.l.}$$

$$s/c = \frac{200}{2.5} = 80 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_u = 1.5 \times 214 + 1.8 \times 80$$

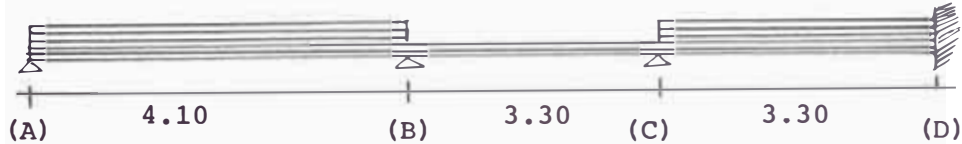
$$w_u = 321 + 144 = 465 \text{ Kg/m.l.}$$

Máximo momentos positivos.

$$w = 465 \text{ Kg/ml.}$$

$$w = 321 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w = 465 \text{ Kg/ml.}$$



Rigideces I/L

$$K_1 = 3/4 \times \frac{I}{4.10} = 0.00183$$

$$K_2 = I/330 = 0.00334$$

$$K_3 = I/330 = 0.00334$$

Coefficientes de distribución.

$$K_{CD} = \frac{0.00334}{0.00334 + 0.00336} = 0.5$$

$$K_{Dc} = 0$$

$$K_{AB} = 1$$

$$K_{BA} = \frac{0.00183}{0.00183 + 0.00334} = 0.355$$

$$K_{BC} = \frac{0.00334}{0.00183 + 0.00334} = 0.645$$

$$K_{CB} = \frac{0.00334}{0.00334 + 0.00334} = 0.5$$

Momentos de empotramiento perfecto.-

$$M_{AB} = 650 \text{ Kg-m.} \quad M_{BA} = -650 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{b} = -975 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = 291 \text{ Kg-m.} \quad M_{CB} = -291$$

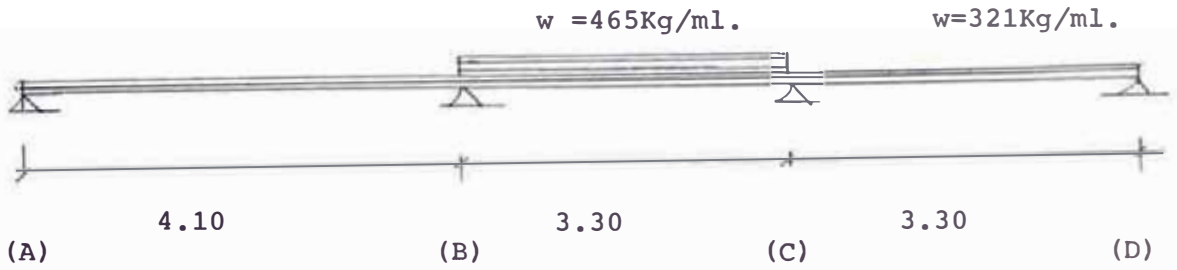
$$M_{BA} \bar{b} = 437 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = 422 \text{ Kg-m.} \quad M_{DC} = -422 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} \bar{b} = 633 \text{ Kg-m.}$$

		0.355	0.645		0.5	0.5	0
		-650	291		-291	422	-422
		325					
		+12.1	+21.9		-65.5	-65.5	-32.8
			-32.8		+10.95		
		+11.7	+21.1		-5.48	-5.48	-2.74
			-2.74		+10.6		
		+0.97	+1.76		-5.3	-5.3	-2.65
			-2.65		+0.88		
		+0.94	+1.71		-0.44	0.44	-0.22
			-0.22		+0.85		
		+0.078	+0.142		-0.42	-0.42	-0.21
		-299.2	+299.2		-344	+344.9	-460.6
RI	952	952	530		530	767	767
RM	6.3	-6.3	-13.9		+13.9	-3.5	+35
RC	958.3	947	516.1		543.9	732	802

$w = 321 \text{ Kg/ml.}$



Momentos de empotramiento perfecto o Isostático.

$M_{AB} = 450 \text{ Kg-m.}$ $M_{BA} = -450 \text{ Kg-m.}$

$M_{AB} \bar{D} = 672 \text{ Kg-m.}$

$M_{BC} = 422 \text{ Kg-m}$ $M_{CB} = -422 \text{ Kg-m.}$

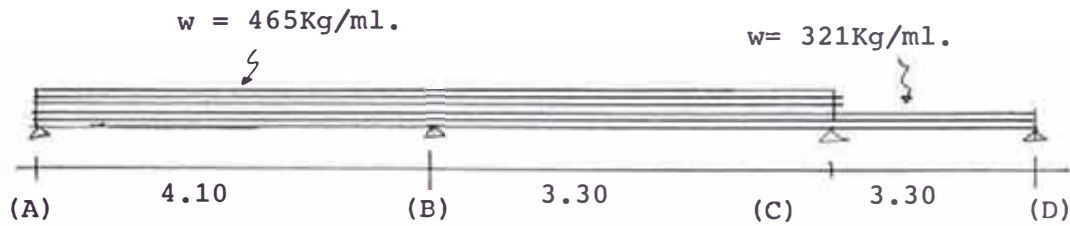
$M_{BC} \bar{C} = 633 \text{ Kg-m}$

$M_{CD} = 291 \text{ Kg-m}$ $M_{DC} = -291 \text{ Kg-m}$

$M_{CD} \bar{D} = 437 \text{ Kg-m.}$

	0.355	0.645	0.5	0.5	θ
	-450	422	-422	291	-291
	255				0
	-70	-127	+65.5	+65.5	+32.8
		+32.8	-63.5		0
	-11.6	-21.1	+32.8	+32.8	+16.4
		+16.4	-10.6		0
	-5.81	-10.6	+5.3	+5.3	+2.7
		+2.7	-5.3		0
	-0.96	-1.74	+2.7	+2.7	+1.4
		+1.4	-0.87		
	-0.496	-0.902	+0.44	+0.44	+0.22
		+0.22	-0.45		0
	-0.078	-0.142	+0.23	+0.23	+0.12
	-314	+314	397	397.97	-237.36
RI	660	660	767	767	530
RM	-21.7	21.7	-25.1	25.1	28.5
RC	638.7	681.7	741.9	788.1	578.5
					481.5

Máximo momentos negativos.



Momentos de empotramiento perfecto e Isostáticos.

$$M_{AB} = 650 \text{ Kg-m} \quad M_{BA} = -650 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{D} = 975 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 422 \text{ Kg-m} \quad M_{CB} = -422 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \bar{D} = 633 \text{ Kg-m}$$

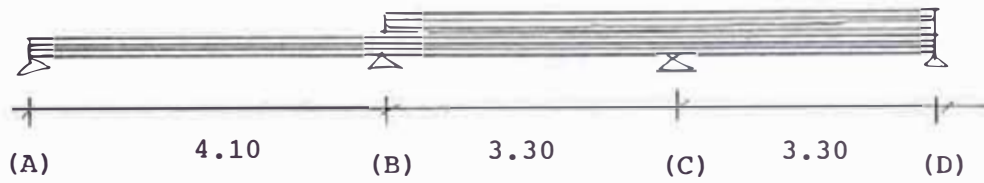
$$M_{CD} = 291 \text{ Kg-m} \quad M_{DC} = -291 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} \bar{D} = 437 \text{ Kg-m.}$$

	0.355	0.645	0.5	0.5	0	
	-650	422	-422	291	-291	
	+81	+147	+65.5	+65.5	0	
		32.8	73.5		+32.8	
	-11.6	-21.2	-36.8	-36.8	-18.4	
		-18.4	-10.6		0	
	+6.52	+11.85	+5.3	+5.3	+2.7	
		+2.7	+59.3		0	
	-.96	-1.74	-2.97	-2.97	-1.99	
		-1.99	-0.87		0	
	+0.705	+1.28	+0.44	+0.44	+0.22	
		+0.22	+0.64			
	-0.078	+0.142	-0.32	-0.32	-0.16	
		-0.16	-0.071		0	
	+0.057	+0.103	+0.035	+0.035		
	-574.37	+574.	-322.2	+322.1	-275.8	
RI	952	952	767	530	530	
RM	60.7	-60.7	76.4	-76.4	14	-14
RC	1012.7	891.3	843.4	690.6	544	516

$w = 321 \text{ Kg/ml.}$

$w=465\text{Kg/ml.}$



Momentos de empotramiento perfecto e Isostáticos.

$M_{AB} = 450 \text{ Kg-m} \quad M_{BA} = -450 \text{ Kg-m}$

$M_{AB} \bar{b} = 672 \text{ Kg-m}$

$M_{BC} = 422 \text{ Kg-m} \quad M_{CB} = -422 \text{ Kg-m}$

$M_{BC} \bar{b} = 633 \text{ Kg-m}$

$M_{CD} = 422 \text{ Kg-m} \quad , \quad M_{DC} = -422 \text{ Kg-m}$

$M_{CD} \bar{b} = 633 \text{ Kg-m.}$

	0.355	0.645		0.5	0.5	0
	-450	422		-422	422	-422
	225					0
	- 70	-127		0	0	
				-63.5		
				+32.8	+32.8	+16.4
		+16.4				
	-5.8	-10.6		- 5.3		
				+2.65	+2.65	+1.33
		+1.33				
	-.471	-0.86		-0.46		
				+0.23	0.23	+0.12
		0.12				
	-0.0425	-0.0775				
	-301.31	+301.31		-457.7	+457.7	-404.1
RI	660	660	767	767	767	767
RM	-18.6	186	-47.4	47.4	-16.2	16.2
RC	641.4	678.6	719.6	814.4	750.8	783.2

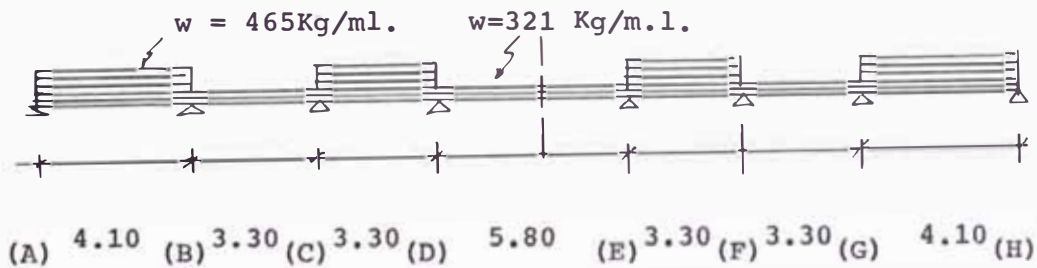
ALIGERADO PISO TIPICO TIPO C

$$\begin{aligned} \text{p.p.} &= 310 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Acabado} &= 100 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Tabiquería} &= \underline{125 \text{ Kg/m}^2} \\ \text{TOTAL} &= 535 \text{ Kg/m}^2 \\ \\ \text{CM} &= 535 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{s/c} &= 200 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

Por tener 2.5 viguetas por m.

$$\begin{aligned} \text{CM} &= \frac{535}{2.5} = 214 \text{ Kg/m.l.} \\ \text{s/c} &= \frac{200}{2.5} = 80 \text{ Kg/m.l.} \\ \\ w_u &= 1.5 \times 204 + 1.8 \times 80 \\ \\ w_u &= 321 + 144 = 465 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Máximo momentos positivos.-



Coeficientes de Rigidez.-

$$K_1 = 3/4 I/410 = 0.00183 = K_7$$

$$K_2 = \frac{I}{330} = 0.00334 = K_6$$

$$K_3 = \frac{I}{330} = 0.00334 = K_5$$

$$K_4 = \frac{I}{580} = 0.00172$$

Coeficientes de distribución.

$$K_{AB} = 1$$

$$K_{CD} = 0.5$$

$$K_{BA} = 0.355$$

$$K_{DC} = 0.66$$

$$K_{BC} = 0.645$$

$$K_{DE} = 0.34$$

$$K_{CB} = 0.5$$

Momentos de empotramiento perfecto e Isostático.

$$M_{AB} = 1/12 \times 465 \times 4.10^2 = 650 \text{ Kg-m.} \quad M_{BA} = -650 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{b} = 1/8 \times 465 \times 465 \times 4.10^2 = 975 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 1/12 \times 321 \times 3.3^2 = 291 \text{ Kg-m} \quad M_{CB} = -291 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} \bar{b} = 1/8 \times 321 \times 3.3^2 = 437 \text{ Kg-m.}$$

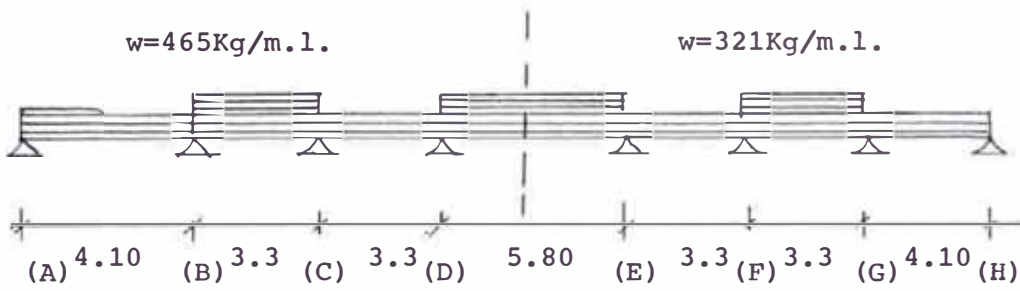
$$M_{CD} = 1/12 \times 465 \times 3.3^2 = 422 \text{ Kg-m} \quad M_{DC} = -422 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} \bar{b} = 1/8 \times 465 \times 3.3^2 = 633 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DE} = 1/12 \times 321 \times 5.80^2 = 902 \text{ Kg-m.} \quad M_{ED} = -902 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DE} \bar{b} = 1/8 \times 321 \times 5.80^2 = 1355 \text{ Kg-m.}$$

	0.355	0.645	0.5	0.5	0.66	0.34	
	-650	291	-291	422	-422	902	
	325						
	+12.1	+21.9	+11	-158	-316	-164	
		4	+ 8	+ 8	+ 4	+82	
	-1.42	-2.58			-57	-29.3	
			-1.29	-28.5			
			+14.89	+14.89			
		+7.45			+7.45	+14.7	
	-2.65	-4.81			-14.65	-7.52	
			-2.41	-7.33			
			+4.87	+4.87			
		+2.44			+2.44	+3.76	
	-0.865	-1.57			-4.1	-2.11	
			-0.79	-2.1			
		+0.73	+1.45	+1.45	+0.73	+1.06	
	-0.26	-0.47			-1.18	-0.61	
			-0.24	-0.59			
		+0.21	+0.42	+0.42	+0.21	+0.32	
	-0.075	-0.135			-0.35	-0.18	
			-0.068	-0.18			
			+0.124	+0.124			
	-318.1	+318	-255	+255	-800.3	+800.3	
952	952	530	530	767	767	930	930
1.71	-1.71	+19.1	19.1	-165	+165	0	0
953.71	950.3	549.1	510.1	602	932	930	930



Momentos de empotramiento perfecto e Isostático.

$$M_{AB} = 450 \text{ Kg-m.} \quad M_{BA} = -450 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{b} = 672 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 422 \text{ Kg-m} \quad M_{CB} = -422 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \bar{b} = 633 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = 291 \text{ Kg-m} \quad M_{DC} = -291 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} \bar{b} = 437 \text{ Kg-m.}$$

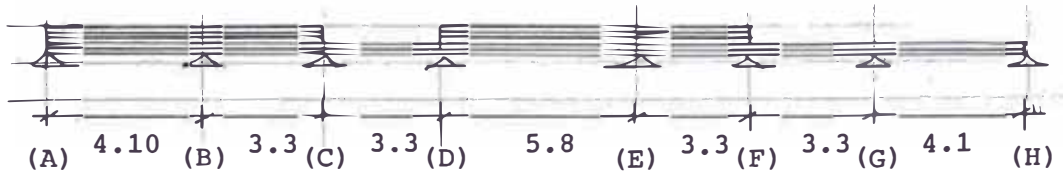
$$M_{DE} = 1/12 \times 465 \times 5.80^2 = 1305 \quad M_{ED} = 1305$$

$$M_{DE} \bar{b} = 1/8 \times 465 \times 580^2 = 1960$$

0.355	0.645	0.5	0.5	0.66	0.34
-225	422	-422	291	-291	1305
-225	127.5	-63.5	-335	-670	-345
	132.5	+265	+265	132.5	177.5
-47.	8545	-42.8	-102.5	-205.5	-105
	36.4	72.7	72.7	36.4	52.5
		-11.8	-29.4	-58.8	-30.2
	10.3	20.6	20.6	10.3	15.1
-3.66	-6.65	-3.33	-8.4	-16.8	-8.62
	2.94	5.87	5.87	2.94	4.31
-1.04	-1.89	-0.94	-2.39	-4.78	-2.46
	0.84	1.67	1.67	0.84	1.23
-0.298	-0.54	-0.27	-0.68	-13.6	-0.705
		0.48	0.48		
-360	+360	-179.2	+179.3	-1065	+1065
660	660	767	767	530	1355
-33	+33	54.7	-54.7	+268	0
627	693	821.7	722.3	798	1355

Máximo momentos negativos.

$$w = 465 \text{ Kg/m.l.}$$



Momentos de empotramiento perfecto e Isostático.

$$M_{AB} = 650 \text{ Kg-m.} \quad M_{BA} = -650 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BA} \bar{b} = 975 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 422 \quad M_{CB} = -422 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \bar{b} = 633 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = 291 \text{ Kg-m} \quad M_{DC} = -291 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CD} \bar{b} = 437 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DE} = 1305 \text{ Kg-m.} \quad M_{ED} = -1305 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DE} \bar{b} = 1960 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{EF} = 422 \text{ Kg-m.} \quad M_{FE} = -422 \text{ Kg-m.}$$

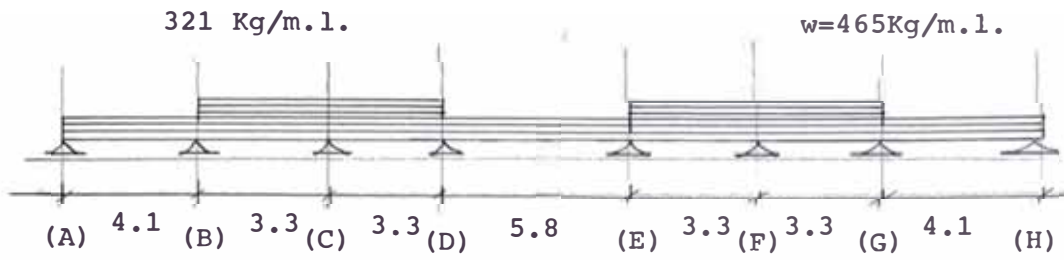
$$M_{EF} \bar{b} = 633 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{FG} = M_{CD}$$

$$M_{GH} = 450 \text{ Kg-m.} \quad M_{HG} = -450 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{GH} \bar{b} = 672 \text{ Kg-m.}$$

0.355	0.645	0.5	0.5	0.66	0.34	0.34	0.66	0.34	0.66	0.5	0.5	0.645	0.355
-35	422	-422	291	-291	1305	-1305	422	-422	291	-422	291	-291	225
	116.3		-334	668	344	+300	+583	291.5		291.5		-403.	
-75.5	-137.5	+232.5	+232.5	1163	150	-172	-40.3	-80.5	-80.5	+70.1	34.3	+68.5	+37.6
	39.2	-68.8	-88	-176	-91	72.1	140.2	+70.1	34.3	+70.1	34.3	-26.1	
-1.9	-25.3	+78.4	+78.4	39.2	38.1	-45.5	-26.1	-52.2	-52.2	-52.2	-52.2	+16.82	9.24
	9.45	-12.7	-25	-50	-25.6	+24.4	+47.4	+12.2	8.41	+12.2	8.41	- 5.2	
-3.35	-6.1	+18.9	+18.9	9.45	12.2	-12.8	-5.2	-10.3	-10.3	-10.3	-10.3	+3.36	+1.85
	2.6	-3.1	-7.2	-14.3	-7.4	6.12	11.9	5.95	1.68	5.95	1.68	-1.91	
-0.92	-1.68	5.2	5.2	2.6	3.06	-3.7	-1.91	-3.82	-3.82	-3.82	-3.82	1.23	0.68
	0.68	-0.84	-1.87	3.74	-1.92	1.92	3.7	1.9	0.62	1.9	0.62	-0.63	
-0.231	-0.437	1.35	1.36	0.68	0.96	-0.96	-0.63	-1.26	-1.26	-1.26	-1.26	+0.405	0.214
		-0.22	-0.54	1.08	-0.56	0.54	1.05	0.52	0.20	0.52	0.20		
-419	+419	0.36	0.36	-1037	+1037			-0.36	-0.36	-0.36	-0.36	-275	+275
		171	171.			-1135.2	1135.2	-1882	188.1	-1882	188.1		
952	767	767	530.0	530	13550	1355	767	767	530	767	530	530	660
-22.9	75.2	-75.2	262.5	262.5	16.9	16.9	287	-287	-26.4	-287	-26.4	26.4	12.2
929.1	842.2	691.8	267.5	792.5	1338.1	13719	1054	480	503.6	480	503.6	5564	672.2
													647.8



Momentos de empotramiento perfecto e Isostático.

$$M_{AB} = 450 \text{ Kg-m} \quad . \quad = M_{BA} = -450 \text{ Kg-m}$$

$$M_{AB} \bar{b} = 672 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 422 \text{ Kg-m} \quad - \quad M_{CB} = -422 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \bar{b} = 633 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = 422 \quad M_{DC} = -422$$

$$M_{CD} \bar{b} = 633 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DE} = 902 \text{ Kg-m} \quad M_{ED} = 902$$

$$M_{DE} \bar{b} = 1355 \text{ Kg-m.}$$

	0.355	0.645		0.5	0.5		0.66	0.34
	-225	422		-422	422		-422	902
	-70	-127		-63.5	-158		-316	-163
		55.4		110.8	110.8		554	81.5
	-19.7	-35.8		-17.9	-45.2		-90.3	-46.6
		15.8		31.6	31.6		15.8	23.3
	-5.6	-10.2		-6.1	-12.7		-25.4	-13.3
		4.7		9.4	9.4		4.7	6.6
	-1.67	-3.04		-1.52	-3.73		-7.45	-3.85
		1.32		2.63	2.63		1.32	1.93
	-0.468	-0.85		-0.43	-1.08		-2.15	-1.11
		0.38		0.76	0.76		0.38	0.56
	-0.135	-0.245		-0.12	-0.31		-0.62	-0.32
				0.22	0.22			
	-323	+323		-356	+356		-787.7	+787.7
660	660	767	767	767	767	767	930	
-24	24	-10	10	-131	131	131	0	
636	684	757	777	636	898	898	930	

ALIGERADO DE LA AZOTEATPO (A)

$$p.p. = 310 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{ACabado} = \frac{100}{}$$

$$410 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{C.M.} = 410 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{s/c} = 125 \text{ Kg/m}^2$$

Puesto que tenemos 2.5 viguetas.

$$\text{C.M.} = \frac{410}{2.5} = 164 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{s/c} = \frac{125}{2.5} = 50 \text{ Kg/m.l.}$$

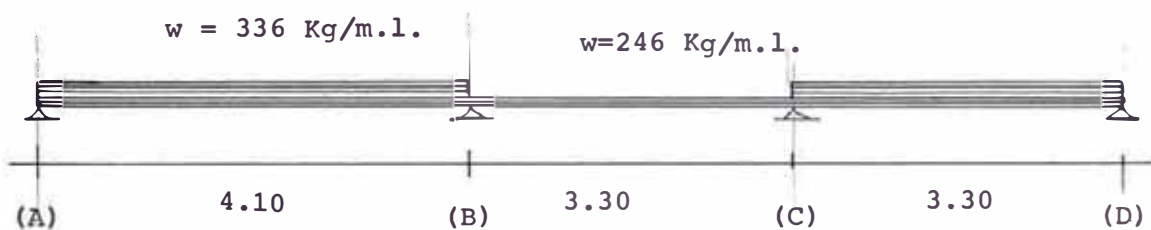
$$w_u = 1.5D + 1.8 \text{ CL}$$

$$w_u = 1.5 \times 164 + 1.8 \times 50$$

$$w_u = 246 + 90 = 336 \text{ Kg/m.l.}$$

Combinaciones de carga

Máximo momentos (+)



Coefficientes de distribución.-

$$L_{AB} = 0$$

$$K_{BA} = 0.356$$

$$K_{BC} = 0.645$$

$$K_{CB} = 0.595$$

$$K_{CD} = 0.405$$

Momentos de empotramiento perfecto e Isostáticos.

$$M_{AB} = 1/12 wL^2 = 1/12 \times 336 \times 4.1^2 = 472 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BA} = -472$$

$$M_{AB} \text{ D} = 1/8 \times 336 \times 4.1^2 = 707 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \text{ B} = 1/12 \times 246 \times 3.3^2 = 224 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CB} = -224. \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \text{ D} = 335 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = 1/12 \times 336 \times 3.3^2 = 306 \text{ Kg-m.}$$

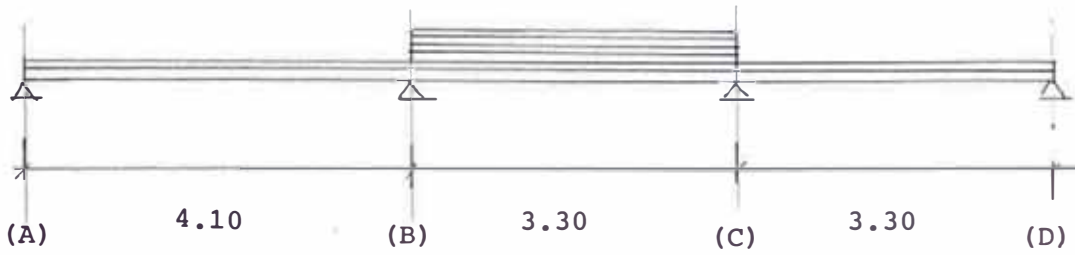
$$M_{DC} = -306. \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} \text{ D} = 459 \text{ Kg-m.}$$

	0.355	0.645		0.595	0.405
	-236	224		-224	153
	+4.26	+1.73		+42.3	+28.7
		21.2		3.87	
	-7.52	-13.7		-2.3	-1.57
		-1.2		-6.9	
	+0.425	+0.773		+4.11	+2.8
		2.1		0.387	
	-0.745	-1.35		-0.23	-0.157
		-0.12		0.68	
	+0.425	+0.073		+0.405	+0.275
	-240	+140		-183.0	183.0
RI 690	690	406	406	557	557
RM -1	1	17.3	-17.3	+9.1	-9.1
RC 689	691	423.3	388.7	566.1	547.9

w=246 Kg/m.l.

w=336 Kg/m.l.



Momentos de empotramiento perfecto e Isostáticos.

$$M_{AB} = 1/12 \times 246 \times 4.1^2 = 345 \text{ Kg-m}$$

$$M_{AB} \bar{b} = 518 \text{ Kg-m. } M_{BA} = -306 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 306 \text{ Kg-m. } M_{CB} = -306 \text{ Kg-m.}$$

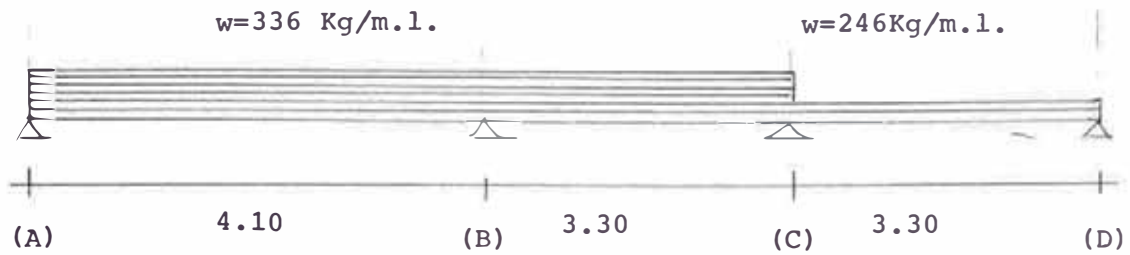
$$M_{BC} \bar{b} = 459 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = 224 \text{ Kg-m } M_{DC} = -224 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} \bar{b} = 335 \text{ Kg.-m}$$

	0.355	0.645		0.595	0.405	
	-172.5	306		-306	112	
	-47.5	-86.2		+116	+78.9	
		+58		-43.1		
	-20.6	-37.5		+25.6	+17.5	
		+12.8		-18.8		
	-4.55	-8.27		+11.2	+7.6	
		5.6		-4.14		
	-1.99	-3.61		+2.46	+1.68	
		1.23		-1.81		
	-0.436	-0.792		+0.108	+0.732	
	-247.5	+247.3		-218.5	+218.5	
RI	5060	506	557	557	406	4060
RM	-18.5	185	8.8	8.8	32.4	324
RC	478.5	524.5	565.8	548.2	438.4	373.6

Máximo momentos negativos.-



$$M_{AB} = 472 \text{ Kg-m.} \quad M_{BA} = -472 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{d} = 707 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = 306 \text{ Kg-m} \quad M_{CB} = -306 \text{ Kg-m.}$$

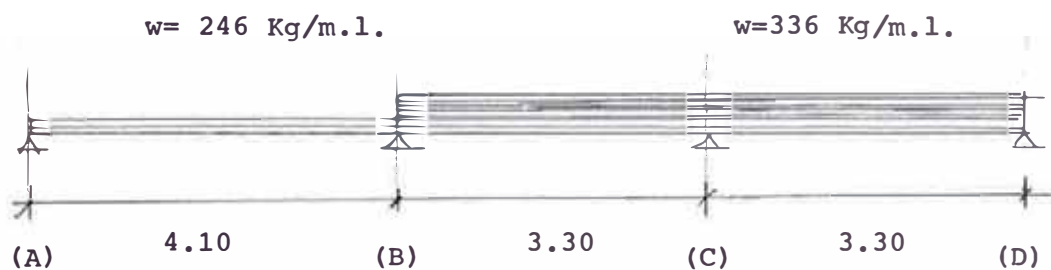
$$M_{BC} \bar{d} = -459 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DC} = 224 \text{ Kg-m} \quad M_{CD} = -224 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DC} \bar{d} = 335 \text{ Kg-m.}$$

0.355	0.645	0.595	0.405
-296	306	-306	112
-25.	-45.2	+116	+78.4
	58	-22.6	
-20.6	-37.5	+13.5	+9.16
	+6.8	-18.8	
-2.41	-4.4	+11.2	+7.6
	5.6	-2.2	
-1.99	-3.61	1.31	0.89
	0.66	-1.81	
-0.235	0.425	1.08	0.732
	0.54	-0.21	
-0.192	-0.35	+0.125	+0.085
-286.4	+286.4	208.4	208.7

RI	690.0	690	557	557	406	406.0
RM	-12.3	12.3	236	-236	29.2	29.2
RC	677.7	702.3	580.6	534.4	435.2	376.8



Momento de empotramiento perfecto o Isostáticos.

$$M_{AB} = 345 \text{ Kg-m.} \quad M_{BA} = -345 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{b} = 518 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 306 \text{ Kg-m} \quad M_{CB} = -306$$

$$M_{BC} \bar{b} = 459 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = M_{CD}$$

	0.355	0.645	0.595	0.405		
	-122.5	306	-306	153		
	47.4	-86	+91	+62		
		+45.5	-43			
	-16.2	-29.4	+25.6	+17.4		
		12.8	-14.7			
	-4.54	-8.23	8.75	5.95		
		4.38	-4.12			
	-1.55	-2.82	+2.45	+1.67		
		1.23	-1.41			
	-0.436	-0.79	+0.84	+0.57		
	244.	244.6	240.6	240.6		
RI	506.0	506	557	557	557.0	
RM	-17.6	17.6	1.22	1.2	26.5	- 26.5
RC	488.4	523.6	558.22	555.8	583.5	530.5

ALIGERADO DE LA AZOTEA

TIPO (B)

$$pp. = 310 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Acabado} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$410 \text{ Kg/m}^2$$

$$C.M. = 410 \text{ Kg/m}^2$$

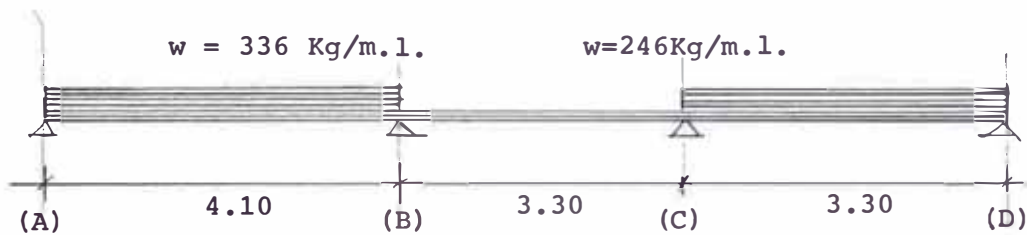
$$s/c = 125 \text{ Kg/m}^2$$

$$C.M. = \frac{410}{2.5} = 164 \text{ Kg/m.l.}$$

$$s/c = \frac{125}{2.5} = 50 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_u = 1.64 \times 1.5 + 1.8 \times 50 = 336 \text{ Kg/m.l.}$$

Combinaciones de carga.- máximo momentos positivos.



Momentos de empotramiento perfecto e Isostáticos.

$$M_{AB} = 472 \text{ Kg-m.} \quad M_{BA} = -472 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{b} = 707 \text{ Kg-m.}$$

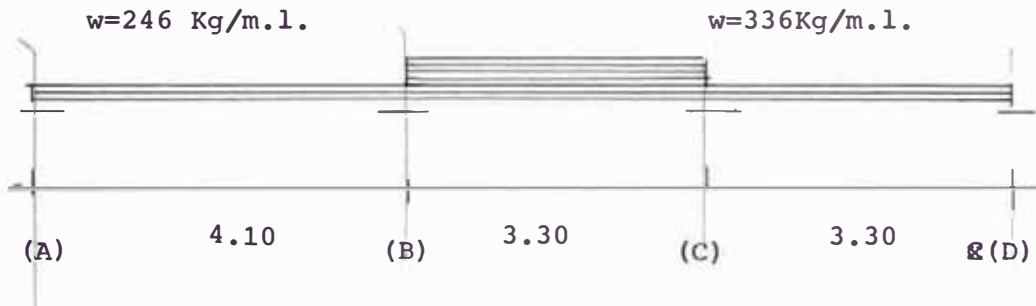
$$M_{BC} = 224 \text{ Kg-m} \quad M_{CB} = -224 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \bar{b} = 335 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = 306 \text{ Kg-m} \quad M_{DC} = -306 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} \bar{b} = 459 \text{ Kg-m.}$$

	0.355	0.645		0.5	0.5		0
	-236	224		-224	306		-306
		-20.5					
	+11.5	+21.		-41	-41		-20.5
				10.5			
		-2.7		-5.3	-5.3		- 2.7
	+0.96	+1.74		0.87			
	+0.	-0.22		-0.44	-0.44		-0.22
	0.078	0.142		0.071			
				-0.035	-0.035		-329.4
	-223.4	223.4		-249.2	249.2		
690	690	406.0	406	557.0	557		
3.07	- 3.1	-7.84	7.84	-24.4	24.4		
693.1	686.9	398.2	413.8	532.6	581.4		



Momentos de empotramiento perfecto e Isostáticos.

$$M_{AB} = 315 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BA} = -345 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{w} = 518 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \bar{w} = 306 \quad M_{CB} = -306 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \bar{w} = 459 \text{ kg-m.}$$

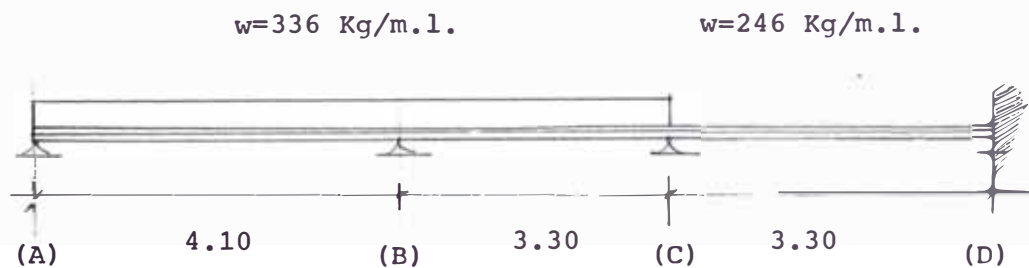
$$M_{CD} = 224 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DC} = -224 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} \bar{w} = 335 \text{ Kg-m.}$$

0.355	0.645	0.5	0.5	0
-172.5	306	-306	224	-224
-47.5	-86.2	-43.1		
	31.3	+62.6	+62.6	31.3
-11.1	-20.2	-10.1		
	2.6	+5.1	+ 5.1	2.6
-0.93	-1.68	-0.84		
	0.21	+0.42	+0.42	0.21
-0.0745	-0.136	-0.06		
		0.03	0.03	
232.	231.9	292	292.1	190.
506	506	557.0	557	406
-14.5	14.5	-18.2	18.2	31
491.5	520.5	538.8	575.2	437

Máximo momentos negativos.



Momentos de empotramiento perfecto e Isostático.

$$M_{AB} = 472 \text{ Kg-m.} \quad M_{BA} = -472 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{B} = 707 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 306 \text{ Kg-m} \quad M_{CB} = -306 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \bar{B} = 459 \text{ Kg-m.}$$

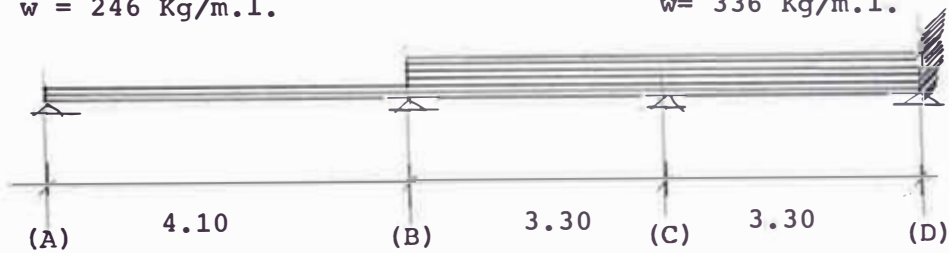
$$M_{CD} = 224 \text{ Kg-m.} \quad M_{DC} = -224 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} \bar{D} = 335 \text{ Kg-m.}$$

	0.355	0.645	0.5	0.5	0
	-236	306	-306	224	-224
		20.5	+41	+41	+20.5
	-32.1	-58.5	-29.3		
		7.4	+14.7	+14.7	7.4
	- 2.63	-4.76	-2.38		
		0.59	+1.19	+1.19	0.59
	-0.21	-0.38	-0.19		
		0.05	+0.09	+0.09	0.05
	-0.0178	-0.0323			
	271	271	281	281	195.5
690.0	690	5570	557	406	406
-8.55	8.55	- 3.1	3.1	25.9	-25.9
681.4	698.6	553.9	560.1	431.9	380.1

$w = 246 \text{ Kg/m.l.}$

$w = 336 \text{ Kg/m.l.}$



Momentos de empotramiento perfecto e Isostáticos.

$$M_{AB} = 345 \text{ Kg-m.} \quad M_{BA} = -345 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{B} = 518 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = 306 \text{ Kg-m} \quad M_{CB} = -306 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \bar{B} = 459 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = M_{BC}$$

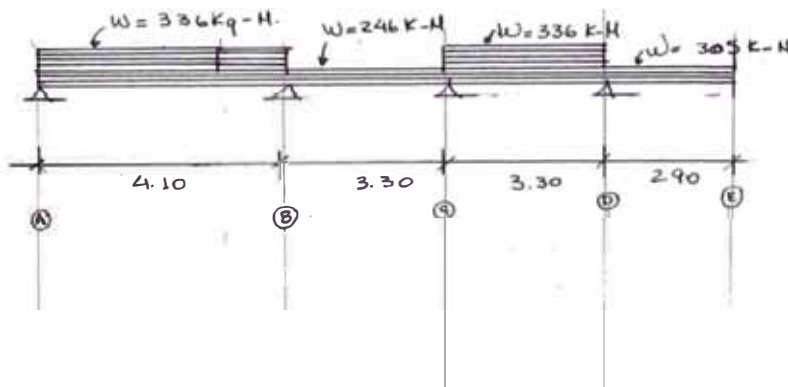
	0.355	0.645	0.5	0.5	0
	-172.5	306	-306	306	-306
	-47.5	-86.3	-43.2		
		10.8	+21.6	+21.6	10.8
	-3.84	-6.95	-3.48		
		0.87	+1.74	+1.74	0.87
	-0.31	-0.56	-0.28		
		0.07	0.14	0.14	0.07
	0.025	-0.045	330	330	294.3
	224	224			
506.0	506	557	557	557	557
-12.6	12.6	-32	+32	10.9	-10.9
493.4	518.6	525	589	567.9	546.1

ALIGERADO DE LA AZOTEA.-

$p.p. = 310 \text{ Kg/m}^2$
 $\text{acabado} = 100 \text{ Kg/m}^2$
 410 Kg/m^2
 $s/c = 125 \text{ Kg/m}^2$
 $C.M. = \frac{410}{2.5} = 164 \text{ Kg/m.l.}$
 $s/c = \frac{125}{2.5} = 50 \text{ Kg/m.l.}$
 $w_u = 1.5 \times 164 + 1.8 \times 50 = 336 \text{ Kg/m.l.}$

TIPO "C"

-Para tramo central.-
 $p.p. = 310 \text{ Kg/m}^2$
 $\text{tabiquería} = 100 \text{ Kg/m}^2$
 $\text{Acabado} = \frac{100 \text{ Kg/m}^2}{510 \text{ Kg/m}^2}$



Momentos de empotramiento perfecto e isostáticos

$$M_{AB} = 1/12 wL_1^2 = 1/12 \times 336 \times 4.1^2 = 472 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{b} = 1/8 wL_1^2 = \frac{336}{8} \times 4.1^2 = 707 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 1/12 wL_2^2 = \frac{246 \times 3.3^2}{12} = 224 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \bar{b} = 1/8 wL_2^2 = \frac{246 \times 3.3^2}{8} = 335 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = 1/12 wL_3^2 = \frac{336 \times 3.3^2}{12} = 306 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} \bar{b} = 1/8 wL_3^2 = \frac{336 \times 3.3^2}{8} = 459 \text{ Kg-m.}$$

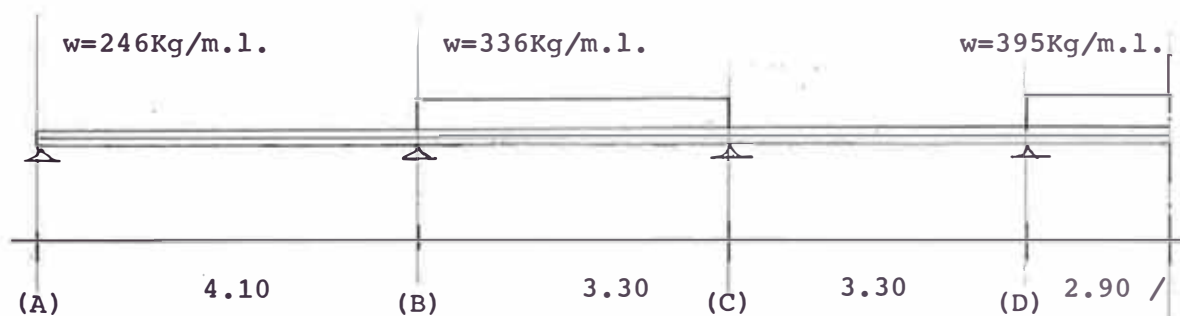
$$M_{DE} = 1/12 wL_4^2 = \frac{305 \times 5.8^2}{12} = 860 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DE} \bar{b} = 1/8 wL_4^2 = \frac{305 \times 5.8^2}{8} = 1280 \text{ Kg-m.}$$

	0.355	0.645	0.5	0.5	0.66	0.31	0.34	0.66	0.5	0.5	0.645	0.355
	-236	306	-306	224	-224	1110	-1110	306	-306	+224	-224	172.5
	-24.8	-45.2	-22.6	-292.5	-585	-302	+274	+531	+265.5	+16.6	+33.2	+18.3
		+99.5	+199	+199	+99.5	+137	-151	-50.1	100.1	-100.1	-50.1	
	-35.4	-64.0	-32	-78.5	-157	-81	+68.2	+133	66.5	16.2	+32.4	+17.8
		27.7	+55.3	+55.3	+27.7	+34.1	-40.5	-20.7	-41.4	-41.4	-20.7	
	-9.9	-14.9	-7.5	-20.4	-48.8	-21	+2.1	+40.5	20.3	6.7	+13.4	+7.4
		7	+13.9	+13.9	7	10.5	-10.5	-6.8	-13.5	-13.5	-6.8	
	-2.5	-4.5	-2.3	-5.8	-11.6	-6	+5.9	+11.4	+5.7	+2.2	+4.4	+2.4
		2.1	+4.1	+4.1	+2.1	+3	-3	-2	-4	-4	-2	
	-0.75	-1.4	-0.7	-1.68	-3.36	-1.74	1.7	+3.3	+1.7	+0.6	+1.2	+0.8
		0.85	+1.69	+1.69	0.85	0.9	0.9	-0.8	-1.6	-1.6	-0.8	
	-0.30	-0.55	-0.23	-0.6	-1.1	-0.6	+0.6	+1.1	0.6	0.26	+0.52	+0.29
		0.21	+0.42	+0.42	+0.21	+0.3	-0.3	-0.21	-0.43	-0.43	-0.21	
	-0.07	-0.13			-0.34	-0.17	0.17	+0.34			+0.13	+0.07
	-313	313	98.9	98.9	886	886	946	946	-107	+107	-220	220
690	690	557	557	406	406	1150	1150	557	557	406	406	506
-19	+19	+65	-65	-240	+240	-10.4	+10.4	+254	-254	-34.2	+34.2	+11.6
671	709	622	492	166	646	1139.6	1160.4	811	303	371.8	440.2	517.6

0.355	0.645	0.5	0.5	0.66	0.34
-472	224	-224	306	-306	860
+4.3	+9.8	+48.6	+48.6		
	+24.3			24.3	94.5
-8.6	-15.7	- 7.9	-39.3		
	+11.8	+23.6	+23.6	+11.8	+20.3
-4.2	-7.6	- 3.8	-10.6	-21.2	=11
	+3.6	+7.2	+7.2	+3.6	+5.5
-1.28	-2.32	-1.2	-3.	- 6	-3.1
	+1.0	+2.1	+2.1	+1.0	+1.6
-0.4	-0.6	-0.3	-0.9	-1.7	-0.9
	-0.3	+0.6	+0.6	+0.3	+0.5
-0.1	-0.2			=0.5	-0.3
-246.3	246.2	-151.2	151	-739	739

690	690	406	406	557	557	885
- 2.5	+2.5	+28.9	-28.9	-178	+178	0
687.5	692.5	434.9	377.1	379	735	885



Momentos de empotramiento perfecto e Isostático.-

$$M_{AB} = 1/12 \times 246 \times 4.1^2 = 345 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{B} = 1/8 \times 246 \times 4.1^2 = 518 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 1/12 \times 336 \times 3.3^2 = 306 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \bar{B} = 1/8 \times 336 \times 3.3^2 = 459 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = 1/12 \times 246 \times 3.3^2 = 224 \text{ Kg-m.}$$

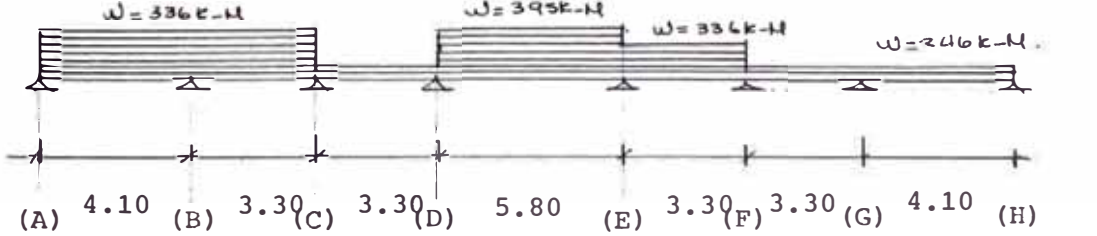
$$M_{CD} \delta = 1/8 \times 246 \times 3.3^2 = 335 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DE} = 1/12 \times 395 \times 5.8^2 = 1110 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DE} \delta = 1/8 \times 395 \times 5.8^2 = 1660 \text{ Kg-m.}$$

	0.355	0.645		0.5	0.5		0.66	0.34
	-172.5	306		-306	+224		-224	1110
	-47.6	-36.5		-43.3	-282		-584	-302
		+101.9		+203.7	+203.7		+101.9	+151
	-36.1	-65.8		-32.9	-84		-168	-86
		29.2		+58.5	+58.5		29.2	43
	-10.4	-19.9		-9.5	-23.9		-47.9	-24.6
		8.4		+16.7	+16.7		8.4	12.3
	-3	-5.4		-2.7	-6.8		-13.7	-7.05
		2.4		+4.8	+4.8		2.4	3.5
	-0.85	-7.55		-0.75	-1.95		-3.9	-2.
		0.69		+1.37	+1.37		0.69	1
	-0.25	-0.45		-0.23	-0.56		-1.12	-0.58
		0.20		+0.40	+0.40		0.20	0.29
	-0.07	-0.13					-0.32	-0.17
	-270.1	270		-111	111		-900.1	900
506	506	557	557	406	406	1150		
-23.8	23.8	48.2	-48.2	-239	239	0		
482	529.8	605.2	508.8	167	645	1150		

Máximo momentos negativos.-



Momentos de empotramiento perfecto e Isostáticos.

$$M_{AB} = 1/12 wL^2 = \frac{336 \times 4.1^2}{12} = 472 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{b} = \frac{wL^2}{8} = \frac{336 \times 4.1^2}{8} = 707 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 1/12 wL^2 = \frac{336 \times 3.3^2}{12} = 306 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \bar{b} = 1/8 wL^2 = \frac{336 \times 3.3^2}{8} = 459 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = 1/12 wL^2 = \frac{336 \times 3.3^2}{12} = 306 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} \bar{b} = 1/8 wL^2 = \frac{246 \times 3.3^2}{8} = 335 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DE} = 1/12 wL^2 = \frac{395 \times 5.8^2}{12} = 1110 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DE} \bar{b} = 1/8 wL^2 = \frac{395 \times 5.8^2}{8} = 1660 \text{ Kg-m.}$$

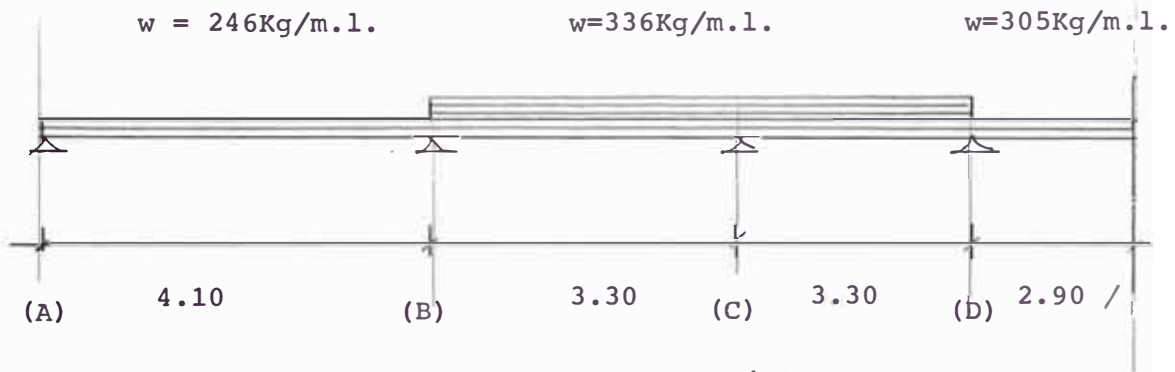
$$M_{EF} = 306 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{EF} \bar{b} = 459 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{FG} = 224 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{FG} \bar{b} = 335 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{GH} \bar{b} = 518 \text{ Kg-m.}$$



Momentos de empotramiento perfecto e Isostático.

$$M_{AB} = 1/12 wL^2 = \frac{246 \times 4.1^2}{12} = 345 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} \bar{b} = 1/8 wL^2 = \frac{246 \times 4.1^2}{8} = 518 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = 1/12 wL^2 = \frac{336 \times 3.3^2}{12} = 306 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} \bar{b} = 1/8 wL^2 = \frac{336 \times 3.3^2}{8} = 459 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = 1/12 wL^2 = 306 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} \text{ b} = 1/8 wL^2 = 459 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DE} = 1/12 wL^2 = \frac{305 \times 5.8^2}{12} = 860 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DE} \text{ b} = 1/8 wL^2 = \frac{305 \times 5.8^2}{8} = 1280 \text{ Kg-m.}$$

	0.355	0.645		0.5	0.5		0.66	0.34
	-172.5	306		-306	306		-306	860
	-47.5	-86		-43	-183		-366	-189
		-56.5		+113	+113		56.5	94.5
	-20.1	-36.5		-18.3	-50		-100	-51.4
		-17.1		+34.2	+34.2		17.1	25.7
	-6.1	-11		-5.5	-14.2		-28.4	-14.6
		+5		+9.9	+9.9		+5	+7.3
	-17.8	-3.24		-16.2	-4.1		-8.1	-4.2
		1.43		+2.86	+2.86		1.43	2.1
	-0.51	-0.92		-0.46	-1.67		-2.34	-1.2
		0.54		+1.07	+1.07		0.54	0.6
	-0.19	-0.35		-0.18	-0.38		-0.75	-0.39
		+0.14		+0.28	0.28		-0.23	-0.12
	-0.05	-0.09					-0.23	-0.12
	-249	249		-214	214		-731	731
506.0	506	557	557.0	557	557	557	885	
-18.6	+18.6	+10.6	-10.6	-156	+156		0	
487.4	524.6	567.6	546.4	401	713	713	885	

DISEÑO POR FLEXION APT TIPO A

POSICION	Mu (+) (Kg-m)	Mu (-) Kg-m)	A_s (cm ²)	A_s min (cm ²)	A_s (+) cm ²	A_s (-) (cm ²)	Varillas	p.
TRAMO A-B	640		1.18	1.10	1.18		1 ϕ 1/2"	
TRAMO B-C	310		0.57	1.10	0.76		1 ϕ 1/2"	
TRAMO C-D	410		0.75	1.10	1.00		1 ϕ 1/2"	
APOYO A		325	0.70	1.10		0.93	1 ϕ 1/2"	
APOYO B		390	0.80	1.10		1.06	1 ϕ 1/2"	
APOYO C		335	0.70	1.10		0.93	1 ϕ 1/2"	
APOYO D		205	0.40	1.10		0.534	1 ϕ 3/8"	

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL

CONCRETO

POSICION	V_u (Kg)	V_c (Kg)	ENSANCHE	M_u (kg-m)	M_c (kg-m)	ENSANCHE
TRAMO A-B	795	1490	No necesita	640	2,645	No necesita
TRAMO B-C	570	1490	No necesita	310	2,645	No necesita
TRAMO C-D	645	1490	No necesita	410	2,645	No necesita
APOYO A	875	1490	No necesita	325	2,645	No necesita
APOYO B	905	1490	No necesita	390	2,645	No necesita
APOYO C	740	1490	No necesita	335	2,645	No necesita
APOYO D	685	1490	No necesita	205	2,645	No necesita

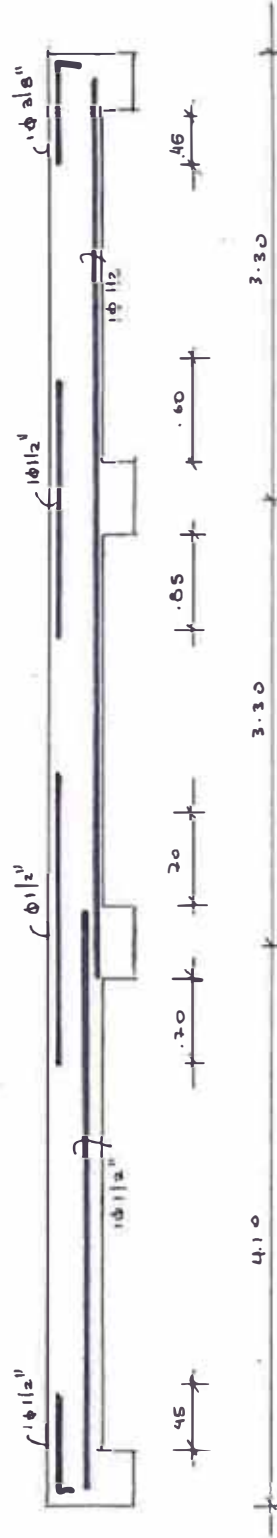
$$V_c = v_c \cdot b \cdot d$$

$$M_c = 0.26 f_c' b \cdot d$$

COMPROBACION POR ADHERENCIA

ANCLAJE

POSICION	REFERENCIA	DISTANCIA AL APOYO MAS CER CANO.	Σ_0 (cm)	$L = \frac{D \cdot Y}{\phi \cdot 4 \cdot Uperm.}$		
				V máx. (Kg)	Vmáx. (Kg)	Vo (Kg)
APOYO A	Cara de apoyo	----	3.97	3,650	875	20 cm.
TRAMO AB	Punto de inflex.	0.24m.	3.97	3,650	795	20 cm.
APOYO B	Cara de apoyo	----	3.97	3,650	905	20 cm.
TRAMO BC	Punto de inflex.	0.30m.	3.97	3,650	570	20 cm.
APOYO C	Cara de apoyo	----	3.97	3,650	740	20 cm.
TRAMO CD	Punto de inflex.	0.20m.	3.97	3,650	645	20 cm.
APOYO D	Cara de apoyo	----	2.99	2,750	685	15 cm.



DISEÑO POR FLEXION APT TIPO "B"

POSICION	Mu (+) (Kg-m)	Mu (-) (Kg-m)	A _S (cm ²)	A _S min (cm ²)	A _S (+) cm ²	A _S (-) (cm ²)	Varillas	∅
TRAMO AB	660		1.21	1.1	1.21		1∅1/2"	
TRAMO BC	220		0.50	1.1	0.534		1∅3/8"	
TRAMO CD	225		0.50	1.1	0.667		1∅3/8"	
APOYO A		325	0.70	1.1		0.934	1∅1/2"	
APOYO B		580	1.1	1.1		1.1	1∅1/2"	
APOYO C		460	0.9	1.1		0.9	1∅1/2"	
APOYO D		460	0.9	1.1		0.9	1∅1/2"	

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

POSICION	V _u (Kg)	V _C (Kg)	ENSANCHE	Mu (Kg-m∅)	M _C (Kg-m)	ENSANCHE
TRAMO AB	850	1490	No necesita	660	2,645	No necesita
TRAMO BC	605	1490	No necesita	220	2,645	No necesita
TRAMO CD	500	1490	No necesita	225	2,645	No necesita
APOYO A	940	1490	No necesita	325	2,645	No necesita
APOYO B	890	1940	No necesita	580	2,645	No necesita
APOYO C	800	1940	No necesita	460	2,645	No necesita
APOYO D	740	1940	No necesita	460	2,645	No necesita

$$V_C = v_C bd$$

$$M_C = 0.26 f_c' bd$$

DISEÑO PRR FLEXION APT TIPO "C"

POSICION	Mu (+) (Kg-m)	Mu (-) (Kg-m)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	A_s (+) cm ²	A_s (-) cm ²	Varillas	ϕ
TRAMO AB	655		1.2	1.1	1.2		1 ϕ 1/2"	
TRAMO BC	360		0.70	1.1	0.934		1 ϕ 1/2"	
TRAMO CD	130		0.30	1.1	0.40		1 ϕ 3/8"	
TRAMO DE	870		1.6	1.1	1.6		1 ϕ 1/2+1 ϕ 3/8"	
APOYO A		325	0.70	1.1		0.93	1 ϕ 1/2"	
APOYO B		420	0.80	1.1		1.06	1 ϕ 1/2"	
APOYO C		360	0.70	1.1		0.93	1 ϕ 1/2"	
APOYO D		1140	2.30	1.1		0.30	2 ϕ 1/2"	

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

POSICION	Vu (Kg)	Vc (Kg)	ENSANCHE	Mu (Kg-m)	Mc (Kg-m)	ENSANCHE
TRAMO AB	830	1490	No necesita	655	2465	No necesita
TRAMO BC	595	1490	No necesita	360	2645	No necesita
TRAMO CD	460	1490	No necesita	130	2645	No necesita
TRAMO DE	945	1490	No necesita	820	2645	No necesita
APOYO A	890	1490	No necesita	325	2645	No necesita
APOYO B	920	1490	No necesita	420	2645	No necesita
APOYO C	630	1490	No necesita	360	2645	No necesita
APOYO D	1320	1490	No necesita	1140	2645	No necesita

$$v_c = v_{c, bd}$$

$$M_c = 0.26 f'_c b d$$

DISEÑO POR FLEXION

A.A

TIPO "A"

POSICION	Mu (+) Kg-m.	Mu (-) Kg-m.	A _s (cm ²)	A _s mín (cm ²)	A _s (+) cm ²	A _s (-) cm ²	Varillas	∅
TRAMO AB	470	0.85		1.10	1.14		1∅1/2"	
TRAMO BC	250	0.40		1.10	0.55		1∅3/8"	
TRAMO CD	290	0.50		1.10	0.70		1∅3/8"	
APOYO A		236	0.50	1.10		0.70	1∅3/8"	
APOYO B		290	0.60	1.10		0.80	1∅1/2"	
APOYO C		241	0.51	1.10		0.70	1∅3/8"	
APOYO D		153	0.30	1.10		0.40	1∅3/8"	

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

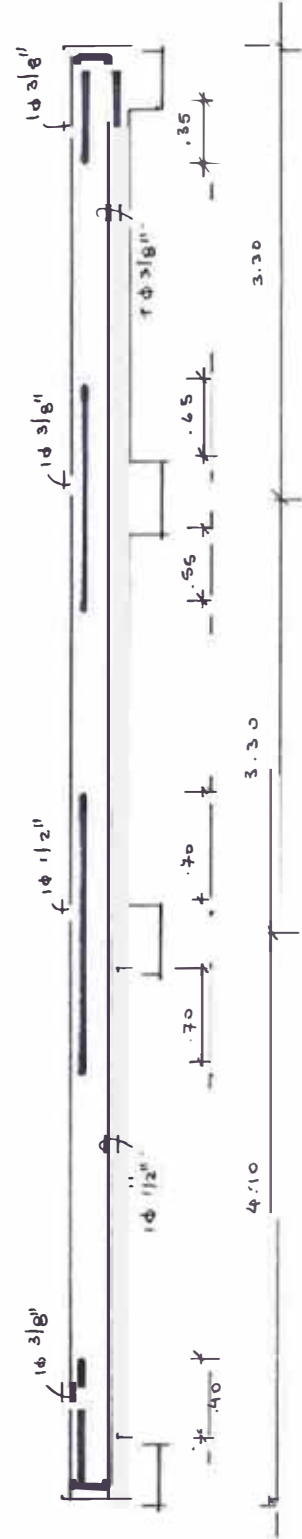
POSICION	Vu (Kg)	Vc (Kg)	ENSANCHE	Mu (Kg-m)	Mc (Kg-m)	ENSANCHE
TRAMO AB	570	1490	No necesita	470	2645	No necesita
TRAMO BC	420	1490	No necesita	250	2645	No necesita
TRAMO CD	455	1490	No necesita	290	2645	No necesita
APOYO A	650	1490	No necesita	236	2645	No necesita
APOYO B	660	1490	No necesita	290	2645	No necesita
APOYO C	530	1490	No necesita	241	2645	No necesita
APOYO D	500	1490	No necesita	153	2645	No necesita

$$V_c = v_c b d$$

$$M_c = 0.26 f_c' b d$$

COMPROBACION POR ADHERENCIA Y ANCLAJE

		D I Y		L = 4 U per.		
POSICION	REFERENCIA	DISTANCIA AL	Σ_0 (cm)	V máx. (Kg.)	Vu (Kg)	L (cm)
APOYO A	Cara de apoyo	--	2.99	2750	650	15
TRAMO AB	Pto.de inflexión	20cm.	3.97	3650	570	20
APOYO B	Cara de apoyo	---	3.97	3650	660	20
TRAMO BC	Pto.de inflexión	32cm.	2.99	2750	420	15
APOYO C	Cara de apoyo	----	2.99	2750	530	15
TRAMO CD	Pto.de inflexión	20cm.	2.99	2750	455	15
APOYO D	Cara de apoyo	----	2.99	2750	500	15



DISEÑO POR FLEXION AA TIPO "B"

POSICION	Mu (+) Kg-m	Mu (-) Kg-m	A _s (cm ²)	A _s mín (cm ²)	A _s (+) cm ²	A _s (-) cm ²	Varillas	∅
TRAMO AB	470		0.85	1.1	1.15		1∅1/2"	
TRAMO BC	210		0.30	1.1	0.40		1∅3/8"	
TRAMO CD	180		0.20	1.1	0.30		1∅3/8"	
APOYO A		236	0.50	1.1		0.70	1∅3/8"	
APOYO B		281	0.60	1.1		0.80	1∅1/2"	
APOYO C		330	0.70	1.1		0.90	1∅1/2"	
APOYO D		340	0.72	1.1		0.95	1∅1/2"	

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

POSICION	Vu (Kg)	Vc (Kg)	ENSANCHE	Mu (Kg-m)	Mc (Kg-m)	ENSANCHE
TRAMO AB	580	1490	No necesita	470	2645	No necesita
TRAMO BC	390	1490	No necesita	210	2645	No necesita
TRAMO CD	400	1490	No necesita	180	2645	No necesita
APOYO A	635	1490	No necesita	236	2645	No necesita
APOYO B	670	1490	No necesita	281	2645	No necesita
APOYO C	540	1490	No necesita	330	2645	No necesita
APOYO D	535	1490	No necesita	340	2645	No necesita

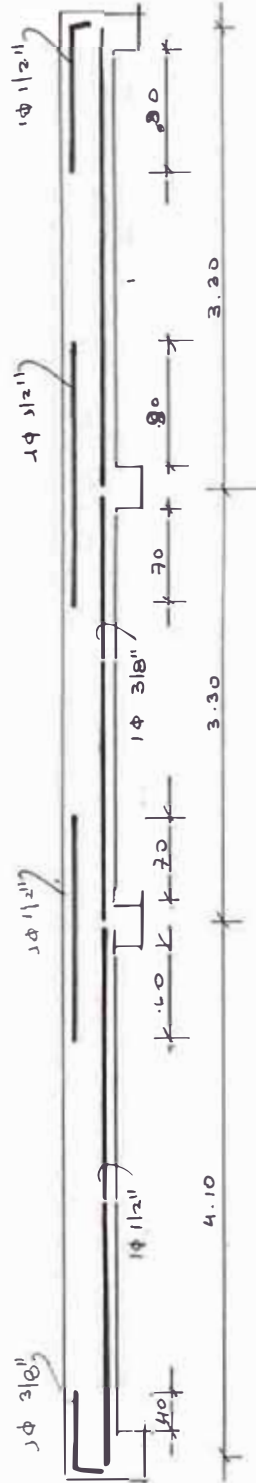
$$V_c = v_c b d$$

$$M_c = 0.26 f'_c b d$$

COMPROBACION POR ADHERENCIA Y ANCLAJE

$$V \text{ máx.} = \phi U \text{ Perm. } \Sigma_0 \times J \times d \quad L = \frac{D_f}{\phi} \frac{Y}{4} U_{\text{per.}}$$

POSICION	REFERENCIA	DISTANCIA AL	Σ_0 (cm)	V máx. (Kg.)	V_u (Kg.)	L (cm)
APOYO A	Cara de apoyo	--	2.99	2,750	635	15
TRAMO AB	Pto. de inflexión _a	24 cm.	3.97	3,650	580	20
APOYO B	Cara de apoyo	----	3.97	3,650	670	20
TRAMO BC	Pto. de inflexión _a	36 cm.	2.99	2,750	390	15
APOYO C	Cara de apoyo	----	3.97	3,650	540	20
TRAMO CD	Pto. de inflexión	40 cm.	2.99	2,750	400	15
APOYO D	Cara de apoyo	----	3.97	3,650	535	20



DISEÑO POR FLEXION A.A. TIPOC "C"

POSICION	Mu (+) Kg-m.	Mu () Kg-m.	A _S (cm ²)	A _S mfn (cm ²)	A _S (+) cm ²	A _S (-) cm ²	Varillas	φ
TRAMO AB	460		1.00	1.10	1.10		1φ1/2"	
TRAMO BC	280		1.00.50	1.10	0.70		1φ3/8"	
TRAMO CD	80		0.20	1.10	0.30		1φ3/8"	
TRAMO DE	740		1.40	1.10	1.40		1φ3/8"+1φ1/2"	
APOYO A		240	0.50	1.10		0.70	1φ3/8"	
APOYO B		320	0.60	1.10		0.80	1φ1/2"	
APOYO C		240	0.50	1.10		0.70	1φ3/8"	
APOYO D		950	1.90	1.10		1.90	1φ3/8"+1φ1/2"	

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

POSICION	Vu (Kg)	Vc (Kg)	ENSANCHE	Mu (Kg-m)	Mc (Kg-m)	ENSANCHE
TRAMO AB	575	1490	No necesita	460	2645	No necesita
TRAMO BC	460	1490	No necesita	280	2645	No necesita
TRAMO CD	300	1490	No necesita	80	2645	No necesita
TRAMO DE	790	1490	No necesita	740	2645	No necesita
APOYO A	655	1490	No necesita	240	2645	No necesita
APOYO B	670	1490	No necesita	320	2645	No necesita
APOYO C	500	1490	No necesita	240	2645	No necesita
APOYO D	1100	1490	No necesita	950	2645	No necesita

$v_c = v_c bd$

$M_c = 0.26f'_c bd$

ANALISIS SISMICO

DISEÑO ANTISISMICO

El análisis sísmico lo he realizado mediante la aplicación del Método del Doctor Kiyoshi Muto y desarrollado de acuerdo al Ante-proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisísmico en el Perú.

Dirección de la Fuerza Sísmica.-

En El análisis se considera la componente horizontal de la fuerza sísmica, en las dos direcciones principales del edificio, despreciándose la acción sísmica en la dirección vertical por ser de acción menor.

Acción de la Fuerza Sísmica.- Se considera que la fuerza horizontal actúa al nivel de la losa si es que no hay otra fuerza en la mitad del piso. a la que hay que considerar.

Desplazamiento.- Se considera que las estructuras de los pisos son rígidos en la dirección horizontal por esto se asume que todos los elementos resistentes en cualquier piso tendrán el mismo desplazamiento horizontal relativo.

Deformaciones.- La distribución de corte y el análisis de esfuerzos de elementos resistentes serán hechos de acuerdo a la teoría elástica.

Valor "D" Coeficiente de Distribución de las Fuerzas Cortantes.-

Es definido como la fuerza de corte que actúa en el elemento cuando el desplazamiento relativo en el piso considerado tiene un valor unitario.

$$D = V/\delta$$

METODO A SEGUIR:

- 1.- Metrado y cálculo del peso final del edificio
- 2.- Cálculo del cortante en la base y distribución de este en cada nivel.
- 3.- Cálculo de las rigideces de vigas y columnas y valores "D" para columnas.
- 4.- Cálculo de valor D de las placas.
- 5.- Cálculo del centro de masa del Edificio por niveles
- 6.- Cálculo del centro de rigidez
- 7.- Cálculo del momento de torsión.
- 8.- Corrección de las cortantes por torsión.
- 9.- Momentos y cortantes en vigas

METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas para el análisis Sísmico esta constituido por la carga permanente total que recibe cada columna, por su peso propio, y por el 25% de carga viva.

En los cuadros siguientes se ha considerado el metrado de cargas para los diferentes niveles.

Del metrado de cargas al nivel de la azotea; que comprende el tanque elevado y la casa de máquinas.

Se tomará el 12% para el esfuerzo cortante a todo lo alto del Edificio.

Para el metrado de cargas por piso para el análisis sísmico se ha tomado en cuenta todas las cargas que se encuentran hasta la mitad de la altura del piso y el piso superior y hasta la mitad de la altura del piso y el piso inferior.

METRADO DE CARGAS AL NIVEL DE AZOTEA

Metrado de tanque elevado.-

Cargas muertas.

$$\text{Area de Influencia} = 3.65 \times 4.00 = 14.6 \text{ m}^2$$

1.- Peso trnasmitido por la tapa.

$$14.6 \times 0.15 \times 2,400 = 5,250 \text{ Kg.}$$

2.- Peso trasmitido por losa de fondo

$$\text{p.p.} = 14.6 \times 0.15 \times 2,400 = 5,250 \text{ Kg.}$$

$$\text{por H}_2\text{O} = 14.6 \times 2.30 \times 1,000 = 33,500 \text{ Kg.}$$

3.- Peso de Pandeo.

$$\text{p.p.} = (3.20 + 4.00) \times 0.20 \times 2.3 \times 2,400 = 15,800$$

4.- Peso de columnas de descanso.

$$3(1.70 \times 2,400 \times .35 \times .35) = 1,500$$

$$\text{Placa: } 2,400 \times 1.70 \times 0.15 \times 2.00 = \underline{1,220}$$

$$62,520 \text{ Kg.}$$

METRADO DE LA CASA DE MAQUINAS DEL ASCENSOR

1.- Peso de losa del techo.

$$\text{p.p.: } 0.15(5.40 \times 4.00) \times 2400 = 7,800 \text{ Kg.}$$

2.- Peso de losa del fondo

$$\text{p.p.} = 0.15(540 \times 400 - (1.4 \times 1.6) \times 2400) = 7,000 \text{ Kg.}$$

3.- Peso de las paredes.

$$\text{p.p.} = (.15)(5.40 + 4.00) \times 2 \times 250 \times 2400 =$$

$$0.15 \times 9.40 \times 5 \times 2,400 = 16,900 \text{ Kg.}$$

4.- Peso de columnas.

$$3(1.70)(.35 \times .35) \times 2400 = 1,500 \text{ Kg.}$$

Peso de placa.

$$1.70 \times .25 \times (1.60 - 1.90) \times 2 \times 2,400 = 7,150 \text{ Kg.}$$

5.- Peso de escalera.

$$650 \text{ Kg/m}^2 \times 0.9 \times 2.50 = 1,450 \text{ Kg.}$$

6.- Peso de maquinaria 1000Kg/m²

$$1.40 \times 1.65 \times 1,000 = \underline{2,310 \text{ Kg.}}$$

$$43,120 \text{ Kg.}$$

NOTA: Para el diseño antisísmico se tomará el 12% del peso del tan que elevado y la casa de máquina.

$$0.12(62,520 + 43,120) = 12,700 \text{ Kg.}$$
$$= 12.7 \text{ Ton.}$$

NIVEL AZOTEA.

COLUMNAS	C.M. c/col. (Kg)	PARCIAL C.M. (Kg)	C.V. c/col. (Kg)	0.25C.V. c/col. (Kg)	PARCIAL 0.25 C.V. 0.25
A - 1	5,857	11,714	995	250	500
A - 2	6,535	13,070	1,211	303	606
A - 3	3,132	6,264	476	119	238
B - 1	8,552	17,104	1,785	446	892
B - 2	9,350	18,700	2,170	545	1,090
B - 3	4,707	9,414	850	213	426
C - 1	7,745	15,490	1,595	395	796
C - 2	8,490	16,980	1,940	485	970
C - 3	4,260	8,520	760	190	380
D - 1	5,043	19,090	802	201	402
D - 2	4,807	9,614	570	143	286
PLACA	---	11,345	1,733	433	866
ASC.	---	<u>9,410</u>			<u> </u>
		157,714			7,452

Peso propio de columnas.

$$1/2 \times 1,500 \times 22 = 16,500 \text{ Kg.}$$

$$\text{Total} = \text{C.M.} + 0.25 \text{ c.V.} + \text{p.p.}$$

$$157,714 + 7,452 + 16,500 = 181,666 \text{ Kg.}$$

$$\text{Total} = 182 \text{ Ton.}$$

CALCULO DEL CORTANTE EN LA BASE

METRADO DE CARGAS

NIVEL.- del 1^a al 6^a piso

COLUMNAS	C.M. C/col. (Kg)	PARCIAL C.M. (Kg)	C.V. C/col. (Kg)	0.25C.V. c/col. (Kg)	PARCIAL 0.25C.V.
A - 1	11,889	23,778	1,570	393	796
A - 2	12,676	25,352	1,910	478	956
A - 3	6,510	13,020	750	188	386
B - 1	15,071	30,142	2,930	730	1,460
B - 2	16,170	32,340	3,540	885	1,770
B - 3	8,644	17,288	1,350	337	674
C- 1	14,145	28,290	2,530	632	1,264
C - 2	15,765	31,530	3,080	770	1,540
C - 3	9,250	18,500	1,210	303	606
D - 1	11,912	23,824	1,265	316	632
D - 3	8,110	16,220	910	227	454
PLACA	---	19,810	1,845	456	912
ASCEN.	---	<u>18,820</u>			
		298,914			<u>11,440</u>

Peso propio de las columnas = 1,500 x 22 = 33,000 Kg.

Total = C.M. + 0.25 C.V. + p.p.

= 298,914 + 11,440 + 33,000 = 343,354 Kg.

ΣP = 343,354 x 5 + Nivel Azotea.

ΣP = 1'902,000 Kg. = 1,902 Ton.

CALCULO DEL CORTANTE EN LA BASE

Aplicando la fórmula.

$$H = U.L.C.P.$$

En la cual:

H = Cortante en la base

U = Coeficiente según el tipo de construcción y región sísmica

K = Depende del tipo de estructuración

C = Coeficiente de amortiguamiento

P = Peso del edificio.

Estos valores lo obtenemos de las Normas Peruanas para diseño Asismico.

Determinación de U.-

Por encontrarse Lima en la región 2 (Costa)

El Edificio es de tipo B (Edificio de departamento)

por lo tanto el valor de U será:

$$U = 0.8$$

Determinación del valor K.-

De las Normas Peruanas obtenemos para el edificio en estudio.

$$K = 1$$

Cálculo de C.-

De la fórmula

$$C = \frac{0.05}{3 \sqrt{t}} \quad \text{donde: } T = \text{período de vibración}$$

Cálculo de Peíodo de vibración T.

Para el edificio en estudio.

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

Donde:

h = altura del edificio

D = longitud del edificio en la dimensión considerada

$$T = \frac{0.07 \times (5 \times 2.60 + 2.90)}{\sqrt{27.50}} = \frac{0.07 \times 15.90}{\sqrt{27.50}} = \frac{1.115}{5.24}$$

$$T = 0.212$$

Luego:

$$C = \frac{0.05}{3 \sqrt{0.212}} = \frac{0.05}{0.597} = 0.0838$$

Cálculo de H en la dirección principal.

$$H = 0.8 \times 1 \times 0.0858 \times 1,902 = 128 \text{ Ton.}$$

Cálculo de H en la dirección de Arriostre.

$$D = 10.50 \text{ m.}$$

$$T = \frac{0.07 \times 15.90}{\sqrt{D}} = \frac{1.115}{\sqrt{10.50}} = \frac{1.115}{3.24} = 0.343$$

$$C = \frac{0.05}{3 \sqrt{0.343}} = \frac{0.05}{0.7} = 0.0715$$

$$H = 0.80 \times 1 \times 0.0715 \times 1902 = 109 \text{ Ton.}$$

Determinación del cortante en cada nivel.-

Fórmula:

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

En la dirección principal.-

$$F_{ix} = \left(\frac{H_x}{\sum w_i h_i} \right) w_i h_i \quad H_x = 128 \text{ Ton.}$$

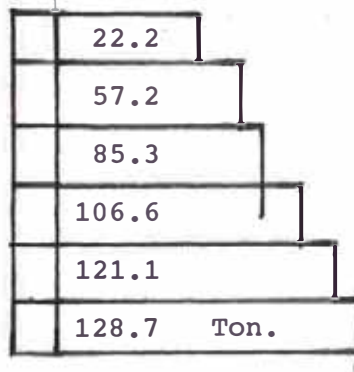
$$\text{En la dirección } \bar{X} \quad \left(\frac{H_x}{\sum w_i h_i} \right) w_i h_i \quad H_x = 128 \text{ Ton.}$$

$$\text{En la dirección } \bar{Y} \quad \left(\frac{H_y}{\sum w_i h_i} \right) w_i h_i \quad H_y = 109 \text{ Ton.}$$

NIVEL	w_1 (ton)	h_i (mts)	$w_i h_i$	$F_{i\bar{x}}$ (ton)	$F_{i\bar{y}}$ (ton)	$V_{u\bar{x}}$ (ton)	$V_{i\bar{y}}$ (tn.)
6ª	182	15.90	2890	22.2	18.9	22.2	18.9
5ª	343.4	13.30	4560	29.8	57.2	48.7	
4ª	343.4	10.70	3660	28.1	23.9	85.3	72.6
3ª	343.4	8.10	2780	21.3	18.1	106.6	90.7
2ª	343.4	5.50	1880	14.5	12.3	121.1	103
1ª	343.4	2.90	995	7.62	6.5	128.7	109.5
			16690				

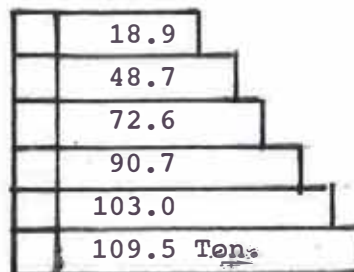
NOTA: A estos cortantes en cada nivel le tendremos que aumentar el 12% de la carga que se encuentra sobre el nivel de la azotea (tanque y casa de máquinas).

Pórtico en el sentido principal (\bar{y})



12.7 Ton.

Pórtico en el sentido de Arriostre (\bar{x})



12.7 Ton.

Cálculo de Rigideces de las vigas y columnas.-

Por la fórmula.- $K = I/L$

En vigas principales.-

	PORTICOS	b xh	I (CM ⁴)	L (Cm)	K
NIVEL	Pórtico A				
	1 - 2	30x35	107,000	565	189
	2 - 3	30x35	107,000	365	293
AZOTEA	Pórticos				
	B.CyD	30x35	107,000	365	293
PISO	PORTICO A				
TIPICO	1 - 2	30x40	160,000	565	283
	2 - 3	30x40	160,000	365	438
	Porticos				
	B¿CyD	30x40	160,000	365	438

EN VIGAS DE ARRIOSTRE.-

	PORTICOS	b xh	I (cm ⁴)	L (cm)	K
NIVEL	Pórtico 1				
	A - B	50x25	65,000	410	158.5
	B - C	50x25	65,000	330	197
	C - D	50 x 25	65,000	330	197
	Pórtico 2				
AZOTEA	A - B	50x25	65,000	400	158.5
	B - C	50x25	65,000	330	197
	C - D	50x25	65,000	330	197
	Pórtico 3				
	A - B	30x30	68,000	410	167
	B - C	30x30	68,000	330	206
	C - D	30x30	68,000	330	206
D - E	30 x 30	68,000	580	117.5	

	Pórtico	b x h	I (cm ⁴)	L (cm)	K
	Pórtico 1				
	A - B	50x25	65,000	410	158.5
	B - C	50x25	65,000	330	197
	C - D	50x25	65,000	330	197
PISO	Pórtico 2				
	A - B	50x25	65,000	410	158.5
	B - C	50x25	65,000	330	197
TIPICO	C - D	50x25	65,000	330	197
	Pórtico 3				
	A - B	30x30	68,000	410	167
	B - C	30x30	68,000	330	206
	C - D	30x30	68,000	330	206
	D - E	30x30	68,000	580	117.5

RIGIDECES EN COLUMNAS

Pórticos principales.-

NIVELES	b x t	I (cm ⁴)	h (cm)	K
6 ^a , 5 ^a , 4 ^a	45x45	342,000	260	1,315
3 ^a y 2 ^a	50x50	521,000	260	2,010
1 ^a	50x50	521,000	290	1,800
6 ^a , 5 ^a , 4 ^a	30x50	313,000	260	1,200
3 ^a y 2 ^a	30x60	540,000	260	2,075
1 ^a	30x60	540,000	290	1,860
6 ^a , 5 ^a , 4 ^a	30x40	160,000	260	616
3 ^a y 2 ^a	30x50	313,000	260	1,200
1 ^a	30x50	313,000	290	1,080

RIGIDECES EN COLUMNAS

Pórticos de Arriostre.-

Pórticos (1) y (11)

NIVELES	bxt	I (cm ⁴)	h (cm)	K
6 ^a , 5 ^a y 4 ^a	45x45	342,000	260	1,320
3 ^a y 2 ^a	50x50	521,000	260	2,010
1 ^a	50x50	521,000	290	1,800
6 ^a , 5 ^a y 4 ^a	45x45	342,000	260	1,320
3 ^a y 2 ^a	50x50	521,000	260	2,010
1 ^a	50x50	521,000	290	1,800
6 ^a , 5 ^a y 4 ^a	45x45	342,000	260	1,320
3 ^a y 2 ^a	50x50	521,000	260	2,010
1 ^a	50x50	521,000	290	1,800
6 ^a , 5 ^a , y 4 ^a	45x45	342,000	260	1,320
3 ^a y 2 ^a	50x50	521,000	260	2,010
1 ^a	50x50	521,000	290	1,800

PORTICO (2) y (2')

NIVELES	bxt	I (cm ⁴)	h (cm)	K
6 ^a , 5 ^a , 4 ^o	50x30	113,000	260	435
3 ^a y 2 ^a	60x30	135,000	260	520
1 ^a	60x30	135,000	290	466
6 ^a , 5 ^a , 4 ^a	50x30	113,000	260	435
3 ^a y 2 ^a	60x30	135,000	260	520
1 ^a	60x30	135,000	290	466
6 ^a , 5 ^a , 4 ^a	50x30	113,000	260	435
3 ^a y 2 ^a	60x30	135,000	260	520
1 ^a	60x30	135,000	290	406

RIGIDECES EN COLUMNAS.

Pórticos de Arriostre.-

Pórtico (3)

NIVELES	bxt	I (cm ⁴)	h (cm)	K
6 ^a , 5 ^a , 4 ^a	40x30	90,000	260	346
3 ^a y 2 ^a	50x30	113,000	260	435
1 ^a	50x30	113,000	290	390
6 ^a , 5 ^a y 4 ^a	40x30	90,000	260	346
3 ^a y 2 ^a	50x30	113,000	260	435
1 ^a	50x30	113,000	290	390
6 ^a , 5 ^a y 4 ^a	40x30	90,000	260	346
3 ^a y 2 ^a	50x30	113,000	260	435
1 ^a	50x30	113,000	290	390
6 ^a , 5 ^a y 4 ^a	40x30	90,000	260	346
3 ^a y 2 ^a	50x30	113,000	260	435
1 ^a	50x30	113,000	290	390
6 ^a , 5 ^a y 4 ^a	40x30	90,000	260	346
3 ^a y 2 ^a	50x30	113,000	260	435
1 ^a	50x30	113,000	290	390
6 ^a , 5 ^a y 4 ^a	40x30	90,000	260	346
3 ^a y 2 ^a	50x30	113,000	260	436
1 ^a	50x30	113,000	290	390
6 ^a , 5 ^a y 4 ^a	40x30	90,000	260	346
3 ^a y 2 ^a	50x30	113,000	260	435
1 ^a	50x30	113,000	290	390

CALCULO DE LOS VALORES "D" EN COLUMNAS

La fórmula general es $D = a \times K_c \left(\frac{12EK_o}{h^3} \right)$

donde: $\frac{12 EK_o}{h^2}$ es una unidad común, luego:

$$D = a \times K_c$$

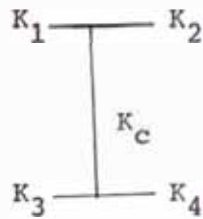
$K = I/L =$ coeficiente de rigidez absoluta.

$K_o =$ Coeficiente de comparación $K_o = 100$

$K/K_o = K_c$ coeficiente de rigidez relativa.

Determinación del valor "a"

Caso general (1)

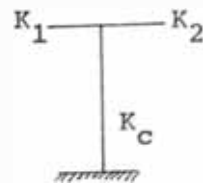


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_c}$$

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

Caso 2.-

Un extremo fijo (empotrado)



$$K = \frac{K_1 + K_2}{K_c}$$

$$K = \infty \quad a = 1$$

$$\bar{K} = 0 \quad a = 0.25$$

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

Caso 3.- Con un extremo articulado.

Este caso no se presenta

LOS VALORES "D" SERAN TABULADOS

PORTICO (A) (PORTICO PRINCIPAL)

COL.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_c	ΣK_v	$2K_c$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6 ^a	--	2.93	--	4.38	6.16	7.31	12.32	0.595	2.595	0.229	1.41
5 ^a	--	4.38	--	4.38	6.16	8.76	12.32	0.711	2.711	0.262	1.62
4 ^a	--	4.38	--	4.38	6.16	8.76	12.32	0.711	2.711	0.262	1.62
3 ^a	--	4.38	--	4.38	12	8.76	24	0.365	2.365	0.154	1.85
2 ^a	--	4.38	--	4.38	12	8.76	24	0.365	2.365	0.154	1.85
1 ^a	--	4.38	--	---	10.8	4.38	21.6	0.406	2.406	0.376	4.06

PORTICO (A) (PORTICO PRINCIPAL) (COLUMNAS INTERIORES)

COL.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_c	ΣK_v	$2K_c$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6 ^a	2.93	1.89	4.38	2.83	12	12.03	24	0.5	2.5	0.2	2.4
5 ^a	4.38	2.83	4.38	2.83	12	14.42	24	0.6	2.6	0.23	2.76
4 ^a	4.38	2.83	4.38	2.83	12	14.42	24	0.6	2.6	0.23	2.76
3 ^a	4.38	2.83	4.38	2.83	20.75	14.42	41.5	.347	2.347	0.148	3.07
2 ^a	4.38	2.83	4.38	2.83	20.75	14.42	41.5	.347	2.347	0.148	3.07
1 ^a	4.38	2.83	---	---	18.60	7.21	37.2	.388	2.388	0.373	6.92

PORTICO (A) (PRINCIPAL) (COLUMNAS EXTERIORES)

COL.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_c	ΣK_v	$2K_{cc}$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6 ^a	1.89	--	2.83	--	13.15	4.72	26.3	0.18	2.18	0.083	1.09
5 ^a	2.83	--	2.82	--	13.15	5.66	26.3	0.215	2.215	0.097	1.27
4 ^a	2.83	--	2.83	--	13.15	5.66	26.3	0.215	2.215	0.097	1.27
3 ^a	2.83	--	2.83	--	20.1	5.66	40.2	0.141	2.141	0.066	1.32
2 ^a	2.83	--	2.83	--	20.1	5.66	40.2	0.141	2.141	0.066	1.32
1 ^a	2.83	--	---	--	18.	2.83	36.	0.157	2.157	0.305	5.50

PORTICO PRINCIPAL (D)

COLUMNAS EXTERIORES.

Col.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_C	ΣK_V	$2K_C$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6ª	-	1.89	--	2.83	13.15	4.72	26.3	0.18	2.18	0.083	1.09
5ª	--	2.83	--	2.83	13.15	5.66	26.3	0.215	2.215	0.097	1.28
4ª	--	2.83	--	2.83	13.15	5.66	26.3	0.215	2.215	0.097	1.28
3ª	--	2.83	--	2.83	20.1	5.66	40.2	0.141	2.141	0.066	1.325
2ª	--	2.83	--	2.83	2.01	5.66	40.2	0.141	2.141	0.066	1.325
1ª	--	2.83	--	--	18.0	2.83	36.0	0.157	2.157	0.304	5.48

COLUMNAS EXTERIORES.

Col.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_C	ΣK_V	$2K_C$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6ª	5.35	--	8	--	6.16	13.35	12.32	1.085	3.085	0.355	2.18
5ª	8.0	--	8	--	6.16	16	12.32	1.3	3.3	0.394	2.43
4ª	8	--	8	--	6.16	16	12.32	1.3	3.3	0.394	2.43
3ª	8	--	8	--	12	16	24	0.666	2.666	0.25	3.00
2ª	8	--	8	--	12	16	24	0.666	2.666	0.25	3.00
1ª	8	--	-	--	10.8	8	21.6	0.74	2.74	0.4-2	4.88

PORTICOS DE ARRIOSTRE

PORTICO (1)

COLUMNAS EXTERIORES

Col.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_C	ΣK_V	$2K_C$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6ª	--	1.585	--	1.585	13.2	3.17	26.4	0.12	2.12	0.0565	0.75
5ª	--	1.585	--	1.585	13.2	3.17	26.4	0.12	2.12	0.0565	0.75
4ª	--	1.585	--	1.585	13.2	3.17	26.4	0.12	2.12	0.0565	0.75
3ª	--	1.585	--	1.585	20.1	3.17	40.2	0.079	2.079	0.038	0.762
2ª	--	1.585	--	1.585	20.1	3.17	40.2	0.079	2.079	0.038	0.762
1ª	--	1.585	--	--	18.0	1.585	36.0	0.088	2.088	0.282	5.08

COLUMNAS INTERIORES.-

Col.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_c	ΣK_v	$2K_c$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6ª	1.585	1.97	1.585	1.97	13.2	7.11	26.4	0.27	2.27	0.119	1.57
5ª	1.585	1.97	1.585	1.97	13.2	7.11	26.4	0.27	2.27	0.119	1.57
4ª	1.585	1.97	1.585	1.97	13.2	7.11	26.4	0.27	2.27	0.119	1.57
3ª	1.585	1.97	1.585	1.97	20.1	7.11	40.2	0.177	2.177	0.081	1.625
2ª	1.585	1.97	1.585	1.97	20.1	7.11	40.2	2.177	0.081	1.625	
1ª	1.585	1.97	--	--	18.0	3.555	36.0	0.197	2.197	0.317	5.17

COLUMNAS INTERIORES.-

Col	K_1	K_2	K_3	K_4	K_c	ΣK_v	$2K_c$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a1	D
6ª	1.97	1.97	1.97	1.97	13.2	7.88	26.4	0.298	2.298	0.13	1.72
5ª	1.97	1.97	1.97	1.97	13.2	7.88	26.4	0.298	2.298	0.13	1.72
4ª	1.97	1.97	1.97	1.97	13.2	7.88	26.4	0.298	2.298	0.13	1.72
3ª	1.97	1.97	1.97	1.97	20.1	7.88	40.2	0.196	2.196	0.0895	1.80
2ª	1.97	1.97	1.97	1.97	20.1	7.88	40.2	0.196	2.196	0.0895	1.80
1ª	1.97	1.97	---	---	18.0	3.94	36.0	0.218	2.218	0.324	5.83

COLUMNAS EXTERIORES

Col.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_c	ΣK_v	$2K_c$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6ª	1.97	--	1.97	--	13.2	3.94	26.4	0.149	2.149	0.0695	0.92
5ª	1.97	--	1.97	--	13.2	3.94	26.4	0.149	2.149	0.0695	0.92
4ª	1.97	--	1.97	--	13.2	3.94	26.4	0.149	2.149	0.0695	0.92
3ª	1.97	--	1.97	--	20.1	3.94	40.2	0.098	2.098	0.0468	0.94
2ª	1.97	--	1.97	--	20.1	3.94	40.2	0.098	2.098	0.0468	0.94
1ª	1.97	--	--	--	18.0	1.97	36.0	0.109	2.109	0.288	5.20

PORTICO DE ARRIOSTRE (2)

COLUMNAS EXTERIORES.-

Col.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_c	ΣK_v	$2K_c$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6ª	--	1.585	--	1.585	4.35	3.17	8.7	0.365	2.365	0.154	0.671
5ª	--	1.585	--	1.585	4.35	3.17	8.7	0.365	2.365	0.154	0.67
4ª	--	1.585	--	1.585	4.35	3.17	8.7	0.365	2.365	0.154	0.67
3ª	--	1.585	--	1.585	5.20	3.17	10.4	0.305	2.305	0.132	0.69
2ª	--	1.585	--	1.585	5.20	3.17	10.4	0.305	2.305	0.132	0.69
1ª	--	1.585	--	--	4.66	1.585	9.32	0.34	2.34	0.358	1.67

COLUMNAS INTERIORES

Col.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_c	ΣK_v	$2K_c$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6ª	1.585	1.97	1.585	1.97	4.35	7.11	8.7	0.818	2.818	0.29	1.26
5ª	1.585	1.97	1.585	1.97	4.35	7.11	8.7	0.818	2.818	0.29	1.26
4ª	1.585	1.97	1.585	1.97	4.35	7.11	8.7	0.818	2.818	0.29	1.26
3ª	1.585	1.97	1.585	1.97	5.20	7.11	10.4	0.685	2.685	0.255	1.33
2ª	1.585	1.97	1.585	1.97	5.20	7.11	10.4	0.685	2.685	0.255	1.33
1ª	1.585	1.97	--	--	4.66	3.555	9.32	0.762	2.762	0.457	2.14

COLUMNAS INTERIORES.-

Col.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_c	ΣK_v	$2K_c$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6ª	1.97	1.97	1.97	1.97	4.35	7.88	8.7	0.904	2.904	0.311	1.36
5ª	1.97	1.97	1.97	1.97	4.35	7.88	8.7	0.904	2.904	0.311	1.36
4ª	1.97	1.97	1.97	1.97	4.35	7.88	8.7	0.904	2.904	0.311	1.36
3ª	1.97	1.97	1.97	1.97	5.20	7.88	10.4	0.757	2.757	0.274	1.425
2ª	1.97	1.97	1.97	1.97	5.20	7.88	10.4	0.757	2.757	0.274	1.425
1ª	1.97	1.97	--	--	4.66	3.94	9.32	0.843	2.843	0.472	2.20

PORTICO DE ARRIOSTRE (3)

COLUMNAS EXTERIORES.

Col.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_c	ΣK_v	$2K_c$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6ª	--	1.67	--	1.67	3.46	3.34	6.92	0.481	2.481	0.194	0.67
5ª	--	1.67	--	1.67	3.46	3.34	6.92	0.481	2.481	0.194	0.67
4ª	--	1.67	--	1.67	3.46	3.34	6.92	0.481	2.481	0.194	0.67
3ª	--	1.67	--	1.67	4.35	3.34	8.20	0.384	2.384	0.161	0.70
2ª	--	1.67	--	1.67	4.35	3.34	8.70	0.384	2.384	0.161	0.70
1ª	--	1.67	--	--	3.90	1.67	7.80	0.429	2.429	0.381	1.49

COLUMNAS INTERIORES:

Col.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_c	Σk_v	$2K_c$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6ª	1.67	2.06	1.67	2.06	3.46	7.46	6.92	1.08	3.08	0.35	1.21
5ª	1.67	2.06	1.67	2.06	3.46	7.46	6.92	1.08	3.08	0.35	1.21
4ª	1.67	2.06	1.67	2.06	3.46	7.46	6.92	1.08	3.08	0.35	1.21
3ª	1.67	2.06	1.67	2.06	4.35	7.46	8.70	0.857	2.857	0.3	1.305
2ª	1.67	2.06	1.67	2.06	4.35	7.46	8.70	0.857	2.857	0.30	1.305
1ª	1.67	2.06	--	--	3.90	3.73	7.80	0.956	2.956	0.60	2.34

COLUMNAS INTERIORES.-

COL.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_c	ΣK_v	$2K_c$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6ª	2.06	2.06	2.06	2.06	3.46	8.24	6.92	1.19	3.19	0.374	1.29
5ª	2.06	2.06	2.06	2.06	3.46	8.24	6.92	1.19	3.19	0.374	1.29
4ª	2.06	2.06	2.06	2.06	3.46	8.24	6.92	1.19	3.19	0.374	1.29
3ª	2.06	2.06	2.06	2.06	4.35	8.24	8.70	0.947	2.947	0.321	1.40
2ª	2.06	2.06	2.06	2.06	4.35	8.24	8.70	0.947	2.947	0.321	1.40
1ª	2.06	2.06	--	--	3.90	4.12	7.80	1.06	3.06	0.51	1.98

COLUMNAS INTERIORES

Col.	K_1	K_2	K_3	K_4	K_c	ΣK_v	$2K_c$	\bar{K}	$2+\bar{K}$	a	D
6ª	2.06	1.175	2.06	1.175	3.46	6.47	6.92	0.935	2.935	0.319	1.105
5ª	2.06	1.175	2.06	1.175	3.46	6.47	6.92	0.935	2.935	0.319	1.105
4ª	2.06	1.175	2.06	1.175	3.46	6.47	6.92	0.935	2.935	0.319	1.105
3ª	2.06	1.175	2.06	1.175	4.35	6.47	8.70	0.742	2.742	0.271	1.18
2ª	2.06	1.175	2.06	1.175	4.35	6.47	8.70	0.742	2.742	0.47	1.84
1ª	2.06	1.175	--	--	3.90	3.235	7.80	0.83	2.83	0.47	1.84

CALCULO DEL VALOR "D" DE LAS PLACAS CONSIDERANDO LAS LINEAS
Y EL CORTANTE QUE TOMAN.

Fórmula:

$$D_{wn} = \frac{V_n h}{\delta_{wn}}$$

V_n = Cortante que toma la placa

δ_{wn} = deflexión total

Fórmula de la deformación total.-

$$\delta_{wn} = \delta_{sn} + \delta_{Bn} + \delta_{Rn}$$

Donde:

1.- δ_{sn} = deformación por corte.

$$\delta_{sn} = A_{sn} \times B \times \frac{27.6 K_o}{h_n} \quad B = 1 \text{ (deformación elástica)}$$

$$A_{sn} = \frac{K V_n}{A_{wn}} \quad K = \text{Coeficiente de ángulo cortante} = 1.2$$

A_{wn} = Area de la sección de la placa en el piso considerado "n"

h_n = altura del piso

V_n = cortante que toma la placa.

2.- Deformación por flexión = δ_{Bn}

$$\delta_{Bn} = 4 \Delta_{Bn} \frac{3}{h_n}$$

Donde:

$$A_{Bn} = \sum_{i=1}^{i=n-1} \frac{M_i}{K_{wi}} + 1/2 \frac{M_n}{K_{wn}}$$

$$K_i = \frac{I_i}{h_i} = \frac{1}{K_o}$$

Obtención de "D"

Procedimiento.-

1.- Para encontrar D, es necesario tener el valor del corte que toma la placa, pero como no lo tenemos lo asumimos.

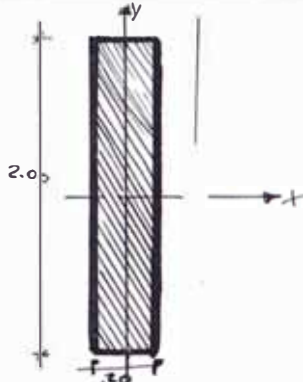
2.- Cálculo de las deformaciones δ_B , δ_S , δ_R .

3.- Se obtiene $\delta_{wn} = \delta_{sn} + \delta_{Bn} + \delta_{Rn}$.

4.- Se calcula el valor "D" en cada nivel.

5.- Con el valor "D" se encuentra la distribución de corte. si esta coincide con la distribución asumida el valor "D" será el verdadero, de lo contrario se hará otro tanteo.

Valor "D" de la placa.- en el sentido \bar{y}



Primer piso h = 2.90

Piso típico..... h = 2.60

$$I_x = 1/12 \times 20 \times 200^3$$

$$I_x = 13'300,000 \text{ cm}^4$$

Valor de K absoluto y relativo.

Primer piso. $K = \frac{I}{h} = \frac{13'300,000}{290} = 45,800 \text{ cm}^3 = K_o = 458$

Piso típico $K = \frac{13'300,000}{260} = 51,100 \text{ cm}^3 \quad K_o = 511$

$$A_{wn} = 200 \times 20 = 4,000 \text{ cm}^2$$

$$A_{wn} = 4 \times 10^3$$

DEFORMACION POR FLEXION - δ_{Bn}

n	V_n Asumido	h_n	$V_n h_n$	M'_n	$2M'_n$	K_{wn}	$\frac{2M_n}{K_{wn}}$	$4 \Delta_{Bn}$	B/h_n	δ_{Bn}
6 ^a	3	260	7.8×10^2	7.8×10^2	7.8×10^2	511	1,525	377.33	1/86.6	4.36
5 ^a	8	260	20.8×10^2	28.6×10^2	36.4×10^2	511	7.1	368.7	1/86.6	4.26
4 ^a	12	260	31.1×10^2	59.7×10^2	88.3×10^2	511	17.3	344.3	1/86.6	3.98
3 ^a	16	260	41.5×10^2	101.2×10^2	101.2×10^2	511	32.5	294.5	1/86.6	3.4
2 ^a	20	260	52.10^2	153.2×10^2	254.4×10^2	511	49.6	212.4	1/86.6	2.46
1 ^a	23	290	66.8×10^2	220×10^2	373.2×10^2	458	81.4	81.4	1/96.6	0.845

DEFORMACION POR CORTE.

$$\delta_{sn} = \frac{27.6 K_o B}{h_n} \times A_{sn} \quad B = 1$$

Donde:

$$A_{sn} = \frac{K V_n}{\Delta_{wn}} \quad A_{wn} = 4 \times 10^3$$

K = 1.2 (factor de forma)

$A_{sn6} = \frac{1.2 \times 3}{4 \times 10^3} = 0.9 \times 10^{-3}$	$\delta_{s6} = \frac{27.6 \times 10^2}{2.6 \times 10^2} \times 0.9 \times 10^{-3} = 9.57 \times 10^{-3}$
$A_{sn5} = \frac{1.2 \times 8}{4 \times 10^3} = 2.4 \times 10^{-3}$	$\delta_{s5} = \frac{27.6 \times 10^2}{2.6 \times 10^2} \times 2.4 \times 10^{-3} = 25.5 \times 10^{-3}$
$A_{sn4} = \frac{1.2 \times 12}{4 \times 10^3} = 3.6 \times 10^{-3}$	$\delta_{s4} = 10.65 \times 3.6 \times 10^{-3} = 38.2 \times 10^{-3}$
$A_{sn3} = \frac{1.2 \times 16}{4 \times 10^3} = 4.8 \times 10^{-3}$	$\delta_{s3} = 10.65 \times 4.8 \times 10^{-3} = 51 \times 10^{-3}$
$A_{sn2} = \frac{1.2 \times 20}{4 \times 10^3} = 6 \times 10^{-3}$	$\delta_{s2} = 10.65 \times 6 \times 10^{-3} = 63.7 \times 10^{-3}$
$A_{sn1} = \frac{1.2 \times 23}{4 \times 10^3} = 6.9 \times 10^{-3}$	$\delta_{s1} = \frac{27.6 \times 10^2}{2.9 \times 10^2} \times 6.9 \times 10^{-3} = 65.7 \times 10^{-3}$

La deformación por rotación la consideramos cero por suponer terreno de buena calidad.

$$\delta_{Rn} = 0$$

VALOR DE D

$$D_n = \frac{V_n}{\delta_{Tn}}$$

n	V _n	δ _{Bn}	δ _{sn}	δ _t	D _{w₁n}
6°	3	4.36	0.00957	4.3695	0.685
5°	8	4.26	0.0255	4.2855	1.865
4°	12	3.98	0.0382	4.0182	2.990
3°	16	3.40	0.0510	3.4510	4.640
2°	20	2.46	0.0637	2.5237	7.940
1°	23	0.845	0.0657	0.9107	25.90

CALCULO DEL VALOR "D" DE LAS PLACAS DEL ASCENSOR

Sentido \bar{y} .-

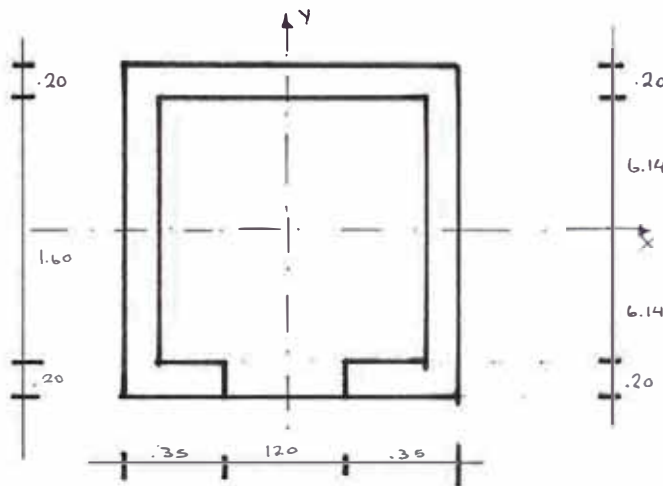
Como las placas del Ascensor tienen aberturas, será necesario determinar si estas son grandes o pequeñas para lo cual utilizamos la fórmula:

$$p = \sqrt{\frac{\text{Area de la abertura}}{\text{Area total de la pared}}}$$

Si:

$p \leq 0.4$ es una pared con aberturas pequeñas

$p > 0.4$ es una pared con aberturas grandes.



Cálculo del centro de gravedad.-

$$\bar{y} = \frac{\sum A_p \bar{y}_p}{\sum A_p}$$

$A_p(\text{cm}^2)$	$y_p(\text{cm})$	$A_p \times \bar{y}_p$
$A_1 = 3,800$	190	722,000
$A_2 = 3,200$	100	320,000
$A_2 = 3,200$	100	320,000
$A_3 = 700$	10	7,000
$A_3 = 700$	10	7,000
$\Sigma = 11,600$		1'376,000

$$y_b = \frac{1'376,000}{11,600}$$

$$y_p = 118.6$$

CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA

$$I_x = I_{Gx} + A_y^2$$

Secci.	b(cm)	h(cm)	Area	\bar{y}	\bar{y}^2	Ay^2	$1/12bh^3$	$I_x = I_{Gx} + A_y^2$
1	190	20	3800	71.4	5110	19550000	126500	
2	20	160	3200	18.6	346	1110000	6840000	
2 2	20	160	3200	18.6	346	1110000	6840000	
3	35	20	700	108.6	11750	8220000	233000	
3	35	20	700	108.6	11750	8220000	23000	
						38110000	13853100	51963100

$$I_{xx} = 51'963100 = 51.96 \times 10^6$$

$$1^a \text{ Piso } K = \frac{51.96 \times 10^6}{290} = 0.179 \times 10^6$$

$$\text{Piso típico } K = \frac{51.96 \times 10^6}{260} = 0.1995 \times 10^6$$

$$1^o \text{ piso } K_w = \frac{K}{K_o} = \frac{0.179 \times 10^6}{100} = 0.179 \times 10^4$$

$$\text{Piso típico } K_w = \frac{K}{K_o} = \frac{0.1905 \times 10^6}{100} = 0.1995 \times 10^4$$

Area de la sección.-

$$A = 11,600 \text{ cm}^2$$

Cálculo de p

$$p = \sqrt{\frac{\text{Area de abertura}}{\text{Area total de la pared}}}$$

$$\text{Area de abertura} = 120. \times 160$$

$$\text{Area total de la pared} = (200 \times 2 + 190 \times 2) 260$$

$$p = \sqrt{\frac{120 \times 160}{260(400+380)}} = 0.39 < 0.4$$

Luego será pared con abertura pequeñas.

Entonces se modificará la deformación por corte.

δ_s a la que llamaremos deformación por marco.

$$\delta_f = 1/r \delta_s$$

Donde; $r = (1-1.25p)$

δ_f = deformación por corte considerando el hueco.

La deformación total será:

$$\delta_{tm} = \delta_{fm} + \delta_{Bn} + \delta_{Rn}$$

$$r = (1 - 1.25 \times 0.39)$$

$$(1 - 0.487) = 0.513$$

DEFORMACION POR FLEXION DE LA CAPA DEL ASCENSOR (1ª Tanteo)

Según eje \bar{y}

n	V _n	h _n	V _n h _n	M' _n	2M _n	K _{wn}	$\frac{2M_n}{K_{wn}}$	4ΔBn	3/hn	δ _{Bn}
6ª	6	260	15.6x10 ²	15.6x10 ²	15.6x10 ²	1995	0.781	148.55	1/86.6	1.720
5ª	12	260	31.2x10 ²	46.8x10 ²	64.4x10 ²	1995	3.235	144.535	1/86.6	1.670
4ª	18	260	46.8x10 ²	93.6x10 ²	104.4x10 ²	1995	7.30	134.00	1/86.5	1.545
3ª	24	260	62.4x10 ²	156x10 ²	249.6x10 ²	1995	12.5	114.20	1/86.6	1.320
2ª	29	260	75.2x10 ²	231.2x10 ²	387.2x10 ²	1995	19.45	82.25	1/86.6	0.950
1ª	34	290	98.5x10 ²	329.7x10 ²	560.9x10 ²	1790	31.40	31.40	1/96.6	0.325

DEFORMACION POR CORTE.-

$$A_{sn} = \frac{KV_n}{A_{wn}} \qquad \delta_{sn} = \frac{27.6 K_o B}{h_n} A_{sn}$$

$$A_{s6} = \frac{1.2 \times 6}{11.6 \times 10^3} = 0.622 \times 10^{-3} \qquad \delta_{s6} = \frac{27.6 \times 10^2}{2.6 \times 10^2} = 0.622 \times 10^{-3} = 6.6 \times 10^{-3}$$

$$A_{s5} = \frac{1.2 \times 12}{11.6 \times 10^3} = 1.244 \times 10^{-3} \qquad \delta_{s5} = 10.65 \times 1.244 \times 10^{-3} = 13.2 \times 10^{-3}$$

$$A_{s4} = \frac{1.2 \times 18}{11.6 \times 10^3} = 1.866 \times 10^{-3} \qquad \delta_{s4} = 10.65 \times 1.866 \times 10^{-3} = 19.8 \times 10^{-3}$$

$$A_{s3} = \frac{1.2 \times 24}{11.6 \times 10^3} = 2.488 \times 10^{-3} \qquad \delta_{s3} = 10.65 \times 2.488 \times 10^{-3} = 26.4 \times 10^{-3}$$

$$A_{s2} = \frac{1.2 \times 29}{11.6 \times 10^3} = 3.00 \times 10^{-3} \qquad \delta_{s2} = 10.65 \times 3 \times 10^{-3} = 31.8 \times 10^{-3}$$

$$A_{s1} = \frac{1.2 \times 34}{11.6 \times 10^3} = 3.52 \times 10^{-3} \qquad \delta_{s1} = \frac{27.6 \times 10^{-2}}{2.9 \times 10^2} \times 3.52 \times 10^{-3} = 33.5 \times 10^{-3}$$

DEFORMACION POR MARCO.-

$$\delta_f = 1/r \delta$$

$$\delta_{f6} = 1/0.513 \times 6.6 \times 10^{-3} = 12.9 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f5} = 1/0.513 \times 13.2 \times 10^{-3} = 25.7 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f4} = 1/0.513 \times 19.8 \times 10^{-3} = 38.6 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f3} = 1/0.513 \times 26.4 \times 10^{-3} = 51.3 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f2} = 1/0.513 \times 31.8 \times 10^{-3} = 62.1 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f1} = 1/0.513 \times 33.5 \times 10^{-3} = 65.4 \times 10^{-3}$$

$$D_{w2} = \frac{V_n}{\delta_t}$$

n	V _n	δ _{fn}	δ _{Bn}	δ _t	D _{w2n}
6 ^a	6	12.9x10 ⁻³	1.720	1.7329	3.47
5 ^a	12	25.9x10 ⁻³	1.670	1.6957	7.08
4 ^a	18	38.7x10 ⁻³	1.545	1.5837	11.35
3 ^a	24	51.3x10 ⁻³	1.320	1.3713	17.55
2 ^a	29	62.1x10 ⁻³	0.950	1.0121	28.70
1 ^a	34	65.4x10 ⁻³	0.325	0.3900	87.20

VALORES "D" DE LA PLACA Y ASCENSOR.-

Sentido del eje \bar{y} $V_{wn} = V_n \frac{D_w}{\Sigma D}$

n	ΣD_c	D_{w1}	D_{w2}	ΣD	V_{w1}	V_{w2}
6ª	35.94	0.685	3.47	40.095	0.598	3.41
5ª	41.32	1.865	7.08	50.265	2.590	9.35
4ª	41.32	2.990	11.35	55.66	5.290	2.010
3ª	45.61	4.640	17.55	67.80	8.120	30.75
2ª	45.61	7.940	28.70	82.25	12.95	46.70
1ª	119.60	25.30	87.20	232.10	15.35	53.10

DEFORMACION POR FLEXION δ_{Bn} (Placa) (2º Tanteo)

Según el eje \bar{y}

n	V_n	h_n	$V_n h_n$	M'_n	$2M_n$	K_{wn}	$\frac{2M_n}{K_{wn}}$	$4\Delta B_n$	$3\sqrt[3]{h_n}$	δ_{Bn}
6ª	0.15	260	0.29×10^2	0.29×10^2	0.29×10^2	511	0.0568	162.25	$1/\sqrt[3]{86.6}$	1.875
5ª	1.5	260	3.9×10^2	4.19×10^2	4.48×10^2	511	0.877	151.32	$1/\sqrt[3]{86.6}$	1.860
4ª	4.5	260	11.7×10^2	15.89×10^2	20.08×10^2	511	3.920	156.52	$1/\sqrt[3]{86.6}$	1.810
3ª	8.5	260	22.1×10^2	37.99×10^2	53.88×10^2	511	10.55	142.05	$1/\sqrt[3]{86.6}$	1.640
2ª	15	260	36.5×10^2	74.49×10^2	112.48×10^2	511	21.85	109.65	$1/\sqrt[3]{86.6}$	1.265
1ª	18	290	52.1×10^2	126.59×10^2	201.08×10^2	458	43.90	4390	$1/\sqrt[3]{96.6}$	0.453

DEFORMACION POR CORTE

(2° Tanteo)

$$\begin{aligned}
 A_{S6} &= \frac{1.2 \times 0.15}{4 \times 10^3} = 0.045 \times 10^{-3} & \delta_{S6} &= 10.65 \times 0.045 \times 10^{-3} = 0.48 \times 10^{-3} \\
 A_{S5} &= \frac{1.2 \times 1.5}{4 \times 10^3} = 0.45 \times 10^{-3} & \delta_{S5} &= 10.65 \times 0.45 \times 10^{-3} = 4.8 \times 10^{-3} \\
 A_{S4} &= \frac{1.2 \times 4.5}{4 \times 10^3} = 1.35 \times 10^{-3} & \delta_{S4} &= 10.65 \times 1.35 \times 10^{-3} = 14.4 \times 10^{-3} \\
 A_{S3} &= \frac{1.2 \times 8.5}{4 \times 10^3} = 2.56 \times 10^{-3} & \delta_{S3} &= 10.65 \times 2.56 \times 10^{-3} = 27.1 \times 10^{-3} \\
 A_{S2} &= \frac{1.2 \times 14}{4 \times 10^3} = 4.21 \times 10^{-3} & \delta_{S2} &= 10.65 \times 4.21 \times 10^{-3} = 44.9 \times 10^{-3} \\
 A_{S1} &= \frac{1.2 \times 18}{4 \times 10^3} = 5.4 \times 10^{-3} & \delta_{S1} &= 9.52 \times 5.4 \times 10^{-3} = 51.3 \times 10^{-3}
 \end{aligned}$$

VALORES DE "D"

$$D = \frac{V_n}{\delta_t}$$

n	V _n	δ _{Bn}	δ _{sn}	δ _T	D _{w1n}
6ª	0.15	1.875	0.48 × 10 ⁻³	1.8755	0.080
5ª	1.50	1.860	4.8 × 10 ⁻³	1.8648	0.804
4ª	4.50	1.810	14.4 × 10 ⁻³	1.8244	2.465
3ª	8.50	1.640	27.1 × 10 ⁻³	1.6671	5.105
2ª	14.0	1.265	44.9 × 10 ⁻³	1.3099	10.70
1ª	18.0	0.455	51.3 × 10 ⁻³	0.5063	35.60

DEFORMACION POR FLEXION DE LA CAJA DE ASCENSOR (2° TANTEO)

SEGUN EL EJE \bar{y}

n	V_n	h_n	V_{h_n}	M'_n	$2M_n$	K_{wn}	$\frac{2M_n}{K_{wn}}$	4ΔBn	3/hn	δ_{Bn}
6ª	0.70	260	1.82×10^2	1.82×10^2	1.82×10^2	1995	0.0913	156.40	1/86.6	1.810
5ª	5.0	260	13×10^2	14.82×10^2	16.64×10^2	1995	0.8250	155.485	1/86.6	1.795
4ª	18	260	46.75×10^2	61.57×10^2	76.39×10^2	1995	3.830	150.830	1/86.6	1.745
3ª	32	260	83.2×10^2	144.77×10^2	206.34×10^2	1995	10.150	136.85	1/86.6	1.585
2ª	55	260	143×10^2	287.77×10^2	432.54×10^2	1995	21.650	105.05	1/86.6	1.215
1ª	59	290	171.5×10^2	459.27×10^2	747.04×10^2	1790	41.700	41.70	1/96.6	0.4825

DEFORMACION POR CORTE.

$$A_{sn} = \frac{K V_n}{A_{wn}} \quad \delta_{sn} = \frac{27.6 K_O B A_{sh}}{h_n} \quad K_O = 10^2 \quad B=1$$

$$A_{s6} = \frac{1.2 \times 0.7}{11.6 \times 10^3} = 0.0724 \times 10^{-3} \quad \delta_{s6} = 10.65 \times 0.0724 \times 10^{-3} = 0.27 \times 10^{-3}$$

$$A_{s5} = \frac{1.2 \times 5}{11.6 \times 10^3} = 0.518 \times 10^{-3} \quad \delta_{s5} = 10.65 \times 0.518 \times 10^{-3} = 5.51 \times 10^{-3}$$

$$A_{s4} = \frac{1.2 \times 18}{11.6 \times 10^3} = 1.865 \times 10^{-3} \quad \delta_{s4} = 10.65 \times 1.865 \times 10^{-3} = 19.85 \times 10^{-3}$$

$$A_{s3} = \frac{1.2 \times 32}{11.6 \times 10^3} = 3.305 \times 10^{-3} \quad \delta_{s3} = 10.65 \times 3.305 \times 10^{-3} = 35.2 \times 10^{-3}$$

$$A_{s2} = \frac{1.2 \times 55}{11.6 \times 10^3} = 5.69 \times 10^{-3} \quad \delta_{s2} = 10.65 \times 5.69 \times 10^{-3} = 60.6 \times 10^{-3}$$

$$A_{s1} = \frac{1.2 \times 59}{11.6 \times 10^3} = 6.1 \times 10^{-3} \quad \delta_{s1} = 9.51 \times 6.1 \times 10^{-3} = 58.1 \times 10^{-3}$$

DEFORMACION POR CORTE.-

$$\delta_f = 1/r d_s \quad r = 0.513$$

$$\delta_{f6} = \frac{0.77 \times 10^{-3}}{0.513} = 1.495 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f5} = \frac{5.51 \times 10^{-3}}{0.513} = 10.65 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f4} = \frac{19.85 \times 10^{-3}}{0.513} = 38.60 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f3} = \frac{35.2 \times 10^{-3}}{0.513} = 68.6 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f2} = \frac{60.6 \times 10^{-3}}{0.513} = 117.5 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f1} = \frac{58.1 \times 10^{-3}}{0.513} = 113.5 \times 10^{-3}$$

$$D_{w2} = \frac{V_n}{\delta_t}$$

n	V _n	δ _{fn}	δ _{Bn}	δ _t	D _{w2n}
6 ^a	0.7	1.495x10 ⁻³	1.810	1.8115	0.3860
5 ^a	5	10.65x10 ⁻³	1.795	1.8057	2.770
4 ^a	18	38.60x10 ⁻³	1.745	1.7836	10.100
3 ^a	32	68.60x10 ⁻³	1.585	1.6536	19.400
2 ^a	55	117.5x10 ⁻³	1.215	1.3325	41.30
1 ^a	59	113.5x10 ⁻³	0.4825	0.5960	99.00

$$V_{wn} = V_n \frac{D_w}{\Sigma D}$$

m	V _n	ΣDc δ	D _{w1}	D _{w2}	ΣD	V _{w1}	V _{w2}
6 ^a	34.9	35.94	0.080	0.3860	36.41	0.0765	0.37
5 ^a	69.9	41.32	0.804	2.770	44.89	1.25	4.32
4 ^a	98.0	41.32	2.465	10.10	53.89	4.50	18.35
3 ^a	119.3	45.61	5.105	19.40	70.12	8.65	32.8
2 ^a	133.7	45.61	10.70	41.30	97.61	14.6	56.5
1 ^a	141.4	119.60	35.60	99.00	254.2	19.8	55.00

DEFORMACION FLEXION DE LA PLACA

(3ª Tanteo)

según el eje \bar{y}

n	V_n	h_n	V_n^h	M_n'	$2M_n$	K_{wn}	$\frac{2M_n}{K_{wn}}$	$4\Delta_{Bn}$	$3/h_n$	δ_{Bn}
6ª	0.09	260	0.234×10^2	0.234×10^2	0.234×10^2	511	0.04575	153.58	1/86.6	1.775
5ª	1.40	260	3.64×10^2	3.874×10^2	4.108×10^2	511	0.8030	152.73	1/86.6	1.765
4ª	4.50	260	11.7×10^2	15.574×10^2	19.448×10^2	511	3.800	148.10	1/86.6	1.710
3ª	8.50	260	22.1×10^2	37.674×10^2	53.248×10^2	511	10.450	133.85	1/86.6	1.545
2ª	14.20	260	36.9×10^2	14.574×10^2	112.248×10^2	511	21.90	101.50	1/86.6	1.175
1ª	19.00	290	55.1×10^2	129.674×10^2	204.248×10^2	458	39.80	39.80	1/96.6	0.4125

DEFORMACION POR CORTE

(3ª Tanteo)

$$A_{s6} = \frac{1.2 \times 0.09}{4 \times 10^3} = 0.027 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{s6} = 10.65 \times 0.027 \times 10^{-3} = 0.287 \times 10^{-3}$$

$$A_{s5} = \frac{1.2 \times 1.4}{4 \times 10^3} = 0.419 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{s5} = 10.65 \times 0.419 \times 10^{-3} = 4.46 \times 10^{-3}$$

$$A_{s4} = \frac{1.2 \times 4.5}{4 \times 10^3} = 1.345 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{s4} = 10.65 \times 1.345 \times 10^{-3} = 14.35 \times 10^{-3}$$

$$A_{s3} = \frac{1.2 \times 8.5}{4 \times 10^3} = 2.56 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{s3} = 10.65 \times 2.56 \times 10^{-3} = 27.2 \times 10^{-3}$$

$$A_{s2} = \frac{1.2 \times 14.2}{4 \times 10^3} = 4.25 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{s2} = 10.65 \times 4.25 \times 10^{-3} = 45.2 \times 10^{-3}$$

$$A_{s1} = \frac{1.2 \times 19}{4 \times 10^3} = 5.7 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{s1} = 9.51 \times 5.7 \times 10^{-3} = 54.2 \times 10^{-3}$$

VALORES DE "D"

$$D = \frac{V_n}{\delta_t}$$

n	V _n	δ _{Bn}	δ _{sn}	δ _t	D _{w1n}
6ª	0.09	1.775	0.287 × 10 ⁻³	1.7753	0.0508
5ª	1.40	1.765	4.46 × 10 ⁻³	1.76695	0.7920
4ª	4.50	1.710	14.35 × 10 ⁻³	1.7244	2.6150
3ª	8.50	1.545	27.2 × 10 ⁻³	1.5772	5.4150
2ª	14.2	1.175	45.2 × 10 ⁻³	1.2202	11.650
1ª	19	0.4125	54.2 × 10 ⁻³	0.4657	40.600

DEFORMACION POR FLEXION DE LA CAJA DE ASCENSOR

(3ª Tanteo) según eje \bar{y}

n	V_n	h_n	V_n^h	M'_n	$2M_n$	K_{wn}	$\frac{2M_n}{K_{wn}}$	$4\Delta B_n$	$3/h_n$	δ_{Bn}
6ª	0.4	260	1.04×10^2	1.04×10^2	1.04×10^2	1995	0.0521	155.66	1/86.6	1795
5ª	4.0	260	10.4×10^2	11.44×10^2	12.48×10^2	1995	0.6250	154.99	1/86.6	1796
4ª	18.2	260	47.5×10^2	58.94×10^2	70.38×10^2	1995	3.530	150.83	1/86.6	1745
3ª	32.5	260	84.6×10^2	143.54×10^2	202.48×10^2	1995	10.150	137.15	1/86.6	1585
2ª	55.5	260	144.5×10^2	288.04×10^2	431.58×10^2	1995	21.650	105.35	1/86.6	1215
1ª	60.	290	174×10^2	462.04×10^2	750.08×10^2	1790	41.85	41.85	1/96.6	0.4340

DEFORMACION POR CORTE

$$A_{sn} = \frac{K V_n}{A_{wn}} \quad \delta_{sn} = \frac{27.6 K_o A_{sn}}{h_n} \quad \begin{matrix} K_o = 10^2 \\ B = 1 \end{matrix}$$

$$\begin{aligned} A_{s6} &= \frac{1.2 \times 0.4}{11.6 \times 10^3} = 0.0414 \times 10^{-3} & \delta_{s6} &= 10.65 \times 0.0414 \times 10^{-3} = 0.44 \times 10^{-3} \\ A_{s5} &= \frac{1.2 \times 4}{11.6 \times 10^3} = 0.414 \times 10^{-3} & \delta_{s5} &= 10.65 \times 0.414 \times 10^{-3} = 4.4 \times 10^{-3} \\ A_{s4} &= \frac{1.2 \times 18.2}{11.6 \times 10^3} = 1.88 \times 10^{-3} & \delta_{s4} &= 10.65 \times 1.88 \times 10^{-3} = 20 \times 10^{-3} \\ A_{s3} &= \frac{1.2 \times 32.5}{11.6 \times 10^3} = 3.36 \times 10^{-3} & \delta_{s3} &= 10.65 \times 3.36 \times 10^{-3} = 35.8 \times 10^{-3} \\ A_{s2} &= \frac{1.2 \times 55.5}{11.6 \times 10^3} = 5.75 \times 10^{-3} & \delta_{s2} &= 10.65 \times 5.75 \times 10^{-3} = 61.1 \times 10^{-3} \\ A_{s1} &= \frac{1.2 \times 60}{11.6 \times 10^3} = 6.2 \times 10^{-3} & \delta_{s1} &= 9.51 \times 6.2 \times 10^{-3} = 59 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

DEFORMACION POR MARCO.-

$$\delta_f = 1/r \delta_s \quad r = 0.513$$

$$\begin{aligned} \delta_{f6} &= \frac{0.44 \times 10^{-3}}{0.513} = 0.857 \times 10^{-3} \\ \delta_{f5} &= \frac{4.4 \times 10^{-3}}{0.513} = 8.57 \times 10^{-3} \\ \delta_{f4} &= \frac{20 \times 10^{-3}}{0.513} = 37.9 \times 10^{-3} \\ \delta_{f3} &= \frac{35.8 \times 10^{-3}}{0.513} = 69.6 \times 10^{-3} \\ \delta_{f2} &= \frac{61.1 \times 10^{-3}}{0.513} = 119 \times 10^{-3} \\ \delta_{f1} &= \frac{59 \times 10^{-3}}{0.513} = 115 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$D_{w2} = \frac{V_n}{\delta_t}$$

n	V _n	δ _{fn}	δ _{Bn}	δ _t	D _{w2n}
6°	0.4	0.857 × 10 ⁻³	1.795	1.7959	0.2235
5°	4.0	8.57 × 10 ⁻³	1.790	1.7999	0.2250
4°	18.2	37.9 × 10 ⁻³	1.745	1.7829	10.2500
3°	32.5	69.6 × 10 ⁻³	1.585	1.6546	19.6500
2°	55.5	119. × 10 ⁻³	1.215	1.3340	41.7500
1°	60	115. × 10 ⁻³	0.434	0.5490	109.5000

$$V_{wn} = V_n \frac{D_w}{\Sigma D}$$

n	V	ΣD_c	D_{w1}	D_{w2}	ΣD	V_{w1}	V_{w2}
6 ^a	34.9	35.94	0.051	0.224	36.21	0.050	0.22
5 ^a	69.9	41.32	0.792	2.225	44.34	1.30	3.51
4 ^a	98.0	41.32	2.615	10.25	54.19	4.70	18.50
3 ^a	119.3	45.61	5.415	19.650	70.68	9.00	33.00
2 ^a	133.7	45.61	11.650	41.750	99.00	15.50	56.00
1 ^a	141.4	119.6	40.60	109.50	269.70	21.00	58.00

CALCULO DEL VALOR "D" DE LAS PLACAS DEL ASCENSOR

SENTIDO x

$$p = \sqrt{\frac{\text{Area de la abertura}}{\text{Area total de la pared}}}$$

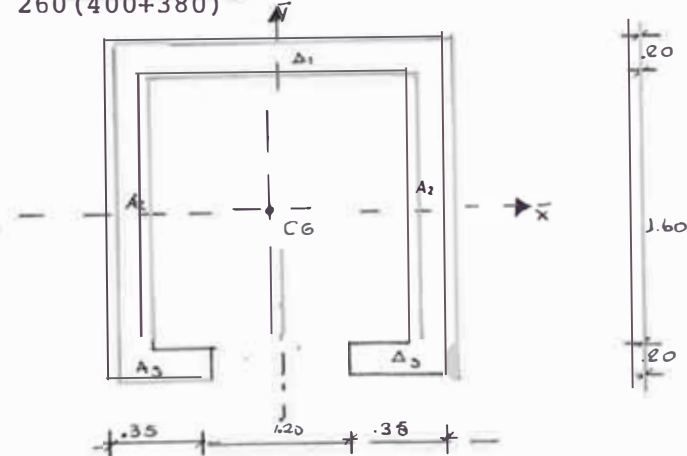
Si $p < 0.4$ es una placa con abertura pequeña

Si $p > 0.4$ es una placa con abertura grande.

Area de la abertura = 120 x 260

Area total de la pared = (200 x 2 + 190 x 2) 260

$$p = \sqrt{\frac{120 \times 260}{260(400+380)}} = 0.39 < 0.4$$



Momento de Inercia.

$$I_y = I_{Gy} + Ax^2$$

Secc.	b	h	Area	\bar{x}	\bar{x}^2	$A\bar{x}^2$	$1/12bh^3$	$I_y = I_{Gy} + Ax^2$
	20	190	3,800				$11'45 \times 10^6$	
A ₂	160	20	3200	85	7225	231×10^5	106,500	
A ₂	160	20	3200	85	7225	231×10^5	106,500	
A ₃	20	35	700	77.5	6000	42×10^6	71,200	
A ₃	20	35	700	77.5	6000	42×10^5	71,200	
								66'405,000

$$I_{xx} = 66'405000 = 66.405 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Para el 1º piso $K_1 = \frac{66.405}{290} \times 10^6 = 0.229 \times 10^6$

Para piso típico $K_2 = \frac{66.405}{260} \times 10^6 = 0.256 \times 10^6$

1º piso $K_w = \frac{K_1}{K_o} = \frac{0.229 \times 10^6}{102} = 0.229 \times 10^4$

Piso típico $K_w = \frac{K_2}{K_o} = \frac{0.256 \times 10^6}{102} = 0.256 \times 10^4$

Por ser pared con abertura pequeña.

Se modificará la deformación por corte δ_s

$$\delta_f = 1/r d_s$$

$$r = (1 - 1.25 \times 0.39) = 0.513$$

La deformación total será.

$$\delta_{tm} = \delta_{fn} + \delta_{Bn} + \delta_{Rn}$$

Pero

$$\delta_{Rn} = 0$$

DEFORMACION POR FLEXION DE LA CAJA DEL ASCENSOR (1ª Tanteo)

Según el eje \bar{x}

n	V _n	h _n	V _n h _n	M' _n	2M _n	K _{wn}	$\frac{K}{K_{wn}}$	4ΔBn	3/hn	δ _{Bn}
6ª	5	260	13.0x10 ²	13.0x10 ²	13.0x10	2560	0.508	101.138	1/86.6	1.165
5ª	12	260	31.2x10 ²	44.2x10 ²	57.2x10 ²	2560	2.235	98.39	1/86.6	1.135
4ª	16	260	41.6x10 ²	85.8x10 ²	130x10 ²	2560	5.080	91.08	1/86.6	1.054
3ª	20	260	52x10 ²	137.8x10 ²	223.6x10 ²	2560	8.750	77.25	1/86.6	0.893
2ª	24	260	62.4x10 ²	200.2x10 ²	340x10 ²	2560	13.25	55.25	1/86.6	0.638
1ª	28	290	81.1x10 ²	281.5x10 ²	481.5x10 ²	2290	21.0	21.00	1/96.6	0.2165

DEFORMACION POR CORTE.-

$$A_{sn} = \frac{K V_n}{A_{wn}} \quad \delta_{sn} = \frac{27.6 K_O B A_{sn}}{h_n} \quad K_O = 10^2 \quad B=1$$

$$A_{s6} = \frac{1.2 \times 5}{11.6 \times 10^3} = 0.518 \times 10^{-3} \quad \delta_{s6} = 10.65 \times 0.518 \times 10^{-3} = 5.5 \times 10^{-3}$$

$$A_{s5} = \frac{1.2 \times 12}{11.6 \times 10^3} = 1.24 \times 10^{-3} \quad \delta_{s5} = 10.65 \times 1.24 \times 10^{-3} = 13.2 \times 10^{-3}$$

$$A_{s4} = \frac{1.2 \times 16}{11.6 \times 10^3} = 1.655 \times 10^{-3} \quad \delta_{s4} = 10.65 \times 1.655 \times 10^{-3} = 17.5 \times 10^{-3}$$

$$A_{s3} = \frac{1.2 \times 20}{11.6 \times 10^3} = 2.072 \times 10^{-3} \quad \delta_{s3} = 10.65 \times 2.072 \times 10^{-3} = 22.05 \times 10^{-3}$$

$$A_{s2} = \frac{1.2 \times 24}{11.6 \times 10^3} = 2.48 \times 10^{-3} \quad \delta_{s2} = 10.65 \times 2.48 \times 10^{-3} = 26.4 \times 10^{-3}$$

$$A_{s1} = \frac{1.2 \times 28}{11.6 \times 10^3} = 2.89 \times 10^{-3} \quad \delta_{s1} = 9.51 \times 2.89 \times 10^{-3} = 28.5 \times 10^{-3}$$

DEFORMACION POR MARCO.-

$$\delta_f = 1/r \delta_s \quad r = 0.513$$

$$\delta_{f6} = \frac{5.5 \times 10^{-3}}{0.513} = 10.7 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f5} = \frac{13.2 \times 10^{-3}}{0.513} = 25.7 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f4} = \frac{17.5 \times 10^{-3}}{0.513} = 34.05 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f3} = \frac{22.05 \times 10^{-3}}{0.513} = 42.90 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f2} = \frac{26.4 \times 10^{-3}}{0.513} = 51.25 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f1} = \frac{28.5 \times 10^{-3}}{0.513} = 55.5 \times 10^{-3}$$

VALOR de D.

$$D_w = \frac{V_n}{\delta_t}$$

n	V _n	δ _{fn}	δ _{Bn}	δ _t	D _{w2n}
6	5	10.7x10 ⁻³	1.165	1.1757	4.250
5 ^a	12	25.7x10 ⁻³	1.135	1.1607	10.350
4 ^a	16	34.05x10 ⁻³	1.054	1.0881	14.750
3 ^a	20	42.9x10 ⁻³	0.8930	0.9359	21.400
2 ^a	24	51.25x10 ⁻³	0.6280	0.6893	34.800
1 ^a	28	55.5x10 ⁻³	0.2165	0.2720	103.00

$$V_{wn} = V_n \frac{D_w}{\Sigma D}$$

n	V (ton.)	ΣD _C	D _{w2n}	ΣD	V _{w2}
6 ^a	31.6	25.05	4.25	29.30	4.6
5 ^a	61.4	25.05	10.35	35.40	18.0
4 ^a	85.3	25.05	14.75	39.80	37.10
3 ^a	103.4	26.314	21.40	47.714	46.20
2 ^a	115.7	26.314	34.8	61.114	65.80
1 ^a	122.2	70.96	103.0	173.96	72.30

DEFORMACION POR FLEXION DE CAJA DEL ASCENSOR (2º Tanteo)

SEGUN EL EJE x

n	V_n	h_n	V_n^h	M'_n	$2M_n$	K_{wn}	$\frac{2M_n}{K_{wn}}$	$4\Delta_{Bn}$	$3/h_n$	δ_{Bn}
6º	1.2	260	3.12×10^2	3.12×10^2	3.12×10^2	2560	0.1215	192.85	1/86.6	2.230
5º	12	260	31.2×10^2	34.32×10^2	37.44×10^2	2560	1.355	191.27	1/86.6	2.210
4º	12	260	83.25×10^2	117.57×10^2	151.89×10^2	2560	5.910	183.91	1/86.6	2.120
3º	50	260	130×10^2	247.57×10^2	365.14×10^2	2560	13.85	164.15	1/86.6	1.895
2º	73	260	100×10^2	437.57×10^2	685.14×10^2	2560	26.70	123.60	1/86.6	1.430
1º	77	280	224×10^2	661.57×10^2	10099.14×10^2	2290	48.00	48.00	1/96.6	0.4975

DEFORMACION POR CORTE.-

$$A_{sn} = \frac{K V_n}{\Delta_{wn}} \quad \delta_{sn} = \frac{27.6 K_O B A_{sn}}{h_n} \quad K_O = 10^2 \quad B=1$$

$$A_{s6} = \frac{1.2 \times 1.2}{11.6 \times 10^{-3}} = 0.114 \times 10^{-3} \quad \delta_{s6} = 10.65 \times 0.114 \times 10^{-3} = 1.215 \times 10^{-3}$$

$$A_{s5} = \frac{1.2 \times 12}{11.6 \times 10^3} = 1.14 \times 10^{-3} \quad \delta_{s5} = 10.65 \times 1.14 \times 10^{-3} = 12.15 \times 10^{-3}$$

$$A_{s4} = \frac{1.2 \times 32}{11.6 \times 10^3} = 3.31 \times 10^{-3} \quad \delta_{s4} = 10.65 \times 3.31 \times 10^{-3} = 35.4 \times 10^{-3}$$

$$A_{s3} = \frac{1.2 \times 50}{11.6 \times 10^3} = 5.17 \times 10^{-3} \quad \delta_{s3} = 10.65 \times 5.17 \times 10^{-3} = 55.1 \times 10^{-3}$$

$$A_{s2} = \frac{1.2 \times 73}{11.6 \times 10^3} = 7.53 \times 10^{-3} \quad \delta_{s2} = 10.65 \times 7.53 \times 10^{-3} = 80.2 \times 10^{-3}$$

$$A_{s1} = \frac{1.2 \times 77}{11.6 \times 10^3} = 7.97 \times 10^{-3} \quad \delta_{s1} = 9.51 \times 2.97 \times 10^{-3} = 76 \times 10^{-3}$$

DEFORMACION POR MARCO.

$$\delta_f = 1/r d_s \quad r = 0.513$$

$$\delta_{f6} = \frac{1.215 \times 10^{-3}}{0.513} = 2.365 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f5} = \frac{12.15 \times 10^{-3}}{0.513} = 23.65 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f4} = \frac{35.4 \times 10^{-3}}{0.513} = 69 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f3} = \frac{55.1 \times 10^{-3}}{0.513} = 107 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f2} = \frac{80.2 \times 10^{-3}}{0.513} = 156 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{f1} = \frac{76 \times 10^{-3}}{0.513} = 148 \times 10^{-3}$$

VALORES DE "D"

$$D_w = \frac{V_n}{\delta_t}$$

n	V _n	δ _{fn}	δ _{Bn}	δ _t	D _{w2n}
6ª	1.2	0.00236	2.230	2.2324	0.538
5ª	12	0.02365	2.210	2.2337	5.380
4ª	32	0.0690	2.120	2.1890	14.650
3ª	50	0.1070	1.895	2.0020	25.00
2ª	73	0.1560	1.430	1.5860	46.05
1ª	77	0.1480	0.4975	0.6455	119.50

$$V_{wn} = V_n \frac{D_w}{\Sigma D}$$

n	V(ton)	ΣD _C	D _{w2n}	ΣD	V _{w2}
6ª	31.6	25.05	0.5380	25.588	0.662
5ª	61.4	25.05	5.380	30.430	10.90
4ª	85.3	25.05	14.65	39.70	31.40
3ª	103.4	26.31	25.00	51.31	50.20
2ª	115.7	26.31	46.05	72.35	73.50
1ª	122.2	70.96	119.50	190.46	76.80

DEFORMACION POR FLEXION DE LA CAJA DEL ASCENSOR (3ª TANTEO)

según el eje \bar{x}

n	V_n	h_n	$V_n h_n$	M'_n	$2M_n$	K_{wn}	$\frac{2M_n}{K_{wn}}$	$4\Delta B_n$	$3/h_n$	δ_{Bn}
6ª	0.7	260	1.82×10^2	1.82×10^2	1.82×10^2	2560	0.07105	190.40	1/86.6	2.200
5ª	11	260	31.1×10^2	32.92×10^2	34.74×10^2	2560	1.355	188.98	1/86.6	2.180
4ª	31.5	260	81.8×10^2	114.72×10^2	147.64×10^2	2560	5.760	181.66	1/86.6	2.100
3ª	50	260	130×10^2	244.72×10^2	359.44×10^2	2560	14.05	162.05	1/86.6	1.875
2ª	73	260	190×10^2	434.72×10^2	699.44×10^2	2560	26.40	121.60	1/86.6	1.405
1ª	77	290	224×10^2	658.72×10^2	1093.44×10^2	2290	47.60	47.60	1/96.6	0.4940

DEFORMACION POR CORTE.-

$$A_{sn} = \frac{K V_n}{A_{wn}} \quad \delta_{sn} = \frac{27.6 \times K_o B A_{sn}}{h_n} \quad \begin{matrix} K_o = 10^2 \\ B = 1 \end{matrix}$$
$$A_{s6} = \frac{1.2 \times 0.7}{11.6 \times 10^3} = 0.0723 \times 10^{-3} \quad \delta_{s6} = 10.65 \times 0.0723 \times 10^{-3} = 0.77 \times 10^{-3}$$
$$A_{s5} = \frac{1.2 \times 11}{11.6 \times 10^3} = 1.135 \times 10^{-3} \quad \delta_{s5} = 10.65 \times 1.135 \times 10^{-3} = 12.1 \times 10^{-3}$$
$$A_{s4} = \frac{1.2 \times 31.5}{11.6 \times 10^3} = 3.25 \times 10^{-3} \quad \delta_{s4} = 10.65 \times 3.25 \times 10^{-3} = 34.6 \times 10^{-3}$$
$$A_{s3} = \frac{1.2 \times 50}{11.6 \times 10^3} = 5.17 \times 10^{-3} \quad \delta_{s3} = 10.65 \times 5.17 \times 10^{-3} = 55 \times 10^{-3}$$
$$A_{s2} = \frac{1.2 \times 73}{11.6 \times 10^3} = 7.54 \times 10^{-3} \quad \delta_{s2} = 10.65 \times 7.54 \times 10^{-3} = 80.3 \times 10^{-3}$$
$$A_{s1} = \frac{1.2 \times 77}{11.6 \times 10^3} = 7.92 \times 10^{-3} \quad \delta_{s1} = 9.51 \times 7.97 \times 10^{-3} = 76 \times 10^{-3}$$

DEFORMACION POR MARCO.

$$\delta_f = 1/r d_s \quad r = 0.513$$
$$\delta_{f6} = \frac{0.77 \times 10^{-3}}{0.513} = 1.5 \times 10^{-3}$$
$$\delta_{f5} = \frac{12.1 \times 10^{-3}}{0.513} = 23.60 \times 10^{-3}$$
$$\delta_{f4} = \frac{34.6 \times 10^{-3}}{0.513} = 67.4 \times 10^{-3}$$
$$\delta_{f3} = \frac{55 \times 10^{-3}}{0.513} = 107 \times 10^{-3}$$
$$\delta_{f2} = \frac{80.3 \times 10^{-3}}{0.513} = 155 \times 10^{-3}$$
$$\delta_{f1} = \frac{76 \times 10^{-3}}{0.513} = 146 \times 10^{-3}$$

VALORES DE "D"

$$D_w = \frac{V_n}{\delta_T}$$

n	V _n	δ _{fn}	δ _{Bn}	δ _t	D _{w2n}
6ª	0.7	1.5x10 ⁻³	2.200	2.2015	0.3170
5ª	11	23.6x10 ⁻³	2.180	2.2136	4.980
4ª	31.5	67.4x10 ⁻³	2.100	2.1674	14.500
3ª	50	107x10 ⁻³	1.875	1.9820	25.25
2ª	73	155x10 ⁻³	1.405	1.5600	46.80
1ª	77	146x10 ⁻³	0.4940	0.6400	120.50

$$V_{wn} = V_n \frac{D_w}{\Sigma D}$$

n	V(ton.)	ΣD _c	D _{w2n}	ΣD	V _{w2}
6ª	31.6	25.05	0.3170	25.3670	0.395
5ª	61.4	25.05	4.980	30.030	10.25
4ª	85.3	25.05	14.500	39.550	31.20
3ª	103.4	26.31	25.250	51.560	50.50
2ª	115.7	26.31	46.800	73.110	73.80
1ª	122.2	70.96	120.50	191.460	76.90

RESUMEN DE LOS CALCULOS ANTERIORES - VALORES "D"

Sentido del eje \bar{y}

NIVEL	C O L U M N A S									PLACA	ASCENSOR	ΣD		
	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	C-3				D-1	D-3
6ª	1.09	2.4	1.41	1.09	2.4	1.41	1.09	2.4	1.41	1.09	2.18	0.05	0.02	36.21
5ª	1.27	2.76	1.62	1.27	2.76	1.62	1.27	2.76	1.62	1.28	2.43	0.79	2.20	44.30
4ª	1.27	2.76	1.62	1.27	2.76	1.62	1.27	2.76	1.62	1.28	2.43	2.61	10.2	54.10
3ª	1.32	3.07	1.85	1.32	3.07	1.85	1.32	2.07	1.85	1.325	3.0	5.40	19.4	70.60
2ª	1.32	3.07	1.85	1.32	3.07	1.85	1.32	3.07	1.85	1.325	3.0	11.60	41.7	99.00
1ª	5.50	6.92	4.06	5.5	6.92	4.06	5.5	6.92	4.06	5.48	4.88	40.00	109.50	269.10

NOTA.- En este cuadro figuran la mitad de las columnas ya que el edificio es simétrico.

RESUMEN DE LOS CALCULOS ANTERIORES.- VALORES "D"

Sentido del eje \bar{x}

NIVEL	C O L U M N A S												ASCENSOR	ΣD
	1-A	1-B	1-C	1-D	2-A	2-B	2-C	3-A	3-B	3-C	a-D			
6ª	0.75	1.57	1.72	0.92	0.67	1.26	1.36	0.67	1.21	1.29	1.105	0.32	25.37	
5ª	0.75	1.57	1.72	0.92	0.67	1.26	1.36	0.67	1.21	1.29	1.105	4.98	30.03	
4ª	0.75	1.57	1.72	0.92	0.67	1.26	1.36	0.67	1.21	1.20	1.105	14.50	39.55	
3ª	0.762	1.625	1.80	0.94	0.69	1.33	1.425	0.7	1.305	1.40	1.18	25.25	51.56	
2ª	0.762	1.625	1.80	0.94	0.69	1.33	1.425	0.7	1.305	1.40	1.18	46.80	73.11	
1ª	5.08	5.71	5.83	5.2	1.67	2.14	2.2	1.49	2.34	1.98	1.84	120.50	191.46	

NOTA.- En este cuadro figuran la mitad de las columnas por ser el edificio simétrico.

DISTRIBUCION DE LOS ESFUERZOS CORTANTES

EN LAS COLUMNAS Y PLACAS

La fuerza cortante en las columnas o placas las obtendremos repartiendo la fuerza cortante actuante en el piso proporcionalmente a los valores "D".

$$F_c = \frac{F_n}{\sum D} D_n$$

La distribución del esfuerzo cortante en las diferentes columnas y placas se encuentran tabuladas en los cuadros siguientes.

FUERZA CORTANTES EN COLUMNAS Y PLACAS

Sentido del eje \bar{y} (Valores en ton.)

NIVEL	C O L U M N A S												PLACA	ASCEN SOR
	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2	C-3	D-1	D-3			
6 ^a	1.05	2.31	1.35	1.05	2.31	1.35	1.05	2.31	1.35	1.05	2.10	0.048	0.212	
5 ^a	2.01	4.36	2.55	2.01	4.36	2.55	2.01	4.36	2.55	2.02	3.84	1.25	3.47	
4 ^a	2.03	4.99	2.94	2.30	4.99	2.94	2.03	4.99	2.94	2.31	4.39	4.72	18.45	
3 ^a	2.09	5.18	3.17	2.09	5.18	3.17	2.09	5.18	3.17	2.24	5.05	9.12	33.10	
2 ^a	1.68	4.14	2.50	1.68	4.14	2.50	1.68	4.14	2.50	1.78	4.05	15.16	56.20	
1 ^a	2.88	3.64	2.13	2.88	3.64	2.13	2.88	3.64	2.13	2.86	2.56	20.90	57.30	

FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS Y PLACAS

Sentido del eje \bar{x} (Valores en ton.)

NIVEL	C O L U M N A S												ASCENSOR
	1-A	1-B	1-C	1-D	2-A	2-B	2-C	3-A	3-B	3-C	3-D		
6ª	0.94	1.96	2.16	1.15	0.84	1.58	1.70	0.84	1.51	1.62	1.38	0.397	
5ª	1.53	3.21	3.46	1.89	1.38	2.58	2.78	1.38	2.48	2.64	2.26	10.20	
4ª	1.62	3.38	3.71	1.98	1.44	2.71	2.72	2.93	1.44	2.78	2.38	31.30	
3ª	1.51	3.25	3.60	1.88	1.38	2.66	2.84	1.40	2.61	2.79	2.36	50.40	
2ª	1.21	2.56	2.84	1.49	1.09	2.10	2.26	1.11	2.06	2.21	1.87	74.00	
1ª	3.24	3.65	3.72	3.32	1.07	1.31	1.41	0.96	1.50	1.27	1.78	76.90	

DETERMINACION DE LOS PUNTOS DE INFLEXION EN COLUMNAS

Los puntos de inflexión de las columnas las obtendremos de las tablas dadas por el Dr. Muto, para nuestro estudio usaremos la tabla correspondiente a fuerzas sísmicas distribuidas triangularmente.

Fórmula:

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

Y_0 = Porcentaje inicial de la altura que se determina con el valor \bar{K} y la ubicación del piso n en un edificio de n pisos.

Y_1 = Término de corrección debido a la variación entre rigideces de las vigas superiores e inferiores.

Y_2 = Corrección debido a la variación de altura del piso superior.

Y_3 = Corrección debido a la variación de altura del piso inferior.

CALCULO DE LOS PUNTOS DE INFLEXION

Sentido del eje "y"

COLUMNAS A3

NIVEL	\bar{K}	α	α	α	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6ª	0.595	0.67	-	1	0.298	0.065	-	-	0.363
5ª	0.711	1	1	1	0.40	-	-	-	0.363
4ª	0.711	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
3ª	0.365	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
2ª	0.365	1	1	1	0.55	-	-	-	0.55
1ª	0.406	-	0.89	-	0.797	-	-	-	0.797

COLUMNA A-2

Nivel	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6ª	0.5	0.668	-	1	0.25	0.10	-	-	0.35
5ª	0.6	1	1	1	0.40	-	-	-	0.40
4ª	0.6	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
3ª	0.347	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
2ª	0.347	1	1	1	0.55	-	-	-	0.55
1ª	0.388	-	0.89	-	0.806	-	0.003	-	0.803

COLUMNAS A-1

Nivel	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6ª	0.18	0.67	-	1	0.01	0.178	-	-	0.188
5ª	0.215	1	1	1	0.258	-	-	-	0.258
4ª	0.215	1	1	1	0.358	-	-	-	0.358
3ª	0.141	1	1	1	0.479	-	-	-	0.479
2ª	0.141	1	1	1	0.758	-	-	-	0.758
1ª	0.157	-	0.9	-	1.129	-	0.028	-	1.101

COLUMNAS D-1

Nivel	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6ª	0.18	0.67	-	1	0.01	0.178	-	-	0.188
5ª	0.215	1	1	1	0.258	-	-	-	0.258
4ª	0.215	1	1	1	0.358	-	-	-	0.358
3ª	0.141	1	1	1	0.479	-	-	-	0.479
2ª	0.141	1	1	1	0.738	-	-	-	0.738
1ª	0.157	-	0.89	-	1.129	-	0.028	-	1.101

COLUMNA D-3

Nivel	\bar{k}	α	α	α	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6ª	1.09	0.67	-	1	0.355	0.05	-	-	0.405
5ª	1.3	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
4ª	1.3	1	1	1	0.465	-	-	-	0.465
3ª	0.666	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
2ª	0.666	1	1	1	0.517	-	-	-	0.517
1ª	0.74	-	0.89	-	0.68	-	-	-	0.68

NOTA.- Se ha encontrado los puntos de inflexión de 2 pórticos principales ya que los demás pórticos son iguales.

CALCULO DE LOS PUNTOS DE INFLEXION

Sentido del eje \bar{x}

COLUMNAS 1-A

Nivel	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6ª	0.12	0	0	1	-0.11	-	-	-	-0.11
5ª	0.12	1	1	1	0.13	-	-	-	0.13
4ª	0.12	1	1	1	0.31	-	-	-	0.31
3ª	0.079	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
2ª	0.079	1	1	1	0.80	-	-	-	0.80
1ª	0.088	∞	0.89	∞	1.30	-	-0.028	-	1.272

COLUMNA 1-B

Nivel	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6ª	0.27	1	-	1	0.12	-	-	-	0.12
5ª	0.27	1	1	1	0.285	-	-	-	0.285
4ª	0.27	1	1	1	0.385	-	-	-	0.385
3ª	0.177	1	1	1	0.462	-	-	-	0.462
2ª	0.177	1	1	1	0.68	-	-	-	0.68
1ª	0.197	∞	0.89	∞	1.01	-	-0.028	-	-0.972

COLUMNA 1-C

Nivel	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6 ^a	0.298	1	-	1	0.148	-	?	-	0.148
5 ^a	0.298	1	1	1	0.299	-	-	-	0.299
4 ^a	0.298	1	1	1	0.399	-	-	-	0.399
3 ^a	0.196	1	1	1	0.452	-	-	-	0.452
2 ^a	0.196	1	1	1	0.656	-	-	-	0.656
1 ^a	0.128	∞	0.89	∞	0.973	-	-0.028	-	0.945

COLUMNA 1-D

Nivel	\bar{K}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6 ^a	0.149	1	-	1	-0.052	-	?	-	-0.052
5 ^a	0.149	1	1	1	0.173	-	-	-	0.173
4 ^a	0.149	1	1	1	0.324	-	-	-	0.324
3 ^a	0.098	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
2 ^a	0.098	1	1	1	0.80	-	-	-	0.80
1 ^a	0.109	∞	0.89	∞	1.273	-	-0.028	-	1.245

COLUMNA 2-A

Nivel	\bar{K}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6 ^a	0.365	1	-	1	0.182	-	-	-	0.182
5 ^a	0.365	1	1	1	0.332	-	-	-	0.332
4 ^a	0.365	1	1	1	0.40	-	-	-	0.40
3 ^a	0.305	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
2 ^a	0.305	1	1	1	0.55	-	-	-	0.55
1 ^a	0.34	∞	0.89	∞	0.83	-	-0.017	-	0.813

COLUMNA 2-B

Nivel	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6 ^a	0.818	1	-	1	0.35	-	-	-	0.35
5 ^a	0.818	1	1	1	0.409	-	-	-	0.409
4 ^a	0.818	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
3 ^a	0.685	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
2 ^a	0.685	1	1	1	0.508	-	-	-	0.508
1 ^a	0.762	α	0.89	α	0.669	-	-	-	0.669

COLUMNA 2-C

Nivel	\bar{K}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6ª	0.904	1	-	1	0.35	-	-	-	0.35
5ª	0.904	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
4ª	0.904	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
3ª	0.757	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
2ª	0.757	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
1ª	0.843	-	0.89	-	0.65	-	-	-	0.65

COLUMNA 3-A

Nivel	\bar{K}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6ª	0.481	1	-	1	0.241	-	-	-	0.241
5ª	0.481	1	1	1	0.35	-	-	-	0.35
4ª	0.481	1	1	1	0.441	-	-	-	0.441
3ª	0.384	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
2ª	0.384	1	1	1	0.55	-	-	-	0.55
1ª	0.429	-	0.89	-	0.786	-	-	-	0.785

COLUMNA 3-B

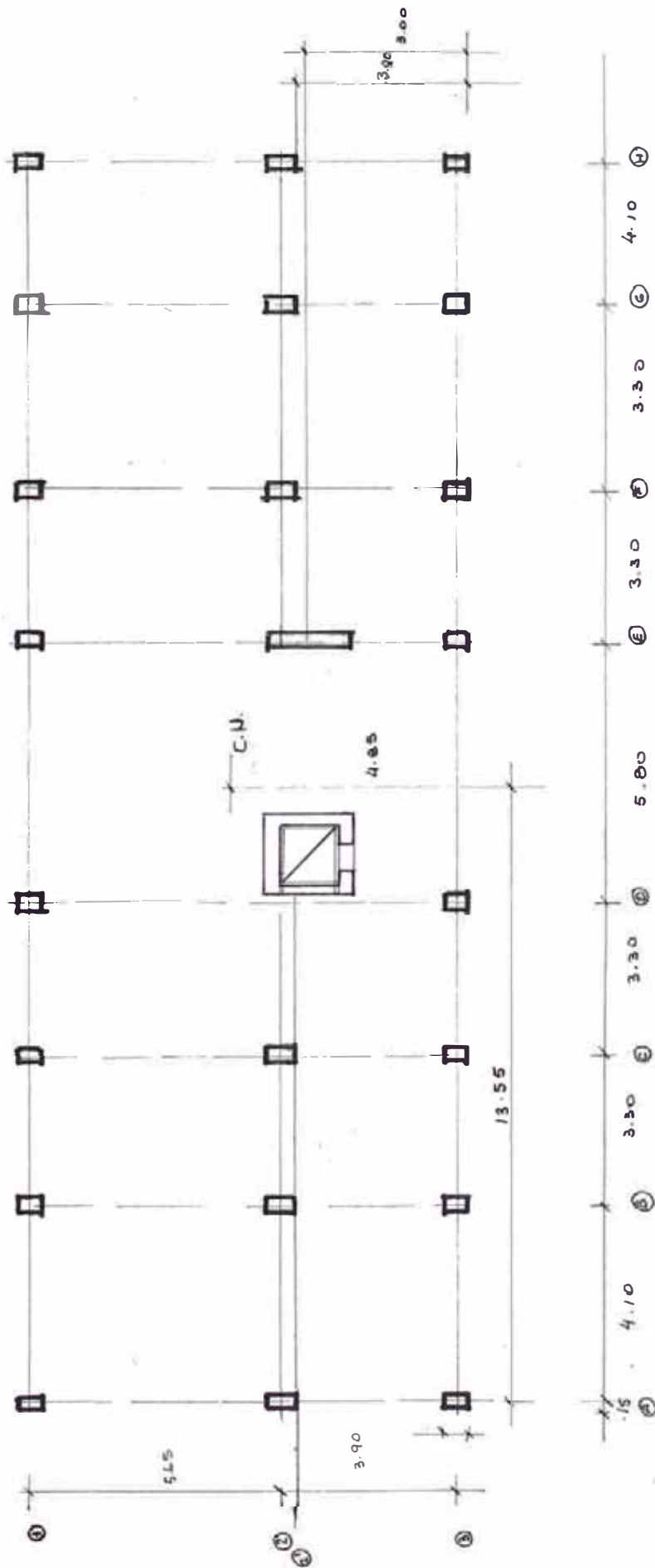
Nivel	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6ª	1.08	1	-	1	0.354	-	-	-	0.354
5ª	1.08	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
4ª	1.08	1	1	1	0.454	-	-	-	0.454
3ª	0.857	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
2ª	0.857	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
1ª	0.956	-	0.89	-	0.65	-	-	-	0.65

COLUMNA 3-C

Nivel	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
6ª	1.19	1	-	1	0.36	-	-	-	0.36
5ª	1.19	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
4ª	1.19	1	1	1	0.46	-	-	-	0.46
3ª	0.947	1	1	1	0.474	-	-	-	0.474
2ª	0.947	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
1ª	1.06	1.06	0.89	-	0.647	-	-	-	0.647

COLUMNA 3-D

Nivel	\bar{k}	α	α	α	Y_0	Y_1	Y_3	Y	y
6 ^a	0.935	1	-	1	0.35	-	-	-	0.35
5 ^a	0.935	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
4 ^a	0.935	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
3 ^a	0.742	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
2 ^a	0.742	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
1 ^a	0.83	-	0.89	-	0.65	-	-	-	0.65



DETERMINACION DEL CENTRO DE RIGIDEZ

El centor de rigidez es el centro de gravedad de los valores "D" de las columnas y placas.

Las fórmulas a usar.

$$Y_{cr} = \frac{\sum D_{xy}}{\sum D_x} \quad X_{cr} = \frac{\sum D_{yx}}{\sum D_y}$$

Siendo:

D_x y D_y la suma de rigideces por eje.

Valores de las inercias de rigideces por piso.

$$I_x = \sum (D_x y^2) - Y_{cr}^2 \sum D_x \quad (\text{Valores usados en la corrección por torsión})$$

$$I_y = \sum (D_y x^2) - X_{cr}^2 \sum D_y$$

Determinación del centro de masa.-

El centro de gravedad en todos los niveles van a conincidir debido a que las dimensiones y formas de estos no varian. Por consiguiente el centro de masa coincidirá con el centro de gravedad en todos los pisos.

$$X_{CM} = \frac{30 \times 50 (110) + 30 \times 60 (82.5) + 11600 \times 1180 + 4000 \times 16.60 + 50 \times 50 (110.80)}{30 \times 50 \times 8 + 30 \times 60 \times 6 + 11600 \times 4000 + 50 \times 50 \times 8}$$

$$X_{CM} = \frac{792,700}{58,400} = 13.55 \text{ m.}$$

$$Y_{CM} = \frac{30 \times 50 \times .25 \times 8 + 3.90 \times 60 \times 30 \times 6 + 11600 \times 3.19 + 4000 \times 3 + 50 \times 50 \times 9.53 \times 8}{58400}$$

$$Y_{CM} = \frac{284,300}{58,400} = 4.85 \text{ m.}$$

CENTRO DE RIGIDEZ Y_{CR}

PISO	Eje	D_x	Y_1	$D_x(Y)$	$D_x Y^2$	Y_{CR}	I_x
1ª	1	43.64	9.55	445	4250	4.60	1608.46
	2	12.02	3.90	46.80	182.50	4.60	1608.46
	2'	120.50	3.19	385	1225	4.60	1608.46
	3	15.30	0.25	2.82	0.957	4.60	1608.46
	Σ	191.46		880.62	5658.46	4.60	
2ª	1	10.25	9.55	98	935	3.77	470.57
	2	6.89	3.90	26.90	105	3.77	470.57
	2'	46.80	3.19	149	475.	3.77	470.57
	3	9.17	0.25	2.29	0.572	3.77	470.57
	Σ	73.11		276.19	1515.57		
3ª	1	10.25	9.55	98	935	3.03	460.57
	2	6.89	3.90	26.90	105	4.03	460.57
	2'	25.25	3.19	80.30	256	4.03	460.57
	3	9.17	0.25	2.29	0.572	4.03	460.57
	Σ	51.56		207.49	1296.57		
4ª	1	9.92	9.55	94.8	904	4.26	432.54
	2	6.58	3.90	25.65	100.5	4.26	432.54
	2'	14.50	3.19	46.25	147.5	4.26	432.54
	3	8.55	0.25	21.40	0.535	4.26	432.54
	Σ	39.55		168.84	1152.54		
5ª	1	9.92	9.55	94.8	904	4.61	416.64
	2	6.58	3.90	25.65	100.5	4.61	416.64
	2'	4.98	3.19	15.85	50.50	4.61	416.64
	3	8.55	0.25	2.14	0.535	4.61	416.64
	Σ	30.03		138.44	1055.64		
6ª	1	9.92	9.55	94.8	904	4.85	412.29
	2	6.58	3.90	25.65	100.50	4.85	412.29
	2'	0.32	3.19	1.02	3.25	4.85	412.29
	3	8.55	0.25	2.14			
	Σ	25.37		123.61	1008.29		

CENTRO DE RIGIDEZ

x_{CR}

Piso	Eje	D_y	x'	$D_y x'$	$D_y x'^2$	x_{CR}	I_y
1º	A	16.48	0.15	2.46	0.37	13.35	11288.37
	B	16.48	4.25	70.0	298	13.35	11288.37
	C	16.48	7.55	124.5	940	13.35	11288.37
	D	10.36	10.85	112.50	1220	13.35	11288.37
	D'	109.50	11.80	1290	15220	13.35	11288.37
	D''	40.00	16.60	663	11050	13.35	11288.37
	E	10.36	16.65	172.5	2875	13.35	11288.37
	F	16.48	19.95	329	6535	13.35	11288.37
	G	16.48	23.25	384	8900	13.35	11288.37
	H	16.48	27.35	450	12250	13.35	11288.37
	Σ	269.10		3597.96	59288.37		
2º							
	A	6.24	0.15	0.939	0.1405	13.25	4209.14
	B	6.24	4.25	26.50	113	13.25	4209.14
	C	6.24	7.55	47.20	356	13.25	4209.14
	D	4.325	10.85	47.00	510	13.25	4209.14
	D'	41.70	11.80	492.5	5810	13.25	4209.14
	D''	11.60	16.60	192.5	31.95	13.25	4209.14
	E	4.325	16.65	72.00	1200	13.25	4209.14
	F	6.24	19.95	124.50	2490	13.25	4209.14
	G	6.24	23.25	145.5	3375	13.25	4209.14
H	6.24	27.35	171	4660	13.25	4209.14	
	Σ	99.39		1319.64	21709.14		

Piso	Eje	D_y	x'	$D_y x'$	$D_y x'^2$	X_{CR}	I_y
3º	A	6.24	0.15	0.939	0.1405	13.45	4046.14
	B	6.24	4.25	26.50	113.0	13.45	4046.14
	C	6.24	7.55	47.20	356	13.45	4046.14
	D	4.325	10.85	47.00	510	13.45	4046.14
	D'	19.60	11.80	231.050	27105	13.45	4046.14
	D''	5.40	16.60	89.80	1492	13.45	4046.14
	E	4.325	16.65	72.00	1200	13.45	4046.14
	F	6.24	19.95	124.50	2490	13.45	4046.14
	G	6.24	23.25	145.50	3375	13.45	4046.14
	H	6.24	27.35	171.0	4660	13.45	4046.14
	Σ	71.09		955.94	16936.14		
4º							
	A	5.65	0.15	0.849	0.127	13.55	3615.63
	B	5.65	4.25	24.05	102.5	13.55	3615.63
	C	5.65	7.55	42.60	322	13.55	3615.63
	D	3.71	10.85	40.30	436	13.55	3615.63
	D'	10.20	11.80	120.5	1420	13.55	3615.63
	D''	2.61	16.60	43.50	723.0	13.55	3615.63
	E	3.71	16.65	62.	103.2	13.55	3615.63
	F	5.65	19.95	112.8	2250	13.55	3615.63
	G	5.65	23.25	131.8	3055	13.55	3615.63
	H	5.65	27.35	154.3	4215	13.55	3615.63
Σ	54.13		732.70	13565.63			

Piso	Eje	D_y	x'	$D_y x'$	$D_y^2 x$	X_{CR}	I_y	
5 ^a	A	5.65	0.15	0.849	0.127	13.70	3636.13	
	B	5.65	4.25	24.05	102.50	13.70	3636.13	
	C	5.65	7.55	42.60	322	13.70	3636.13	
	D	3.71	10.85	40.30	436	13.70	3636.13	
	D'	2.20	11.80	26.00	306.00	13.70	3636.13	
	D''	0.79	16.60	13.10	217.50	13.70	3636.13	
	E	3.71	16.65	62.00	1032	13.70	3636.13	
	F	5.65	19.95	112.80	2250	13.70	3636.13	
	G	5.65	23.25	131.8	3055	13.70	3636.13	
	H	5.65	27.35	154.30	4215	13.70	3636.13	
	Σ		44.31		607.80	11936.13		
	6 ^a	A	4.90	0.15	0.735	0.1105	13.72	3150
		B	4.90	4.25	20.85	88.50	13.72	3150
C		4.90	7.55	37.00	280.0	13.72	3150	
D		3.27	10.85	35.5	385.0	13.72	3150	
D'		0.22	11.80	2.60	30.60	13.72	3150	
D''		0.05	16.60	0.83	13.80	13.72	3150	
E		3.27	16.65	54.70	910.	13.72	3150	
F		4.90	19.95	98.00	1950	13.72	3150	
G		4.90	23.25	114.	2650	13.72	3150	
H		4.90	27.35	134.0	3652	13.72	3150	
Σ			36.21		498.22	9960.01		

CALCULO DEL MOMENTO DE TORSION

Fórmula a usar.-

$$M_t = Q(1.5e + 0.05b)$$

Donde:

e = Distancia del centro de gravedad (centro de corte) y el centro de rigidez en mts.

Q = Cortante en el piso en ton.

b = Dimensión perpendicular a la dirección que se estudia.

SENTIDO DEL EJE x

Piso	Q _x	e	b _y	M _{Tx}	I _x +I _y	M _{Tx} / I _x +I _y
6ª	31.60	0	10.50	16.65	3,562.3	0.004675
5ª	61.40	0.24	10.50	54.30	4,052.77	0.01340
4ª	85.30	0.59	10.50	120.	4048.1	0.02960
3ª	103.4	0.82	10.5	181.0	4506.71	0.04010
2ª	115.7	1.08	10.5	247.0	4679.7	0.05280
1ª	122.2	0.25	10.5	110.0	12896.8	0.-0853

SENTIDO DEL EJE y

Piso	Q _y	e	b _y	M _{ty}	I _x +I _y	T _{Ty} /I _x +I _y
6ª	34.90	0.17	27.5	56.9	3562.3	0.01595
5ª	69.90	0.15	27.5	111.5	4052.77	0.0275
4ª	98.00	0.00	27.5	134.5	4048.2	0.0333
3ª	119.3	0.10	27.5	170.0	4506.71	0.0377
2ª	133.8	0.30	27.5	244.5	4679.7	0.0521
1ª	141.40	0.20	27.5	236.5	12896.8	0.0184

Cortante final corregido por torsión sísmica.

$$V_f = \frac{Q_x}{\Sigma(D_x)} D_x \pm \frac{M_t}{I_x + I_y} (D_x) y$$

Donde:

V_f = Cortante final en cada eje.

Q = Cortante que actúa en el piso considerado.

D = Factor de distribución de cada eje = ΣD de los elementos resistentes de cada eje.

ΣD = Suma de los factores de distribución de los ejes

M_t = Momento de torsión.

$\frac{M_t}{I_x + I_y}$ = Factor encontrado (cuadro anterior)

Y = Coordenada del eje con respecto a los nuevos ejes coordenados que pasan por el centro de rigidez.

Al calcular V_f tomaremos en cuenta la cortante por torsión cuando se suma y no cuando se resta. Como los valores que necesitamos son sólo los que corresponden a los pórticos.

encontraremos los V_f corregidos por torsión de cada eje; para luego encontrar el V_f correspondiente a cada columna.

LOS CALCULOS ESTAN EN LA SIGUIENTE TABULACION

CALCULO DE V_f EN CADA EJE.- SENTIDO \bar{x}

Piso	Eje	D_x	$Y(Y_R - Y_a/c)$	$\frac{Q_x}{\Sigma D_x} D_x$	$(D_x)Y$	$\frac{D_x(D_x)Y}{I_x + I_y}$	V_f	
$Q_x =$ 122.2	1ª	1	43.64	-4.95	27.90	--	---	27.90
		2	12.02	0.70	7.625	8.40	0.0717	7.70
		2'	120.50	1.41	76.90	170	1.43	78.35
		3	15.30	4.35	9.73	66.50	0.56	10.30
		Σ	191.46					
$Q_x =$ 115.7	2ª	1	10.25	-5.78	16.15	--	--	16.15
		2	6.89	-0.13	10.85	--	--	10.85
		2'	46.80	0.58	73.90	27.15	1.44	75.35
		3	9.17	3.52	14.45	32.40	1.705	16.20
		Σ	73.11					
$Q_x =$ 103.4	3ª	1	10.25	-5.52	20.50	--	--	20.50
		2	6.89	0.13	13.75	0.892	0.036	13.80
		2'	25.25	0.84	50.40	21.20	0.852	51.25
		3	9.17	3.78	18.30	34.60	1.39	19.70
		Σ	51.56					
$Q_x =$ 85.5	4ª	1	9.92	-5.29	21.50	--	---	21.50
		2	6.58	0.36	14.20	2.36	0.07	14.30
		2'	14.50	1.07	31.40	15.55	0.46	31.90
		3	8.55	4.01	18.50	34.40	1.02	19.55
		Σ	39.55					
$Q_x =$ 61.4	5ª	1	9.92	-4.94	20.45	--	--	20.45
		2	6.58	0.71	13.50	4.68	0.0628	13.60
		2'	4.98	1.42	10.25	7.08	0.095	10.35
		3	8.55	4.36	17.60	37.40	0.50	18.10
		Σ	30.03					

(Continuación)

	Piso	Eje	D_x	$Y(Y_R - Y_a/c)$	$\frac{Q_x}{\Sigma D_x} D_x$	$(D_x)Y$	$\frac{x D_x Y}{I_x + I_y}$	V_f
$Q_x =$ 31.6	6 ^a	1	9.92	-4.70	12.40	--	--	12.4
		2	6.58	0.95	8.21	6.24	0.0292	8.25
		2'	0.32	1.66	0.40	0.531	0.0025	0.45
		3	8.55	4.60	10.65	39.4	0.184	10.85
		Σ	5.37					

CALCULO DE V_f EN CADA EJE SENTIDO \bar{y}

	Piso	Eje	D_y	$X(X_{CR} - X_e/c)$	$\frac{Q_y}{\Sigma D_y} D_y$	$(D_y)X$	$\frac{MT_y (D_y) X}{I_x + I_y}$	V_f
$Q_y =$ 141.40	1 ^o	A	16.48	13.20	8.62	218.0	4.02	12.65
		B	16.48	9.10	8.62	150.0	2.76	11.40
		C1	16.48	5.80	8.62	95.90	1.765	10.40
		D	10.36	2.50	5.42	25.90	0.476	5.90
		D'	109.50	1.55	57.20	170.0	3.14	60.35
		D''	40.0	-3.25	21.0	--	--	21.00
		E	10.36	-3.30	5.42	--	--	5.42
		F	16.48	-6.60	8.62	--	--	8.62
		G	16.48	-9.90	8.62	--	--	8.62
		H	16.48	-14.00	8.62	--	--	8.62
		Σ	269.10					
$Q_y =$ 133.8	2 ^a	A	6.24	13.10	8.40	82.00	4.275	12.70
		B	6.24	9.00	8.40	56.15	2.94	11.35
		C	6.24	5.70	8.40	35.60	1.86	10.30
		D	4.325	2.40	5.80	10.40	0.5425	6.35
		D'	41.70	1.45	56.00	60.50	3.1625	59.20
		D''	11.60	-3.35	15.60	--	--	15.60
		E	4.325	-3.40	5.8	--	--	5.80
		F	6.24	-6.70	8.40	--	--	8.40
		G	6.24	-14.10	8.40	--	--	8.40
		H	6.24	-14.10	8.40	--	--	8.40
		Σ	99.39					

$Q_y =$
11993

Piso	Eje	D_y	$x(x_{CR} - x_{e/c})$	$\frac{Q_x}{\Sigma D_y} D_y$	$(D_y) \times$	$\frac{M T_y (D_y) \times}{I_x + I_y}$	V_f
3 ^a	A	6.24	13.30	10.45	83.20	3.15	13.6
	B	6.24	9.20	10.45	57.60	2.17	12.65
	C	6.24	5.90	10.45	3700	1.40	11.85
	D	4.325	2.60	7.225	11.25	0.425	7.65
	D'	19.60	1.65	32.80	32.40	1.225	34.05
	D''	5.40	-3.15	9.20	---	---	9.20
	E	4.325	-3.201	7.225	--	--	7.25
	F	6.24	-6.50	10.45	--	--	10.45
	G	6.24	-9.80	10.45	--	--	10.45
	H	6.24	-13.90	10.45	--	--	10.45
	Σ	71.09					
4 ^a	A	5.65	13.40	10.25	75.90	2.515	12.80
	B	5.65	9.30	10.25	52.50	1.745	12.00
	C	5.65	6.00	10.25	34.00	1.13	11.40
	D	3.71	2.70	6.71	10.05	0.335	7.05
	D'	10.20	1.75	1.845	17.85	0.593	19.05
	D''	2.61	-3.05	4.725	--	--	4.75
	E	3.71	-3.10	6.71	--	--	6.75
	F	5.65	-6.40	10.25	--	--	10.25
	G	5.65	-9.70	10.25	--	--	10.25
	H	5.65	-13.80	10.25	--	--	10.25
	Σ	54.13					

$Q_y =$
98.00

$Q_y =$
69.90

Piso	Eje	D_y	$X(X_{CR} - X_{e/c})$	$\frac{Q_x}{\Sigma D_y} D_y$	$(D_y)Y$	$\frac{MT_y (D_y) x}{I_x + I_y}$	V_g
5°	A	5.65	13.55	8.80	76.70	2.11	10.95
	B	5.65	9.45	8.80	53.30	1.47	10.30
	C	5.65	6.15	8.80	34.75	0.957	9.80
	D	3.71	2.85	5.90	10.60	0.291	6.20
	D'	2.20	1.90	3.50	4.18	0.115	3.65
	D''	0.79	-2.90	1.25	---	---	1.25
	E	3.71	-2.95	5.90	--	---	5.90
	F	5.65	-6.25	8.80	---	---	8.80
	G	5.65	-9.55	8.80	--	--	8.80
	H	5.65	-13.65	8.80	--	--	8.80
	Σ	44.31					
6°	A	4.90	13.57	4.715	66.40	1.06	5.80
	B	4.90	9.47	4.715	46.45	0.74	5.50
	C	4.90	6.17	4.715	30.25	0.483	5.20
	D	3.27	2.87	3.15	9.42	0.1505	3.30
	D'	0.22	1.92	0.2115	0.422	0.00675	0.25
	D''	0.05	-2.88	0.048	---	---	0.05
	E	3.27	-2.93	3.15	---	---	3.15
	F	4.90	-6.23	4.715	---	---	4.75
	G	4.90	-9.53	4.715	---	---	4.75
	H	4.90	-13.63	4.715	---	---	4.75
	Σ	36.21					

$Q_y =$
34.90

CALCULO DE LOS V_f EN CADA ELEMENTO RESISTENTE

SENTIDO DEL EJE x.- PORTICO (1)

Piso	Eje	Columna	V_f (eje)	D(Eje)	D(Colum.)	$\frac{D(col.)}{D\ eje}$	$\frac{V_f (column.)}{V_{eje} \frac{D\ col.}{D_{eje}}}$
6 ^a	1	1-A=1-H	12.40	9.92	0.75	0.0754	0.938
		1-B=1-G			1.57	0.158	1.96
		1-C=1-F			1.72	0.173	2.15
		1-D=1-E			0.92	0.0928	1.15
5 ^a	1	1-A=1-H	20.45	9.92	0.75	0.0754	1.545
		1-B=1-G			1.57	0.158	3.23
		1-C=1-F			1.72	0.173	3.54
		1-d=1-E			0.92	0.0928	1.90
4 ^a	1	1-A=1-H	21.50	9.92	0.75	0.0754	1.625
		1-B=1-G			1.57	0.158	3.40
		1-C=1-F			1.72	0.173	3.72
		1-D=1-E			0.92	0.029	1.98
3 ^a	1	1-A=1-H	20.50	10.25	0.762	0.0745	1.53
		1-B=1-G			1.625	0.1585	3.25
		1-C=1-F			1.80	0.175	3.60
		1-D=1-E			0.94	0.0915	1.88
2 ^a	1	1-A=1-H	16.15	10.25	0.762	0.0745	1.20
		1-B=1-G			1.625	0.1585	2.56
		1-C=1-F			1.80	0.175	2.82
		1-D=1-E			0.94	0.0915	1.48
1 ^a	1	1-A=1-H	27.90	43.64	5.08	0.1165	3.25
		1-B=1-G			5.71	0.131	3.65
		1-C=1-F			5.83	0.134	3.74
		1-D=1-E			5.2	0.119	3.32

CALCULO DE LOS V_f EN CADA ELEMENTO RESISTENTE

Sentido del eje x.- Pórtico (3)

Piso	Eje	Columnas	V_f (eje)	D(eje)	$D_{col.}$	$\frac{D_{col}}{D_{eje}}$	$V_f \text{ col.} = \frac{V_{eje} D_{col}}{D_{eje}}$
6ª	3	3-A=3-H	10.85	8.55	0.67	0.0782	0.85
		3-B=3-G			1.21	0.1415	1.54
		3-C=3-F			1.29	0.151	1.64
		3-D=3-E			1.105	0.1295	1.40
5ª	3	3-A=3-H	18.10	8.55	0.67	0.0782	1.42
		3-B=3-G			1.21	0.1415	2.56
		3-C=3-F			1.29	0.151	2.73
		3-D=3-E			1.105	0.1295	2.34
4ª	3	3A-3-H	19.55	8.55	0.67	0.0782	1.53
		3-B=3-G			1.21	0.1415	2.76
		3-C=3-F			1.29	0.151	2.95
		3-D=3-E			1.105	0.1295	2.52
3ª	3	3-A=3-H	19.70	9.17	0.7	0.0765	1.505
		3-B=3-G			1.305	1.43	2.81
		3-C=3-F			1.40	0.153	3.01
		3-D=3-E			1.18	0.1285	2.54
2ª	3	3-A=3-A	16.20	9.17	0.7	0.0765	1.24
		3-B=3-G			1.305	0.143	2.31
		3-C=3-F			1.40	0.153	2.48
		3-D=3-E			1.18	0.1285	2.09
1ª	3	3-A=3-H	10.30	15.30	1.49	0.0973	1.005
		3-B=3-G			2.34	0.153	1.34
		3-C=3-F			1.98	0.13	1.34
		3-D=3-E			1.84	0.12	1.24

CALCULO DE LOS V_f EN CADA ELEMENTO RESISTENTE

SENTIDO DEL EJE Y.- PORTICO C

Piso	Eje	Columnas	V_f (eje)	D(eje)	$D_{col.}$	$\frac{D_{col}}{D_{eje}}$	$V_f^{col.} = \frac{D_{col}}{D_{eje}} V_{eje}$
6 ^a	C	C-1	5.20	4.00	1.09	0.223	1.16
		C-2			2.40	0.490	2.55
		C-3			1.41	0.288	1.50
5 ^a	C	C-1	9.80	5.65	1.27	0.225	2.21
		C-2			2.76	0.489	4.80
		C-3			1.62	0.286	2.81
4 ^a	C	C-1	11.40	5.65	1.27	0.225	2.56
		C-2			2.76	0.489	5.58
		C-3			1.62	0.286	3.27
3 ^a	C	C-1			1.32	0.211	2.50
		C-2	11.85	6.24	3.07	0.492	5.82
		C-3			1.85	0.296	3.50
2 ^a	C	C-1	10.30	6.24	1.32	0.211	2.17
		C-2			3.07	0.492	5.08
		C-3			1.85	0.296	2.06
1 ^a	C	C-1	10.40	16.48	5.50	0.334	3.47
		C-2			6.92	0.420	4.36
		C-3			4.06	0.246	2.56

MOMENTOS DE COLUMNAS Y VIGAS

Obtenidos los cortantes en todas las columnas y fijado el punto de Inflexión en las mismas; para hallar los momentos en las columnas debemos multiplicar la cortante por sus distancias a partir del punto de inflexión a la cabeza y base de la columna.

Obteniendo los momentos en las columnas, para hallar los momentos en las vigas sumaremos los de las columnas cuando son del mismo sentido y repartiremos en forma proporcional a las rigideces de las vigas.

Cálculo de los momentos.

Momento superior: $M_s = V_f (1-y)h$

Momento inferior: $M_i = V_f yh$

M_s = Momento en la parte superior de la columna

M_i = Momento en la base de la columna

y = Distancia de la parte inferior de la columna al punto de Inflexión (calculado anteriormente).

MOMENTO EN COLUMNAS SENTIDO x PORTICO (1)

Piso	Col.	V_f (ton)	h(mts.)	Y	1-y	M_I	M_S
	1A	0.94	2.60	-0.11	1.11	-0.27	2.72
	1B	1.96		0.12	0.88	0.611	4.50
6 ^a	1C	2.15		0.148	0.852	0.83	4.77
	1D	1.15		-0.052	1.052	-0.156	3.15
	1A	1.55	2.60	0.13	0.87	0.523	3.51
	1B	3.23		0.285	0.715	2.40	6.01
5 ^a	1C	3.54		0.299	0.701	2.74	6.48
	1D	1.90		0.173	0.827	0.858	4.09
	1A	1.63	2.60	0.31	0.69	1.32	2.94
	1B	3.40		0.385	0.615	3.40	5.45
4 ^a	1C	3.72		0.399	0.601	3.86	5.82
	1D	1.98		0.324	0.676	1.67	3.48
	1A	1.53	2.60	0.50	0.50	1.99	1.99
	1B	3.25		0.462	0.538	3.92	4.55
3 ^a	1C	3.60		0.452	0.548	4.25	5.11
	1D	1.88		0.50	0.50	2.45	2.45
	1A	1.20	2.60	0.80	0.20	0.50	0.625
	2B	2.56		0.68	0.32	4.72	2.14
2 ^a	1C	2.82		0.656	0.344	4.82	2.52
	1D	1.48		0.80	0.20	3.08	0.77
	1A	3.25	2.90	1.272	-0.272	12.0	-2.56
	1B	3.65		0.972	0.028	10.30	0.30
1 ^a	1C	3.74		0.945	0.055	10.20	0.595
	1D	3.32		1.245	0.0245	12.0	-2.36

MOMENTOS EN COLUMNAS SENTIDO x PORTICO (3)

Piso	Col.	V_f (ton)	h (mts.)	Y	1-y	M_i	M_s
6ª	3A	0.85	2.60	0.241	0.759	0.533	1.68
	3B	1.54		0.354	0.646	1.42	2.59
	3C	1.64		0.36	0.64	1.54	2.74
	3D	1.40		0.35	0.65	1.28	2.36
5ª	3A	1.42	2.60	0.35	0.65	1.30	2.40
	3B	2.56		0.45	0.55	3.01	3.66
	3C	2.73	0.45	0.55	3.20	3.91	
	3D	2.34		0.45	0.55	2.74	3.35
4ª	3A	1.54	2.60	0.441	0.559	1.07	2.24
	3B	2.76		0.154	0.546	3.26	3.93
	3C	2.95		0.46	0.54	3.54	4.16
	3D	2.52		0.45	0.55	2.96	3.62
3ª	3A	1.51	2.60	0.45	0.55	1.77	2.16
	3B	2.81		0.45	0.55	3.30	4.04
	3C	3.01		0.474	0.526	3.72	4.12
	3D	2.54		0.45	0.55	2.97	3.63
2ª	3A	1.24	2.60	0.55	0.45	1.78	1.46
	3B	2.31		0.50	0.50	3.02	3.02
	3C	2.48		0.50	0.50	3.21	3.21
	3D	2.09		0.50	0.50	2.70	2.70
1ª	3A	1.01	2.90	0.785	0.215	2.30	0.63
	3B	1.58		0.65	0.35	0.99	1.61
	3C	1.34		0.647	0.353	2.51	1.37
	3D	1.24		0.65	0.35	2.34	1.26

MOMENTO EN COLUMNAS.- SENTIDO y

PORTICO "C"

Piso	Col.	V_f (ton.)	h(mts.)	y	1-y	M_i	M_s
6 ^a	C-1	1.16	2.60	0.188	0.812	0.568	2.45
	C-2	2.55		0.35	0.65	2.32	4.32
	C-3	1.50		0.363	0.637	1.42	2.48
5 ^a	C-1	2.21	2.60	0.258	0.742	1.48	4.26
	C-2	4.80		0.40	0.60	5.00	7.50
	C-3	2.81		0.40	0.60	2.94	4.40
4 ^a	C-1	2.56	2.60	0.358	0.642	2.39	4.29
	C-2	5.58		0.45	0.55	6.52	7.99
	C-3	3.27		0.45	0.55	3.82	4.66
3 ^a	C-1	2.50	2.60	0.479	0.521	3.11	3.40
	C-2	5.82		0.45	0.55	6.82	8.35
	C-3	3.50		0.45	0.55	4.10	5.01
2 ^a	C-1	2.17	2.60	0.738	0.262	4.15	1.48
	C-2	5.08		0.55	0.45	7.27	5.93
	C-3	3.06		0.55	0.45	4.40	3.60
1 ^a	C-1	3.47	2.90	1.101	-0.101	11.10	-1.01
	C-2	4.36		0.803	0.197	10.15	2.50
	C-3	2.56		0.797	0.203	5.92	1.51

MOMENTOS Y CORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS PORTICO (1)

	M=-2.72	M=-2.01	M=-2.41	M=-2.39	M=-2.39	M=-3.15	M=-3.15
N ++	M=2.72 N=1.16 M=-0.27	M=4.50 N=0.30 M=0.611	V=1.46 M=-3.66	V=1.46 M=3.66	M=4.77 N=0.22 M=0.83	V=1.68 M=0.94	M=3.15 N=-1.68 M=-0.156
Sentido del sismo →	M=3.51 N=2.59 M=0.523	M=6.01 N=1.09 M=2.40	V=2.22 M=-4.35	V=2.22 M=4.28	M=6.48 N=0.31 M=2.74	V=2.31 M=-4.34	M=4.09 N=-3.99 M=0.858
Signo de momentos (+) sentido antihorario	M=2.94 N=4.29 M=1.32	M=5.45 N=2.01 M=3.40	V=2.62 M=-4.49	V=2.62 M=4.49	M=5.82 N=0.31 M=3.86	V=2.62 M=-4.12	M=3.48 N=-6.61 M=1.67
(-) sentido horario	M=1.99 N=5.96 M=1.99	M=4.55 N=3.04 M=3.92	V=2.70 M=-3.36	V=2.70 M=3.39	M=5.11 N=0.22 M=4.25	V=2.61 M=-3.33	M=2.45 N=-9.22 M=2.45
Fuerzas=ton.	M=-2.62	M=2.70	M=-3.36	M=-3.39	M=-3.39	M=-3.39	M=-3.39
momt.=ton-m.	M=0.63 N=7.26 M=2.50 M=0.06	M=2.14 N=3.79 M=4.72 M=-2.24	V=2.05 M=-2.78	V=2.05 M=2.71	M=2.52 N=0.18 M=0.82	V=2.01 M=-0.72	M=0.77 N=-11.23 M=3.08
	M=-2.56 N=7.83 M=12.00	M=0.30 N=4.88 M=10.30	V=1.66 M=-2.71	V=1.66 M=2.71	M=0.60 N=-0.44 M=10.20	V=1.04 M=-12.27	M=-2.36 N=-12.27 M=12.00
	4.10	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30

6º

5º

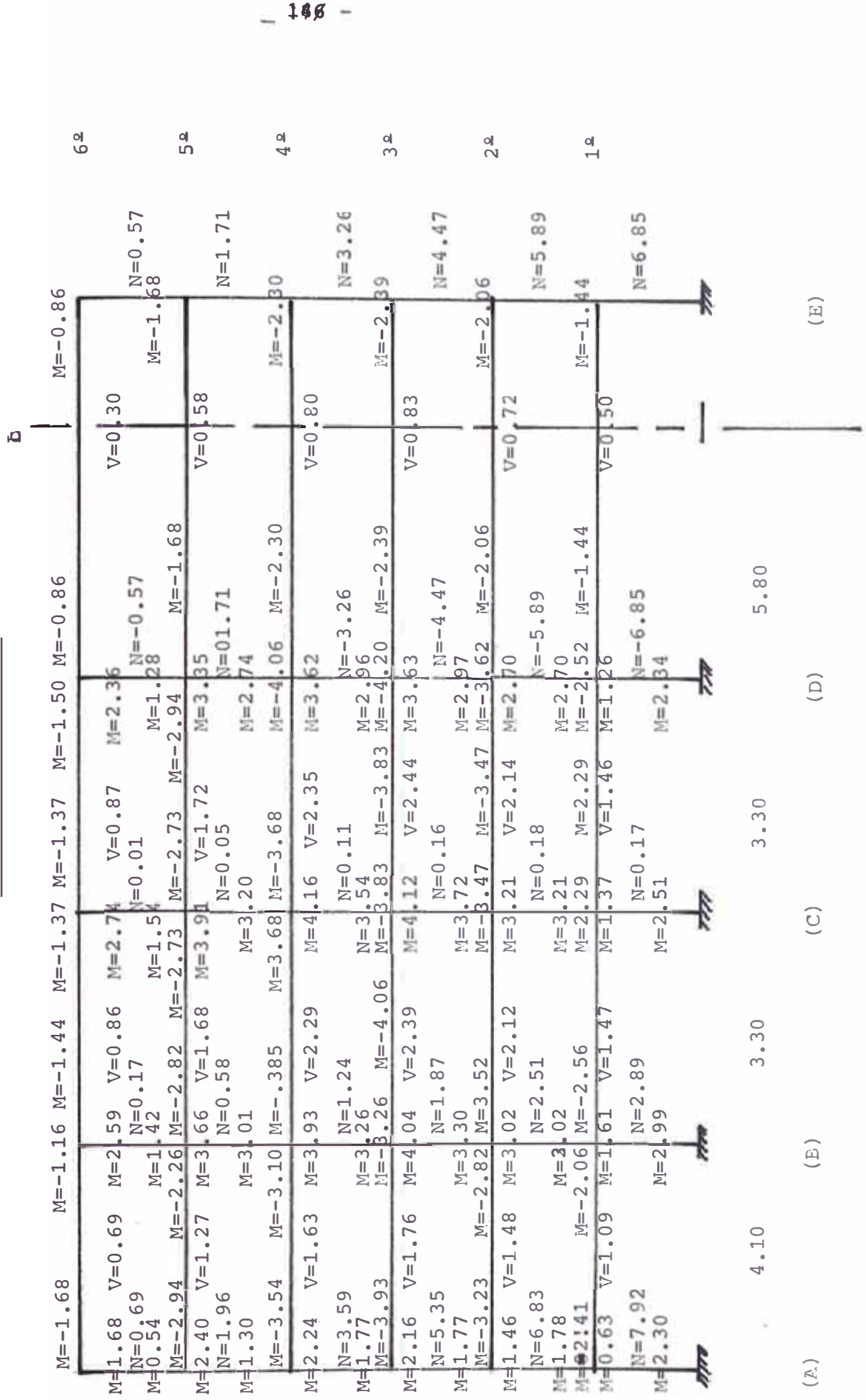
4º

3º

2º

1º

MOMENTOS Y CORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS
PORTICO DE ARRIOSTRE (3)



(A) (B) (C) (D) (E)

MOMENTOS Y CORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS
PORTICO PRINCIPAL "C"

	M=-2.48	M=-2.63	M=-1.70	M=-2.45	6 ^a
M=	2.48	V=1.41	M= 4.32	V=0.74	M=2.45
N=	1.41		N = -0.67		N= -0.74
M=	1.42		M=2.32		M=0.568
	M=-5.82	M=-.597	M=-3.85	M=-4.83	
M=	4.40	V=3.24	M=7.50	V=1.54	M=4.26
N=	4.65		N= -2.37		N=-2.28
M=	2.94		M= 5.007		M= 1.48
	M=-7.60	M=7.9	M=-5.10	M=-5.77	M=1.48
M=	4.66	V=4.25	M=7.99	V=1.93	M=4.29
N=	8.90		N= -4.69		N=-4.21
M=	3.82		M=6.52		M=2.39
	M=-8.83	M=-9.07	M=-5.84	M=-5.79	
M=	5.01	V=4.90	M=8.35	V=2.06	M=3.40
N=	13.80		N= -7.53		N=-6.27
M=	4.10		M=6.82		M=3.11
	M=-7.70	M=-7.75	M=-5.0	M=-4.59	
M=	3.60	V=4.24	M=5.93	V=1.70	M=1.48
N=	18.04		N=-8.07		N=-7.97
M=	4.40		M=7.27		M= 4.15
	M=-5.91	M=-5.93	M=-3.83	M=-3.14	
M=	1.51	V=3.25	M=2.50	V=1.24	M=-1.01
N=	21.29		N= -10.08		N=-9.21
M=	5.92		M= 10.15		M= 11.10
	3.65		5.65		

ANALISIS DE PORTICOS

Analizaremos los siguientes pórticos: Pórtico principal interior C y el pórtico de Arriostre 3.

En este capítulo se tratará todo lo relativo al cálculo de momentos y cortantes debido a las cargas verticales y horizontales. El resultado será la obtención de las envolventes totales de momento y cortes debido a las diferentes hipótesis de sobrecargas.

Para el cálculo de los momentos y cortantes debido a los pesos propios y sobrecarga, se usará el método de Kani.

En los pórticos estudiados los momentos y los cortantes obtenidos para peso propio, y sobrecarga, se combinarán con los efectos producidos por el sismo los cuales darán resultados totales.

Con los resultados obtenidos de los Kani y del análisis sísmico se procederá a la obtención de las envolventes, para la cual usaremos las fórmulas que da el Reglamento del A.C.I.

1.- $U = 1.5D + 1.8L$

2.- $U = 1.25(D+L+S)$

3.- $U = 0.9D + 1.1S$

Teniendo en cuenta en cada caso las diferentes hipótesis de sobrecarga y ambos sentidos del efecto del sismo.

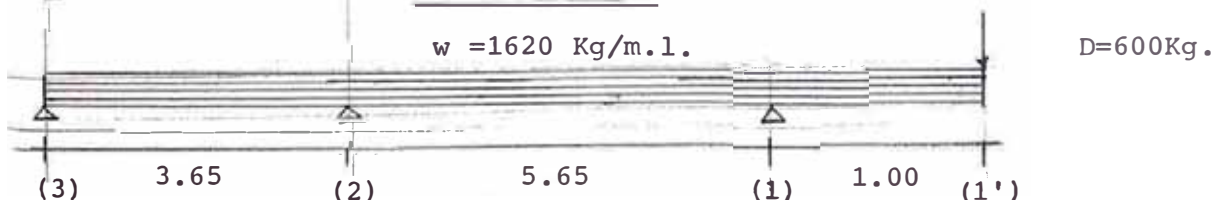
METODO DE KANI

PORTICO PRINCIPAL "C"

Procedimiento:

1ª Cálculo de los momentos de empotramiento perfecto.

a Cargas muertas.- Nivel Azotea.-



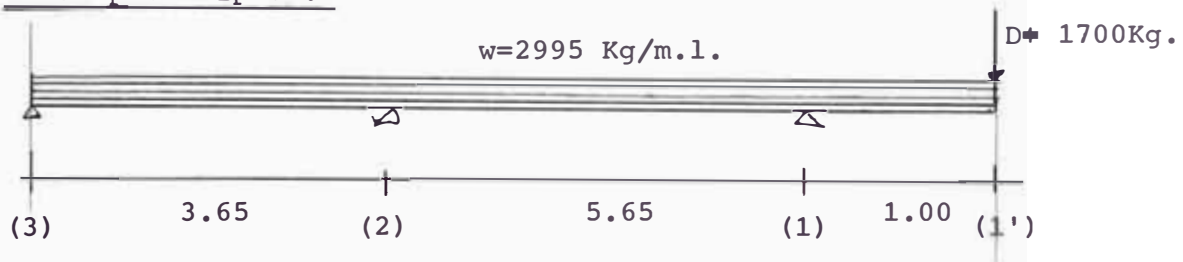
$$M_{3-2} = M_{2-3} = 1/12 wL_1^2 = \frac{1620(3.65)^2}{12} = 1.8 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{2-1} = M_{1-2} = 1/12 wL_2^2 = \frac{1620(5.65)^2}{12} = 4.32 \text{ Ton-m.}$$

Momento en el volado.

$$M_{1-1'} = \frac{1}{2} wL_3^2 + PL_3 = \frac{1620 \times L^2}{2} + 600 (L)^2 = 1.41 \text{ Ton-m.}$$

Nivel piso típico.-



$$M_{3-2} = M_{2-3} = 1/12 wL_1^2 = \frac{2995(3.65)^2}{12} = 3.33 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{2-1} = M_{1-2} = 1/12 wL_2^2 = \frac{2995(5.65)^2}{12} = 7.98 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{1-1'} = 1/2 wL_3^2 + PL_3 = \frac{2995 (1.0)^2}{2} + 1700(1) = 3.2 \text{ Ton-m.}$$

b) Cargas vivas.-

Las sobrecargas serán:

Azotea: 125 Kg/m²

Piso típ.: 200 Kg/m²

Se hará una reducción de sobrecarga de acuerdo al reglamento Norteamericano.

Para sobrecargas de 500 Kg/m² o menores, la sobrecarga de diseño en cualquier elemento que soporte más de 15m² se reducirá a razón de 0.8% por cada m² de área soportada por el elemento.

La reducción no excederá del 60%; ni del valor R.

$$R = 100 \frac{C.V. + C.M.}{4.33C.V.}$$

En la azotea no habrá reducción de sobrecarga.

Reducción de s/c en piso típico:

Viga P.T.- C

Tramo (3-2)

Area de Influencia: $3.30 \times 3.65 = 12.05 \text{ m}^2 < 15 \text{ m}^2$ no hay reducci6n.

Tramo (2-1)

Area de Influencia: $18.7 \text{ m}^2 > 15 \text{ m}^2$

% de reducci6n.

$$R = 0.8\% \times 18.7 = 15\% < 60\%$$

$$R = 100 \times \frac{200 + 905}{4.33 \times 200} = 130$$

Se tomará $R = 15\%$

Tramo (1-1')

Area de Influencia $3.30 \text{ m}^2 < 15 \text{ m}^2$ no hay reducci6n.

Sobrecarga a utilizarse en el dise1o:

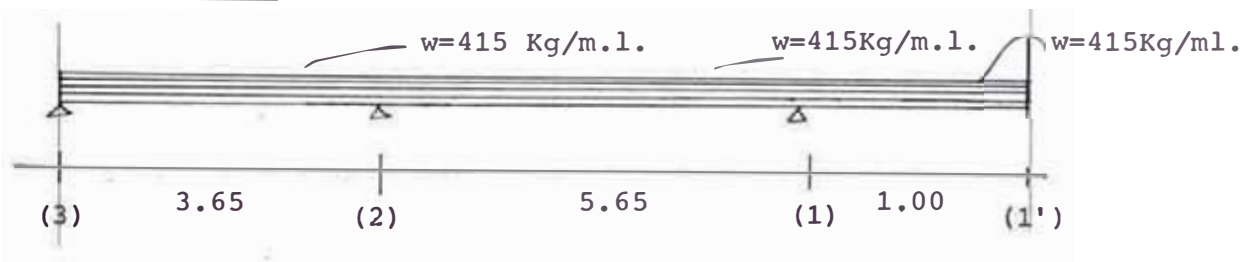
Tenemos en el piso t1pico = 200 Kg/m^2

Luego:

$$200 - 0.15 \times 200 = 170 \text{ Kg/m}^2$$

Con esta nueva sobrecarga se calcularan las cargas repartidas por m.l.
para los tramos de que hay reducci6n.

Nivel Azotea.-



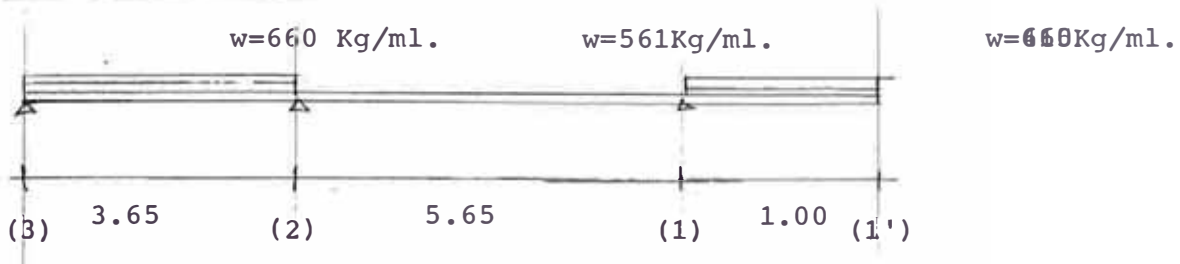
$$w = 415 \text{ Kg/m.l.}$$

$$M_{3-2} = M_{2-3} = 1/12 wL_1^2 = 1/12 \times 415 (3.65)^2 = 0.462 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{2-1} = M_{1-2} = 1/12 wL_2^2 = 1/12 \times 415 (5.65)^2 = 1.11 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{1-1'} = 1/2 wL_3^2 = 1/2 \times 415 (1.0)^2 = 0.208 \text{ Ton-m.}$$

Nivel Piso típico.-



$w_1 = 660 \text{ Kg/ml.}$

$w_2 = 561 \text{ Kg/ml.}$

$w_3 = 660 \text{ Kg/ml.}$

$M_{3-2} = M_{2-3} = 1/12 w_1 L_1^2 = 1/12 \times 660 (3.65)^2 = 0.735 \text{ Ton-m.}$

$M_{2-1} = M_{1-2} = 1/12 w_2 L_2^2 = 1/12 \times 561 (5.65)^2 = 1.5 \text{ Ton-m.}$

$M_{1-1'} = 1/2 w_3 L_3^2 = 1/2 \times 660 (1.0)^2 = 0.33 \text{ Ton-m.}$

Momentos Isostáticos.-

Estos momentos estan afectados por sus coeficientes.

Nivel azotea.-

Tramos \rightarrow	3-2	2-1
1.5D + 1.8L	5.29 Ton-m.	12.7 Ton-m
1.25(D+L)	4.24 Ton-m.	10.2 Ton-m.
0.9 D	2.43 Ton-m.	5.81 Ton-m.

NIVEL PISO TIPICO.-

TRAMO \rightarrow CARGAS \downarrow	3-2	2-1
1.5D+1.8L	9.88 Ton-m.	22.05 Ton-m.
1.25(D+L)	7.62 Ton-m.	17.80 Ton-m.
0.9D	4.50 Ton-m.	10.80 Ton-m.

2.- CALCULO DE RIGIDECES

Fórmula: $K = \frac{EI}{L}$ $I = \frac{1}{12} bh^3$

EN VIGAS.-

Nivel	Tramo	bxh	I (cm ⁴)	L (cm)	K
Azotea	A-2	30x35	107,000	365	293
	2-1	30x35	107,000	565	189
Piso	3-2	30x40	160,000	365	438
Típico	2-1	30x40	160,000	565	283

EN COLUMNAS.-

Nivel	Bxt	I (cm ⁴)	h (cm)	K
6 ^a , 5 ^a , 4 ^a	30x40	160,000	260	616
3 ^a y 2 ^a	30x50	313,000	260	1200
1 ^a	30x50	313,000	290	1080
6 ^a , 5 ^a , 4 ^a	30x50	313,000	260	1200
3 ^a y 2 ^a	30x60	540,000	260	2075
1 ^a	30x60	540,000	290	1860
6 ^a , 5 ^a , 4 ^a	45x45	342,000	260	1315
3 ^a , 2 ^a	50x50	521,000	260	2010
1 ^a	50x50	521,000	290	1800

3.- Factores de giro o de repartición (u)

Los factores de giro en el método de Kani se obtienen re partiendo en cada nudo el valor de (-1/2) proporcionalmente a las rigideces de los elementos que concurren en los nudos.

Todos los factores de giro así calculados se encuentran en los Kani desarrollados.

Como ejemplo hallaremos los factores de giro para el nudo N°5.

$$U_{5-4} = -1/2 \frac{4.38}{31.21} = -0.0701$$

$$U_{5-2} = -1/2 \frac{12}{31.21} = U_{5-8} = -0.192$$

$$U_{5-6} = -1/2 \frac{2.83}{31.21} = -0.0453$$

Factores de corrimiento.-

Los factores de corrimiento se encuentran repartiendo el valor $-3/2$ proporcionalmente a las rigideces K de las columnas. en un piso determinado.

Para el 6º y 5º y 4º = -0.296, -0.575, -0.630

Para el 3º y 2º = 0.340, 0.590, 0.570

Para el 1º = 0.341, 0.588, 0.570

Rigideces Relativas: Pórtico "C"

1	2.93	2	1.89	3
6.16		12		13.15
4	4.38	5	2.83	6
6.16		12		13.15
7	4.38	8	2.83	9
6.16		12		13.15
10	4.38	11	2.83	12
12		20.75		20.10
13	4.38	14	2.83	15
12		20.75		20.10
16	4.38	17	2.83	18
10.80		18.60		18.00
19		20		21
(3)	3.65	(2)	5.65	(1)

FACTORES DE GIRO PORTICO "C"

Nudo (1)

$$U_{1-2} = 1/2 \times \frac{2.93}{9.09} = -0.161$$

$$U_{1-4} = -1/2 \times \frac{6.16}{9.09} = -0.339$$

Nudo (2)

$$U_{2-1} = -1/2 \times \frac{2.93}{16.82} = -0.087$$

$$U_{2-3} = -1/2 \times \frac{1.89}{16.82} = -0.056$$

$$U_{2-5} = -1/2 \times \frac{12}{16.82} = -0.356$$

Nudo (3)

$$U_{3-2} = -1/2 \times \frac{1.89}{15.04} = -0.063$$

$$U_{3-6} = -1/2 \times \frac{13.15}{15.04} = -0.437$$

Nudo (4)

$$U_{4-5} = -1/2 \times \frac{4.38}{16.70} = -0.132$$

$$U_{4-1} = -1/2 \times \frac{6.16}{16.70} = -0.184$$

$$U_{4-7} = -1/2 \times \frac{6.16}{16.70} = -0.184$$

Nudo (5)

$$U_{5-4} = -1/2 \times \frac{4.38}{31.21} = -0.070$$

$$U_{5-2} = -1/2 \times \frac{12}{31.21} = -0.192 - U_{5-8}$$

$$U_{5-6} = -1/2 \times \frac{2.38}{31.21} = -0.0453$$

Nudo (6)

$$U_{6-5} = -1/2 \times \frac{2.83}{29.13} = -0.0485$$

$$U_{6-3} = -1/2 \times \frac{13.15}{29.13} = -0.226$$

$$U_{6-9} = -1/2 \times \frac{13.15}{29.13} = -0.226$$

Nudo (7)

$$U_{7-4} = -1/2 \times \frac{6.16}{16.70} = -0.184$$

$$U_{7-8} = -1/2 \times \frac{4.38}{16.70} = -0.132$$

$$U_{7-10} = -1/2 \times \frac{6.16}{16.70} = -0.184$$

Nudo (8)

$$U_{8-7} = -1/2 \times \frac{4.38}{31.21} = -0.070$$

$$U_{8-5} = -1/2 \times \frac{12}{31.21} = -0.192$$

$$U_{8-9} = -1/2 \times \frac{2.83}{31.21} = -0.0453$$

$$U_{8-11} = -1/2 \times \frac{12}{31.21} = -0.192$$

Nudo (9)

$$U_{9-8} = -1/2 \times \frac{2.83}{29.13} = -0.0485$$

$$U_{9-6} = 1/2 \times \frac{13.15}{29.13} = -0.226$$

$$U_{9-12} = -1/2 \times \frac{13.15}{29.13} = -0.226$$

Nudo (10)

$$U_{10-7} = -1/2 \times \frac{6.16}{22.54} = -0.136$$

$$U_{10-11} = -1/2 \times \frac{4.38}{22.54} = -0.097$$

$$U_{10-13} = -1/2 \times \frac{12}{22.54} = -0.266$$

Nudo (11)

$$U_{11-10} = -1/2 \times \frac{4.38}{39.96} = -0.055$$

$$U_{11-8} = -1/2 \times \frac{12}{39.96} = -0.15$$

$$U_{11-12} = -1/2 \times \frac{2.83}{39.96} = -0.0354$$

$$U_{11-14} = -1/2 \times \frac{20.75}{39.96} = -0.26$$

Nudo (12)

$$U_{12-11} = -1/2 \times \frac{2.83}{36.08} = -0.0391$$

$$U_{12-9} = -1/2 \times \frac{13.15}{36.08} = -0.182$$

$$U_{12-15} = -1/2 \times \frac{20.15}{36.08} = -0.279$$

Nudo (13)

$$U_{13-10} = -1/2 \times \frac{12}{28.38} = -0.211$$

$$U_{13-14} = -1/2 \times \frac{4.38}{28.38} = -0.077$$

$$M_{13-16} = -1/2 \times \frac{12}{28.38} = -0.211$$

Nudo (14)

$$U_{14-13} = -1/2 \times \frac{4.38}{48.71} = -0.045$$

$$U_{14-15} = -1/2 \times \frac{20.75}{48.71} = -0.213$$

$$U_{14-15} = -1/2 \times \frac{2.83}{48.71} = -0.029$$

$$U_{14-17} = -1/2 \times \frac{20.75}{48.71} = -0.213$$

Nudo (15)

$$U_{15-14} = -1/2 \times \frac{2.83}{43.03} = -0.032$$

$$U_{15-12} = -1/2 \times \frac{20.10}{43.03} = -0.234$$

$$U_{15-18} = -1/2 \times \frac{20.10}{43.03} = -0.234$$

Nudo (16)

$$U_{16-13} = -1/2 \times \frac{12}{27.18} = -0.221$$

$$U_{16-17} = -1/2 \times \frac{4.38}{27.18} = -0.080$$

$$U_{16-19} = -1/2 \times \frac{10.80}{27.18} = -0.198$$

Nudo (17)

$$U_{17-16} = -1/2 \times \frac{4.38}{46.56} = -0.047$$

$$U_{17-14} = -1/2 \times \frac{20.75}{46.56} = -0.223$$

$$U_{17-18} = -1/2 \times \frac{2.83}{46.56} = -0.0304$$

$$U_{17-20} = -1/2 \times \frac{18.60}{46.56} = -0.200$$

Nudo (18)

$$U_{18-17} = -1/2 \times \frac{2.83}{40.93} = -0.034$$

$$U_{18-15} = -1/2 \times \frac{20.10}{40.93} = -0.246$$

$$U_{18-21} = -1/2 \times \frac{18}{40.93} = -0.220$$

METODO DE KANI

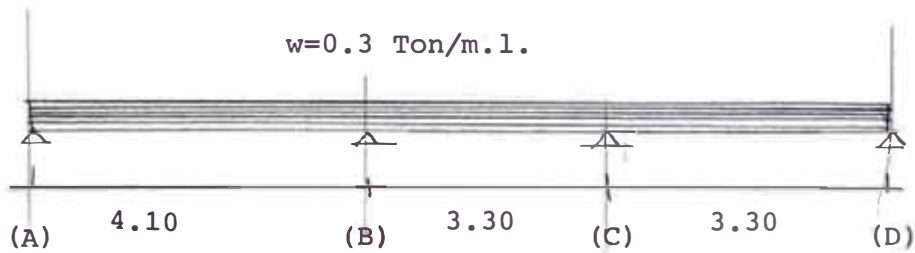
PORTICO DE ARRIOSTRE

Procedimiento.-

1.- Cálculo de los Momentos de empotramiento perfecto

Cargas muertas.

Nivel Azotea.-

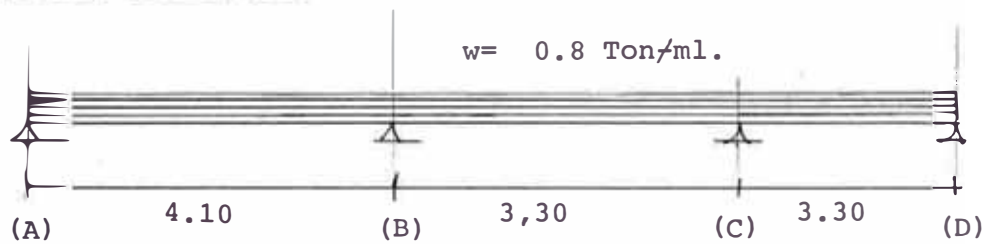


$$M_{AB} = M_{BA} = 1/12 wL_1^2 = \frac{0.3 \times 4.1^2}{12} = 0.43 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{BC} = M_{CB} = 1/12 wL_2^2 = \frac{0.3 \times 3.3^2}{12} = 0.28 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{CD} = M_{DC} = 1/12 wL_3^2 = \frac{0.3 \times 3.3^2}{12} = 0.28 \text{ Ton-m.}$$

Nivel piso típico.-



$$M_{AB} = M_{BA} = 1/12 wL_1^2 = \frac{0.410^2}{12} = -0.43 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{BC} = M_{CB} = 1/12 wL_2^2 = \frac{0.3 \times 3.3^2}{12} = 0.28 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{CD} = M_{DC} = 1/12 wL_3^2 = \frac{0.3 \times 3.3^2}{12} = 0.28 \text{ Ton-m.}$$

MOMENTOS ISOSTATICOS

Estos momentos estan afectados por sus coeficientes.

Nivel Azotea y piso típico

Tramo Cargas	A-B	B-C	C-D
1.5D	0.94 Ton-m.	0.62Ton-m.	0.62 Ton-m.
1.25D	0.79 Tn-m	0.51 Tn-m	0.51 Tn-m.
0.9D	0.57 Tn-m	0.37 Tn-m	0.37 Tn-m.

2.- Cálculo de las rigideces.-

Fórmula: $K = I/L$ $I = 1/12 bh^3$

En vigas.-

Nivel	Tramo	bxh	I (cm)	L (cm)	K
	A-B	50x25	65000	410	158.5
	B-C	50x25	65000	330	197
Azotea	C-D	50x25	65000	330	197.5
Piso Tí pico	A-B	50x25	65000	410	158.5
	B-C	50x25	65000	330	197
	C-D	50x25	65000	330	197

E COLUMNAS

Nivel	Trbxh	I (cm)	h (cm)	L (cm)
6ª, 5ª, 4ª	45x45	342000	260	1320
3ª, y 2ª	50x50	521000	260	2010
1ª	50x50	521000	290	1800
6ª, 5ª, 4ª	45x45	342000	260	1320
3ª y 2ª	50x50	521000	260	2010
1ª	50x50	521000	290	1800
6ª, 5ª, 4ª	45x45	342000	260	1320
3ª y 2ª	50x50	521000	260	2010
1ª	50x50	521000	290	1800
6ª, 5ª, 4ª	45x45	542000	260	1320
3ª y 2ª	50x50	521000	260	2010 1800

3.- Factores de giro.-

Rigideces relativas.

PORTICO (1)

1	1.585	2	1.97	3	1.97	4
13.20		13.20		13.20		13.20
5	1.585	6	1.97	7	1.97	8
13.20		13.20		1.320		13.20
9	1.585	10	1.97	11	1.97	12
13.20		13.20		13.20		13.20
13	1.585	14	1.97	15	1.97	16
20.10		20.10		20.10		20.10
17	1.585	18	1.97	19	1.97	20
20.10		20.10		20.10		20.10
21	1.585	22	1.97	23	1.97	24
18		18		18		18

Factores de corrimiento.-

Para todos los pisos - 0.375

Nudo (7).-

$$U_{7-6} = -1/2 \times \frac{1.97}{30.34} = -0.0320 = U_{7-8}$$

$$U_{7-3} = -1/2 \times \frac{13.20}{30.34} = -0.218 = U_{7-11}$$

Nudo (8)

$$U_{8-7} = -1/2 \times \frac{1.97}{28.37} = -0.035$$

$$U_{8-4} = -1/2 \times \frac{13.20}{28.37} = -0.233 = U_{8-12}$$

Nudo (9)

$$U_{9-5} = -1/2 \times \frac{13.20}{27.98} = -0.236 = U_{9-13}$$

$$U_{9-10} = -1/2 \times \frac{1.585}{27.98} = -0.0284$$

Nudo (10)

$$U_{10-9} = -1/2 \times \frac{1.585}{29.95} = -0.0265$$

$$U_{10-6} = -1/2 \times \frac{13.20}{29.95} = -0.22 = U_{10-14}$$

$$U_{10-11} = -1/2 \times \frac{1.97}{29.95} = -0.033$$

Nudo (11)

$$U_{11-10} = -1/2 \times \frac{1.97}{30.34} = -0.032 = U_{11-12}$$

$$U_{11-7} = -1/2 \times \frac{13.20}{30.34} = -0.218 = U_{11-15}$$

Nudo (12)

$$U_{12-11} = -1/2 \times \frac{1.97}{28.87} = -0.035$$

$$U_{12-8} = -1/2 \times \frac{13.20}{28.37} = -0.233 = U_{12-16}$$

Factores de Piso.- Pórtico (1)

Nudo (1)

$$U_{1-2} = -1/2 \times \frac{1.585}{14.785} = -0.446$$

Nudo (2)

$$U_{2-1} = -1/2 \times \frac{1.585}{16.75} = -0.047$$

$$U_{2-3} = -1/2 \times \frac{1.97}{16.75} = -0.059$$

$$U_{2-6} = -1/2 \times \frac{13.20}{16.75} = -0.394$$

Nudo (3)

$$U_{3-2} = -1/2 \times \frac{1.97}{17.14} = -0.0574$$

$$U_{3-4} = -1/2 \times \frac{1.97}{17.14} = -0.0574$$

$$U_{3-7} = -1/2 \times \frac{13.20}{17.14} = -0.385$$

Nudo (4)

$$U_{4-3} = -1/2 \times \frac{1.97}{15.17} = -0.065$$

$$U_{4-8} = -1/2 \times \frac{13.20}{15.17} = -0.435$$

Nudo (5).-

$$U_{5-1} = -1/2 \times \frac{13.20}{27.98} = -0.236 = U_{5-9}$$

$$U_{5-6} = -1/2 \times \frac{1.585}{27.98} = -0.0284$$

Nudo (6)

$$U_{6-5} = -1/2 \times \frac{1.585}{29.95} = -0.0265$$

$$U_{6-2} = -1/2 \times \frac{13.20}{29.95} = -0.22 = U_{6-10}$$

$$U_{6-7} = -1/2 \times \frac{1.97}{29.95} = -0.033$$

Nudo (18)

$$U_{18-17} = -1/2 \times \frac{1.585}{43.75} = -0.0181$$

$$U_{18-14} = -1/2 \times \frac{20.10}{43.75} = -0.23 = U_{18-22}$$

$$U_{18-19} = -1/2 \times \frac{1.97}{43.75} = -0.0225$$

Nudo (19)

$$U_{19-18} = -1/2 \times \frac{1.97}{44.14} = -0.0223 = U_{19-20}$$

$$U_{19-15} = -1/2 \times \frac{20.10}{44.14} = -0.228 = U_{19-23}$$

Nudo (20)

$$U_{20-19} = -1/2 \times \frac{1.97}{42.17} = -0.0234$$

$$U_{20-16} = -1/2 \times \frac{20.10}{42.17} = -0.239 = U_{20-24}$$

Nudo (21)

$$U_{21-17} = -1/2 \times \frac{20.10}{39.68} = -0.254$$

$$U_{21-22} = -1/2 \times \frac{1.585}{39.68} = -0.02$$

$$U_{21-25} = -1/2 \times \frac{18.00}{39.68} = -0.226$$

Nudo (22)

$$U_{22-21} = -1/2 \times \frac{1.585}{41.65} = -0.019$$

$$U_{22-18} = -1/2 \times \frac{20.10}{41.65} = -0.241$$

$$U_{22-23} = -1/2 \times \frac{1.97}{41.65} = -0.024$$

$$U_{22-26} = -1/2 \times \frac{1800}{41.65} = -0.215$$

Nudo (23)

$$U_{23-22} = -1/2 \times \frac{1.97}{42.04} = -0.0235 = U_{23-24}$$

$$U_{23-19} = -1/2 \times \frac{20.10}{42.04} = -0.24$$

$$U_{23-27} = -1/2 \times \frac{18.00}{42.04} = -0.214$$

Nudo (24)

$$U_{24-23} = -1/2 \times \frac{1.97}{40.07} = -0.0245$$

$$U_{24-20} = -1/2 \times \frac{20.10}{40.07} = -0.251$$

Nudo (13)

$$U_{13-9} = -1/2 \times \frac{13.20}{34.88} = -0.19$$

$$U_{13-14} = -1/2 \times \frac{1.585}{34.88} = -0.023$$

$$U_{13-17} = -1/2 \times \frac{20.10}{34.88} = -0.29$$

Nudo (14)

$$U_{14-13} = -1/2 \times \frac{1.585}{36.85} = -0.022$$

$$U_{14-10} = -1/2 \times \frac{13.20}{36.85} = -0.18$$

$$U_{14-15} = -1/2 \times \frac{1.97}{36.85} = -0.027$$

$$U_{14-18} = -1/2 \times \frac{20.10}{36.85} = -0.274$$

Nudo (15)

$$U_{15-14} = -1/2 \times \frac{1.97}{37.24} = -0.0265 = U_{15=16}$$

$$U_{15-11} = -1/2 \times \frac{13.20}{37.24} = -0.177$$

$$U_{15-19} = -1/2 \times \frac{20.10}{37.24} = -0.27$$

Nudo (16)

$$U_{16-15} = -1/2 \times \frac{1.97}{35.27} = -0.028$$

$$U_{16-12} = -1/2 \times \frac{13.20}{35.27} = -0.187$$

$$U_{16-20} = -1/2 \times \frac{20.10}{35.27} = -0.285$$

Nudo (17)

$$U_{17-13} = -1/2 \times \frac{20.10}{41.78} = -0.241$$

$$U_{17-18} = -1/2 \times \frac{1.585}{41.78} = -0.019$$

$$U_{17-21} = -0.241$$

ENVOLVENTE DE MOMENTOS

Los momentos resultantes obtenidos en los Kani para las diferentes combinaciones de cargas se presentan de forma tabulada seguidamente.

A continuación presentaremos tablas en las que se han realizado las combinaciones de acuerdo a las diferentes hipótesis de carga de acuerdo al reglamento A.C.I.

Convención de signos.

(+) Tracción en la parte inferior

(-) Tracción en la parte superior.


- Para el sismo.-




MOMENTOS EN LAS VIGAS.- PORTICO "C"


Nivel	CARGA MUERTA			C.M. (Ton-m)	
	M1	M2	M3	M4	M5
Azotea	-1.05	-2.52	-4.11	-4.29	-1.41
6ª	-2.09	-4.49	-7.54	-8.14	-3.20
5ª	-1.99	-4.60	-7.51	-8.14	-3.20
4ª	-2.13	-4.51	-7.49	-8.20	-3.20
3ª	-2.30	-4.34	-7.51	-8.29	-3.20
2ª	-2.30	-4.34	-7.61	-8.09	-3.20
1ª	---	---	---	---	---

MOMENTOS EN VIGAS POR SISMO

SISMO 					
Nivel	M1	M2	M3	M4	M5
Azotea	-2.48	2.63	-1.70	2.45	---
6ª	-5.82	5.97	-3.85	4.83	---
5ª	-7.60	7.90	-5.70	5.77	---
4ª	-8.83	9.07	-5.84	5.79	---
3ª	-7.70	7.75	-5.00	4.59	---
2ª	-5.91	5.93	-3.83	3.14	---
1ª	----	----	----	----	---

SISMO 					
Nivel	M1	M2	M3	M4	M5
Azotea	2.48	-2.63	1.70	-2.45	----
6ª	5.82	-5.97	3.85	-4.85	---
5ª	7.60	-7.90	5.10	-5.77	----
4ª	8.83	-9.07	5.84	-5.79	---
3ª	7.70	-7.75	5.00	-4.59	----
2ª	5.91	-5.93	3.83	-3.14	----
1ª	----	----	----	----	----

MOMENTOS EN VIGAS POR CARGA VIVA

CARGA VIVA CV_1 					
Nivel	M1	M2	M3	M4	M5
Azotea	-0.34	-0.40	-0.07	-0.04	-0.21
6ª	+0.03	-0.27	-1.39	-1.39	----
5ª	-0.58	-0.64	-0.09	-0.06	-0.33
4ª	+0.04	-0.23	-1.40	-1.43	----
3ª	-0.66	-0.66	-0.05	-0.05	-0.33
2ª	+0.03	-0.15	-.145	-1.42	----
1ª	----	----	----	----	----

CARGA VIVA CV_2					
Nivel	M1	M2	M3	M4	M5
Azotea	+0.02	-0.22	-1.03	-1.00	----
6 ^a	-0.60	-0.60	-0.10	-0.07	-0.33
5 ^a	-0.02	-0.25	-1.39	-1.39	----
4 ^a	-0.64	-0.64	-0.06	-0.06	-0.33
3 ^a	+0.03	-0.18	-1.43	-1.43	----
2 ^a	-0.64	-0.70	-0.05	-0.02	-0.33
1 ^a	----	----	----	----	----

CARGA VIVA CV_3					
Nivel	M1	M2	M3	M4	M5
Azotea	-0.29	-0.59	-1.16	-0.98	----
6 ^a	-0.05	-0.11	-1.41	-1.50	-0.35
5 ^a	-0.51	-0.87	-1.55	-1.37	----
4 ^a	0.000	-0.12	-1.43	-1.49	-0.33
3 ^a	-0.60	-0.81	-1.53	-1.44	----
2 ^a	+0.03	-0.12	-1.43	-1.49	-0.33
1 ^a	----	----	----	----	----

CARGA VIVA CV_4					
Nivel	M1	M2	M3	M4	M5
Azotea	0.00	-0.15	-1.04	-1.07	-0.21
6 ^a	-0.54	-0.81	-1.58	-1.37	----
5 ^a	-0.02	-0.14	-1.41	-1.41	-0.33
4 ^a	-0.56	-0.83	-1.55	-1.40	---
3 ^a	-0.02	-0.08	-1.44	-1.50	-0.23
2 ^a	-0.60	-0.84	-1.53	-1.41	----
1 ^a	----	----	----	----	----

COMBINACIONES DE CARGAS

0.90 + 1.1S					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	1.79	-6.15	-1.83	-6.56	-1.27
6ª	4.60	-10.62	-2.50	-12.62	-2.88
5ª	6.58	-12.84	-1.17	-13.65	-2.88
4ª	7.79	-14.13	-0.30	-13.78	-2.88
3ª	6.43	-12.41	-1.28	-12.47	-2.88
2ª	4.44	-10.42	-2.66	-10.74	-2.88
1ª	-----	-----	-----	-----	-----

0.90D + 1.1S ⁺					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	-3.67	0.63	-5.57	-1.16	-1.27
6ª	-8.28	1.54	-11.04	-2.02	-2.88
5ª	-10.16	-4.56	-12.39	-0.99	-2.88
4ª	-11.63	5.83	-13.14	-1.04	-2.88
3ª	-10.55	4.61	-12.28	-2.41	-2.88
2ª	-8.56	2.62	-11.08	-3.84	-2.88
1ª	-----	-----	-----	-----	-----

1.5D + 1.8 CV ₁					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	-2.19	-4.51	-6.32	-6.50	-2.49
6ª	-3.08	-7.19	-13.80	-14.71	-4.80
5ª	-4.03	-8.06	-11.41	-12.31	-5.40
4ª	-3.12	-7.21	-13.72	-14.98	-4.80
3ª	-4.64	-7.69	-11.34	-12.54	-5.40
2ª	-3.39	-6.77	-14.41	-14.71	-4.80
1ª	-----	-----	-----	-----	-----

1.5D + 1.8 CV ₂					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	-1.54	-4.19	-8.05	-8.22	-2.11
6 ^a	-4.22	-7.80	-11.48	-12.33	-5.40
5 ^a	-2.95	-7.35	-13.75	-14.70	-4.80
4 ^a	-4.35	-7.95	-11.31	-12.51	-5.40
3 ^a	-3.39	-6.83	-13.82	-15.02	-4.80
2 ^a	-4.61	-7.76	-11.64	-12.19	-5.40
1 ^a	-----	-----	-----	-----	-----

1.5D + 1.8 CV ₃					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	-2.10	-4.87	-9.09	-8.18	-2.11
6 ^a	-3.23	-6.92	-13.84	-14.90	-5.40
5 ^a	-3.91	-8.47	-14.05	-14.66	-4.80
4 ^a	-3.19	-7.01	-13.77	-15.09	-5.40
3 ^a	-4.53	-7.96	-14.01	-15.05	-4.80
2 ^a	-3.39	-6.72	-14.12	-14.84	-5.40
1 ^a	-----	-----	-----	-----	-----

1.5D + 1.8 CV ₄					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	-1.58	-4.06	-8.07	-8.34	-2.49
6 ^a	-4.11	-8.18	-14.15	-14.66	-4.80
5 ^a	-3.03	-7.16	-13.79	-14.74	-5.40
4 ^a	-4.20	-8.29	-13.99	-14.92	-4.80
3 ^a	-3.49	-6.65	-13.84	-15.15	-5.40
2 ^a	-4.53	-8.02	-14.30	-14.69	-4.80
1 ^a	-----	-----	-----	-----	-----

1.25 (D + CV ₁ + \bar{S})					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	1.36	-6.92	-3.10	-8.48	-2.03
6 ^a	4.70	-13.40	-6.33	-18.00	-4.00
5 ^a	6.30	-16.50	-3.13	-17.50	-4.41
4 ^a	8.45	-17.30	-3.81	-19.40	-4.00
3 ^a	5.91	-15.95	-3.21	-16.20	-4.41
2 ^a	4.55	-13.05	-6.57	-15.80	-4.00
1 ^a	----	----	----	----	----

1.25 (D + CV ₁ + \bar{S})					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	-4.85	-0.37	-7.35	-2.35	-2.03
6 ^a	-9.85	1.52	-16.00	-5.89	-4.00
5 ^a	-12.80	3.34	-15.90	-3.05	-4.41
4 ^a	-13.60	5.40	-18.40	-4.85	-4.00
3 ^a	-13.40	3.45	-15.80	-4.70	-4.41
2 ^a	-10.20	1.80	-16.20	-7.96	-4.00
1 ^a	----	----	----	----	----

1.25 (D + CV ₂ + \bar{S})					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	1.81	-6.70	-4.30	-9.70	-1.76
6 ^a	3.90	-13.80	-4.74	-16.40	-4.41
5 ^a	7.06	-15.95	-4.75	-19.20	-4.00
4 ^a	7.68	-17.80	-2.14	-17.60	-4.41
3 ^a	6.80	-15.40	-4.92	-17.90	-4.00
2 ^a	3.72	-13.80	-4.79	-14.10	-4.41
1 ^a	----	----	----	----	----

1.25 (D + CV ₂ + \bar{S})					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	-4.40	-0.14	-8.60	-3.55	-1.76
6 ^a	-10.70	1.10	-14.40	-4.24	-4.41
5 ^a	-12.00	3.81	-17.50	-4.72	-4.00
4 ^a	-14.50	4.90	-16.80	-3.15	-4.41
3 ^a	-12.50	4.04	-17.45	-6.42	-4.00
2 ^a	-11.10	1.12	-14.40	-6.22	-4.41
1 ^a	----	----	----	----	----

1.25 (D + CV ₃ + \bar{S})					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	1.42	-7.20	-4.46	-9.69	-1.76
6 ^a	4.60	-13.20	-6.49	-18.20	-4.41
5 ^a	6.39	-16.80	-4.96	-19.20	-4.00
4 ^a	8.40	-17.20	-3.85	-19.40	-4.41
3 ^a	6.00	-16.20	-5.03	-18.00	-4.00
2 ^a	4.55	-13.00	-6.51	-15.90	-4.41
1 ^a	----	----	----	----	----

1.25 (D + CV ₃ + \bar{S})					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	-4.77	-0.60	-8.70	-3.54	-1.76
6 ^a	-9.95	1.72	-16.00	-6.01	-4.41
5 ^a	-12.60	3.04	-17.80	-4.67	-4.00
4 ^a	-13.70	5.54	-18.40	-4.93	-4.41
3 ^a	-13.30	3.25	-17.60	-6.43	-4.00
2 ^a	-10.30	1.84	-16.20	-8.10	-4.41
1 ^a	----	----	----	----	----

1.25(D + CV ₄ + ξ)					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	1.79	-6.62	-4.32	-9.80	-2.03
6 ^a	4.00	-14.20	-6.60	-18.00	-4.00
5 ^a	7.00	-15.80	-4.78	-19.20	-4.41
4 ^a	7.70	-18.00	-4.00	-19.40	-4.00
3 ^a	6.72	-15.20	-4.95	-18.00	-4.41
2 ^a	3.77	-13.90	-6.68	-15.80	-4.00
1 ^a	-----	-----	-----	-----	-----
1.25(D + CV ₄ + ξ)					
Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
Azotea	-4.40	-0.05	-8.60	-3.65	-2.03
6 ^a	-10.60	0.85	-16.20	-5.85	-4.00
5 ^a	-12.10	3.96	-17.50	-4.74	-4.41
4 ^a	-14.40	4.65	-18.60	-4.80	-4.00
3 ^a	-12.50	4.16	-17.40	-6.50	-4.41
2 ^a	-11.10	0.94	-16.30	-7.95	-4.00
1 ^a	-----	-----	-----	-----	-----

ENVOLVENTES DE CORTE PARA VIGAS

Para obtener los cortantes en los extremos de las vigas emplearemos la fórmula siguiente:

$$V = V_{\text{isost.}} \pm \frac{M_2 - M_D}{L}$$

Las combinaciones de cargas que se harán son las siguientes.

- 1.- $V_u = 1.5D + 1.8L$
- 2.- $V_u = 1.25(D + L + S)$
- 3.- $V_u = 0.9D + 1.1S$

En las tabulaciones siguientes presentamos los isostáticos y luego la suma de los isostáticos más la corrección de momentos, afectados de sus respectivos coeficientes.

En la hipótesis donde entre el sismo este ha sido obtenido del análisis sísmico teniendo en cuenta su reversibilidad.

ENVOLVENTES DE CORTANTES

PORTICO "C" 0.9D + 1.1 \bar{S} (Ton)

Piso	Viga	Reac. Isost.		Mom. Hiper.		Correc.por		Cort.correg.	
	Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Ázo.	3-2	2.66	2.66	1.79	-6.15	-2.18	2.18	0.48	4.84
	2-1	4.11	4.11	-1.83	-6.56	-0.84	0.84	3.27	4.95
6 ^a	3-2	4.93	4.93	4.60	-10.62	-4.20	4.20	0.73	9.13
	2-1	7.61	7.61	-2.50	-12.62	-1.79	1.79	5.82	9.40
5 ^a	3-2	4.93	4.93	6.58	-12.84	-5.31	5.31	-0.38	10.24
	2-1	7.61	7.61	-1.17	-13.65	-2.21	2.21	5.40	9.82
4 ^a	3-2	4.93	4.93	7.79	-14.13	-5.00	6.00	-1.07	10.93
	2-1	7.61	7.61	-0.30	-13.78	-2.39	2.39	5.22	10.00
3 ^a	3-2	4.93	4.93	6.43	-12.41	-5.17	5.17	-0.24	10.1
	2-1	7.61	7.61	-1.28	-12.47	-1.98	1.98	5.63	9.59
2 ^a	3-2	4.93	4.93	4.44	-10.42	-4.08	4.08	0.85	9.01
	2-1	7.61	7.61	-2.66	-10.74	-1.43	1.43	6.18	9.04

$$0.9D + 1.1 \ddot{S}$$

Piso	Viga	Reac.Isost.		Mom.hiper.		Correc.por M.		Cort.correg.	
	Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Azot.	3-2	2.66	2.66	-3.67	0.63	1.18	-1.18	3.84	1.48
	2-1	4.11	4.11	-5.57	-1.16	0.78	-0.78	4.89	3.33
6 ^a	3-2	4.93	4.93	-8.28	1.54	2.70	-2.70	7.63	2.23
	2-1	7.61	7.61	-11.04	-2.02	1.60	-1.60	9.21	6.01
5 ^a	3-2	4.93	4.93	-10.16	4.56	4.03	-4.03	8.96	0.90
	2-1	7.61	7.61	-12.39	-0.99	2.02	-2.02	9.63	5.59
4 ^a	3-2	4.93	4.93	-11.63	5.83	4.79	-4.79	9.72	0.14
	2-1	7.61	7.61	-13.14	-1.04	2.14	-2.14	9.75	5.47
3 ^a	3-2	4.93	4.93	-10.55	4.61	4.15	-4.15	9.08	0.78
	2-1	7.61	7.61	-12.28	-2.41	1.74	-1.74	9.35	5.87
2 ^a	3-2	4.93	4.93	-8.56	2.62	3.07	-3.07	8.00	1.86
	2-1	7.61	7.61	-11.08	-3.84	1.28	-1.28	8.89	6.33

1.5D + 1.8 CV₁

Piso	Viga	Reac.Isost.		Mom.Hiper.		Correc.por M.		Cort.Correg.	
		Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I
Azot.	3-2	5.82	5.82	-2.19	-4.51	-0.64	0.64	5.18	6.46
	2-1	6.88	6.88	-6.32	-6.50	-0.03	0.03	6.85	6.91
6 ^a	3-2	8.20	8.20	-3.08	-7.19	-1.13	1.13	7.07	9.33
	2-1	15.61	15.61	-13.80	-14.71	-0.16	0.16	15.45	15.7
5 ^a	3-2	10.37	10.37	-4.03	-8.06	-1.10	1.10	9.27	11.47
	2-1	12.75	12.75	-11.41	-12.31	-0.16	0.16	12.59	12.91
4 ^a	3-2	8.20	8.20	-3.12	-7.21	-1.12	1.12	7.08	9.32
	2-1	15.61	15.61	-13.72	-14.98	-0.23	0.23	15.38	15.84
3 ^a	3-2	10.37	10.37	-4.64	-7.69	-0.84	0.84	9.53	11.21
	2-1	12.75	12.75	-11.34	-12.54	-0.21	0.21	12.54	12.96
2 ^a	3-2	8.20	8.20	-3.39	-6.77	-0.93	0.93	7.27	9.13
	2-1	15.61	15.61	-14.41	-14.71	-0.05	0.05	15.56	15.56

1.5D + 1.8 CV₂

Piso	Viga	Reac.Isost.		Mom. Hiper.		Correc.por M.		Cortan.corr.	
		Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I
Azot.	3-2	4.45	4.45	-1.54	-4.19	-0.73	0.73	3.72	5.18
	2-1	8.99	8.99	-8.05	-8.22	-0.03	0.03	8.96	9.02
6 ^a	3-2	10.37	10.37	-4.22	-7.80	-0.98	0.98	9.39	11.35
	2-1	12.75	12.75	-11.48	-12.33	-0.15	0.15	12.60	12.9
5 ^a	3-2	8.20	8.20	-2.95	-7.35	-1.21	1.21	6.99	9.41
	2-1	15.61	15.61	-13.75	-14.7	-0.17	0.17	15.44	15.78
4 ^a	3-2	10.37	10.37	-4.35	-7.95	-0.99	0.99	9.38	11.36
	2-1	12.75	12.75	-11.31	-12.51	-0.22	0.22	12.53	12.97
3 ^a	3-2	8.20	8.20	-3.39	-6.83	-0.94	0.94	7.26	9.14
	2-1	15.61	15.61	-13.82	-15.02	-0.22	0.22	15.39	15.83
2 ^a	3-2	10.37	10.37	-4.61	-7.76	-0.87	0.87	9.50	11.24
	2-1	12.75	12.75	-11.64	-12.19	-0.10	0.10	12.65	12.85

1.5D + 1.8 CV₃

Piso	Viga	Reac.Isost.		Mom.Hiper.		Correc.por M.		Cortan.corr.	
	Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Azt.	3-2	5.82	5.82	-2.10	-4.87	-0.76	0.76	5.06	6.58
	2-1	8.99	8.99	-9.09	-8.18	0.16	-0.16	9.15	8.83
6 ^a	3-2	8.20	8.20	-3.23	-6.92	-1.01	1.01	7.19	9.21
	2-1	15.61	15.61	-13.84	-14.90	-0.19	0.19	15.42	15.8
5 ^a	3-2	10.37	10.37	-3.91	-8.47	-1.26	1.26	9.11	11.63
	2-1	15.61	15.61	-14.05	-14.66	-0.11	0.11	15.50	15.72
4 ^a	3-2	8.20	8.20	-3.19	-7.01	-1.05	1.05	7.15	9.25
	2-1	15.61	15.61	-13.77	-15.09	-0.23	0.23	15.38	15.84
3 ^a	3-2	10.37	10.37	-4.53	-7.96	-0.95	0.95	9.42	11.32
	2-1	15.61	15.61	-14.01	-15.05	-0.18	0.18	15.43	15.79
2 ^a	3-2	8.20	8.20	-3.39	-6.72	-0.91	0.91	7.29	9.11
	2-1	15.61	15.61	-14.12	-14.84	-0.13	0.13	15.48	15.74

1.5D + 1.8 CV₄

Piso	Viga	Reac.Isost.		Mom.hiper.		Corr.por m.		cort.correg	
	Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Azt.	3-2	4.45	4.45	-1.58	-4.06	-0.68	0.68	3.77	5.13
	2-1	8.99	8.99	-8.07	-8.34	-0.05	0.05	8.94	9.04
6 ^a	3-2	10.37	10.37	-4.11	-8.18	-1.12	1.12	9.25	11.49
	2-1	15.61	15.61	-14.15	-14.66	-0.09	0.09	15.52	15.70
5 ^a	3-2	8.20	8.20	-3.03	-7.16	-1.13	1.13	7.07	9.33
	2-1	15.61	15.61	-13.79	-14.74	-0.17	0.17	15.44	15.78
4 ^a	3-2	10.37	10.37	-4.20	-8.29	-1.12	1.12	9.25	11.49
	2-1	15.61	15.61	-13.99	-14.92	-0.17	0.17	15.44	15.78
3 ^a	3-2	8.20	8.20	-3.49	-6.65	-0.87	0.87	7.33	9.07
	2-1	15.61	15.61	-13.84	-15.15	-0.23	0.23	15.38	15.84
2 ^a	3-2	10.37	10.37	-4.53	-8.02	-0.96	0.96	9.41	11.33
	2-1	15.61	15.61	-14.30	-14.69	-0.07	0.07	15.54	15.68

1.25 (D + CV₁ + ξ)

Nivel	Viga	Reac.Isost.		Mom. hiper.		Corr.por m.		Cort.correg.	
	Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Azt.	3-2	4.65	4.65	1.36	-6.92	-2.26	2.26	2.39	6.91
	2-1	5.71	5.71	-3.10	-8.48	-0.95	0.95	4.76	6.66
6ª	3-2	6.82	6.82	4.70	-13.40	-4.95	4.95	1.87	11.77
	2-1	12.50	12.50	-6.33	-18.0	-2.07	2.07	10.43	14.57
5ª	3-2	8.32	8.32	6.30	-16.50	-6.23	6.23	2.095	14.55
	2-1	10.60	10.60	-3.13	-17.50	-2.54	2.54	8.06	13.14
4ª	3-2	6.82	6.82	8.45	-17.3	-7.06	7.06	-0.24	13.88
	2-1	12.50	12.50	-3.81	-19.4	-2.76	2.76	9.74	15.26
3ª	3-2	8.32	8.32	5.91	-15.95	-5.99	5.99	2.33	14.31
	2-1	10.6	10.6	-3.21	-16.2	-2.30	2.30	8.30	12.90
2ª	3-2	6.82	6.82	4.55	-13.05	-4.841	4.84	2.00	11.64
	2-1	12.50	12.50	-6.57	-15.80	-1.64	1.64	10.86	14.14

1.25(D + CV₁ + ξ)

NIVEL	VIGA	Reac.Isost.		Mom.hiper.		Corrc.por M.		Cort.cofreg.	
	Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Azt.	3-2	4.65	4.65	-4.85	-0.37	1.23	-1.23	5.88	3.42
	2-1	5.71	5.71	-7.35	-2.35	0.89	-0.89	6.60	4.82
6ª	3-2	6.82	6.82	-9.85	1.52	3.12	-3.12	9.94	3.70
	2-1	12.5	12.5	-16.0	-5.89	1.79	-1.79	14.29	10.71
5ª	3-2	8.32	8.32	-12.80	3.34	4.15	-4.15	12.47	4.17
	2-1	10.6	10.6	-15.9	-3.05	2.27	-2.27	12.87	8.33
4ª	3-2	6.82	6.82	-13.60	5.40	5.20	-5.20	12.02	1.62
	2-1	12.5	12.5	-18.4	-4.85	2.40	-2.40	14.90	10.10
3ª	3-2	8.32	8.32	-13.40	3.45	4.56	-4.56	12.88	3.76
	2-1	10.60	10.60	-15.8	-4.70	1.96	-1.96	12.56	8.64
2ª	3-2	6.82	6.82	-10.20	1.80	3.29	-3.29	10.11	3.53
	2-1	12.5	12.5	-16.20	-7.96	1.46	-1.46	13.96	11.04

$$1.25(D + CV_2 + \ddot{S})$$

Nivel	Viga	Reac.Isost.		Mom.Hiper.		Correc.por M.		Cort.Correg.	
	Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Azt.	3-2	3.70	3.70	1.81	-6.70	-2.34	1.36	6.04	
	2-1	7.20	7.20	-4.30	-9.70	-0.96	0.96	6.24	8.16
6ª	3-2	8.32	8.32	3.90	-13.80	-4.85	4.85	3.47	13.17
	2-1	10.60	10.60	-4.74	-16.4	-2.06	2.06	8.54	12.66
5ª	3-2	6.82	6.82	7.06	-15.95	-6.33	6.33	0.49	13.15
	2-1	12.50	12.50	-4.75	-19.20	-2.56	2.56	9.94	15.06
4ª	3-2	8.32	8.32	7.68	-17.80	-6.97	6.97	1.35	15.29
	2-1	10.60	10.60	-2.14	-17.60	-2.74	2.74	7.86	13.34
3ª	3-2	6.82	6.82	6.80	-15.40	-6.10	6.10	0.72	12.92
	2-1	12.50	12.50	-4.92	-17.90	-2.30	2.30	10.20	14.80
2ª	3-2	8.32	8.32	3.72	-13.80	-4.80	4.80	3.52	13.12
	2-1	10.60	10.60	-4.79	-14.1	-1.65	1.65	8.95	12.25

$$1.25(D + CV_2 + \ddot{S})$$

Nivel	Viga	Reac.Isost.		Mom.Hiper.		Corrc.por M.		Cort.Correg.	
	Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Azt.	3-2	3.70	3.70	-4.40	-0.14	1.17	-1.17	4.87	2.53
	2-1	7.20	7.20	-8.60	-3.55	0.90	-0.90	8.10	6.30
6ª	3-2	8.32	8.32	-10.7	1.10	3.24	-3.24	11.56	5.08
	2-1	10.6	10.6	-14.4	-4.24	1.80	-1.80	12.40	8.80
5ª	3-2	6.82	6.82	-12.00	3.81	4.34	-4.34	11.16	2.48
	2-1	12.50	12.50	-17.50	-4.72	2.26	-2.26	14.76	10.24
4ª	3-2	8.32	8.32	-14.50	4.90	5.31	-5.31	13.63	3.01
	2-1	10.60	10.60	-16.80	-3.15	2.42	-2.42	13.02	8.18
3ª	3-2	6.82	6.82	-12.50	4.04	4.55	-4.55	11.37	2.27
	2-1	12.50	12.50	-17.45	-6.45	1.95	-1.95	14.45	10.55
2ª	3-2	8.32	8.32	-11.10	1.12	3.35	-3.35	11.67	4.97
	2-1	10.60	10.60	-14.40	-6.22	1.45	-1.45	12.05	9.15

$$1.25(D + CV_3 + \xi)$$

Nivel	Viga	Reac. Isost.		Mom. Hiper		Correc. Por M.		Cort. Correg.	
	Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Azt.	3-2	4.65	4.65	1.42	-7.20	-2.36	2.36	2.29	7.01
	2-1	7.20	7.20	-4.46	-9.69	-0.93	0.93	6.27	8.13
6 ^a	3-2	6.82	6.82	4.60	-13.20	-4.88	4.88	1.94	11.70
	2-1	12.50	12.50	-6.49	-18.20	-2.07	2.07	10.43	14.57
5 ^a	3-2	8.32	8.32	6.39	-16.80	-6.37	6.37	1.95	14.69
	2-1	12.50	12.50	-5.96	-19.2	-2.52	2.52	9.98	15.02
4 ^a	3-2	6.82	6.82	8.40	-17.20	-7.02	7.02	-0.20	13.84
	2-1	12.50	12.50	-3.85	-19.40	-2.75	2.75	9.75	15.25
3 ^a	3-2	8.32	8.32	6.00	-16.20	-6.10	6.10	2.22	14.42
	2-1	12.50	12.50	-5.03	-18.00	-2.30	2.30	10.20	14.80
2 ^a	3-2	6.82	6.82	4.55	-13.0	-4.81	4.81	2.01	11.63
	2-1	12.50	12.50	-6.51	-15.9	-1.66	1.66	10.84	14.16

$$1.25 (D + CV_3 + \xi)$$

Nivel	Miga	Reac. Isost.		Mom. Hiper.		Correc. por M.		Cort. Correg.	
	Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Azt.	3-2	4.65	4.65	-4.77	-0.60	1.15	-1.15	5.80	3.50
	2-1	7.20	7.20	-8.70	-3.54	0.92	-0.92	8.12	6.28
6 ^a	3-2	6.82	6.82	-9.95	1.72	3.20	-3.20	10.02	3.62
	2-1	12.50	12.50	-16.00	-6.01	1.77	-1.77	14.27	10.73
5 ^a	3-2	8.32	8.32	-12.60	3.04	4.30	-4.30	12.62	4.02
	2-1	12.50	12.50	-17.80	-4.67	2.32	-2.32	14.82	10.18
4 ^a	3-2	6.82	6.82	-13.70	5.54	5.28	-5.28	12.10	1.54
	2-1	12.50	12.50	-18.40	-4.93	2.40	-2.40	14.90	10.10
3 ^a	3-2	8.32	8.32	-13.30	3.25	4.54	-4.54	12.84	3.80
	2-1	12.50	12.50	-17.60	-6.43	1.98	-1.98	14.48	10.52
2 ^a	3-2	6.82	6.82	-10.30	1.84	3.33	-3.33	10.15	3.49
	2-1	12.50	12.50	-16.20	-8.10	1.44	-1.44	13.94	11.06

$$1.25(D + CV_4 + \xi)$$

Nivel	Viga	Reac.Isost.		Mom.Hiper.		Correc.Por M.		Cort.Correg.	
		R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Azt.	3-2	3.70	3.70	1.79	-6.62	-2.30	2.30	1.40	6.00
	2-1	7.20	7.20	-4.32	-9.80	-0.97	0.97	6.23	8.17
6 ^a	3-2	8.32	8.32	4.00	-14.20	-4.99	4.99	3.33	13.31
	2-1	12.50	12.50	-6.60	-18.00	-2.01	2.01	10.49	14.51
5 ^a	3-2	6.82	6.82	7.00	-15.80	-6.24	6.24	0.58	13.06
	2-1	12.50	12.50	-4.78	-19.20	-2.55	2.55	9.95	15.05
4 ^a	3-2	8.32	8.32	7.70	-18.0	-7.04	7.04	1.28	15.36
	2-1	12.50	12.50	-4.00	-19.40	-2.73	2.73	9.77	15.23
3 ^a	3-2	6.82	6.82	6.72	-15.2	-6.00	6.00	0.82	12.82
	2-1	12.50	12.50	-4.95	-18.0	-2.31	2.31	10.19	14.81
2 ^a	3-2	8.32	8.32	3.77	-13.90	-4.84	4.84	3.48	13.16
	2-1	12.50	12.50	-6.68	-15.80	-1.62	1.62	10.88	14.12

$$1.25(D + CV_4 + \xi)$$

Nivel	Viga	Reac.Isost.		Mom.Hiper.		Correc.Por M.		Cort.Correg.	
		R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Azt.	3-2	3.70	3.70	-4.40	-0.05	1.19	-1.19	4.89	2.51
	2-1	7.20	7.20	-8.60	-3.65	0.88	-0.88	8.08	6.32
6 ^a	3-2	8.32	8.32	-10.6	0.84	3.14	-3.14	11.46	5.18
	2-1	12.50	12.50	-16.20	-5.85	1.83	-1.83	14.33	10.67
5 ^a	3-2	6.82	6.82	-12.10	3.96	4.13	-4.13	10.95	2.69
	2-1	12.50	12.50	-17.5	-4.74	2.26	-2.26	14.76	10.24
4 ^a	3-2	8.32	8.32	-14.4	4.65	5.21	-5.21	13.53	3.11
	2-1	12.50	12.50	-18.6	-4.80	2.44	-2.44	14.94	10.06
3 ^a	3-2	6.82	6.82	-12.50	4.16	4.56	-4.56	11.38	2.26
	2-1	12.50	12.50	-17.40	-6.50	1.93	-1.93	14.43	10.57
2 ^a	3-2	8.32	8.32	-11.10	0.94	3.30	-3.30	11.62	5.02
	2-1	12.50	12.50	-16.30	-7.95	1.48	-1.48	13.98	11.02

1.25 (D + \bar{S}) (Ton-m)

Nivel	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
Azotea	-3.90	1.98	-3.40	2.65	-3.36	3.65
6 ^a	-4.10	3.15	-4.82	4.22	-4.92	4.60
5 ^a	-4.85	3.85	-5.69	5.00	-5.72	5.10
4 ^a	-4.65	3.90	-5.75	5.30	-5.98	4.85
3 ^a	-3.82	2.85	-4.46	3.90	-4.60	3.68
2 ^a	-0.59	2.25	-3.76	3.04	-3.75	0.58
1 ^a	----	----	-----	----	-----	----

ENVOLVENTES DE CORTE PARA VIGAS

PORTICO DE ARRIOSTRE (1)

1.25 (D + \bar{S}) (Ton)

Piso	Viga	Reac.Isost.		Mom.Hiper.		Cort.por M.		Cort.correg.		
		Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Azt.	A-B		0.77	0.77	2.90	-3.05	-1.45	1.45	-0.68	2.22
	B-C		0.62	0.62	2.65	-3.34	-1.82	1.82	-1.20	2.44
	C-D		0.62	0.62	2.62	-4.25	-2.08	2.08	-1.46	2.70
6 ^a	A-B		0.77	-0.77	3.10	-4.25	-1.79	1.79	-1.02	2.56
	B-C		0.62	-0.62	4.23	-4.93	-2.77	2.77	-2.15	3.39
	C-D		0.62	0.62	4.22	-5.30	-2.89	2.89	-2.27	3.51
5 ^a	A-B		0.77	0.77	3.84	-4.90	-2.14	2.14	-1.37	2.91
	B-C		0.62	0.62	5.10	-5.70	-3.27	3.27	-2.65	3.89
	C-D		0.62	0.62	5.-0	-5.75	-3.25	3.25	-2.63	3.87
4 ^a	A-B		0.77	0.77	3.64	-5.00	-2.11	2.11	-1.34	2.88
	B-C		0.62	0.62	5.27	-5.98	-3.37	3.37	-2.75	3.99
	A-B		0.77	0.77	2.74	-3.90	-1.62	1.62	-0.85	2.39
3 ^a	B-C		0.62	0.62	3.85	-4.60	-2.56	2.56	-1.94	3.18
	C-D		0.62	0.62	3.90	-4.39	2.50	2.50	-1.88	3.12
	A-B		0.77	0.77	-0.44	-3.35	-0.71	0.71	+0.06	1.48
2 ^a	B-C		0.62	0.62	3.13	-3.75	-2.08	2.08	-1.46	3.70
	C-D		0.62	0.62	3.03	-1.30	-1.31	1.31	-0.69	1.93

1.25 (D + S)

Piso	Viga	Reac.Isost.		Mom.Hiper.		Corr.por Mom.		Cort.correg.	
	Tramo	R _I	R _D	M _I	M _D	C _I	C _D	V _I	V _D
Azt.	A-B	0.77	0.77	-3.90	1.98	1.43	-1.43	2.20	-0.66
	B-C	0.62	0.62	-3.40	2.65	1.83	-1.83	2.45	-1.21
	C-D	0.62	0.62	-3.36	3.65	2.13	-2.13	2.75	-1.51
6ª	A-B	0.77	0.77	-4.10	3.15	1.77	-1.77	2.54	-1.00
	B-C	0.62	0.62	-4.84	4.22	2.75	-2.75	3.37	-2.13
	C-D	0.62	0.62	-4.92	4.60	2.89	-2.89	3.51	-2.27
5ª	A-B	0.77	0.77	-4.85	3.85	2.12	-2.12	2.89	-1.35
	B-C	0.62	0.62	-5.69	5.00	3.24	-3.24	3.86	-2.62
	C-D	0.62	0.62	-5.72	5.10	3.27	-3.27	3.89	-2.65
4ª	A-B	0.77	0.77	-4.65	3.90	2.08	-2.08	2.85	-1.31
	B-C	0.62	0.62	-5.75	5.30	3.35	-3.35	3.97	-2.73
	C-D	0.62	0.62	-5.98	4.85	3.27	-3.27	3.89	-2.65
3ª	A-B	0.77	0.77	-3.82	2.85	1.62	-1.62	2.39	-0.85
	B-C	0.62	0.62	-4.46	3.90	2.54	-2.54	3.16	-1.92
	C-D	0.62	0.62	-4.60	3.68	2.50	-2.50	3.12	-1.88
2ª	A-B	0.77	0.77	-0.59	2.25	0.69	-0.69	1.46	0.08
	B-C	0.62	0.62	-3.76	3.04	2.06	-2.06	2.68	-1.44
	C-D	0.62	0.62	-3.76	2.58	1.31	-1.31	1.93	-0.69

CALCULO DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS

En los siguientes cuadros presentaremos los momentos en las columnas, seguidamente presentamos las combinaciones de cargas.

$$1.5D + 1.8L$$

$$1.25(D + L + S)$$

No se usará la combinación 0.9D + 1.1S debido a que no es crítica.

Para obtener los máximos momentos tanto en la cabeza como en la base de la columna se considerará las cargas vivas que nos den el caso más desfavorable.

ENVOLVENTE DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS

PORTICO "C"

		CM			CV ₁		
Nivel	M	C ₁	C-1	C-3	C-1	C-2	C-3
6 ^a	S	2.89	-1.52	-1.05	-0.17	0.33	-0.34
	I	-2.47	1.63	1.10	-0.69	0.53	0.00
5 ^a	S	2.47	-1.43	-1.01	0.72	-0.60	0.02
	I	-2.52	1.52	1.05	0.10	-0.22	0.28
4 ^a	S	2.43	-1.40	-0.95	-0.19	0.35	-0.30
	I	-2.15	1.31	0.87	-0.52	0.35	0.03
3 ^a	S	2.88	-1.67	-2.24	0.89	-0.83	0.08
	I	-2.57	1.47	1.09	0.07	-0.21	0.29
2 ^a	S	2.52	-1.68	-1.20	-0.20	0.40	-0.36
	I	-3.20	1.66	1.21	-0.63	0.45	0.06
1 ^a	S	1.70	-1.60	-1.09	0.79	-0.85	0.09
	I	-1.41	0.22	0.21	-0.37	0.45	-0.03

		CV ₂			CV ₃		
Nivel	M	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3
6 ^a	S	1.00	-0.81	0.02	0.99	-0.56	-0.30
	I	0.06	-0.16	0.30	-0.65	0.72	0.05
5 ^a	S	-0.20	0.34	-0.30	0.53	-0.59	-0.01
	I	-0.67	0.50	0.01	-0.69	0.36	0.24
4 ^a	S	0.74	-0.64	0.02	0.68	-0.33	-0.27
	I	0.04	-0.08	0.22	-0.51	0.53	0.07
3 ^a	S	-0.24	0.49	-0.42	0.66	-0.77	0.05
	I	-0.64	0.52	0.02	-0.70	0.38	0.26
2 ^a	S	0.79	-0.72	0.04	0.74	-0.34	-0.33
	I	-0.05	-0.07	0.30	-0.72	0.69	0.09
1 ^a	S	-0.35	0.60	-0.35	0.45	-0.60	0.12
	I	0.12	-0.36	0.14	-0.24	0.28	-0.07

CV₄

Nivel	M	C-1	C-2	C-3
6 ^a	S	0.85	-0.90	0.00
	I	-0.76	0.46	0.26
5 ^a	S	0.63	-0.32	-0.27
	I	-0.58	0.63	0.03
4 ^a	S	0.58	-0.64	0.02
	I	-0.59	0.36	0.19
3 ^a	S	0.81	-0.35	-0.37
	I	-0.57	0.65	0.03
2 ^a	S	0.60	-0.70	0.03
	I	-0.82	0.49	0.26
1 ^a	S	0.58	-0.20	-0.34
	I	-0.27	0.12	0.18

		SISMO →			← SISMO		
Nivel	M	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3
6 ^a	S	2.45	4.32	2.48	-2.45	-4.32	-2.48
	I	-0.57	-2.32	-1.42	0.57	2.32	1.42
5 ^a	S	3.26	7.50	4.40	-4.26	-7.50	-4.40
	I	-1.48	-5.00	-2.94	1.48	5.00	2.94
4 ^a	S	4.29	7.99	4.66	-4.29	-7.99	-4.66
	I	-2.39	-6.52	-3.82	2.39	6.52	3.82
3 ^a	S	3.40	8.35	5.01	-3.40	-8.35	-5.01
	I	-3.11	-6.82	-4.10	3.11	6.82	4.10
2 ^a	S	1.48	5.93	3.60	-1.48	-5.93	-3.60
	I	-4.15	-7.27	-4.40	4.15	7.27	4.40
1 ^a	S	1.01	2.50	1.51	-1.01	-2.50	-1.51
	I	-11.10	-10.50	-5.92	11.10	10.50	5.92

1.5CM+1.8CV

1.25 (CM+CV+ ξ)

Nivel	M	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3
6 ^a	S	-6.14	-3.90	-2.19	+7.93	+2.37	+1.36
	I	-5.07	+3.75	+2.19	-4.75	+0.38	=0.03
5 ^a	S	+5.00	-3.23	-2.06	+9.30	+6.82	+3.85
	I	-5.02	+3.42	+2.08	-5.86	-3.56	-2.01
4 ^a	S	+3.99	-3.26	-1.97	+9.32	+7.44	+4.26
	I	-4.28	+2.92	+1.71	-6.42	-5.85	-3.40
3 ^a	S	+5.92	-4.00	-2.62	+8.97	+7.30	+4.20
	I	-5.12	+3.38	+2.16	-7.99	-5.90	-3.40
2 ^a	S	+5.20	-3.82	-2.45	+6.00	+4.40	+2.55
	I	-6.28	+3.73	+2.36	-10.20	-6.14	-3.61
1 ^a	S	+3.92	-3.93	-2.27	+4.38	+0.06	+0.09
	I	-2.79	+1.14	+0.65	-16.10	-12.40	-6.92

1.25 (CM + CV + ξ)

Nivel	M	C-1	C-2	C-3
6 ^a	S	+1.80	-8.45	-4.85
	I	-3.33	+5.85	+3.53
5 ^a	S	-1.34	-11.95	-7.13
	I	-2.16	+8.93	+5.33
4 ^a	S	-1.40	-12.50	-7.40
	I	-0.44	+10.40	+6.20
3 ^a	S	+0.46	-13.60	-8.32
	I	-0.20	+11.20	6.82
2 ^a	S	+2.30	-10.40	-6.43
	I	+0.16	+12.00	+7.40
1 ^a	S	+1.86	-6.20	-3.70
	I	+11.65	+12.70	+7.90

ENVOLVENTES DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS

PORTICO DE ARRIOSTRE (1)

C.M.

NIVEL	MOM.	1-A	1-B	1-C	1-D
6 ^a	S	-0.40	+0.14	-0.01	+0.25
	I	+0.26	-0.10	-0.01	-0.17
5 ^a	S	-0.17	+0.06	+0.01	+0.11
	I	+0.21	-0.07	0.00	-0.14
4 ^a	S	-0.22	+0.08	-0.01	+0.15
	I	+0.19	-0.08	+0.01	-0.13
3 ^a	S	-0.23	+0.07	-0.01	+0.15
	I	+0.20	-0.07	0.000	-0.14
2 ^a	S	-0.21	+0.07	0.00	+0.14
	I	+0.24	-0.08	0.00	-0.16
1 ^a	S	-0.16	+0.06	0.00	+0.10
	I	+0.08	-0.03	0.00	-0.05

SISMO →

Nivel	Mom.	1-A	1-B	1-C	1-D
6 ^a	S	2.72	4.50	4.77	3.15
	I	-0.27	-0.61	-0.83	-0.16
5 ^a	S	3.51	6.01	6.48	4.09
	I	-0.52	-2.40	-2.74	-0.86
4 ^a	S	2.94	5.45	5.82	3.48
	I	-1.32	-3.40	-3.86	-1.67
3 ^a	S	1.99	4.55	5.11	2.45
	I	-1.99	-3.92	-4.25	-2.45
2 ^a	S	0.63	2.14	2.52	0.77
	I	-2.50	-4.72	-4.82	-3.08
1 ^a	S	2.56	0.30	0.60	2.36
	I	-12.0	-10.3	-10.2	-12.0

SISMO ←

6 ^a	S	-2.72	-4.50	-4.77	-3.15
	I	0.27	0.61	0.83	0.16
5 ^a	S	-3.51	-6.01	-6.48	-4.09
	I	-0.52	-2.40	-2.74	-0.86
4 ^a	S	-2.94	-5.45	-5.82	-3.48
	I	1.32	3.40	3.86	1.67
3 ^a	S	-1.99	-4.55	-5.11	-2.45
	I	1.99	3.92	4.25	2.45
2 ^a	S	-0.63	-2.14	-2.52	-0.77
	I	2.50	4.72	4.82	3.08
1 ^a	S	-2.56	-0.30	-0.60	-2.36
	I	12.00	10.30	10.20	12.00

1.25 (CM + \bar{S})

Ni

Nivel	Mom.	1-A	1-B	1-C	1-D
6 ^a	S	2.90	5.80	5.98	4.25
	I	0.02	-0.89	-1.05	-0.41
5 ^a	S	4.16	7.59	8.10	5.26
	I	-0.39	-3.10	-3.43	-1.50
4 ^a	S	3.40	6.91	7.30	4.54
	I	-1.42	-4.35	-4.83	-2.25
3 ^a	S	2.20	5.78	6.40	3.25
	I	-2.24	-4.98	-5.31	-3.24
2 ^a	S	0.53	2.41	3.16	1.14
	I	-2.84	-6.0	-6.03	-4.05
1 ^a	S	3.00	0.45	0.75	3.08
	I	-14.90	-12.90	-12.80	-15.05
1.25 (CM + \bar{S})					
6 ^a	S	-3.90	-5.48	-5.99	-3.64
	I	0.66	0.64	1.02	-0.02
5 ^a	S	-4.60	-7.45	-8.09	-4.97
	I	0.91	2.91	3.41	0.90
4 ^a	S	-3.95	-6.71	-7.30	-4.16
	I	1.89	4.16	3.85	1.92
3 ^a	S	-2.78	-5.60	-6.41	-2.87
	I	2.74	4.82	5.31	2.89
2 ^a	S	-1.05	-2.60	-3.15	-0.79
	I	3.43	5.80	6.02	3.65
1 ^a	S	-3.40	-0.30	-0.75	-2.84
	I	15.10	12.90	12.90	14.95

VIGAS PRINCIPALES

DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES

Las vigas que se diseñaran son las pertenecientes al pórtico "C"

Nomenclatura.-

Niveles	Denominación
Azotea	VA
Piso Típico	VPT
Primer Piso	VPP

Dimensiones.-

Las dimensiones de la viga se encuentran en el capítulo correspondiente.

Notaciones.

b = ancho.

h = peralte

d = peralte efectivo

r = radio de curvatura

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

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

a = Profundidad del prisma rectangular de esfuerzos

Mu = Momento resistente último

A_s = Area de Acero en tracción

A'_s = Area de acero en compresión

$p = \frac{A_s}{bd}$ = Cuantía de acero de tracción

$p' = A'_s/bd$ = Cuantía de acero en compresión.

$q = p \frac{f_y}{f_c} \dots \dots \dots \phi = q \frac{f'_c}{f_y}$

pb = Cuantía por falla balanceada

ϕ = Factor de reducción de capacidad.

v_c = Esfuerzo cortante que toma el concreto.

v_u = Esfuerzo cortante nominal en la rotura

V_u = Fuerza cortante total en la rotura

Cálculo de los momentos y esfuerzos cortantes.-

Los momentos y esfuerzos cortantes se han obtenido de

las envolventes totales que son el resultado del análisis del pórtico en estudio.

Diseño per flexión.-

Fórmulas (para vigas rectangulares)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} ; M_u = \phi A_s f_y (d-a/2) = \phi b d^2 f'_c q (1-0.59q)$$

$$\phi = 0.9$$

$$p_{\text{máx.}} = 0.75 p_b = 0.75 \times \frac{0.85 K_1 f'_c}{f_y} \times \frac{6,000}{f_y + 6,000}$$

$$p_{\text{mín.}} = \frac{14}{f_y}$$

Cuantías.-

$$\text{Máxima : } p_{\text{máx.}} = 0.75 \times \frac{0.85 \times 0.85 \times 210}{2,800} \times \frac{6,000}{2,800+6,000} = 0.0276$$

$$\text{Mínima: } p_{\text{mín.}} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{2800} = 0.005$$

$$\text{Cuantía para evitar deflexiones: } p = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} = 0.18 \times \frac{210}{2800} = 0.0135$$

Momento máximo resistente.-

Lo calcularemos para p máx.

$$p_{\text{máx.}} = 0.0276 = q \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{donde: } q = 0.368$$

$$M_c = \phi b d^2 f'_c q (1-0.59q) = 0.9 b d^2 \times 210 \times 0.368 (1-0.59 \times 0.368)$$

$$M_c = 54.5 b d^2$$

Momento máximo para no chequear deflexión:

$$\text{Se obtiene para } \phi = 0.0135 \quad \text{donde } q = 0.0135 \quad \frac{f_y}{f'_c} = 0.18$$

$$M = \phi b d^2 f'_c q (1-0.59q) = 30.4 b d^2$$

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO EN TRACCION

Cálculo de "a"

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{15.7 A_s}{b} \quad \begin{array}{l} f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

Reemplazando "a" en la ecuación del momento y despejando A_s

$$M_u = 0.9 A_s \times 2,800 \left(d - \frac{15.7 A_s}{2b} \right)$$
$$A_s^2 = 0.128 b d A_s + \frac{M_u b}{19,800} = 0$$

Sustituyendo valores y resolviendo la ecuación obtenemos A_s

También se puede obtener A_s conociendo la cuantía

$$A_s = p b d$$

Vigas principales de la azotea.

Características.

$$b = 30 \text{ cm.} \quad d = 35 - (4 + 1 + 1.3)$$

$$h = 35 \text{ cm} \quad d = 28.7$$

$$\gamma = 4 \text{ cm.}$$

Nota.- En la azotea no necesitamos poner acero en compresión ni colocar varillas de tracción en dos capas.

$$A_s \text{ máx.} = p_{\text{máx.}} b d = 0.0276 \times 30 \times 28.7 = 23.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx. físico} = 4\phi 1" = 20.27 \text{ cm}^2$$

M_c máx. en una capa será:

$$M_c \text{ máx.} = 0.9 \times 2,800 \times 20.27 (28.7 - \frac{15.7 \times 20.27}{2 \times 30}) = 12 \text{ Ton-m.}$$

$$A_s \text{ mín} = p_{\text{mín}} b d = 0.005 \times 30 \times 28.7 = 4.3 \text{ cm}^2$$

Area de acero para no chequear por deflexión

$$A_s = 0.0135 \times 30 \times 28.7 = 11.6 \text{ cm}^2$$

CALCULO DE ACERO PARA LOS DIFERENTES MOMENTOS

$$a = \frac{15.7 A_s}{30} = 0.52 A_s$$

$$M_u = 0.9 \times 2,800 A_s \left(28.7 - \frac{0.524}{2} A_s \right)$$

$$A_s = 54.9 - \sqrt{3,000 - \frac{M_u}{660}} \quad \text{fórmula que tabularemos}$$

Vigas principales del piso típico

Características

$$b = 30 \text{ cm.} \quad d = 40 - (4 + 1 + 1.3) = 33.7 \text{ cm (1 capa)}$$

$$h = 40 \text{ cm.} \quad d = 31.2 \text{ cm. (2 capas)}$$

$$\gamma = 4 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{máx.}} (1 \text{ capa}) = 54.5 \times 30 \times 33.7^2 = 18.5 \text{ ton-m.}$$

$$A_s \text{ máx. físico} = 30.27 = 4\phi 1''$$

$$M_c \text{ máx. físico (1 capa)} = 0.9 \times 2800 \times 30.27 \left(33.7 - \frac{0.524 + 30.27}{2} \right) = 14.5 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{\text{máx}} (2 \text{ capas}) = 26 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 0.005 \times 30 \times 33.7 = 5.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx. para evitar deflexiones (1 capa)}$$

$$A_s = 0.0135 \times 30 \times 33.7 = 13.6 \text{ cm}^2$$

Cálculo de las áreas de acero con refuerzo en tracción cuando se tiene una sola capa.

$$a = \frac{15.7 A_s}{30} = 0.524 A_s \quad d = 38.7$$

$$M_u = 0.9 \times 2800 A_s \left(33.7 - \frac{0.524 A_s}{2} \right)$$

$$A_s = 64.5 - \sqrt{4150 - \frac{M_u}{660}} \quad \text{fórmula que tabularemos}$$

$$\text{Para 2 capas} \quad d = 31.2 \text{ cm.}$$

$$M_u = 0.9 \times 2,800 A_s \left(31.2 - \frac{0.524 A_s}{2} \right)$$

$$A_s = 59.6 - \sqrt{3550 - \frac{M_u}{660}} \quad \text{fórmula que tabularemos}$$

En caso de requerirse acero en compresión.

Cálculo de las áreas de acero con refuerzo en compresión

Cuando M_u es mayor que $M_{m\acute{a}x.} = 16 \text{ Ton-m.}$

se necesitará acero en compresión ($A's_2$)

$$M_2 = M_u - M_{m\acute{a}x.}$$

$$A's_2 = \frac{M_2}{f_y (d-d')} \phi \quad \phi = 0.9$$
$$d' = 6.3$$

El momento $M_{m\acute{a}x.} = 16 \text{ ton-m.}$ lo cubriremos con $As_1 = 26\text{cm}^2$

El Acero en tracción será $As_T = A's_2 + As_1$

Nivel	TRAMO	bxt	d (cm)	M _{máx. resist.} (ton-m)	Mu (+) (Ton-m)	Mu (-) (Ton-m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Varillas	φ	
A _{tot.}	3-2	30x35	28.7	12.0		3.70	5.4		2φ3/4"	0.0066	
		30x35	28.7	12.0	2.60		4.3		1φ5/8"+1φ3/4	0.0056	
		30x35	28.7	12.00		5.80	8.9		2φ3/4+1φ7/8	0.0111	
	2-1	30x35	28.7	12.0		6.80	10.5		1φ3/4+2φ7/8	0.0123	
		30x35	28.7	12.0	5.00		7.4		1φ5/8+2φ3/4	0.009	
6 ^a	Vol.	30x35	28.7	12.0		8.40	13.4		2φ3/4"+2φ7/8	0.0133	
		30x35	28.7	12.0		1.90	4.3		1φ5/8+1φ3/4	0.0056	
	3-2	30x40	33.7	18.50		8.70	11.30		4φ3/4	0.0113	
		30x40	33.7	18.50	5.60		7.1		1φ5/8+2φ3/3	0.0076	
		30x40	33.7	18.50		10.80	14.40		1φ3/4+3φ7/8	0.0143	
		30x40	33.7	18.50		12.20	16.5		3φ7/8+1φ1"	0.0166	
	2-1	30x40	33.7	18.50	8.40		11.0		4φ3/4"	0.0113	
		30x40	33.7	18.50		14.80	23.2		6φ7/8"	0.0242	
	5 ^a	Vol.	30x40	33.7	18.50		3.20	5.1		2φ3/4"	0.0056
			30x40	33.7	18.50		10.20	13.5		1φ7/8+2φ1"	0.0138
3-2		30x40	33.7	18.50	7.30		9.4		2φ3/4+1φ7/8	0.0095	
		30x40	33.7	18.50		13.50	18.50		1φ7/8+3φ1"	0.0188	
2-1		30x40	33.7	18.50		13.10	18.1		1φ7/8+3φ1"	0.0188	
		30x40	33.7	18.50	8.40		11.0		3φ7/8"	0.0115	
Vol.	30x40	33.7	18.50		15.80	25.5		4φ7/8"+2φ	0.0270		
	30x40	33.7	18.50		3.20	5.1		2φ3/4"	0.0056		

Nivel	Tramo	bxt	d (cm)	M _{máx.} resist. (ton-m)	M _u (+) (Ton-m)	M _u (-) (Ton-m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Varillas	φ
4 ^a	3-2	30x40	33.7	18.50		0.80	14.4		3φ1"	0.0150
		30x40	33.7	18.50	8.40			11.0	4φ3/4"	0.0113
	2-1	30x40	33.7	18.50		13.40		18.50	1φ7/8+3φ1"	0.0188
		30x40	33.7	18.50	8.300	13.80		19.1	1φ7/8+3φ1"	0.0188
	Vol.	30x40	33.7	18.50				10.70	4φ3/4	0.0113
		30x40	33.7	18.50			16.60	26.00	3φ7/8+3φ1"	0.0276
3 ^a	Vol.	30x40	33.7	18.50		3.10	5.1		2φ3/4"	0.0057
		30x40	33.7	18.50		10.10	13.30		2φ3/4+2φ7/8	0.0133
	3-2	30x40	33.7	18.50	6.90			8.8	1φ7/8+1φ1"	0.0098
		30x40	33.7	18.50		12.40	17.90		2φ7/8=2φ1"	0.0176
	2-1	30x40	33.7	18.50		12.80	17.50		2φ7/8+2φ1"	0.0176
		30x40	33.7	18.50	8.40		11.0		4φ3/4	0.0113
Vol.	30x40	33.7	18.50		14.50	20.27		4φ1"	0.0200	
	30x40	33.7	18.50		3.10	5.1		2φ3/4	0.0057	
2 ^a	3-2	30x40	33.7	18.50		8.20	10.50		4φ3/4"	0.0113
		30x40	33.7	18.50	5.40		6.70		2φ5/8+1φ3/4	0.0067
	2-1	30x40	33.7	18.50		10.10	13.30		1φ7/8+2φ1"	0.0139
		30x40	33.7	18.50	8.20	12.70	17.20		2φ7/8+2φ1"	0.0176
	Vol.	30x40	33.7	18.50				10.50	1φ5/8+3φ3/4	0.0176
		30x40	33.7	18.50		12.60	17.10		2φ7/8+2φ1"	0.0176
		30x40	33.7	18.50		3.10	5.10	2φ3/4"	0.0057	

DISEÑO POR CORTE

Las cortantes V_u han sido tomados del diagrama de envolvente total de corte.

El esfuerzo cortante crítico se considerará a una distancia "d" de la cara del apoyo y el refuerzo en el alma será proporcionado hasta una distancia \underline{d} más allá del punto que requiere refuerzo teóricamente. El refuerzo en el alma entre la cara del apoyo y la sección a una distancia \underline{d} de ella, será el mismo que requiere en dicha sección. El refuerzo en el alma que se usará, son estribos perpendiculares al refuerzo longitudinal.

Corte tomado por el concreto.-

$$v_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} \quad \text{donde: } \phi = 0.85$$

$$v_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} = 6.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c \cdot b \cdot d = 6.55 \cdot b \cdot d$$

Criterios para los espaciamientos en los estribos.-

1.- Area de acero mínimo para estribos.

$$A_u = 0.0015 b \cdot s \quad \text{donde } : \quad s = \text{espaciamiento de estribos.}$$

$$s_{\text{máx.}} = \frac{A_v}{0.0015 b} \quad (\text{cms.})$$

2.- Espaciamiento en la sección crítica.-

$$s = \frac{\phi A_s f_y d}{V_u - V_c} \quad \text{ó} \quad \frac{\phi A_s}{(v_u - v_c)} \quad (\text{cms.})$$

3.- Espaciamiento máximo.

$$s_{\text{máx.}} = d/2 \quad (\text{cms.})$$

El espaciamiento \underline{s} que tomaremos será el menor de los 3 criterios anteriores citados.

El primer estribo se colocara a una distancia $s/2$ de la cara del apoyo

Limitaciones de los esfuerzos.-

El esfuerzo cortante $v_u = \frac{V_u}{bd}$ no excederá de $2.6 \phi \sqrt{f'_c}$ en secciones con refuerzo en el alma.

$$v_u \leq 2.6 \phi \sqrt{210} = 32.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Limitaciones del refuerzo en el alma.-

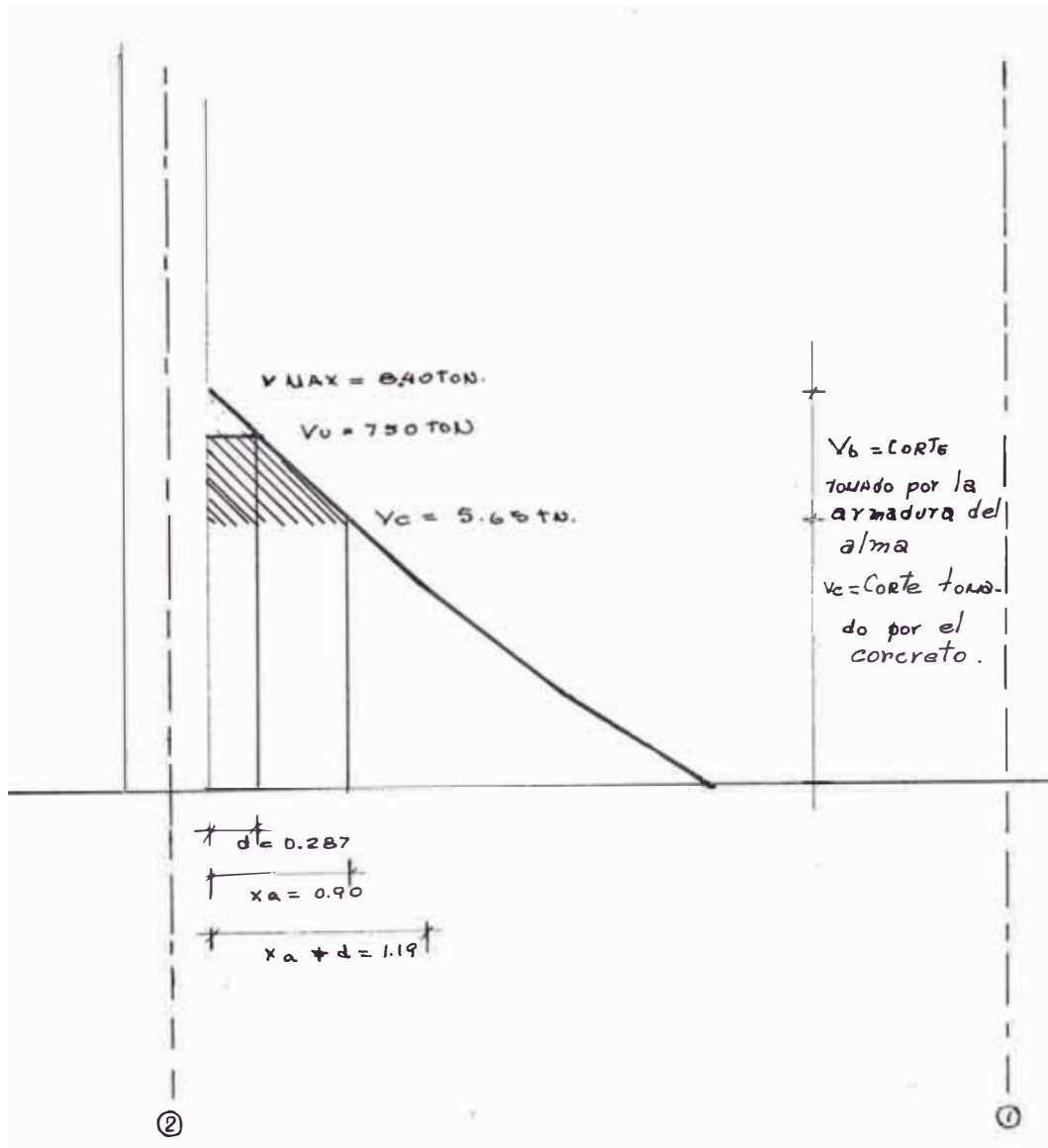
Cuando $v_u > 1.59 \phi \sqrt{210} = 19.6 \text{ Kg/cm}^2$ los estribos deberán cruzar por lo menos dos veces la grieta inclinada potencial cuando $v_u < 19.6 \text{ Kg/cm}^2$ el estribo cruzará la grieta inclinada potencial por lo menos una vez, de aquí que $s_{\text{máx.}} = d/2$.

Por el método analítico diseñaré las vigas de la azotea y las restantes usará el método gráfico, del Boletín N°16 del Instituto de Estructuras.

El diseño de la armadura en el alma será tabulado en los cuadros siguientes.

Ejemplo.- Armadura del alma por método analítico.

Viga .- Azotea. Tramo 2-1.



$$\text{Criterio \#1: } S_{\text{máx.}} = \frac{A_v}{0.0015b}$$

$$\text{Criterio \#2: } S_{\text{máx.}} = \phi \frac{A_f d}{V_u - V_c}$$

$$\text{Criterio \#3: } S_{\text{máx.}} = d/2$$

x_a = Longitud de la viga que debe llevar estribos
 Se obtiene del diagrama de corte.

x_{a+d} = Longitud de la viga a la cual pondremos estribos.

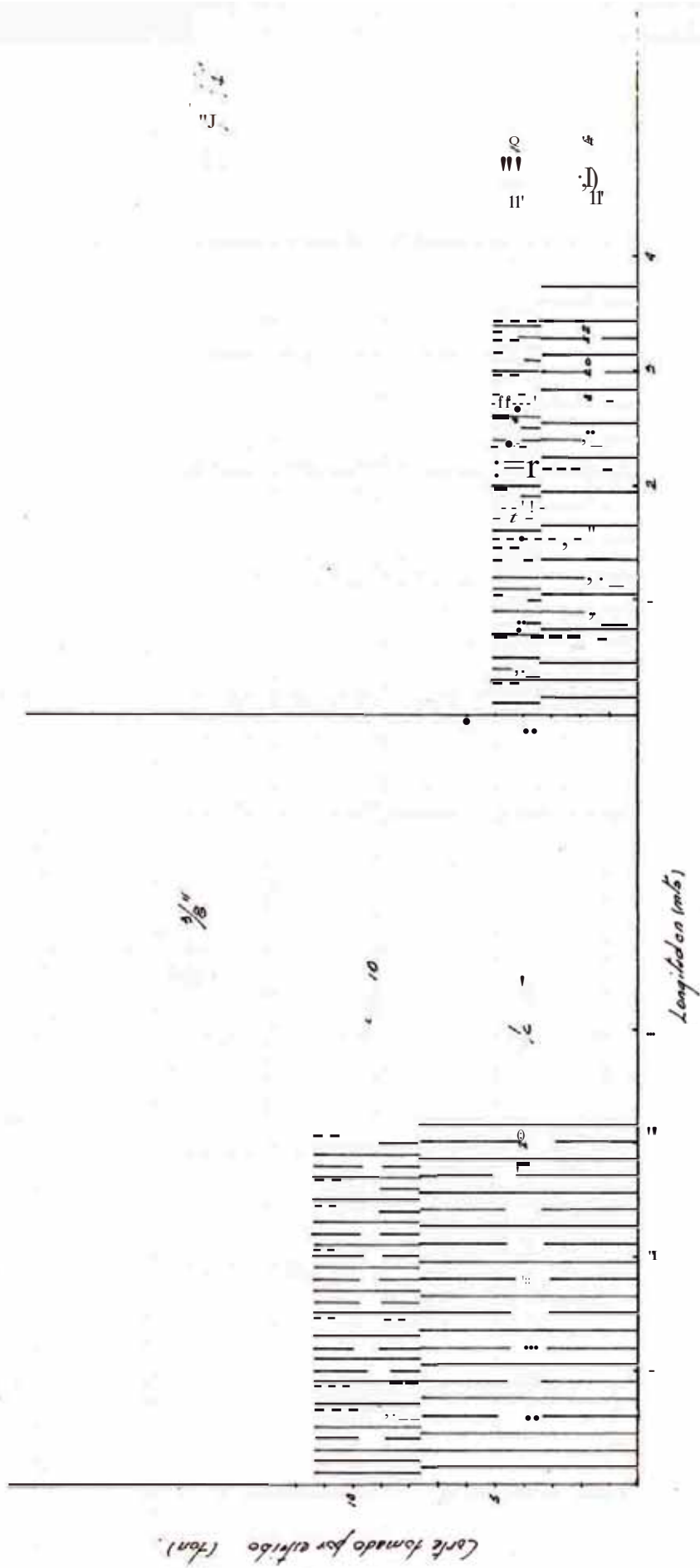
TRAMO	bxt	d (cm)	V _c Ton.	v _u ² Kg/cm ²	V _u (Ton)	V _u -V _c Ton.	x _a +d mts.	Diámetro del E.	Criterio # 1 (cm)	Criterio # 2 (cm)	Criterio # 3 (cm)	ESTRIBOS
3-2	30x35	28.7	5.65	---	4.60	---	---	0.63	---	---	---	∅s#2,1 a7+9a14cm.
	30x35	28.7	5.65	---	5.60	---	---	0.63	---	---	---	∅s#2,1a7+11a 14cm.
2-1	30x35	28.7	5.65	8.72	7.50	1.85	1.19	0.63	14	23	14.5	∅s#2,1a5+10a 14cm.
	30x35	28.7	5.65	8.72	7.50	1.85	---	0.63	14	23	14.5	∅s#2,1a5+18a 14cm.
	30x35	28.7	5.65	---	2.30	---	---	0.60	---	---	---	∅s#2,1a7+4a 14cm.

NOTA.- En los tramos en lo que no se necesitan estribos, se colocaran con espaciamiento máximo y el# que se coloquen será hasta donde se requiera por montaje.

ESTR

h 100 km²

33.7 =



Corte tomado por estrato (ftm)

Longitud en (mts)

Nivel	Tramo	bxt	d	V _c (Kg)	V _u crit.	Diámetro del estribo	Estribos
6 ^a	3-2	30x40	33.7	6,610	9,200	#2	∕ _s 1a5+2a10+7a15
		30x40	33.7	6,610	10,800	#2	∕ _s 1a5+4a10+8a15
	2-1	30x40	33.7	6,610	12,400	#2	∕ _s 1a+6a10+8a15
		30x40	33.7	6,610	13,000	#2	∕ _s 1a5+8a+10+8a15
	Vol.	30x40	33.7	6,610	6,700	#2	∕ _s 1a5+4a15
5 ^a	3-2	30x40	33.7	6,610	10,400	#2	∕ _s 1a5+3a10+8a15
		30x40	33.7	6,610	12,200	#2	∕ _s 1a5+6a10+9a15
	2-1	30x40	33.7	6,610	12,300	#2	∕ _s 1a5+7a10+9a15
		30x40	33.7	6,610	12,800	#2	∕ _s 1a5+8a10+9a15
	Vol.	30x40	33.7	6,610	6,900	#2	∕ _s 1a5+4a15
4 ^a	3-2	30x40	33.7	6,610	10,900	#2	∕ _s 1a5+8a10+8a15
		30x40	33.7	6,610	12,500	#2	∕ _s 1a5+8a10+8a15
	2-1	30x40	33.7	6,610	12,100	#2	∕ _s 1a5+8a10+8a15
		30x40	33.7	6,610	13,000	#2	∕ _s 1a5+8a10+8a15
	Vol.	30x40	33.7	6,610	6,600	#2	∕ _s 1a5+4a15
3 ^a	3-2	30x40	33.7	6,610	10,300	#2	∕ _s 1a5+3a10+8a15
		30x40	33.7	6,610	11,600	#2	∕ _s 1a5+5a10+8a15
	2-1	30x40	33.7	6,610	12,000	#2	∕ _s 1a5+6a10+7a15
		30x40	33.7	6,610	12,800	#2	∕ _s 1a5+7a10+8a15
	Vol.	30x40	33.7	6,610	6,800	#2	∕ _s 1a5+4a15
2 ^a	3-2	30x40	33.7	6,610	9,100	#2	∕ _s 1a5+2a10+8a15
		30x40	33.7	6,610	10,400	#2	∕ _s 1a5+2a10+8a15
	2-1	30x40	33.7	6,610	12,100	#2	∕ _s 1a5+6a10+8a15
		30x40	33.7	6,610	12,800	#2	∕ _s 1a5+7a10+7a15
	Vol.	30x40	33.7	6,610	6,60	#2	∕ _s 1a5+4a15

ADHERENCIA EN VIGAS

Valores de U permisible.

D	Top. Barb. $\frac{4.57\sqrt{f'_c}}{D} = 39.4$ Kg/cm ²	Otras barras $\frac{6.4\sqrt{f'_c}}{D} = 56. \text{Kg/cm}^2$
5/8"	39.4	56.2
3/4"	34.8	48.6
7/8"	29.8	41.7
1"	26.1	36.4

Diseño por adherencia.-

Para las vigas del pórtico principal "C" en todos sus niveles se hará para los puntos más desfavorables.

$$V_u = \frac{V_u}{\phi \Sigma_o J d}$$

Donde:

$$\phi = 0.85 \quad J = 0.875 = 7/8$$

Σ_o = Suma de perímetro de diámetros iguales.

$$\Sigma_o = \frac{4 A_s}{D} \text{ para diámetros diferentes.}$$

$V_{m\acute{a}x.} = \phi U \Sigma_o J d$ según esta fórmula tenemos la máxima capacidad de corte controlada por el esfuerzo de adherencia.

(Usando $U_{permisible}$)

$V_{m\acute{a}x.} = 0.85 U_p \Sigma_o 0.875d$; fórmula que presentamos en forma tabulada para los diferentes valores de d y U

Nivel	BARRA	diámetro	d (cm)		V _{máx.} (Ton)			
			Tramo 3-	Tramo 2-1	Tramo 3-2	Tramo 2-1		
	Tob b	5/8"	28.7	28.7	.840	Σ	.840	Σ
Azt.	Top b	3/4"	28.7	28.7	.740	Σ	.740	Σ _o
	Top b	7/8"	28.7	28.7	.638	Σ _o	.638	Σ _o
	Top b	1"	28.7	28.7	.560	Σ _o	.560	Σ _o
Piso	Top b	5/8"	33.7	33.7	.988	Σ _o	.988	Σ _o
	Top b	3/4"	33.7	33.7	.871	Σ	.871	Σ _o
Típi	Top b	7/8"	33.7	33.7	.748	Σ	.748	Σ
co	Top b	1"	33.7	33.7	.654	Σ	.654	Σ
Piso	Otras b	5/8"	33.7	33.7	1.41	Σ _o	1.41	Σ _o
Típi	Otras b	3/4"	33.7	33.7	1.22	Σ _o	1.22	Σ
co	Otras b	7/8"	33.7	33.7	1.04	Σ	1.04	Σ
	Otras b	1"	33.7	33.7	.910	Σ	.910	Σ

Azotea

Tramo	Referencia	Distancia	# Varillas	Σ _o	V _{máx.}	V _{real}
	Cara apoyo I	---	2ø3/4"	11.97	8.9	5.30
	Pto.de corte	1.05m.	1ø3/4"	5.98	4.4	2.70
3-2	Pto.de Inf.	---	1ø5/8"+1ø3/4	10.2	7.56	6.30
	Cara apoyo D	---	2ø3/4"+1ø7/8	12.8	12.8	6.30
	Cara apoyo I	---	1ø3/4"+2ø7/8"	19.4	12.4	8.40
2-1	Pto.de corte	1.15	1ø3/4"+1ø7/8	12.2	7.72	4.60
	Pto.de Inf.	0.28	1ø5/8"+1ø3/4	10.2	7.56	7.40

6º Piso

Tramo	Referencia	Distancia del apoyo mts.	# de varillas	Σ_o cm	$V_{m\acute{a}x.}$ (ton)	V_u (tn) real
3-2	Cara apoyo I	---	4 ϕ 3/4"	23.94	21.0	10.6
	Pto.de corte D	1.20	1 ϕ 5/8"+1 ϕ 3/4"	10.2	8.9	6.6
	Pto.de Inf.	---	1 ϕ 5/8"+1 ϕ 3/4"	10.2	12.4	12.0
	Cara apoyo D	---	1 ϕ 3/4"+3 ϕ 7/8"	26.1	19.5	12.0
2-1	Cara apoyo I	---	3 ϕ 7/8"+1 ϕ 1"	26.4	17.2	14.2
	Pto.de corte D	1.25	2 ϕ 7/8"	13.96	10.4	7.6
	Pto.de Inf.	0.10	2 ϕ 3/4"	11.97	14.60	14.2
	Cara apoyo D	---	6 ϕ 7/8"	41.89	31.20	14.6

5º Piso

3-2	Cara apoyo I	---	1 ϕ 7/8"+2 ϕ 1"	22.1	14.5	11.7
	Pto.corte D	1.30	1 ϕ 7/8"+1 ϕ 1"	14.2	9.25	7.5
	Pto.de Inf.	---	2 ϕ 3/4"+1 ϕ 7/8"	17.3	18.00	13.4
	Cara de apy.D	---	1 ϕ 7/8"+3 ϕ 1"	30.7	23.0	13.4
2-1	Cara apoyo I	---	1 ϕ 7/8"+3 ϕ 1"	30.7	19.8	14.2
	Pto.de corte D	1.50	1 ϕ 7/8"+1 ϕ 1"	14.2	9.25	7.20
	Pto.de infle	---	2 ϕ 3/4"	11.97	14.65	14.6
	Cara apoyo D	---	4 ϕ 7/8"+2 ϕ 1.	39.5	25.5	14.6

4º Piso

3-2	Cara apoyo I	---	3 ϕ 1"	23.94	15.6	12.4
	Pto.de corte D	1.30	2 ϕ 1.	15.96	10.4	8.00
	Pto.de Infle	---	3 ϕ 3/4"	17.95	22.0	14.0
	Cara apoyo D	---	1 ϕ 7/8"+3 ϕ 1"	30.7	23.0	14.0
2-1	Cara apoyo I	---	1 ϕ 7/8"+3 ϕ 1"	30.7	23.0	13.7
	Pto.de corte D	1.50	2 ϕ 1"	15.96	10.40	7.10
	Pto.de Infle.	---	2 ϕ 3/4"	11.97	14.65	14.6
	Cara apoyo D	---	3 ϕ 7/8"+3 ϕ 1"	42.2	27.6	14.6

3ª Piso

Tramo	Referencia	Distancia al apoyo mts.	#Varillas	Σ cm.	V _{máx.} Ton.	V _u real ton.
2-3	Cara apoyo I	---	2 ϕ 3/4"+2 ϕ 7/8	24.3	18.10	11.90
	Pto.de corte D	1.25	2 ϕ 7/8"	13.96	10.40	7.20
	Pto.de Inf.	---	2 ϕ 3/4"+1 ϕ 7/8"	17.2	12.9	12.90
	Cara apoyo D	---	2 ϕ 7/8"+2 ϕ 1"	28.1	18.40	12.90
2-1	Cara de apoyo I	---	2 ϕ 7/8"+2 ϕ 1.	28.1	18.40	13.90
	Pto.de corte D	1.35	2 ϕ 7/8"	13.96	10.40	7.20
	Pto.de Infle	---	2 ϕ 3/4"	11.97	14.65	14.40
	Cara apoyo D	---	4 ϕ 1.	31.92	20.80	14.40

2ª Piso

3-2	Cara apoyo I	---	1 ϕ 3/4"+2 ϕ 7/8	19.10	14.20	10.60
	Pto.de corte D	1.25	1 ϕ 3/4"+1 ϕ 7/8	12.20	9.05	6.20
	Pto.de Infle.	---	1 ϕ 3/4"+1 ϕ 7/8	12.20	12.70	11.60
	Cara apoyo D	---	1 ϕ 7/8"+2 ϕ 1"	22.1	14.50	11.60
2-1	Cara de apoyo I	---	1 ϕ 7/8"+3 ϕ 1"	30.70	19.80	14.00
	Pto.corte D	1.35	1 ϕ 7/8+1 ϕ 1"	14.20	9.25	7.20
	Pto.de Infle.	0.10	1 ϕ 5/8"+1 ϕ 3/4"	10.20	13.20	13.30
	Cara apoyo D	---	2 ϕ 7/8"+2 ϕ 1.	28.1	18.40	14.40

DISEÑO DE VIGAS DE ARRIOSTRE

Las vigas que se diseñaran son las pertenecientes al pórtico
Vigas de Arriostre de la azotea y Piso típico.-

Características:

$$b = 50 \text{ cm.} \quad d = 25 - (4 + 1 + 1)$$

$$h = 25 \text{ cm.} \quad d = 19$$

$$r = 4 \text{ cm.}$$

$$A_s \text{ más.} = p_{\text{máx.}} bd = 0.0276 \times 50 \times 19 = 25.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx. físico} = 5\phi 1" = 25.34 \text{ cm}^2$$

M_c máx. en una capa será:

$$M_c \text{ máx.} = 0.9 \times 2800 \times 25.34 \left(19 - \frac{15.7 \times 25.34}{50 \times 2} \right) = 9.57 \text{ Ton-m.}$$

$$A_s \text{ mín.} = p_{\text{mín.}} b \times d = 0.005 \times 50 \times 19 = 4.75 \text{ cm}^2$$

Area de acero para no chequear por deflexión.

$$A_s = 0.0135 \times 50 \times 19 = 12.8 \text{ cm}^2$$

Cálculo de Acero para los diferentes momentos.

$$a = \frac{15.7 A_s}{50} = 0.314 A_s$$

$$M_u = 0.9 \times 2,800 \times A_s \left(19 - \frac{0.314 A_s}{2} \right)$$

$$A_s = 61 - \sqrt{3700 - \frac{M_u}{395}}$$

Fórmula que tabularemos

Nivel	Tramo	bxt	d(cm)	M _{máx.} resis.	M _u (+) (Ton-m)	M _u (-) (Ton-m)	A _{s2} cm	A' _{s2} cm	Varillas	φ	
Azotea	A-B	50x25	19	9.8	---	3.50	7.9	---	4φ5/8"	0.0084	
		50x25	19	9.8	2.80	---	6.3	---	2φ5/8"+1φ3/4"	0.0071	
		50x25	19	9.8	---	2.70	6.1	---	2φ5/8"+1φ3/4"	0.0071	
	B-C	50x25	19	9.8	---	2.80	2.80	6.3	---	2φ5/8"+1φ3/4"	0.0071
		50x25	19	9.8	2.50	---	---	5.8	---	3φ5/8"	0.0062
		50x25	19	9.8	---	3.00	3.00	6.9	---	1φ5/8"+2φ3/4"	0.0081
	C-D	50x25	19	9.8	---	---	2.70	6.1	---	1φ5/8"+2φ3/4"	0.0081
		50x25	19	9.8	3.50	---	---	7.9	---	4φ5/8"	0.0084
		50x25	19	9.8	---	---	3.80	8.5	---	3φ5/8"+1φ3/4"	0.0093
	6ª	A-B	50x25	19	9.8	---	3.60	8.2	---	3φ5/8"+1φ3/4"	0.0093
			50x25	19	9.8	3.00	---	6.9	---	1φ5/8"+2φ3/4"	0.0081
			50x25	19	9.8	---	3.70	3.70	8.4	---	3φ5/8"+1φ3/4"
B-C		50x25	19	9.8	---	---	4.20	9.8	---	1φ5/8"+3φ3/4"	0.0110
		50x25	19	9.8	3.80	---	---	8.5	---	3φ5/8"+1φ3/4"	0.0093
		50x25	19	9.8	---	---	4.20	9.8	---	1φ5/8"+3φ3/4"	0.0110
C-D		50x25	19	9.8	---	---	4.20	9.8	---	1φ5/8"+3φ3/4"	0.0110
		50x25	19	9.8	4.20	---	---	9.8	---	1φ5/8"+3φ3/4"	0.0110
		50x25	19	9.8	---	---	4.60	10.6	---	4φ3/4"+	0.0120
5ª		A-B	50x25	19	9.8	---	4.20	9.8	---	1φ5/8"+3φ3/4"	0.0110
			50x25	19	9.8	3.70	---	8.4	---	3φ5/8"+1φ3/4"	0.0093
			50x25	19	9.8	---	---	4.30	9.9	---	1φ5/8"+3φ3/4"
	B-C	50x25	19	9.8	---	---	4.80	11.4	---	4φ3/4"	0.012
		50x25	19	9.8	4.60	---	---	10.6	---	4φ3/4"	0.012
		50x25	19	9.8	---	---	4.80	11.4	---	4φ3/4"	0.012
	C-D	50x25	19	9.8	---	---	4.80	11.4	---	4φ3/4"	0.012
		50x25	19	9.8	4.50	---	---	10.6	---	4φ3/4"	0.012
		50x25	19	9.8	---	---	4.80	11.4	---	4φ3/4"	0.012

Nivel	Tramo	bxt	d (cm)	M _{máx. resis.} (Ton-m)	M _{u (+)} (Ton-m)	M _{u (-)} (Ton-m)	A _S Cm ²	A' _S (cm ²)	Varillas	φ
4ª	A-B	50x25	19	9.8	--	4.00	9.1	---	2φ5/8"+2φ3/4"	0.0102
		50x25	19	9.8	3.70	---	8.4	---	3φ 5/8"+1φ3/4	0.0093
		50x25	19	9.8	---	4.40	10.1	---	1 5 8"+3 3 4"	
		50x25	19	9.8	---	4.70	10.8	---	4φ3/4"	0.0120
	B-C	50x25	19	9.8	4.70	---	10.8	---	4φ3/4"	0.0120
		50x25	19	9.8	---	5.00	11.6	---	3φ5/8"+2φ3/4	0.0122
		50x25	19	9.8	---	5.00	11.6	---	3φ5/8"+2φ3/4"	0.0122
	C-D	50x25	19	9.8	4.70	---	10.8	---	4φ3/4"	0.0120
		50x25	19	9.8	---	4.60	10.6	---	4 5 8"+1 3 4"	
3ª	A-B	50x25	19	9.8	---	3.30	7.6	---	4φ5/8"	0.0084
		50x25	19	9.8	2.70	---	6.1	---	2φ5/8"+1φ3/4"	0.0071
		50x25	19	9.8	---	3.40	7.8	---	4φ5/8"	0.0084
		50x25	19	9.8	---	3.70	8.4	---	3φ5/8"+1φ3/4"	0.0093
	B-C	50x25	19	9.8	3.50	---	7.9	---	4φ5/8"	0.0084
		50x25	19	9.8	---	3.90	9.0	---	2 5 8"+2 3 4"	0 0 2
		50x25	19	9.8	---	3.80	8.5	---	3φ5/8"+1φ3/8"	0.0093
	C-D	50x25	19	9.8	3.50	---	7.9	---	4φ5/8"	0.0084
					---				" "	
2ª	A-B	50x25	19	9.8	---	0.50	4.75	---	1φ5/8"+1φ3/4"	0.0051
		50x25	19	9.8	2.30	---	5.0	---	3φ5/8"+5/8"	0.0062
		50x25	19	9.8	---	3.10	7.0	---	1φ5/8"+2φ3/4"	0.0081
		50x25	19	9.8	---	3.10	7.0	---	1φ5/8"+2φ3/4"	0.0081
	B-C	0x25	19	9.8	2.90	---	6.7	---	2φ5/8"+1φ3/4"	0.0071
		0x25	19	9.8	---	3.20	7.3	---	1φ5/8"+2φ3/4"	0.0081
		0x25	19	9.8	---	3.40	7.8	---	4φ5/8"	0.0084
	C-D	0x25	19	9.8	2.90	---	6.7	---	2φ5/8"+1φ3/4"	0.0071
		0x25	19	9.8	---	0.70	4.75	---	1φ5/8"+1φ3/4.	0.0051

ESFUERZO CORTANTE.- VIGA DE ARRIOSTRE

Nivel	Tramo	bxt	d	V _c Kg'	V _u crit.	Diámetro es tribo	Estribos
Azt.	A-B	50x25	19	6200	todos	#2	$\lambda_s 1a5+Na 10$
		50x25	19	6200	menores	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
	B-C	50x25	19	6200	que V _c	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
	C-D	50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
5ª	A-B	50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
	B-C	50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
	C-D	50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
4ª	A-B	50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
	B-C	50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
	C-D	50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
3ª	A-B	50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
	B-C	50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
	C-D	50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
2ª	A-B	50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
	B-C	50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
	C-D	50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$
		50x25	19	6200	"	#2	$\lambda_s 1a5+N a 10$

Nota.- La adherencia en vigas de arriostre no se comprobará por ser la cuantía baja.

COLUMNAS

COLUMNAS

CARGAS AXIALES EN COLUMNAS.

Son debido a las siguientes cargas:

1.- Cargas Muertas (Debido a:

a) Reacciones isostáticas.

(Tanto de las vigas principales como las de arriostre que concurren en la columna.)

b) Peso propio de columna.

c) Corrección por momento

2.- Cargas vivas.-

a) Reacciones isostáticas

De cargas vivas corregidas por el coeficiente (c_1) de reducción de sobrecarga de las vigas principales.

b) Corrección por momentos.

En vigas principales.

3. Carga por Sismo.

Se obtienen del análisis sísmico.

A continuación se presentan los cuadros tabulados.

a) Reacciones isostáticas de cargas muertas.

Nivel	POR VIGAS						
	C-1	C-2	C-3	C-A	1-B	1-C	1-D
Azotea	7.75	8.49	4.260	5.86	8.552	7.75	5.06
6ª	14.15	15.77	9.250	11.89	15.071	14.15	11.91
5ª	14.15	15.77	9.250	11.89	15.071	14.15	11.91
4ª	14.15	15.77	9.250	11.89	15.071	14.15	11.91
3ª	14.15	15.77	9.250	11.89	15.071	14.15	11.91
2ª	14.15	15.77	9.250	11.89	15.071	14.15	11.91

b.- Peso propio de columnas

POR PESO PROPIO (Ton.)

Nivel	C-1	C-2	C-3	1-A	1-B	1-C	1-D
Azotea	----	----	----	----	----	----	----
6ª	1.26	0.94	0.75	1.26	1.26	1.26	1.26
5ª	1.26	0.94	0.75	1.26	1.26	1.26	1.26
4ª	1.26	0.94	0.75	1.26	1.26	1.26	1.26
3ª	1.56	1.13	0.94	1.56	1.56	1.56	1.56
2ª	1.56	1.13	0.94	1.56	1.56	1.56	1.56
1ª	1.74	1.26	1.05	1.74	1.74	1.74	1.74

C.- Corrección por momento de cargas muertas.-

Nivel	C-1	C-2	C-3	1-A	1-B	1-C	1-D
Azotea	0.03	0.38	-0.41	-0.01	0.02	0.01	-0.02
6ª	0.11	0.55	-0.66	-0.01	0.01	----	0.00
5ª	0.11	0.61	-0.72	----	----	0.01	-0.01
4ª	0.13	0.52	-0.65	-0.01	0.01	0.01	-0.01
3ª	0.14	0.42	-0.56	----	----	----	----
2ª	0.09	0.47	-0.56	-0.01	0.01	0.01	-0.01

Nivel	%de reduc. por piso	Factor de reduc. (C ₁)	s/c por piso	s/creducido por piso
Azotea	0	1.00	125	125
6ª	0	1.00	200	200
5ª	0	1.00	200	200
4ª	20	0.80	200	160
3ª	40	0.60	200	120
2ª	60	0.40	200	80

REACCIONES ISOSTATICAS POR CARGAS VIVAS (Ton.)

Nivel	C-1		C-2		C-3		1-A		1-B		1-C		1-D	
	100% s/c	C ₁ (100 %s/c)	100% s/c	C ₁ (100 %s/c)	100% s/c	C ₁ (100 %s/c)	100% s/c	C ₁ (100 %s/c)	100% s/c	C ₁ (100 %s/c)	100% s/c	C ₁ (100 %s/c)	100% s/c	C ₁ (100 %s/c)
Azot.	1.595	1.6	1.94	1.94	0.76	0.76	---	---	---	---	---	---	---	---
6ª	2.53	2.53	3.08	3.08	1.21	1.21	---	---	---	---	---	---	---	---
5ª	2.53	2.53	3.08	3.08	1.21	1.21	---	---	---	---	---	---	---	---
4ª	2.53	2.02	3.08	2.46	1.21	0.97	---	---	---	---	---	---	---	---
3ª	2.53	1.52	3.08	1.86	1.21	0.73	---	---	---	---	---	---	---	---
2ª	2.53	1.02	3.08	1.24	1.21	0.49	---	---	---	---	---	---	---	---

CORRECCION POR MOMENTOS DE CARGA VIVA (Ton.)

Nivel	C-1	C-2	C-3	1-A	1-B	1-C	1-D
Azotea	+0.005	+0.11	-0.08	-----	-----	-----	-----
6ª	+0.02	+0.11	-0.07	-----	-----	-----	-----
5ª	0.000	+0.13	-0.1	-----	-----	-----	-----
4ª	+0.01	+0.09	-0.07	-----	-----	-----	-----
3ª	+0.01	+0.08	-0.06	-----	-----	-----	-----
2ª	+0.01	+0.09	-0.07	-----	-----	-----	-----

CARGAS AXIALES TOTALES.- En el cuadro siguiente presentamos las cargas axiales acumuladas piso a piso.

Nivel de car- ga.	Tipo	C-1			C-2			C-3			1-A			1-B			1-C			1-D		
		Parcial	Total	Total	Parcial	Total	Total	Parcial	Total	Total	Parcial	Total	Total	Parcial	Total	Total	Parcial	Total	Total	Parcial	Total	Total
CM	9.04	9.04	9.81	9.81	4.60	4.60	7.11	7.11	7.11	9.83	9.83	9.83	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	6.30	6.30	6.30	
6 ^a	CV.	1.61	2.05	2.05	0.68	0.68																
S.	-0.74	-0.74	-0.67	-0.67	1.41	1.41	1.16	1.16	1.16	0.30	0.30	0.30	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	-1.68	-1.68	-1.68	
CM	15.52	24.56	17.26	27.07	9.34	13.94	13.14	20.25	26.17	16.34	26.17	15.41	24.43	13.17	19.47							
5 ^a	CV	2.55	3.19	5.24	1.14	2.55																
S	-1.54	-2.28	-1.70	-2.37	-3.24	4.65	1.43	2.59	1.09	0.79	1.09	0.09	0.3	-2.31	-3.99							
CM	15.52	40.08	17.32	44.39	9.28	23.22	13.15	33.40	42.50	16.33	42.50	15.42	39.85	13.16	32.26							
4 ^a	CV	2.53	3.21	8.45	1.11	3.66																
S	-1.93	-4.21	-2.32	-4.69	4.25	8.90	1.70	4.29	2.01	0.92	2.01	---	0.31	-2.62	-6.61							
CM.	15.84	55.92	17.42	61.81	9.50	32.70	13.44	46.84	59.14	16.64	59.14	15.72	55.57	13.46	46.09							
3 ^a	CV	2.03	2.55	11.00	0.90	4.56																
S	-2.06	-6.27	-2.84	-7.53	4.90	13.80	1.67	5.96	3.04	1.03	3.04	-0.09	0.22	-2.61	-9.22							
CM	15.95	71.77	17.52	79.33	9.63	42.33	13.45	60.29	75.77	16.63	75.77	15.71	71.28	13.47	59.5							
2 ^a	CV.	-1.53	1.94	12.94	0.67	5.23																
S	-1.70	-7.97	-2.54	-8.07	4.24	18.04	1.30	7.26	3.79	0.75	3.79	-0.04	0.18	-2.01	-11.23							
CM.	15.98	87.75	17.50	96.83	9.74	52.07	13.62	73.91														
1 ^a	CV.	1.03	1.33	14.27	0.42	5.65																
S.	-1.24	-9.21	-2.01	-10.08	3.25	21.29	0.57	7.83	4.88	1.09	4.88	-0.62	-0.44	-1.04	-12.27							

CARGAS AXIALES ULTIMAS

A continuación presentamos las cargas axiales con sus respectivas hipótesis de carga.

Nivel	Hipótesis de Carga	C-1	C-2	C-3	1-A	1-B	1-C	1-D
6ª	1.5CM+1.8CV	16.50	18.50	8.14	10.65	14.80	13.60	9.50
	1.25 (CM+CV+S)	14.20	15.60	4.85	10.40	12.60	11.60	10.0
5ª	1.5CM+1.8CV	44.50	49.95	25.50	30.50	39.30	36.60	29.2
	1.25 (CM+CV+S)	38.80	43.50	74.80	28.50	33.10	31.00	29.4
4ª	1.5CM+1.8CV	72.10	81.90	41.50	50.10	63.90	59.90	49.00
	1.25 (CM+CV+S)	63.90	72.00	22.40	47.20	55.80	50.10	48.50
3ª	1.5CM+1.8CV	99.70	112.4	57.20	70.20	89.00	83.20	69.20
	1.25 (CM+CV+S)	89.00	101.0	29.40	65.90	78.0	69.80	69.20
2ª	1.5CM+1.8CV	125.9	142.8	72.72	90.70	113.5	105.5	89.20
	1.25 (CM+CV+S)	112.5	125.0	37.00	84.30	95.0	89.50	88.20
1ª	1.5CM+1.8CV	51.80	173.2	88.30	110.5	139.0	131.5	110.0
	1.25 (CM+CV+S)	13.50	152.0	45.50	102.0	122.0	110.0	107.0

DISEÑO DE COLUMNAS

FLEXION EN UN SENTIDO.-

Nivel	Dimen.	M _u (Ton-m) sup.	M _u (Tn) n° inf.	P _u (Tn) Axial	e (cm) sup.	e (cm) Inf.	e (cm) Míni.	e (cm) final
6ª	30x40	4.40	3.00	8.14	54.00	37.00	4.00	54.00
5ª	30x40	6.20	4.40	25.50	24.30	17.25	4.00	24.30
4ª	30x40	6.40	5.20	41.50	15.40	12.55	4.00	15.40
3ª	30x50	7.20	5.60	57.20	12.60	9.78	5.00	12.60
2ª	30x50	5.40	6.40	72.22	7.54	8.82	5.00	8.82
1ª	30x50	2.80	9.00	88.30	3.17	9.08	5.00	9.08

C-2

Nivel1	Dimen. bxt	M _u (Tn-m) Sup.	M _u (Tn-m) Inf.	P _u (Tn) Axial	e (cm) sup.	e (cm) Inf.	e (cm) Míni.	e (cm) Final
6 ^a	30x50	7.50	4.80	18.50	40.50	26.00	5.00	40.50
5 ^a	30x50	10.40	7.40	49.95	21.00	14.95	5.00	21.00
4 ^a	30x50	10.80	8.80	81.90	13.20	10.75	5.00	13.20
3 ^a	30x60	11.80	9.30	112.4	10.50	8.29	6.00	10.50
2 ^a	30x60	8.80	10.40	142.8	6.14	7.29	6.00	7.29
1 ^a	30x60	5.00	12.70	173.2	2.89	7.34	6.00	7.34

C-1

Nivel	Dimen. bxt	M _u (Tn-m) Sup.	M _u (Tn-m) Inf.	P _u (Tn) Axial	e (cm) Sup.	e (cm) Inf.	e (cm) Mín.	e (cm) Final
6 ^a	45x45	7.20	4.40	16.50	43.70	26.80	4.50	43.70
5 ^a	45x45	8.20	4.80	44.50	18.50	10.80	4.50	18.50
4 ^a	45x45	8.20	5.20	72.10	11.40	7.20	4.50	11.40
3 ^a	50x50	7.80	6.70	99.70	7.90	6.80	5.00	7.90
2 ^a	50x50	4.80	8.90	125.9	3.90	7.10	5.00	7.10
1 ^a	50x50	3.50	16.10	151.8	2.40	10.60	5.00	10.60

1-A

Nivel	Dimen. bxt	M _u (Tn-m) sup.	M _u (Tn-m) Inf.	P _u (Tn) Axial	e (cm) sup.	e (cm) inf.	e (cm) Mín.	e (cm) final
6 ^a	45x45	3.63	0.45	10.65	34.00	4.24	4.50	34.00
5 ^a	45x45	4.24	0.61	30.50	13.90	2.00	4.50	13.90
4 ^a	45x45	3.63	1.67	50.10	7.25	3.33	4.50	7.25
3 ^a	50x50	2.41	2.41	70.20	3.44	3.44	5.00	5.00
2 ^a	50x50	0.76	3.16	90.70	0.84	3.50	5.00	5.00
1 ^a	50x50	2.72	15.10	110.5	2.46	13.70	5.00	13.70

1-B

Nivel	Dimen. bxt	M _u (Tn- m) sup.	M _u (Tn- m) inf.	P _u (Tn) Axial	E ₁ (cm) Sup.	e (cm) Inf.	e (cm) Mín.	e (cm) Final
6 ^a	45x45	5.42	0.61	14.30	36.70	4.13	4.50	36.70
5 ^a	45x45	6.96	2.56	39.30	17.70	6.55	4.50	17.70
4 ^a	45x45	6.35	3.94	63.90	9.95	6.15	4.50	9.95
3 ^a	50x50	5.20	4.40	89.00	5.85	4.95	5.00	5.85
2 ^a	50x50	2.17	5.50	113.5	1.92	4.85	5.00	5.00
1 ^a	50x50	0.30	12.90	139.0	0.22	9.30	5.-0	9.30

1-D

Nivel	Dimen. bxt	M _u (Tn- m) sup.	M _u (Tn- m) Inf.	P _u (Tn) Axial	e (cm) Sup.	e (cm) Inf.	e (cm) Mín.	e (cm) Final
6 ^a	45x45	4.08	0.30	10.0	40.80	3.00	4.50	40.80
5 ^a	45x45	4.85	1.21	29.40	16.50	4.12	4.50	16.50
4 ^a	45x45	4.24	1.81	49.00	7.62	3.70	4.50	8.62
3 ^a	50x50	2.86	2.90	69.20	4.14	4.20	5.00	5.00
2 ^a	50x50	0.91	3.71	89.20	1.02	4.17	5.00	5.00
1 ^a	50x50	2.26	15.05	110.0	2.06	13.70	5.-0	13.7

REDUCCION DE RESISTENCIAS DE ELEMENTOS
EN COMPRESION POR EFECTO DE ESBELTEZ

Se mide por la relación h/r.

Rdio de giro (r): Se puede tomar igual a 0.30 veces el peralte total en el sentido de la flecha.

$$r = 0.30t.$$

Para 6^a, 5^a y 4^a Pisos

$$h = 2.20m. \quad bxt = 30x40$$

$$r = 0.30 \times 40 = 12$$

$$\frac{h}{r} = \frac{2.20}{12} = 18.35 < 60$$

Para 3ª y 2ª Piso

$$h = 2.20\text{m.} \quad bxt = 30 \times 50$$

$$r = 0.30 \times 50 = 15$$

$$\frac{h}{r} = \frac{2.20}{15} = 14.7 < 60$$

Para 1ª Piso

$$h = 2.50\text{m.} \quad bxt = 30 \times 50$$

$$r = 0.30 \times 50 = 15$$

$$\frac{h}{r} = \frac{2.50}{15} = 16.70 < 60$$

Luego no necesitaremos hacer corrección por esbeltez

Recubrimiento.-

El recubrimiento a usarse será:



$$1.5\phi = 1.5 \times 2.64 = 3.8 \text{ cm.}$$

$$1.5 \text{ agregado} = 1.5$$

$$\phi \text{ 4 cm.} \quad \text{Usaremos } r = 4 \text{ cm.}$$

$$r = 4 + \phi \text{ Estribo} + \frac{\phi \text{ Varilla}}{2} = 6 \text{ cm.}$$

Valor de K

$$K = \frac{P_u}{\phi bxt f'_c}$$

$$P_u \text{ (Ton)}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.7$$

Valores de K en función de P_u

b x t	f'_c	ϕ	K
30x40	210	0.7	$P_u/176$
30x50	210	0.7	$P_u/221$
30x60	210	0.7	$P_u/265$
45x45	210	0.7	$P_u/298$
50x50	210	0.7	$P_u/368$

Valor de m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{2,800}{0.85 \times 210} = 15.7$$

Cálculo de las columnas en un sólo sentido.-

Con los valores obtenidos anteriormente y con las relaciones e/t , $K e/t$ y d/t entramos a los abacos de diseño a la rotura y encontraremos el valor de p_{tm} , con el cual se hallará el área de acero.

El proceso de cálculo se encuentra tabulado.

DISEÑO DE LA COLUMNA C-3 EN UN SENTIDO

Nivel	b cm	t cm	P _u Ton	M _u Tn-m	e cm.	d/t	e/t	K	K e/t	P _{tm}	P _t	A _{s2} cm ²	Varillas	Falla
6ª	30	40	8.15	4.40	54.0	0.85	1.35	0.0464	0.0627	0.130	0.008	---	-----	T
5ª	30	40	25.5	6.20	24.3	0.85	0.606	0.145	0.0880	0.100	---	---	-----	T
4ª	30	40	41.50	6.40	15.4	0.85	0.385	0.236	0.0910	0.01	---	---	-----	T
3ª	30	50	57.20	7.20	12.6	0.88	0.315	0.2597	0.0817	0.00	---	---	-----	T
2ª	30	50	72.75	6.40	8.82	0.88	0.221	0.329	0.0728	0.00	---	---	-----	T
1ª	30	50	88.30	8.00	9.08	0.88	0.226	0.399	0.0904	0.00	---	---	-----	T

DISEÑO DE LA COLUMNA C-2 EN UN SENTIDO

Nivel	b cm	t cm	P _u Ton.	M _u Tn-m	e cm.	d/t	e/t	K	K e/t	P _{tm}	P _t	A _{s2} cm ²	Varillas	Falla
6ª	30	50	18.50	7.50	40.50	0.88	0.811	0.084	0.068	0.1	---	---	-----	T
5ª	30	50	49.95	10.40	21.00	0.88	0.42	0.224	0.094	0.00	---	---	-----	T
4ª	30	50	81.90	10.80	13.20	0.88	0.264	0.370	0.0978	0.00	---	---	-----	T
3ª	30	60	112.4	11.80	10.50	0.90	0.175	0.425	0.0742	0.00	---	---	-----	T
2ª	30	60	142.8	10.40	7.29	0.90	0.122	0.540	0.0660	0.00	---	---	-----	T
1ª	30	60	173.2	12.70	7.34	0.90	0.123	0.653	0.0803	0.00	---	---	-----	T

DISEÑO DE LA COLUMNA C-1 EN UN SENTIDO

Nivel	b cm	t cm	P_u Tn	M_u Tn-m	e cm	d/t	e/t	K	K e/t	ptm.	Pt.	A_s cm ²	Varillas	Falla
6 ^a	45	45	16.50	7.20	43.70	0.87	0.975	0.0553	0.054	0.085	---	---	-----	T
5 ^a	45	45	44.50	8.20	18.50	0.87	0.410	0.150	0.061	0.00	---	---	-----	T
4 ^a	45	45	72.10	8.20	11.40	0.87	0.254	0.242	0.0615	0.00	---	---	-----	T
3 ^a	50	50	99.70	7.80	7.90	0.88	0.160	0.270	0.027	0.00	---	---	-----	T
2 ^a	50	50	125.90	8.90	7.10	0.88	0.142	0.342	0.0485	0.00	---	---	-----	T
1 ^a	50	50	151.80	16.10	10.60	0.88	0.212	0.414	0.088	0.00	---	---	-----	T

DISEÑO DE LA COLUMNA 1-A EN UN SENTIDO

Nivel	b cm	t cm	P_u Tn	M_u Tn-m	e cm	d/t	e/t	K	K e/t	Ptm.	Pt	A_s cm ²	Varillas	Falla
6 ^a	45	45	10.65	3.63	34.0	0.87	0.756	0.0358	0.0270	0.00	---	---	-----	T
5 ^a	45	45	30.5	4.24	13.90	0.87	0.309	0.1020	0.0316	0.00	---	---	-----	T
4 ^a	45	45	50.10	3.63	7.25	0.87	0.161	0.1685	0.0271	0.00	---	---	-----	T
3 ^a	50	50	70.20	2.41	5.00	0.88	0.100	0.1910	0.0191	0.00	---	---	-----	T
2 ^a	50	50	90.70	3.16	5.00	0.88	0.100	0.246	0.0246	0.00	---	---	-----	T
1 ^a	50	50	110.5	15.10	13.70	0.88	0.274	0.300	0.082	0.00	---	---	-----	T

DISEÑO DE LA COLUMNA 1-B EN UN SENTIDO

Nivel	b cm	t cm	P_u Tn	M_u Tn-m	e cm	d/t	e/t	K	K e/t	Ptm	Pt	A_s cm ²	Varillas	Falla
6 ^a	45	45	14.80	5.42	36.70	0.87	0.818	0.0496	0.0405	0.01	0.00	---	-----	T
5 ^a	45	45	39.30	6.79	17.70	0.87	0.394	0.1320	0.052	0.00	0.00	---	-----	T
4 ^a	45	45	63.90	6.35	9.95	0.87	0.221	0.2140	0.0472	0.00	---	---	-----	T
3 ^a	50	50	89.00	5.20	5.85	0.88	0.117	0.2420	0.0283	0.00	---	---	-----	T
2 ^a	50	50	113.5	5.50	5.00	0.88	0.100	0.308	0.0309	0.00	---	---	-----	T
1 ^a	50	50	139.00	12.90	9.30	0.88	0.186	0.378	0.0700	0.00	---	---	-----	T

DISEÑO DE LA COLUMNA 1-D EN UN SENTIDO

Nivel	b cm.	t cm.	P _u Tn.	M _u Tn-m	H cm.	d/t	e/t	K	K e/t	P _{tm}	P _t	A _{s2} cm ²	Varillas	Falla
6ª	45	45	10.0	4.08	40.83	0.87	0.908	0.0336	0.0305	0.00	---	---	-----	T
5ª	45	45	29.4	4.85	16.50	0.87	0.366	0.0990	0.0364	0.00	---	---	-----	T
4ª	45	45	49.00	4.24	8.62	0.87	0.192	0.1645	0.0316	0.00	---	---	-----	T
3ª	50	50	69.20	2.90	5.00	0.88	0.100	0.1880	0.0188	0.00	---	---	-----	T
2ª	50	50	89.2	3.71	5.00	0.88	0.100	0.2430	0.0243	0.00	---	---	-----	T
1ª	50	50	110.0	15.05	13.70	0.88	0.274	0.2990	0.082	0.00	---	---	-----	T

EN LOS SIGUIENTES CUADROS SE HA ENCONTRADO EL A_s PARA LAS COLUMNAS DE LOS DISTINTOS NIVELES

EN LOS CUALES EL $P_t < 0.01$, APLICANDO LOS ABACOS DE DISEÑO A LA ROTURA

Tenemos: Cuando $bxt(Estructural) > bxt(arquitectónico)/2$ se tomará el 1% del bxt estructural

Cuando $bxt(Estructural) < bxt(arquitectónico)/2$ se tomará el 0.5% del bxt arquitectónico.

Nivel	bxt arquitect.	P _{tasum.}	d/t	e/t	ptm	COLUMNA C-3		bxt arg./2	A _s (cm ²)	Varillas
						K	bxt est.			
6 ^a	1,200	0.01	0.85	1.35	0.157	0.045	9.25	600	9.25	2ø5/8"+2ø3/3"
5 ^a	1,200	0.01	0.85	0.606	0.157	0.20	870	600	8.70	2ø5/8"+2ø3/4"
4 ^a	1200	0.01	0.85	0.385	0.157	0.38	050	600	7.50	4ø5/8"
3 ^a	1,500	0.01	0.88	0.315	0.157	0.48	820	750	8.20	2ø5/8"+2ø3/4"
2 ^a	1,500	0.01	0.88	0.221	0.157	0.57	870	750	8.70	2ø5/8"+2ø3/4"
1 ^a	1,500	0.01	0.88	0.226	0.157	0.58	1040	750	10.40	ø3/-4"

COLUMNA C-2

Nivel	bxt arquitect.	P _{tasum.}	d/t	e/t	ptm	K	bxt est.	bxt arg./2	A _s (cm ²)	Varillas
5 ^a	1,500	0.01	0.88	0.42	0.157	0.36	945	750	9.45	2ø5/8"+2ø3/4"
4 ^a	1,500	0.01	0.88	0.264	0.157	0.54	1040	750	10.40	4ø3/4"
3 ^a	1,800	0.01	0.90	0.175	0.157	0.64	1200	900	12.00	2ø3/4"+2ø7/8"
2 ^a	1,800	0.01	0.90	0.122	0.157	0.70	1390	900	13.90	2ø5/8"+4ø3/4"
1 ^a	1,800	0.01	0.90	0.123	0.157	0.71	1660	900	16.60	6ø3/4"

COLUMNA 1-A

Nivel	bxt_arquit.	Pt_asum.	d/t	e/t	Ptm	K	bxt_est.	bxt_arq./2	A _s (cm ²)	Varillas
6 ^a	2025	0.01	0.87	0.765	0.157	0.14	520	10.13	10.20	4ø3/4"
5 ^a	2025	0.01	0.87	0.309	0.157	0.48	4.40	10.13	10.20	4ø3/4"
4 ^a	2025	0.01	0.87	0.161	0.157	0.66	520	10.13	10.20	4ø3/4"
3 ^a	2500	0.01	0.88	0.100	0.157	0.73	660	1250	12.50	2ø3/4"+2ø7/8"
2 ^a	2500	0.01	0.88	0.100	0.157	0.73	850	1250	12.50	2ø3/3"+2ø7/8"
1 ^a	2500	0.01	0.88	0.274	0.157	0.48	1570	1250	15.70	4ø7/8"

COLUMNA 1-B

Nivel	bxt_arquit.	Pt_asum.	d/t	e/t	Ptm	K	bxt_estr.	bxt_arq./2	A _s (cm ²)	Varillas
6 ^a	2025	0.01	0.87	0.818	0.157	0.12	840	1013	10.12	3ø3/4"
5 ^a	2025	0.01	0.87	0.394	0.157	0.38	700	1013	10.13	4ø3/4"
4 ^a	2025	0.01	0.87	0.221	0.157	0.58	750	1013	10.13	4ø3/4"
3 ^a	2500	0.01	0.88	0.117	0.157	0.72	840	1250	12.50	2ø3/4"+2ø7/8"
2 ^a	2500	0.01	0.88	0.100	0.157	0.73	1060	1250	12.50	2ø3/4"+2ø7/8"
1 ^a	2500	0.01	0.88	0.186	0.157	0.58	1630	1250	16.30	6ø3/4"

COLUMNA 1-D

Nivel	bxt _{arquít.}	Pt _{asum.}	d/t	e/t	Ptm	K	b _x ^t _{estr.}	bxt _{arg} /2	A _s (cm ²)	Varillas
6 ^a	2025	0.01	0.87	0.908	0.157	0.10	680	1013	10.13	4ø3/4"
5 ^a	2025	0.01	0.87	0.366	0.157	0.44	460	1013	10.13	4ø3/4"
4 ^a	2025	0.01	0.87	0.192	0.157	0.58	580	1013	10.13	4ø3/4"
3 ^a	2500	0.01	0.88	0.100	0.157	0.73	650	1250	12.50	2ø3/4"+2ø7/8"
2 ^a	2500	0.01	0.88	0.100	0.157	0.73	840	1250	12.50	2ø3/4"+2ø7/8"
1 ^a	2500	0.01	0.88	0.273	0.157	0.51	1460	1250	14.70	4ø7/8"

COLUMNA C-1

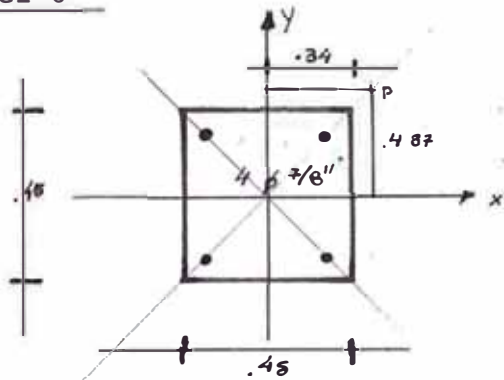
Nivel	bxt _{arquít.}	Pt _{asum.}	d/t	e/t	Ptm	K	b _x ^t _{estr.}	bxt _{arg} /2	A _s (cm ²)	Varillas
6 ^a	2025	0.01	0.87	0.975	0.157	0.07	1600	1013	16.00	4ø3/8"
5 ^a	2025	0.01	0.87	0.410	0.157	0.36	840	1013	10.13	4ø3/4"
4 ^a	2025	0.01	0.87	0.254	0.157	0.52	950	1013	10.13	4ø3/4"
3 ^a	2500	0.01	0.88	0.160	0.157	0.64	1060	1250	12.50	4ø7/8"
2 ^a	2500	0.01	0.88	0.142	0.157	0.64	1340	1250	13.40	4ø7/8"
1 ^a	2500	0.01	0.88	0.212	0.157	0.58	1780	1250	17.80	4ø1"

DISEÑO DE LA COLUMNA C-1 EN DOS SENTIDOS

Nivel	b (cm.)	t cm.	P_u Ton.	e_x cm.	e_y cm.	e_x/t_x	e_y/t_y	K_x	K_y	P_{tm}	A_s cm ²	ϕP_u Ton.	Varillas	Falla
6 ^a	45	45	16.50	43.70	34.00	0.97	0.756	0.07	0.011	0.12	15.52	28.5	4 ϕ 7/8"	T
5 ^a	45	45	44.50	18.50	17.00	0.41	0.38	0.3	0.31	0.087	11.40	54.0	4 ϕ 3/4"	T
4 ^a	45	45	72.10	11.40	9.30	0.254	0.206	0.5	0.55	0.087	11.40	108.	4 ϕ 3/4"	T
3 ^a	50	50	99.70	7.90	6.00	0.158	0.120	0.63	0.68	0.098	15.52	186.	4 ϕ 7/8"	T
2 ^a	50	50	125.9	7.10	5.00	0.142	0.100	0.63	0.70	0.098	15.52	188.	4 ϕ 7/8"	T
1 ^a	50	50	151.80	10.6	8.50	0.212	0.170	0.57	0.61	0.128	20.27	157.	4 ϕ 1"	T

DISEÑO DE LA COLUMNA C-1 EN COMPRESION BIAJIAL

Nivel 6^a



$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$A_{st} = 15.52$$

$$P_{tm} = \frac{15.52}{45 \times 45} \frac{2800}{0.85 \times 210}$$

$$= 0.12$$

Usando la ecuación de Bresler.

$$\frac{1}{P'_{u'}} = \frac{1}{P'_{x'}} + \frac{1}{P'_{y'}} - \frac{1}{P'_{o}}$$

Cálculo de $P'_{x'}$ $e_x = .437$ $e_y = 0$

$$\frac{e_x}{t_x} = \frac{43.7}{45} = 0.97 \quad \frac{d_x}{t_x} = \frac{39}{45} = 0.87$$

del abaco.

$$K = \frac{P'_{x'}}{b t f'_c} = 0.07 \quad P'_{x'} = 0.07 \times 45 \times 45 \times 210 = 29,600 \text{ Kg.}$$

Cálculo de $P'_{y'}$ $e_y = 0.34$ $e_x = 0$

$$\frac{e_y}{t_y} = \frac{34}{45} = 0.765 \quad \frac{d_y}{t_y} = \frac{39}{45} = 0.87$$

$$K = \frac{P'_{y'}}{b t f'_c} = 0.011 \quad P'_{y'} = 0.011 \times 45 \times 45 \times 210 = 4,660 \text{ Kg.}$$

Cálculo de $P'_{o'}$ $e_x = 0$ $e_y = 0$

$$P'_{o'} = 0.85 \times 210 (45 \times 45 - 16) + 15.52 \times 2,800 =$$

$$= 356,000 + 43,400 = 399,400 \text{ Kg.}$$

Cálculo de $P'_{u'}$

$$\frac{1}{P'_{u'}} = \frac{1}{29.6} + \frac{1}{4.66} - \frac{1}{399.4} = 0.245$$

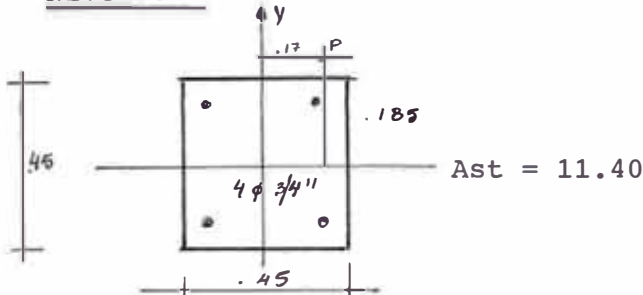
$$P'_{u'} = \frac{1}{0.245} = 41 \text{ Ton.}$$

Capacidad de diseño

$$P_u = \phi P'_u$$

$$P_u = 0.7 \times 41 = 28.5 \text{ Ton.}$$

Nivel 5º



$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$P_{tm} = \frac{11.40}{45 \times 45} \frac{2800}{0.85 \times 210} = 0.087$$

Usando la ecuación de Bresler

$$\frac{1}{p'_u} = \frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} = \frac{1}{P'_o}$$

Cálculo de P'_x $e_x = 0.185$ $e_y = 0$

$$\frac{e_x}{t_x} = \frac{18.5}{45} = 0.41 \quad \frac{d_x}{t_x} = \frac{39}{45} = 0.87$$

Del abaco.

$$K = \frac{P'_x}{b t f'_c} = 0.3$$

$$P'_x = 45 \times 45 \times 210 \times 0.3 = 128,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de P'_y $e_y = 0.17$ $e_x = 0$

$$\frac{e_y}{t_y} = \frac{17}{45} = 0.38 \quad \frac{d_y}{t_y} = \frac{39}{45} = 0.87$$

$$K = \frac{P'_y}{b t f'_c} = 0.31$$

$$P'_y = 0.81 \times 45 \times 45 \times 210 = 132,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de P'_o $e_x = 0$ $e_y = 0$

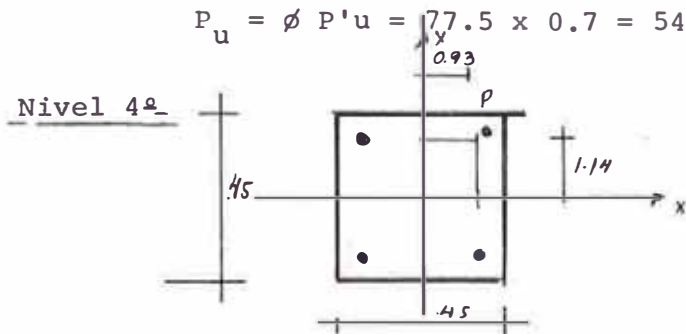
$$\begin{aligned} P'_o &= 0.85 \times 210 (45 \times 45 - 12) + 11.40 \times 2,800 \\ &= 360,000 + 32,000 \\ &= 392,000 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Cálculo de P'u

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{128} + \frac{1}{132} - \frac{1}{392} = 0.0129$$

$$P'u = \frac{1}{0.0129} = 77.5 \text{ Ton.}$$

$$P_u = \phi P'u = 77.5 \times 0.7 = 54$$



$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$P_{tm} = \frac{11.40}{45 \times 45} \times \frac{2800}{0.85 \times 210}$$

$$= 0.087$$

Usando la fórmula de Bresler.

$$\frac{1}{P'o} = \frac{1}{P'x} + \frac{1}{P'y} - \frac{1}{P'o}$$

Cálculo de P'x $e_x = 0.114$ $e_y = 0$

$$\frac{e_x}{t_x} = \frac{0.114}{0.45} = 0.254 \quad \frac{d_x}{t_x} = \frac{39}{45} = 0.87$$

$$K = \frac{P'x}{b t f'_c} = 0.5 \quad P'x = 0.5 \times 45 \times 45 \times 210 = 213,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de P'y $e_y = 0.093$ $e_x = 0$

$$\frac{e_y}{t_y} = \frac{0.093}{0.45} = 0.206 \quad \frac{d_y}{t_y} = \frac{39}{45} = 0.87$$

$$K = \frac{P'y}{b t f'_c} = 0.55 \quad P'y = 0.55 \times 45 \times 45 \times 210 = 234,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de P'o $e_x = 0$ $e_y = 0$

$$\begin{aligned} P'o &= 0.85 \times 210 (45 \times 45 - 12) + 11.40 \times 2,800 = \\ &= 360,000 + 32,000 \\ &= 392,000 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

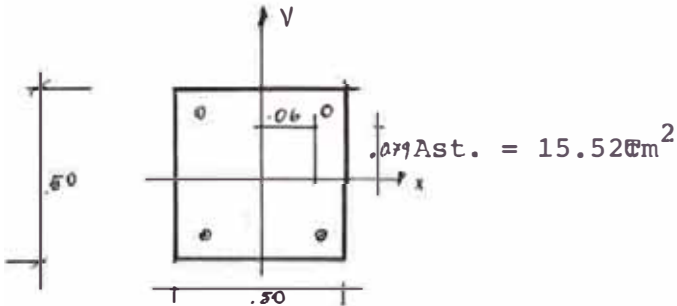
Cálculo de P'u

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{213} + \frac{1}{234} - \frac{1}{392} = 0.0065$$

$$P'o = \frac{1}{0.0065} = 154$$

$$\phi P'u = 154 \times 0.7 = \underline{\underline{108 \text{ Ton}}}$$

Nivel 3ª



$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$P_{tm} = \frac{15.52}{50 \times 50} \times \frac{2,800}{0.85 \times 210} = 0.098$$

Usando la fórmula de Bresler.

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'x} + \frac{1}{P'y} - \frac{1}{P'o}$$

Cálculo de P'x $e_x = 0.079$ $e_y = 0$

$$\frac{e_x}{t_x} = \frac{0.079}{0.50} = 0.58 \quad \frac{d_x}{t_x} = \frac{44}{50} = 0.88$$

$$K = \frac{P'x}{bt f'_c} = 0.63 \quad P'x = 0.63 \times 50 \times 50 \times 210 = 330,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de P'y $e_y = 0.06$ $e_x = 0$

$$\frac{e_y}{t_y} = \frac{0.06}{0.50} = 0.12 \quad \frac{d_y}{t_y} = \frac{44}{50} = 0.88$$

$$K = \frac{P'y}{bt f'_c} = 0.68 \quad P'y = 0.68 \times 50 \times 50 \times 210 = 356,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de P'o $e_x = 0$ $e_y = 0$

$$P'o = 0.85 \times 210 (50 \times 50 - 16) + 15.52 \times 2,800 = 441,000 + 43,400 = 484,400 \text{ Kg.}$$

Cálculo de P'u

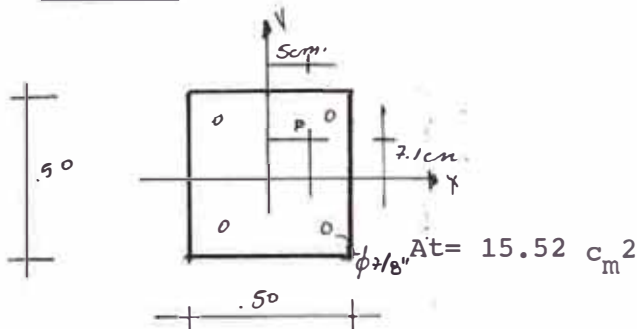
$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{330} + \frac{1}{356} - \frac{1}{484} = 0.0038$$

$$P'u = \frac{1}{0.0038}$$

$$P'u = 265 \text{ Ton.}$$

$$\phi P'u = 0.7 \times 265 = 186 \text{ Ton.}$$

Nivel 2^a



$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$P_{tm} = \frac{15.52}{50 \times 50} \times \frac{2,800}{0.85 \times 210}$$

$$P_{tm} = 0.098$$

Usando la fórmula de Bresler.

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'x} + \frac{1}{P'y} - \frac{1}{P'o}$$

Cálculo de P'x $e_x = 7.1 \text{ cm.}$ $e_y = 0$

$$\frac{e_x}{t_x} = \frac{7.1}{50} = 0.142 \quad \frac{d_x}{t_x} = \frac{44}{50} = 0.88$$

$$K = \frac{P'x}{b t f'_c} = 0.63 \quad P'x = 0.63 \times 50 \times 50 \times 210 = 330,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de P'y $e_y = 5 \text{ cm.}$ $e_x = 0$

$$\frac{e_y}{t_y} = \frac{5}{50} = 0.1 \quad \frac{d_y}{t_y} = \frac{44}{50} = 0.88$$

$$K = \frac{P'y}{b t f'_c} = 0.70 \quad P'y = 0.70 \times 50 \times 50 \times 210 = 366,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de P'o $e_y = 0$ $e_x = 0$

$$P'o = 0.85 \times 210 (50 \times 50 - 16) + 15.52 \times 2,800 =$$

$$P'o = 441,000 + 43,000 = 484,400 \text{ Kg.}$$

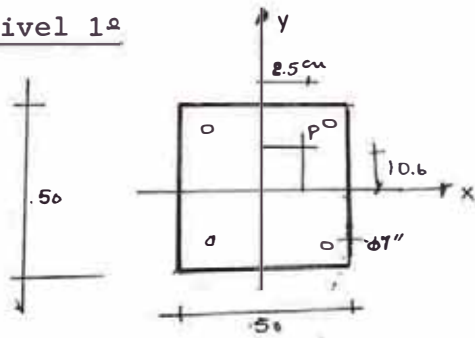
Cálculo de P'u

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{330} + \frac{1}{366} - \frac{1}{484.4} = 0.00371$$

$$P'u = \frac{1}{0.00371} = 270 \text{ Ton.}$$

$$\phi P'u = 0.70 \times 270 = 188 \text{ Ton.}$$

Nivel 1^a



$$A_t = 20.27 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{tm} = \frac{20.27}{50 \times 50} \times \frac{2800}{0.85 \times 210}$$

$$P_{tm} = 0.128$$

Usando la fórmula de Bresler.

$$\frac{1}{P'_{u'}} = \frac{1}{P'_{x'}} + \frac{1}{P'_{y'}} - \frac{1}{P'_{o'}}$$

Cálculo de $P'_{x'}$ $e_x = 10.6 \text{ cm.}$ $e_y = 0$

$$\frac{e_x}{t_x} = \frac{10.6}{50} = 0.212 \quad \frac{d_x}{t_x} = \frac{44}{50} = 0.88$$

$$K = \frac{P'_{x'}}{b t f'_c} = 0.57 \quad P'_{x'} = 0.57 \times 50 \times 50 \times 210 = 300,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de $P'_{y'}$ $e_x = 0$ $e_y = 8.5 \text{ cm.}$

$$\frac{e_y}{t_y} = \frac{8.5}{50} = 0.17 \quad \frac{d_y}{t_y} = \frac{44}{50} = 0.88$$

$$K = \frac{P'_{y'}}{b t f'_c} = 0.61 \quad P'_{y'} = 0.61 \times 50 \times 50 \times 210 = 320,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de $P'_{o'}$ $e_x = 0$ $e_y = 0$

$$P'_{o'} = 0.85 \times 210 (50 \times 50 - 20) + 20.27 \times 2,800$$

$$P'_{o'} = 441,000 + 57,000$$

$$P'_{o'} = 498,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de $P'_{u'}$

$$\frac{1}{P'_{u'}} = \frac{1}{300} + \frac{1}{320} - \frac{1}{498} = 0.00446$$

$$P'_{u'} = \frac{1}{0.00446} = 224 \text{ Ton.}$$

$$\phi P'_{u'} = 0.7 \times 224 = 157 \text{ Ton.}$$

DISEÑO POR ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS

COLUMNA C-3

Nivel	Mu supe. (Ton-m)	Mu inf. (Ton-m)	h(mts)	$V_u = \frac{M_u \text{ sup.} - M_u \text{ inf.}}{h}$ (Ton)
6ª	-4.40	3.00	2.20	3.36
5ª	-6.20	4.40	2.20	4.82
4ª	-6.40	5.20	2.20	5.28
3ª	-7.20	5.60	2.20	5.82
2ª	-5.40	6.40	2.20	5.37
1ª	-2.80	8.00	2.50	4.31

COLUMNA C-2

Nivel	M _u supe. (Ton-m)	Mu inf. (Ton-m)	h(mts.)	$V_u = \frac{M_u \text{ sup.} - M_u \text{ inf.}}{h}$ (Ton)
6ª	-7.50	4.80	2.20	5.59
5ª	-10.40	7.40	2.20	8.10
4ª	-10.80	8.80	2.20	8.90
3ª	-11.80	9.80	2.20	9.60
2ª	-8.80	10.40	2.20	8.73
1ª	-5.00	12.70	2.50	7.08

COLUMNA C-1

Nivel	Mu supe. (Ton-m)	Mu inf. (Ton-m)	h(mts.)	$V_u = \frac{M_u \text{ sup.} - M_u \text{ inf.}}{h}$ (Ton.)
6ª	7.20	-4.40	2.20	5.27
5ª	8.20	-4.80	2.20	5.90
4ª	8.20	-5.20	2.20	6.08
3ª	7.80	-6.70	2.20	6.59
2ª	4.80	-8.90	2.20	6.23
1ª	3.50	-16.10	2.50	7.83

COLUMNA 1-A

Nivel	Mu supe. (Ton-m)	Mu inf. (Ton-m)	h(mts.)	$V_u = \frac{\text{Mu sup.} - \text{Mu Inf.}}{h}$ (Ton)
6ª	-3.63	0.45	2.20	1.86
5ª	-4.24	0.61	2.20	2.20
4ª	-3.63	1.67	2.20	2.41
3ª	-2.41	2.41	2.20	2.20
2ª	-0.76	3.16	2.20	1.78
1ª	-2.72	15.10	2.50	7.10

COLUMNA 1-B

Nivel	Mu sup. (Ton-m)	Mu inf. (Ton-m)	h(mts.)	$V_u = \frac{\text{Mu sup.} - \text{Mu inf.}}{h}$ (Ton.)
6ª	5.42	-0.61	2.20	2.75
5ª	6.96	-2.56	2.20	4.34
4ª	6.35	-3.94	2.20	4.70
3ª	5.20	-4.40	2.20	4.35
2ª	-2.17	-5.50	2.20	1.52
1ª	0.30	-12.90	2.50	5.30

COLUMNA 1-D

Nivel	Mu sup. (Ton-m)	Mu inf. (Ton-m)	h(mts.)	$V_u = \frac{\text{Mu sup.} - \text{Mu inf.}}{h}$ (Ton)
6ª	4.08	-0.80	2.20	1.99
5ª	4.85	-1.21	2.20	2.75
4ª	4.24	-1.81	2.20	2.75
3ª	2.86	-2.90	2.20	2.63
2ª	0.91	-3.71	2.20	2.10
1ª	2.26	-15.05	2.50	6.93

DISEÑO POR ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS

COLUMNA C-3

Nivel	Vu (Kg)	v_c (Kg/cm ²)	$v_u = \frac{Vu}{bd}$ (Kg/cm ²)	ESTRIBOS
6 ^a	3360	6.52	3.30	No requiere \nlessdot 3/8" a 25cm.
5 ^a	4820	6.52	4.72	No requiere \nlessdot 3/8" a 25cm.
4 ^a	5280	6.52	5.18	No requiere \nlessdot 3/8" a 25cm.
3 ^a	5820	6.52	4.41	No requiere \nlessdot 3/8" a 25cm.
2 ^a	5380	6.52	4.06	No requiere \nlessdot 3/8" a 25cm.
1 ^a	4310	6.52	3.26	No requiere \nlessdot 3/8" a 30cm.

$$v_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} \quad f'_c = 210 \text{ Kg/mm}^2$$

COLUMNA C-2

Nivel	Vu (Kg)	v_c (Kg/cm ²)	$v_u = \frac{Vu}{bd}$ (Kg/cm ²)	ESTRIBOS
6 ^a	5590	6.52	4.22	No requiere \nlessdot 3/8" a 30cm
5 ^a	8100	6.52	6.12	No requiere \nlessdot 3/8" a 25cm
4 ^a	8900	6.52	6.73	Si requiere \nlessdot
3 ^a	9600	6.52	5.91	No requiere \nlessdot 3/8" a 30cm
2 ^a	8730	6.52	5.40	No requiere \nlessdot 3/8" a 25cm
1 ^a	7080	6.52	4.36	No requiere \nlessdot 3/8" a 30cm

COLUMNA C-1

Nivel	Vu (Kg)	v_c (Kg/cm ²)	$v_u = \frac{Vu}{bd}$ (Kg/cm ²)	ESTRIBOS
6 ^a	5270	6.52	3.00	No requiere \nlessdot 3/8" a 35cm
5 ^a	5900	6.52	3.35	No requiere \nlessdot 3/8" a 30cm
4 ^a	6080	6.52	3.45	No requiere \nlessdot 3/8" a 30cm
3 ^a	6590	6.52	3.00	No requiere \nlessdot 3/8" a 35cm
2 ^a	6230	6.52	2.84	No requiere \nlessdot 3/8" a 35cm
1 ^a	7830	6.52	3.56	No requiere \nlessdot 3/8" a 40cm

COLUMNA 1-A

Nivel	Vu (Kg)	v_c (Kg/cm ²)	$v_u = \frac{Vu}{bd}$	ESTRIBOS
6 ^a	1,860	6.52	1.65	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm
5 ^a	2,200	6.52	1.26	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm
4 ^a	2,410	6.52	1.38	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm
3 ^a	2,200	6.52	1.00	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm
2 ^a	1,780	6.52	0.81	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm
1 ^a	7,100	6.52	3.24	No requiere $\nabla 3/8"$ a35cm

$$v_c = \phi \cdot 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

COLUMNA 1-B

Nivel	Vu (Kg)	v_c (Kg/cm ²)	$v_u = \frac{Vu}{bd}$	ESTRIBOS
6 ^a	2,750	6.52	1.57	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm.
5 ^a	4,340	6.52	2.47	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm.
4 ^a	4,700	6.52	2.66	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm
3 ^a	4,350	6.52	1.98	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm
2 ^a	1,520	6.52	0.70	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm
1 ^a	5,300	6.52	2.32	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm

COLUMNA 1-D

Nivel	Vu (kg)	v_c (Kg/cm ²)	$v_u = \frac{Vu}{bd}$	ESTRIBOS
6 ^a	1,990	6.52	1.40	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm
5 ^a	2,750	6.52	1.57	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm
4 ^a	2,750	6.52	1.57	No requiere $\nabla 3/8"$ a30mm
3 ^a	2,630	6.52	1.20	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm
2 ^a	2,100	6.52	0.96	No requiere $\nabla 3/8"$ a30cm
1 ^a	6,930	6.52	3.15	No requiere $\nabla 3/8"$ a35cm

ESTRIBOS

Espacimiento máximo.

- 1.- $s \leq 48 \phi$ ϕ 1/4" $s = 30$ cm
 ϕ 3/8" $s = 45$ cm.
- 2.- $s \leq 16 \phi$ ϕ 1" $s = 40$ cm.
 ϕ 7/8" $s = 35$ cm.
 ϕ 3/4" $s = 30$ cm
 ϕ 5/8" $s = 25$ cm.

3.- $s \leq b$

Longitud de anclaje.-

$$\mu = 3.44 \sqrt{f'c} = 3.44 \sqrt{210} = 50 \text{ Kg/cm}^2 < 56.2 \text{ Kg/cm}^2$$

D	5/8"	3/4"	7/8"	1"
e (cm)	30	35	40	45

Longitud de traslade.

D	5/8"	3/4"	7/8"	1"
e (cm)	35	40	45	50

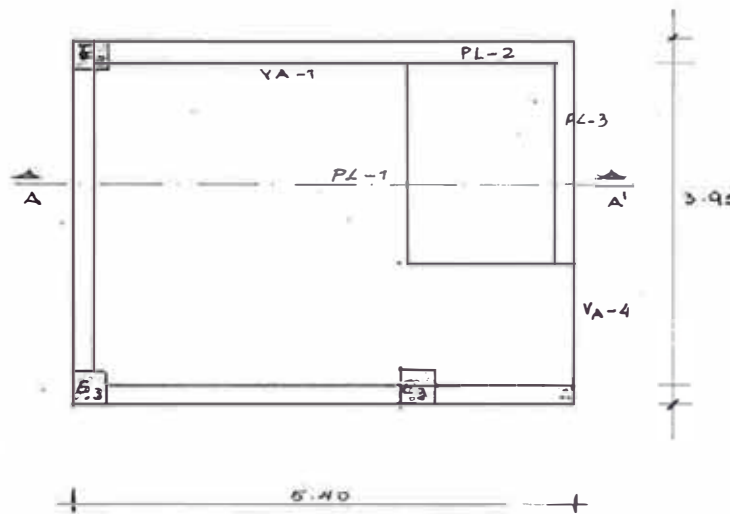
ASCENSOR Y CASA DE MAQUINAS

ASCENSOR

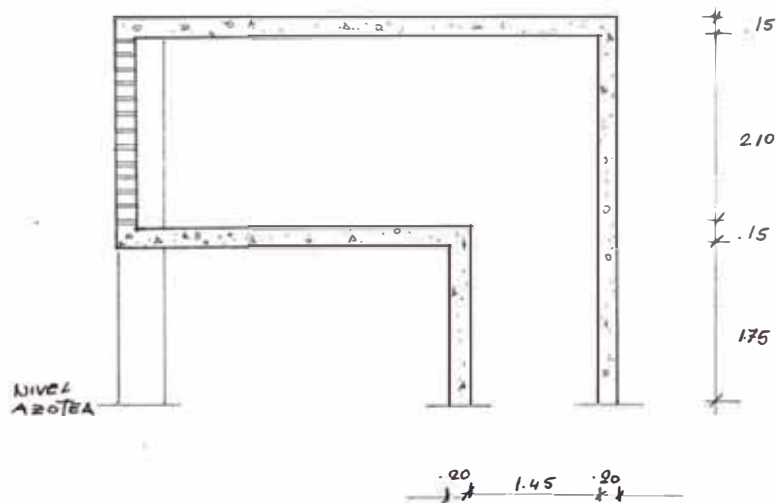
Casa de Máquinas.-

Como la caja de máquinas es mayor que el ascensor.

PLANTA



CORTE A-A



DISEÑO GENERAL.-

1.- Losa Superior.- Esta losa se armará en 2 sentidos siguiendo el método 3 del reglamento A.C.I.

Dimensionamiento de t (espesor de la losa)

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{18.70}{180} = 10.4 \text{ cm.}$$

Asumiremos $t = 15 \text{ cm.}$

Metrado de cargas.

Cargas muertas.-

$$pp = 0.15 \times 2,400 \times 1.00 \times 1.00 = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_D = 1.5 \times 3.60 = 540 \text{ Kg/m}^2$$

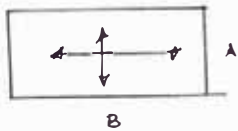
Cargas vivas.-

$$\text{Sobrecarga} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_L = 1.8 \times 100 = 180 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_T = w_D + w_L = 720 \text{ Kg/m}^2 \text{ (por metro de ancho)}$$

Diseño.-



$$A = 3.70$$

$$B = 5.15$$

$$\frac{A}{B} = 0.72$$

De las tablas del A.C.I. obtenemos los coeficientes de momentos y cortantes.

Cargas muertas.-

$$M_A (+) = 0.064 \times 540 \times 3.70^2 = 475 \text{ Kg-m}$$

$$M_B (+) = 0.018 \times 540 \times 5.15^2 = 260 \text{ Kg-m.}$$

Cargas vivas.-

$$M_A (+) = 0.064 \times 180 \times 3.70^2 = 158 \text{ Kg-m.}$$

$$M_B (+) = 0.018 \times 180 \times 5.15^2 = 86 \text{ Kg-m.}$$

Esfuerzos cortantes.-

$$V_A = 0.75 \times 720 \times \frac{3.70}{2} = 1,000 \text{ Kg/m.l.}$$

$$V_B = 0.22 \times 720 \times \frac{5.15}{2} = 420 \text{ Kg/m.l.}$$

Comprobación por corte.

Para el cortante más desfavorable.

$$V_u = 1,000 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 6.54 \times 100 \times 12 = 7850 \text{ Kg} > V_u \text{ O.K. //}$$

Cálculo de las áreas de acero.

$$h = 15 \text{ cm.} \quad d = 12 \text{ cm.} \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)}$$

$$\text{Para } M_A (+) = 475 + 158 = 633 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín.} = 0.002 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 3/8" \text{ a } 22.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } M_B (+) = 260 + 86 = 346 \text{ Kg-m.}$$

$$h = 15\text{cm.} \quad d = 11\text{cm.} \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$A_s = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 3 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 3/8" \text{ a } 22.5 \text{ cm.}$$

Nota.- Para los apoyos se subirán 2 ϕ cada 4 ϕ del positivo para absorber cualquier momento negativo que se produzca.

Losa Inferior.-

Esta losa será armada en 2 sentidos según el método 3 del reglamento A.C.I.

Dimensionamiento de t (espesor de la losa)

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{18.70}{180} = 10.4$$

Asumiremos $t = 15 \text{ cm.}$

Metrado de cargas.

Cargas muertas.

$$p.p. = 0.15 \times 2,400 \times 100 \times 100 = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_D = 1.5 \times 3.60 = 540 \text{ Kg/m}^2$$

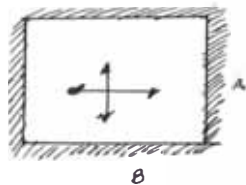
Cargas vivas.-

$$\text{Sobrecarga} = 1,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_L = 1.8 \times 1,000 = 1,8000 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_T = 540 + 1,800 = 2,340 \text{ Kg/m}^2 \text{ (por metro de ancho)}$$

Diseño



$$A = 3.70\text{m.}$$

$$B = 5.15 \text{ m.}$$

$$\frac{A}{B} = 0.72$$

De las tablas del A.C.I. obtenemos los coeficientes de momentos y cortantes.

Momentos negativos.

$$M_A (-) = 0.071 \times 2340 \times 3.7^2 = 2,260 \text{ Kg-m.}$$

$$M_B (-) = 0.020 \times 2340 \times 5.15^2 = 1,240 \text{ Kg-m.}$$

Momentos positivos.

Cargas muertas.-

$$M_A (+) = 0.029 \times 540 \times 3.7^2 = 215 \text{ Kg-m.}$$

$$M_B (+) = 0.018 \times 540 \times 5.15^2 = 260 \text{ Kg-m.}$$

Cargas vivas

$$M_A (+) = 0.047 \times 1,800 \times 3.7^2 = 445 \text{ Kg-m.}$$

$$M_B (+) = 0.013 \times 1,800 \times 5.15^2 = 620 \text{ Kg-m.}$$

Esfuerzos cortantes.-

$$V_A = 0.79 \times 2340 \times \frac{3.70}{2} = 2,420 \text{ Kg/ml.}$$

$$V_B = 0.21 \times 2,340 \times \frac{5.15}{2} = 1,265 \text{ Kg/m.l.}$$

Comprobación por corte.

Para el corte más desfavorable

$$V_u = 3,420 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 6.54 \times 100 \times 12 = 7850 \text{ Kg} > 3420 \text{ OK.//}$$

Cálculo de las Areas de acero.-

$$h = 15 \text{ cm.} \quad d = 12 \text{ cm.} \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d \approx a/2)}$$

$$M_A (-) = 2,260 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = 7.85 \text{ cm}^2 \quad 1\phi 1/2 \text{ a } 15 \text{ cms.}$$

$$M_B (-) = 1,240 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = 4.22 \text{ cm}^2 \quad 1\phi 1/2 \text{ a } 30 \text{ cm.}$$

$$M_B (+) = 260 + 620 = 880 \text{ Kg-m'}$$

$$A_s = 2.95 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín.} = 0.002 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$$

$$1\phi 3/8 \text{ a } 22.5$$

$$M_A (+) = 660 \text{ Kg-m}$$

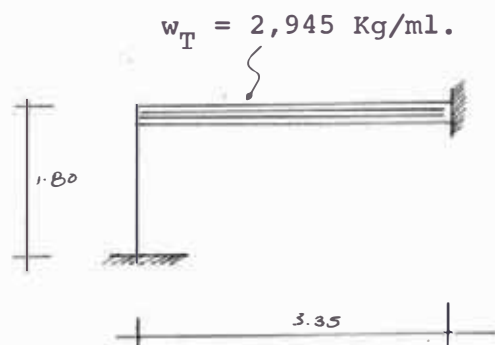
$$d = 11 \text{ cm} \quad h = 15 \text{ cm} \quad b = 100$$

$$A_s = 2.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín.} = 0.002 \times 15 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

$$1\phi 3/8" \text{ a } 22.5 \text{ cm.}$$

Viga -VA-1.- Esta viga se apoyará en la columna E2 y en la placa del ascensor.



Dimensiones:

$$b = 25$$

$$h = \frac{L \text{ libre}}{11} = 35 \text{ cm.}$$

La columna será de 30 x 30 cm.

Metrado de cargas.

$$\text{Peso propio} = 0.25 \times 0.35 \times 2,400 \times 1.00 = 210 \text{ Kg/m.l.}$$

Peso de tabiquería:

$$300 \times 2.10 \times 1.00 = 630 \text{ Kg/ml.}$$

$$w_D = 1.5 \times 840 \times = 1,260 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_T = w_D + R(\text{losa inferior}) + R(\text{losa superior})$$

$$w_T = 1,260 + 420 + 1,265 = 2,945 \text{ Kg/ml.}$$

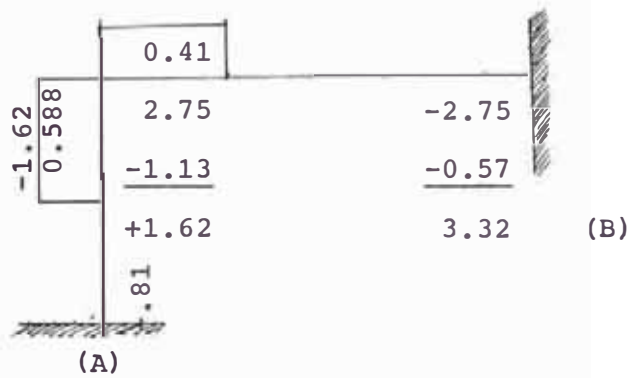
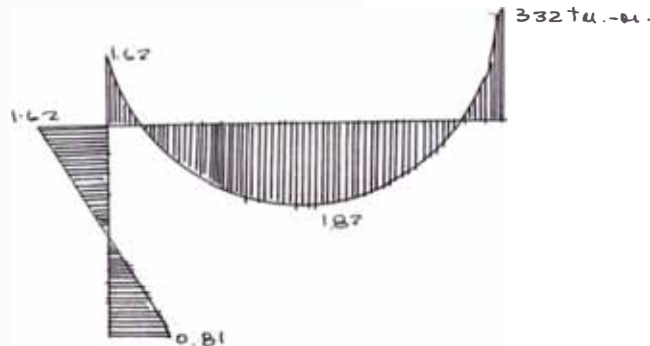


DIAGRAMA DE MOMENTOS



Por flexión.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)}$$

$$M_B (-) = 3.32 \text{ Ton-m.}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \quad 4\phi 1/2"$$

$$A_s \text{ m\u00edn.} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{5.06}{25 \times 30} = 0.0067 < 0.0135$$

$$M_C(-) = 1.62 \text{ Ton-m.}$$

$$A_S = 3.75 \quad 3 \phi 1/2''$$

$$M(+) = 1.82 \quad A_S = 3.75 \quad 3\phi 1/2''$$

Por tanto:

$$V_u = 5,515 \text{ Kg.}$$

$$V_C = v_c bd = 6.54 \times 25 \times 30 = 4,900 \text{ Kg} > V_u \text{ necesita estribos.}$$

Por adherencia.

$$V_u = 5,515 \text{ Kg.}$$

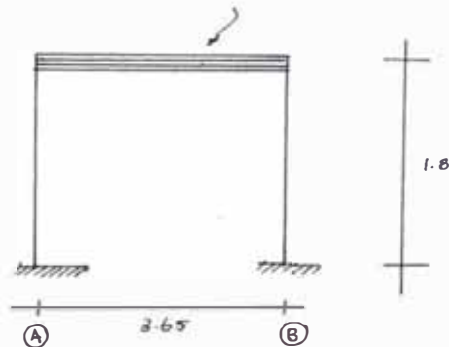
$$V_{\text{m}\acute{a}\text{x.}} = \phi U_p J d \Sigma_o$$

$$V_{\text{m}\acute{a}\text{x.}} = 0.85 \times 39.4 \times 0.875 \times 30 \times 12 = 10,600 \text{ Kg} > V_u \text{ chequea.}$$

Viga VA-2

Esta viga se apoyará en la columna E₂ y E₃

$$w = 5,680 \text{ Kg/m.l.}$$



Dimensiones.

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

$$h = \frac{L \text{ libre}}{11} = 35 \text{ cm.}$$

Las columnas serán de 30 x 30 cm.

Metrado de cargas.-

$$\text{Peso propio} = 0.25 \times 0.35 \times 2,400 \times 1.00 = 210 \text{ Kg/m.l.}$$

Piso de tabiquería:

$$300 \times 210 \times 100 = 630 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_D = 1.5 \times 840 = 1260 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_T = w_D + R(\text{Losa inferior}) + R(\text{losa superior})$$

$$w_T = 1,260 + 3,420 + 1,000 = 5,680 \text{ Kg/m.l.}$$

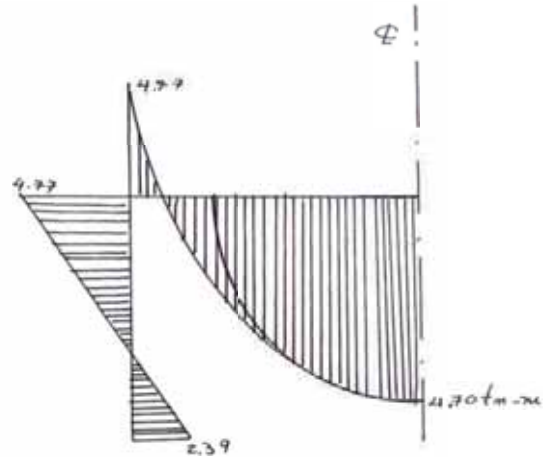
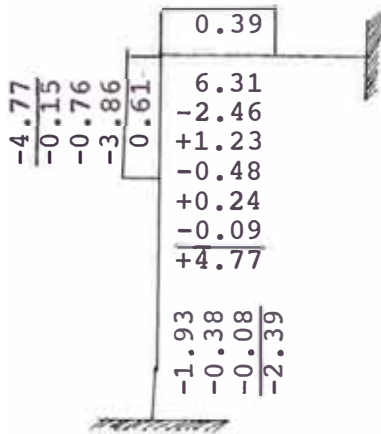


DIAGRAMA DE MOMENTOS

Por flexión.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$M_A (-) = 4.77 \text{ Ton-m.}$$

$$A_s = 6.77 \text{ cm}^2 = 2\phi 5/8" + 1\phi 3/4"$$

$$p = \frac{6.80}{25 \times 30} = 0.0091 < 0.0135$$

$$M_{AB} (+) = 470 \text{ Ton-m.}$$

$$A_s = 6.7 \text{ cm}^2 = 2\phi 5/8" + 1\phi 3/4"$$

Por corte.

$$V_u = 9,500 \text{ Kg.}$$

$$V_c = v_c b d = 6.54 \times 25 \times 30 = 4,900 \text{ Kg (necesita estribos)}$$

$$1 \text{ \#} 2 \text{ a } 5 + 2 \text{ \#} 10 + 7 \text{ \#} 2 \text{ a } 15$$

Por adherencia

$$V_u = 8,900 \text{ Kg}$$

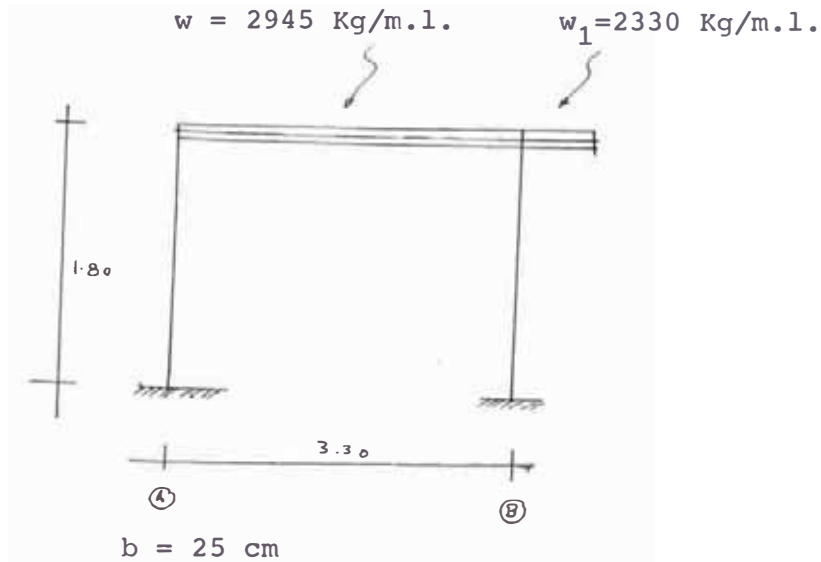
$$U_p = 39.4$$

$$V_{\text{máx.}} = \phi U_p \cdot \Sigma_o Jd$$

$$V_{\text{máx.}} = 0.85 \times 39.4 \times 10 \times 0.875 \times 30 = 8800 \text{ Kg.}$$

Viga VA-3

Esta viga se apoyará en las columnas E-3 y F-3



Dimensiones

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

$$h = \frac{L \text{ libre}}{11} = 35 \text{ cm.}$$

Las columnas serán de 30 x 30 cm.

Metrado de cargas tramo A-B

$$\text{Peso propio} = 0.25 \times 0.35 \times 2,400 \times 100 = 210 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{Peso tabiquería} = 300 \times 210 \times 100 = \underline{630 \text{ Kg/m.l.}}$$

$$840 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_D = 1.5 \times 840 = 1,260 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_T = w_D + R \text{ (losa inferior)} + R \text{ (losa superior)}$$

$$1,260 + 1,265 + 420$$

$$w_T = 2,945 \text{ Kg/m.l.}$$

Para tramo en volado.

$$w_T = 1,260 + 650 + 420 = 2330 \text{ Kg/m.l.}$$

Para el máximo momento positivo en tramo AB

Cargaremos solamente este tramo.

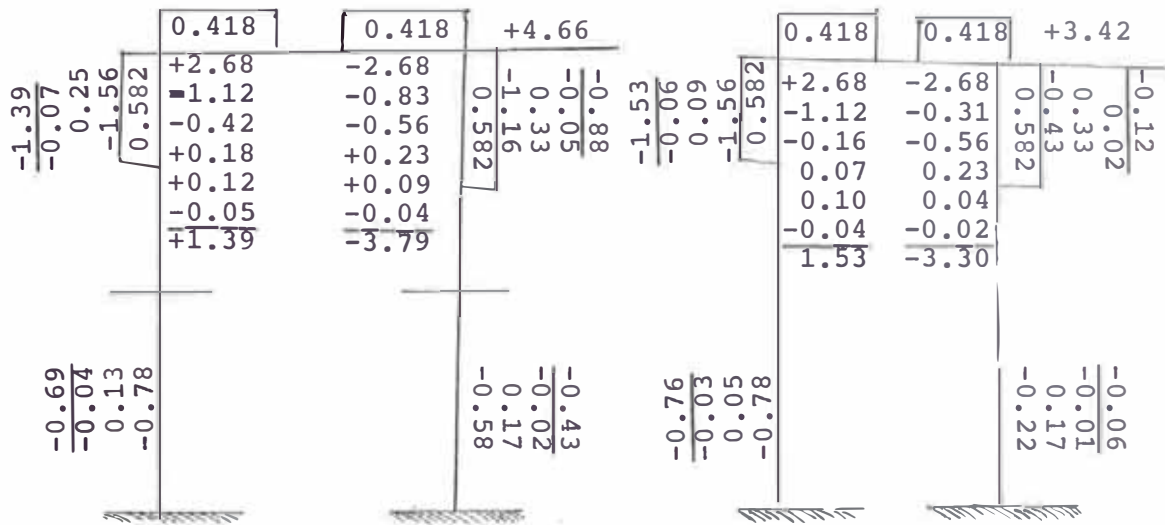
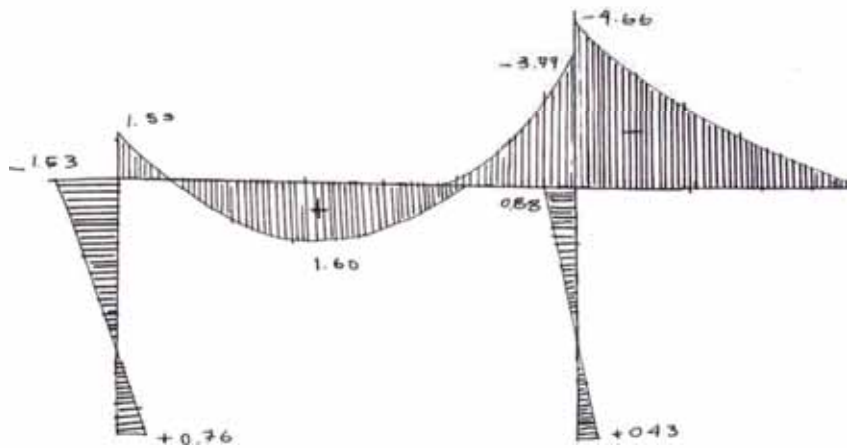


DIAGRAMA DE MOMENTOS



Diseño

Por flexión.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)}$$

$$M(+)= 1.60 \text{ Ton-m.}$$

$$A_s = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ m\u00edn.} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3\phi 1/2''$$

$$M(-)= 1.53 \text{ ton-m.}$$

$$A_s = 3\phi 1/2''$$

$$M(-)= 3.79 \text{ Ton-m}$$

$$A_s = 5.3 \text{ cm}^2 = 3\phi 5/8''$$

$$M(-) = 4.66 \text{ Ton-m}$$

$$A_s = 6.57 \text{ cm}^2 = 2\phi 5/8 + 1\phi 3/4"$$

Por corte.- (Tramo A-B)

$$V_u = 5,090 \text{ Kg.}$$

$$V_c = v_c bd = 6.54 \times 25 \times 30 = 4,900 \text{ Kg.} < 5,090 \text{ Kg.}$$

(Necesita es-
tribos)

Para el volado.

$$V_u = 4,660 \text{ Kg.}$$

$$V_c = v_c bd = 6.54 \times 25 \times 30 = 4900 > 4,660 \text{ chequea.}$$

Por adherencia.

$$V_u = 5,090 \text{ Kg.}$$

$$V \text{ máx.} = \phi U_p \Sigma_o Jd \quad U_p = 39.4$$

$$V \text{ máx.} = 0.85 \times 39.4 \times 10 \times 0.875 \times 30 = 8,800 \text{ Kg} > 5,090 \text{ Kg.}$$

METRADO DE CARGAS EN LAS PLACAS DEL ASCENSOR

Estas placas tendran un espesor de 20cm. en todos los niveles.

PLACA N° 1 (PL-1).- En la azotea recibirá las cargas debido a la losa inferior la reacción de la viga VA-1 y su peso propio en los otros niveles recibirá las cargas transmitidas por el aligerado y su peso propio.

PLACA N°2 (PL-2).- En la azotea recibirá las cargas debido a la losa superior y su peso propio en los otros niveles recibirá su peso propio.

PLACA N°3 (PL-3).- En la azotea recibirá las cargas debido a la losa superior y su peso propio en los otros niveles recibirá las cargas producidas por la escalera y su peso propio.

PL-1

Nivel	D(Kg)	L (Kg)	TOTAL	TOTAL
	PARCIAL	PARCIAL	D+L (Kg)	1.5D+1.8L
Azotea	5,000	2,520	7,520	12,415
6 ^a	10,080	1,590	19,190	30,425
5 ^a	16,550	2,500	38,240	59,725
4 ^a	16,550	2,500	57,290	89,025
3 ^a	16,550	2,500	76,340	118,325
2 ^a	16,550	2,500	95,390	147,625
1 ^a	16,860	2,500	114,750	177,425

PL-2

Nivel	D(Kg)	L (Kg)	TOTAL	TOTAL
	PARCIAL	PARCIAL	D+L) Kg)	1.5D+1.8L
Azotea	4,040	108	4,220	6,274
6 ^a	2,370	---	6,590	9,834
5 ^a	2,370	---	8,960	13,394
4 ^a	2,370	---	11,330	16,954
3 ^a	2,370	---	13,700	20,514
2 ^a	2,370	---	16,070	24,074
1 ^a	2,650	---	18,720	28,034

PL-3

Nivel	D(Kg)	L (Kg)	TOTAL	TOTAL
	PARCIAL	PARCIAL	D+L (Kg)	1.5D+1.8L
Azotea	4,850	278	5,158	8,860
6 ^a	4,682	1172	11,012	16,890
5 ^a	4,682	1172	16,866	26,020
4 ^a	4,682	1172	22,720	35,150
3 ^a	4,682	1172	28,574	44,280
2 ^a	4,682	1172	34,428	53,410
1 ^a	4,982	1172	40,582	63,000

CALCULO DE LOS MOMENTOS DE LAS PLACAS

El momento en cada nivel es igual al momento del nivel anterior más el cortante de dicho nivel multiplicado por la distancia - entre ambos niveles.

PL-1 y PL-3

SENTIDO PRINCIPAL					SENTIDO DE ARRIOSTRE				
Nivel	V _f	h	hxV _f	M	Nivel	V _f	h	hxV _f	M
6ª	0.106	2.60	0.28	0.28	----	--	-	----	-
5ª	1.74	2.60	4.51	4.79	----	--	-	----	-
4ª	9.23	2.60	24.4	29.19	----	--	-	----	-
3ª	16.55	2.60	43.0	72.19	----	--	-	----	-
2ª	28.10	2.60	73.2	145.39	----	--	-	----	-
1ª	28.65	2.90	83.0	228.39	----	--	-	----	-

PL-2 y PL-4

SENTIDO DE ARRIOSTRE					SENTIDO PRINCIPAL				
Nivel	V _f	h	hxV _f	M	Nivel	V _f	h	hxV _f	M
6ª	0.19	2.60	0.495	0.495	----	--	-	----	-
5ª	4.95	2.60	12.85	13.35	----	--	-	----	-
4ª	15.15	2.60	39.50	52.85	----	--	-	----	-
3ª	24.5	2.60	63.80	116.65	----	--	-	----	-
2ª	35.9	2.60	93.00	209.85	----	--	-	----	-
1ª	37.0	2.90	107.5	317.35	----	--	-	----	-

Comprobación del esfuerzo de compresión.-

$$f_c = 1.9 \times 0.225 f'c \left(1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3\right) \quad (\text{Del reglamento A.C.I.-63})$$

Para los niveles donde $h = 2.60\text{m.}$ $t = 20\text{cm.}$

$$f_c = 1.9 \times 0.225 \times 210 \left(1 - \left(\frac{260}{40 \times 20}\right)^3\right) = 86.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Para nivel donde $h = 2.90\text{m.}$ $t = 20 \text{ cm.}$

$$f_c = 1.9 \times 0.225 \times 210 \left(1 - \left(\frac{290}{40 \times 20}\right)^3\right) = 85.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo de f_c en nivel 1ª $t = 20\text{cm}$.

Placa PL-1 (Las más desfavorable por carga axial)

$$f_c = \frac{177.425}{20 \times 200} = 44.5 \text{ Kg/cm}^2 < 85.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Refuerzo vertical.-

Por reglamento del A.C.I.

$A_{sv} (\text{mín.}) = 0.0015 bt$ $t = \text{espesor de placa.}$

$$A_{sv} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8" a 30 (dos capas)

Refuerzo horizontal.-

Por reglametno del A.C.I.

$A_{sh} (\text{mín}) = 0.0025 bt$ $t = \text{espesor de placa.}$

$$A_{sh} = 0.0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8" a 0.25 (en dos capas)

Comprobación ppr corte.- (PL-1)

$$\text{Area} = 20 \times 200 = 4,000 \text{ cm}^2$$

Comprobaremos por corte en el primer piso por ser el más desfavorable.

Esf. cortante : V_f 28.65 Ton.

$$1.25 V_f = 36 \text{ Ton.} \quad M = 228.39 \text{ Ton-m.}$$

$$v_c = \phi \left(0.50 \sqrt{f'_c} + 175 \frac{pw V_d}{M'} \right) \leq 0.90 \phi \sqrt{f'_c} (1 - 0.028N/4)$$

$$M' = M - N \left(\frac{4t-d}{8} \right) \quad pw = 0.0015$$

$$M' = 228.39 - 114.75 \left(\frac{4 \times 2 - 1.90}{8} \right) = 140.7 \text{ Ton-m.}$$

$$v_c = 0.85 \left(0.50 \times \sqrt{210} + \frac{175 \times 0.0015 \times 190 \times 28650}{14'070,000} \right)$$

$$v_c = 6.22. \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c bd = 6.22 \times 20 \times 1.90 = 23.6 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 36 \text{ Ton.}$$

$$V'u = 36.00 - 23.6 = 12.4$$

$$A_v = \frac{V'u_s}{\phi f_y d} = \frac{12,400 \times 25}{0.85 \times 2,800 \times 190} = 0.682 \text{ cm}^2$$

Luego necesitamos 0.682cm^2 de acero separados a 25 cm. para absorber el corte, lo cual queda solucionado con el refuerzo horizontal mínimo, 1 ϕ 3/8" a 25 cm. $0.682 \text{ cm}^2 < 1.42 \text{ cm}^2$

PL-2 (la más desfavorable por fuerza cortante)

Comprobación por corte

$$\text{Area} = 20 \times 190 = 380$$

Comprobaremos por corte en el primer piso por ser el más desfavorable.

$$\text{Esf. cortante} = V_f = 37 \text{ ton.}$$

$$1.25 V_f = 46.5 \text{ ton-m} \quad M = 317.35 \text{ Ton-m.}$$

$$v_c = \phi (0.50 \sqrt{f'_c} - 175 \frac{pw Vd}{M'})$$

$$M' = M - N \left(\frac{4t-d}{8} \right) \quad pw = 0.0015$$

$$M' = 317.35 - 18.720 \left(\frac{4 \times 1.9 - 1.8}{8} \right) = 303.75 \text{ Ton-m.}$$

$$v_c = 0.85 \left(0.50 \times \sqrt{210} + \frac{175 \times 0.0015 \times 180 \times 37,000}{30,375,000} \right)$$

$$v_c = 6.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c bd = 6.17 \times 20 \times 180 = 22.200 \text{ TOn.}$$

$$V_u = 46.50 \text{ Ton.}$$

$$V'u = 46.50 - 22.2 = 24.30$$

$$A_v = \frac{24,300 \times 25}{0.85 \times 2,800 \times 180} = 1.40 \text{ cm.}$$

Luego necesitamos 1.11 cm^2 de acero separados a 25 cm. para absorber el corte.

1 $\phi/3/8''$ a 25 cm.

CIMENTACION DEL ASCENSOR

Cargas transmitidas por cada placa.

Placa	PL-1	114,750 Kg.
Placa	PL-2	18,750 Kg.
Placa	PL-3	40,582 Kg.
Placa	PL-4	<u>18,750 Kg.</u>
		192,832 Kg.

La cimentación será una losa armada en dos sentidos.

Peso estimado de la zapata.-

$$4\% \text{ de } P = 0.04 \times 192,832 = 7700\text{Kg.}$$

$$\text{Area necesaria} = \frac{200,532}{3} = 6.69 \text{ m}^2$$

$$\text{El \u00e1rea que encierran las 4 placas} = 1.90 \times 2 = 3.80 \text{ m}^2$$

$$\text{La zapata ser\u00e1 de } 2.60 \times 2.60 \text{ m.} = 6.76 \text{ m}^2$$

Presi\u00f3n neta.-

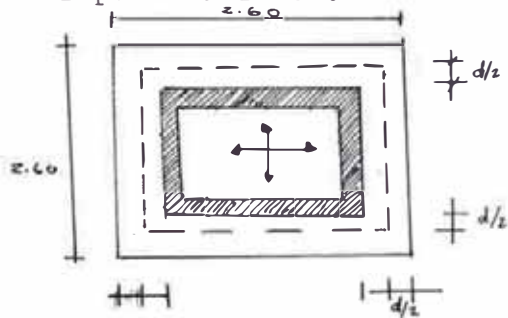
$$P_u = 177,425 + 28,034 + 63,000 + 28,034$$

$$P_u = 276,493 \text{ Kg.}$$

$$p = \frac{276,493}{67,600} = 4.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensi\u00f3n del Peralte.-

Por punzonamiento.-



Esfuerzo permisible de corte.

$$v_c = \phi \sqrt{f'_c} = 0.85 \sqrt{210} = 12.35 \text{ Kg/cm}^2$$

Tantaremos d

Per\u00edmetro de la secci\u00f3n cr\u00edtica (secci\u00f3n interna)

$$d = 40$$

$$b_o = 2(150-40) + 2(160-40) = 460 \text{ cm.}$$

Corte en este per\u00edmetro.

$$276,493 - 4.1 \times 110 \times 120 = 222,493 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo nominal en este per\u00edmetro.

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} = \frac{222,493}{460 \times 40} = 12 \text{ Kg/cm}^2 < 12.35$$

Por corte.

$$v = 0.50 \phi \sqrt{210} = 0.50 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{37,000}{100 \times 40} = 9.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego $d = 60 \text{ cm.}$ $t = 70 \text{ cm.}$

Cálculo del momento positivo.

$$M = 1/8 wL^2 = 1/8 \times 41,000 \times 1.80^2$$

$$M = 16,600 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{\phi f_y (d - a/2)} \quad d = 60 \quad a = 2 \text{ cm.}$$

$$A_s = 11.2 \text{ cm.} \quad \phi 5/8" \text{ a } 0.17$$

Momento negativo.-

$$M = 1/2 wL^2 = 1/2 \times 41,000 \times 0.45^2 \quad d = 60$$

$$M = 4,150 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \text{ cm}^2 \quad \phi 1/2" \text{ a } 0.30$$

Comprobación por adherencia.

$$U_u = \frac{0.8 \times 6.4 \sqrt{210}}{1.59} = 46.6 < 56 \text{ Kg/mm}^2$$

$$U_u = 46.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Longitud de desarrollo

40 cm.

$$U = \frac{A_s f_y}{Ld \Sigma_o} = \frac{1.98 \times 2,800}{40 \times 4.99} = 27.8 \text{ cm.}$$

Como esto es menor que U_u la zapata es adecuada por adherencia.

DISEÑO DE LA PLACA -(PL-5)

METRADO DE CARGAS.-

Esta placa PL-5 en la azotea recibirá las cargas debido al tanque de agua y a su peso propio, en los otros niveles recibirá las cargas debido a la escalera, las cargas de la viga principal VP-E y las cargas debido a su peso propio.

PL-5

Nivel	D(Kg)	L(Kg)	TOTAL	TOTAL
	PARCIAL	PARCIAL	D+L(Kg)	1.5D+1.8L
Azotea	1,880	1,165	3,045	4,920
6ª	12,262	2,762	18,069	28,370
5ª	18,732	3,672	40,473	62,970
4ª	18,732	3,672	62,877	97,570
3ª	18,732	3,672	85,281	132,170
2ª	18,732	3,672	107,685	166,770
1ª	19,042	3,672	130,399	201,870

CALCULO DE LOS MOMENTOS EN LA PLACA

El momento en cada nivel es igual al momento del nivel anterior más el cortante de dicho nivel multiplicado por la distancia entre ambos niveles.

SENTIDO PRINCIPAL					
	Nivel	V _f	h	hxV _f	M
	6ª	0.048	2.60	0.125	0.125
	5ª	1.25	2.60	3.25	3.375
	4ª	4.72	2.60	12.25	15.625
	3ª	9.12	2.60	23.70	39.325
	2ª	15.60	2.60	40.50	79.825
	1ª	20.90	2.90	60.80	140.625

Comprobación del esfuerzo de compresión.-

$$f_c = 1.9 \times 0.225 f'_c \left(1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3\right) \text{ (del reglamento A.C.I.-63)}$$

Para los niveles donde $h = 2.60\text{m.}$ y $t = 20\text{cm.}$

$$f_c = 1.9 \times 0.225 \times 210 \left(1 - \left(\frac{260}{40 \times 20}\right)^3\right) = 86.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el nivel donde $h = 2.90 \text{ m.}$ $t = 20 \text{ cm.}$

$$f_c = 1.9 \times 0.225 \times 210 \left(1 - \left(\frac{290}{40 \times 20}\right)^3\right) = 85.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos de f_c en el nivel 1^a

$t = 20 \text{ cm.}$

$$f_c = \frac{201,870}{20 \times 200} = 50.2 \text{ Kg/cm}^2 < 85.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Refuerzo vertical.-

Por reglamento del A.C.I.

$Asv \nless \text{ m\u00edn}) = 0.0015 bt$ $t = \text{espesor de la placa.}$

$$Asv = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8" a 30 (dos capas)

Refuerzo horizontal.-

Por reglamento del A.C.I.

$AsH \text{ m\u00edn} = 0.0025 bt$ $t = \text{espesor de la placa.}$

$$AsH = 0.0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8" a 25 (en dos placas.)

Comprobaci\u00f3n por corte.-

$$\text{Area} = 20 \times 200 = 4,000 \text{ cm}^2$$

Comprobaremos en el primer piso por ser el m\u00e1s desfavorable.

$$\text{Fuerza cortante } V_f = 20.90 \text{ Ton.}$$

$$1.25V_f = 26.10 \text{ Ton.} \quad M = 140.625 \text{ Ton-m.}$$

$$v_c = \phi \left(0.50 \sqrt{f_c} + \frac{175}{M} \frac{pw V_d}{M} \right) = 0.90 \phi \sqrt{f_c} (1 - 0.028 N/A)$$

$$M' = M - N \left(\frac{4t-d}{8} \right) \quad pw = 0.-015$$

$$M' = 140.625 - 130.4 \left(\frac{4 \times 20 - 190}{8} \right) = 41.625 \text{ Ton-m.}$$

$$v_c = 0.85 \left(0.50 \sqrt{210} + \frac{175 \times 0.0015 \times 190 \times 20,900}{4 \times 152,500} \right)$$

$$v_c = 6.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c bd = 6.35 \times 20 \times 190 = 24.1 \text{ ton.}$$

$$V_u = 26.10 \text{ Ton.}$$

$$V'u = 26.10 - 24.10 = 2.00 \text{ ton.}$$

$$A_v = \frac{2,000 \times 25}{0.85 \times 2,800 \times 290} = 0.112 \text{ cm}^2$$

Luego necesitamos 0.112 cm^2 separados a 25 cm. para absorber el corte lo cual queda solucionado con el refuerzo mínimo. $1\phi 3/8''$ a 25

$$0.112 \text{ cm}^2 < 1.42 \text{ cm}^2$$

CIMENTACION DE LA PLACA (BL 5)

Carga transmitida por la placa.

$$P = 130,340 \text{ Ton.}$$

Dimensiones de la placa.-

$$2.00 \times 0.20 \text{ mts.}$$

$$\sigma T = \text{Kg/cm}^2$$

$$P_u = 201.87 \text{ Ton.}$$

Peso estimado de la zapata

$$4\% \text{ de } 130.34 = 5.2 \text{ Ton.}$$

$$. . P_t = 135.54 \text{ Ton.}$$

Area de la zapata.

$$A = \frac{135,540}{3} = 45,400 \text{ cm}^2$$

Tendremos: $2.00 \times 2.30\text{m}$.

$$\text{Area} = 46,000 \text{ cm}^2$$

Reacción neta.

$$w_u = \frac{201,870}{46,000} = 4.4 \text{ Kg/cm}^2$$

Peralte requerido por punzonamiento.-

El esfuerzo permisible de corte por punzonamiento.

$$v_c = \phi \sqrt{f'c} = 0.85 \sqrt{210} = 12.35 \text{ Kg/cm}^2$$

;

$$d = 50$$

Perímetro crítico.

$$b_o = 200 \times 2 = 400 \text{ cm.}$$

El corte = $201,870 - 4.4 \times 200 \times 70 = 151,070 \text{ Kg}$.

El esfuerzo nominal en este perímetro.

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} = \frac{139,870}{400 \times 50} = 7.0 \text{ Kg/mm}^2 < 12.35 \text{ Kg/mm}^2$$

$$d = 50\text{cm.}$$

Por tracción diagonal.-

$$V_{uc} = 0.50 \phi \sqrt{f'_c} = 0.50 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2$$

Corte en la sección a la distancia d de la cara de columna.

$$V = 4.4 \times 55 \times 200 = 48,500 \text{ Kg.}$$

$$U_u = \frac{48,500}{200 \times 50} = 4.85 \text{ Kg/mm}^2 < 6.16$$

Diseño por flexión.-

Momento en la dirección corta.-

$$M_u = 1/2 wL^2 = \frac{4.4 \times 200 \times 105^2}{2} = 4'850,000 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_s = 14\phi 3/4''$$

Esfuerzo de adherencia.-

$$U_u = \frac{0.8 \times 6.4 \sqrt{210}}{1.90} = 39 \text{ Kg/cm}^2 < 56 \text{ Kg/cm}^2$$

Longitud de desarrollo

$$L_d = 1.05 - 7.5 = 97.5 \text{ cm.}$$

El esfuerzo de desarrollo es

$$U = \frac{A_s f_y}{L_d \Sigma_o} = \frac{285 \times 2,800}{92.5 \times 5.99} = 13.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $13.8 < 39.0$ la zapata es adecuada por adherencia.

Transferencia de esfuerzos en la base de la placa.

El esfuerzo de compresión es:

$$f_c = \frac{201,870}{200 \times 20} = 50.5 \text{ Kg/cm}^2$$

El máximo permisible.

$$f_{cu} = 1.9 \times 0.375 \times 210 = 150 \text{ Kg/cm.}$$

$$50.5 < 150 \text{ Kg/cm.} \quad \text{con lo cual chequea.}$$

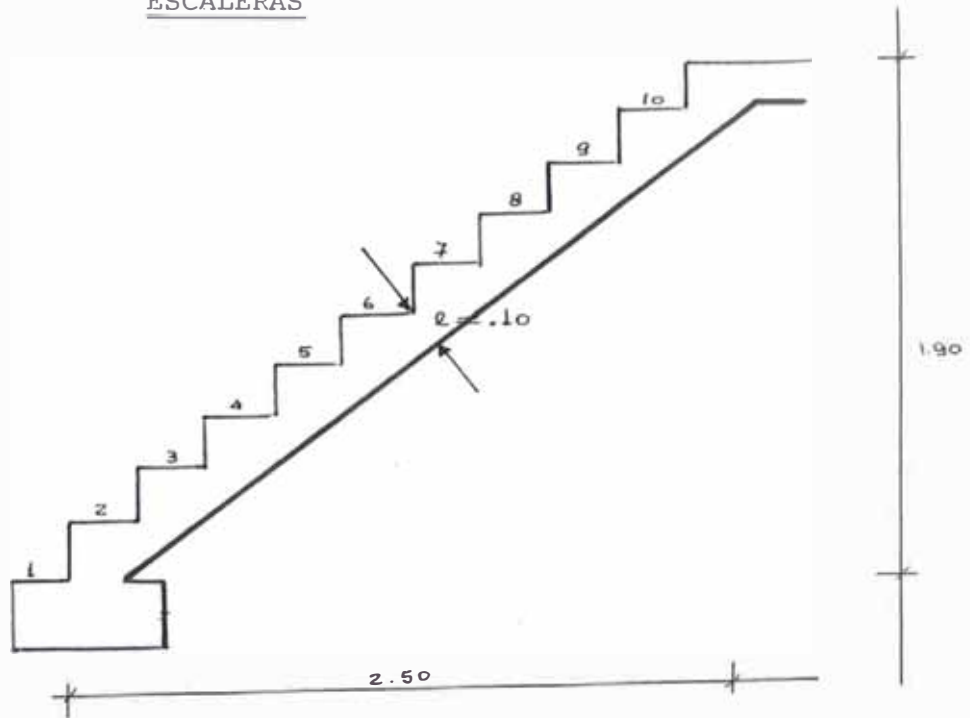
A_s de repartición.

$$P_{tb} = 0.002 \times 200 \times 60 = 24 \text{ cm}^2$$

$$9 \phi 3/4''$$

ESCALERAS

ESCALERAS



En el edificio de estudio hay 2 tipos de escaleras. La escalera de la casa de máquinas (mostrado en el dibujo) y la escalera del piso típico.

ESCALERA DE LA CASA DE MAQUINAS

Dimensionamiento de "e"

$$e = 3 \text{ cm. /m.l.}$$

$$e = 3 \times 2.50 = 7.5 \approx 10 \text{ cm.}$$

Metrado de cargas.

Cargas muertas.-

1.- Peso propio de la losa.

$$0.10 \times 1.00 \times 1.00 \times 2,400 = 240 \text{ Kg/m.l.}$$

2.- Peso de los peldaños.

$$1.00 \times \left(\frac{0.25 \times 0.19}{2} \right) \frac{100}{30} \times 2,400 = 152 \text{ Kg/m.l.}$$

3.- Peso del piso acabado

$$1.00 \times 1.00 \times 1.00 = 100 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w = 492 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_D = 1.5 \times 492 = 740 \text{ Kg/m.l.}$$

Sobrecarga

$$s/c = 1.00 \times 1.00 \times 350 = 350 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_L = 1.8 \times 350 = 630 \text{ Kg/m.l.}$$

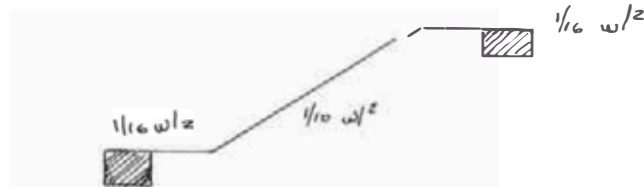
$$w_T = 740 \times 630 = 1370 \text{ Kg/m.l.}$$

Cálculo de los momentos.-

Para los momentos negativos apoyos en las vigas tomaremos:

$$1/16 wL^2$$

Para los momentos positivos, mitad del tramo tomaremos $1/10 wL^2$



$$M(-) = 1/16 \times 1370 (2.50)^2 = 535 \text{ Kg-m}$$

$$M(+) = 1/10 \times 1370 (2.50)^2 = 860 \text{ Kg-m.}$$

Comprobación de la latura útil d de la losa.

Para evitar deflexiones:

$$p = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} = 0.0135 \quad q = 0.18$$

$$M_u = \phi p b d^2 f_y (1 - 0.59q)$$

$$M_u = 860 \text{ Kg-m.}$$

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

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

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$86,000 = 0.9 \times 0.0135 \times 100 \times 2,800 d^2 (1 - 0.59 \times 0.18)$$

$$d^2 = \frac{86,000}{3,040} = 28.4$$

$$d = \sqrt{28.4} = 5.33 \text{ cm}$$

$$d + \text{recubrimiento} = 5.33 + 3 = 8.33 < 10 \text{ cm.}$$

Tomaremos

$$t = 10 \text{ cm.}$$

$$d = 7 \text{ cm.}$$

Comprobación por corte.

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,370 \times 1.25}{100 \times 7} = 2.44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = \phi 0.53 \sqrt{210} = 6.52 \text{ Kg/cm}^2 > 2.44 \text{ chequea.}$$

Cálculo de las áreas de acero.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)}$$

Para $M_u^+ = 86,000 \text{ Kg-cm.}$

$$A_s = \frac{86,000}{0.9 \times 2,800 (7-0.4)} = 5.2 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.8 \text{ cm.}$$

$$d = 7 \text{ cm.}$$

$$1\phi 1/2" \text{ a } 0.20$$

Para $M_u^- = 53,500 \text{ Kg-cm.}$

$$A_s = \frac{53,500}{0.9 \times 2,800 (7-0.25)} = 3.2 \text{ cm}^2 \quad a = 0.5$$

$$1\phi 3/8" \text{ a } 0.20$$

Acero de repartición.

$$A_s = 0.002 \text{ bt}$$

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 10 = 2 \text{ cm}^2$$

$$1\phi 3/8" \text{ a } 0.30$$

Por adherencia.

$$V = 1,720 \text{ Kg/m. de ancho}$$

$$V \text{ máx.} = \phi U_p \Sigma_o Jd$$

$$V \text{ máx.} = 0.85 \times 56 \times 0.875 \times 7 \times 19 =$$

$$U_p = \frac{6.39 \sqrt{210}}{1.27} = 73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$U_p = 56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V \text{ máx.} = 5,500 \text{ Kg} > 1,720 \text{ Kg (chequea)}$$

Longitud de anclaje.

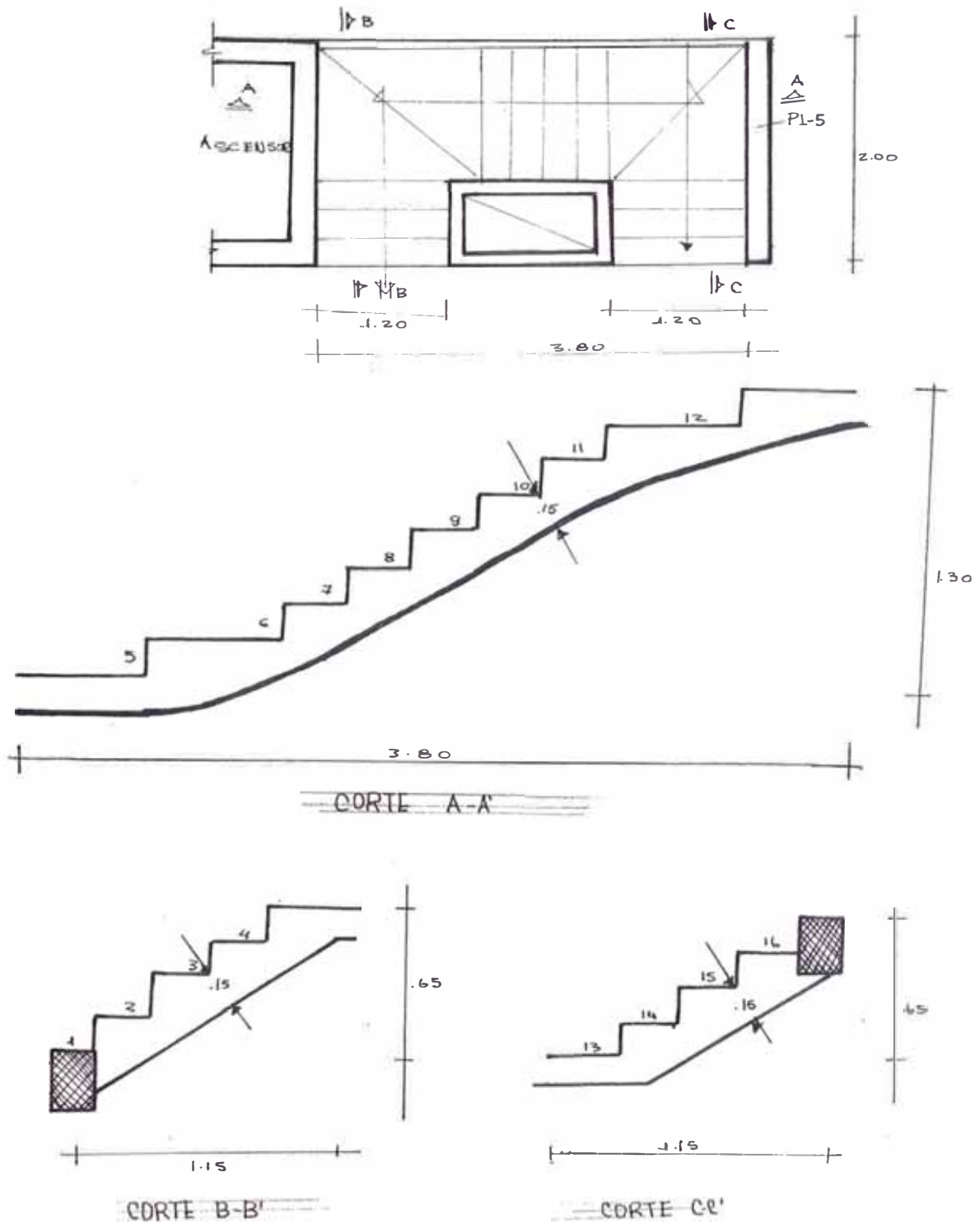
$$\frac{V_u}{\phi \Sigma_o Jd} = \frac{1,720}{0.85 \times 0.875 \times 7 \times 15} = 22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Ld = \frac{0.71 \times 2,800}{22 \times 2.99} = 31 \text{ cm.}$$

ESCALERA DEL PISO TIPICO

Esta escalera consta de 3 tramos; tramo empotrado en la placa, del ascensor y la placa PL-5

Los otros 2 tramos apoyados en la losa del primer tramo y en la doble vigeta del aligerado.



Diseño del 1ª y 3ª Tramo

Dimensionamiento de "e"

Para tener la misma losa que el 2ª tramo.

$$e = 3 \text{ cm/m.l.}$$

$$e = 3 \times 3.80 = 11.4 \text{ m.} \quad \text{tomaremos} \quad 15\text{cm.}$$

Metrado de cargas.

1.- Peso propio de la losa

$$0.15 \times 1.00 \times 1.00 \times 2,400 = 360 \text{ Kg/m.l.}$$

2.- Peso de los peldaños

$$1.00 \times \frac{100}{29.9} \times \frac{(0.1625 \times 2.5)}{2} \times 2,400 = 164 \text{ Kg/m.l.}$$

3.- Peso del piso acabado.

$$1.00 \times 1.00 \times 100 = 100 \text{ Kg/m.l.}$$
$$624 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_D = 1.5 \times 624 = 940 \text{ Kg/m.l.}$$

Sobrecarga.

$$s/c = 1.00 \times 1.00 \times 350 = 350 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_L = 1.8 \times 350 = 630 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_T = 630 + 940 = 1,570 \text{ Kg/m.l.}$$

Cálculo de los momentos.

Para los momentos negativos apoyo sobre vigas tomaremos:

$$1/16 wL^2$$

Para los momentos positivos centro de los tramos tomaremos:

$$1/10 wL^2$$

$$M^{(-)} = 1/16 \times 1570 \times 1.15^2 = 130 \text{ Kg-m}$$

$$M^{(+)} = 1/10 \times 1570 \times 1.15^2 = 208 \text{ Kg-m}$$

Como los momentos son tan pequeños no calcularemos la altura útil d
Cálculo de las áreas de acero.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)}$$

$$d = 15 - 3 = 12$$

$$a = 1$$

$$M_u (+) = 20,800 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{20,800}{0.9 \times 2,800 (12-0.5)} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mínimo} = pbt = 0.005 \times 100 \times 15 = 7.5 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 1/2" a 17 cm.

Acero de repartición.

$$A_s = pbt = 0.002 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8" a 20 cm.

Comprobación por corte.

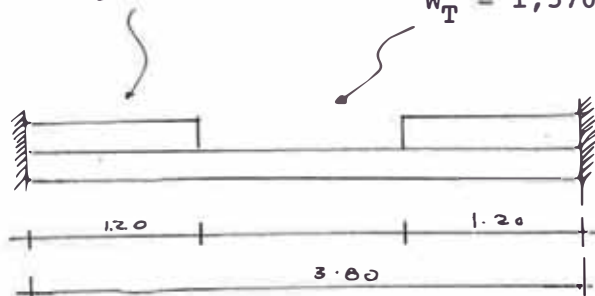
$$v_u = \frac{1,570 \times 0.58}{200 \times 12} = 0.76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = \phi 0.53 \sqrt{210} = 6.52 > v_u$$

DISEÑO DEL 2º TRAMO

$$W_T = 2,740 \text{ Kg/cm.}$$

$$W_T = 1,570 \text{ Kg/m.l.}$$



Dimensionamiento de "e"

Tomaremos el mismo que el del 1° y 3° tramo

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

Medrado de cargas.

1.- Peso de la losa.

$$0.15 \times 1.00 \times 1.00 \times 2,400 = 360 \text{ Kg/m.l.}$$

2ª Peso de los peldaños (para la longitud de 1.20m.)

$$0.1625 \times 1.00 \times 1.00 \times 2,400 = 390 \text{ Kg/m.l.}$$

Para los peldaños centrales.

$$1.00 \times \frac{100}{32} \left(\frac{0.27 \times 0.1625}{2} \right) \times 2,400 = 165 \text{ Kg/m.l.}$$

3ª Peso del piso acabado.

$$1.00 \times 1.00 \times 100 = 100 \text{ Kg/m.l.}$$

Sobrecarga

$$s/c = 1.00 \times 1.00 \times 350 = 350 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_u = w_D + w_L + (\text{Reacción del tramo } 1^\circ)$$

$$w_u = 1.5(360+390+100)+1.8(350)+832 = 2,742 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_u = w_D + w_L$$

$$w_u = 1.5(360+165+100)+1.8(350)=1,570 \text{ Kg/m.l.}$$

El momento en los apoyos es:

$$\begin{aligned} M = & - \frac{2,740 \times 1.2^2}{12 \times 3.8^2} (6 \times 3.8^2 - 8 \times 1.2 \times 3.8 + 3 \times 1.2^2) \\ & - \frac{2,740 \times 1.2^3}{12 \times 3.8^2} (4 \times 3.8 - 3 \times 1.2) \\ & - \frac{1,570}{12 \times 3.8^2} (4 \times 3.8(2.6^3 - 1.2^3) - 3(2.6^4 - 1.2^4)) \end{aligned}$$

$$M = 2,562 \text{ Kg.}$$

Las reacciones serán:

$$2,740 \times 1.2 + 1,570 \times 0.7 = 4,390 \text{ Kg/m.l.}$$

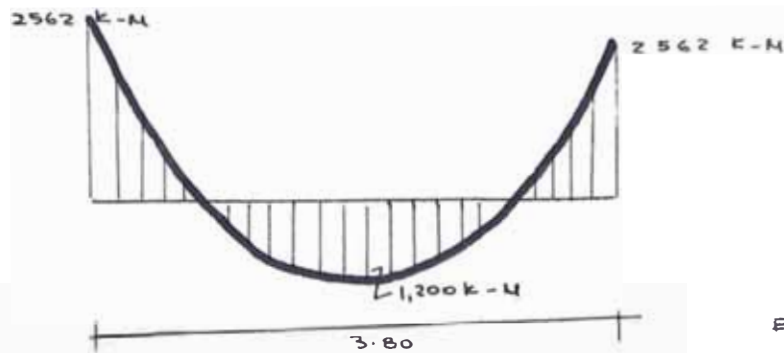
Momento isostático a 1.20

$$M(1.20) = 4,390 \times 1.2 - 2,740 \times 1.2 \times 0.6 = 3,320 \text{ Kg-m.}$$

Momento isostático a 1.90

$$\begin{aligned} M(1.90) & = 4,390 \times 1.90 - 2,740 \times 1.2 \times 1.30 - 1,570 \times 0.7 \times 0.35 \\ & = 3,685 \text{ Kg-m.} \end{aligned}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS



Cálculo de la altura útil "d" de la losa para evitar deflexiones.

$$p = 0.18 \quad \frac{f'_c}{f_y} = 0.0135 \quad q = 0.18$$

$$M_u = \phi p b d^2 f_y (1 - 0.59q)$$

$$M_u = 2,562 \text{ Kg-m}$$

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

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

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Reemplazando:

$$256,200 = 0.9 \times 0.0135 \times 100 \times 2,800 d^2 (1 - 0.59 \times 0.18)$$

$$d^2 = \frac{256,200}{3,040} = 85$$

$$d + \text{recubrimiento} = 9.2 + 3 = 12.2 < 15 \text{ cm.}$$

Por esfuerzo de corte.

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{4,390}{100 \times 12} = 3.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = \phi 0.53 \sqrt{210} = 6.52 \text{ Kg/cm}^2 > 3.65 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de las áreas de acero.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

Para $M_u (-)$ = 256,200 Kg-cm. $d = 12$ $a = 2$

$$A_s = \frac{256,200}{0.9 \times 2800 (12 - 1)}$$

$$A_s = 9.3 \text{ cm}^2$$

Comprobación de a:

$$a = \frac{9.3 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 100} = 1.46$$

Por lo tanto el valor 9.3 cm^2 es aceptable

$1\phi 1/2''$ a 13.5 cm .

Para $M_u(+)$ = $1,200 \text{ Kg-m}$

$$d = 12 \quad a = 0.6$$

$$A_s = \frac{120,000}{0.9 \times 2,800(12-0.3)} =$$

$$A_s = 4.1 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{4.1 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.65$$

$$A_s \text{ mfn.} = \text{ptb} = 0.005 \times 15 \times 100 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$1\phi 1/2''$ a 17 cm .

Por adherencia.

$$V_u = 4,390 \text{ Kg/m.l.}$$

$$V \text{ máx.} = \phi U_p \Sigma_o Jd$$

$$U_p = 56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V \text{ máx.} = 0.85 \times 56 \times 23.9 \times 0.875 \times 12 = 12,000 \text{ Kg} > 4,390 \text{ Kg.}$$

ΦΙΜΕΝΤΑΖΙΟΝ

CIMENTACION

La cimentación que se diseñará será para las columnas del pórtico principal en estudio: Pórtico "C" y las columnas son las C-1, C-2 y C-3.

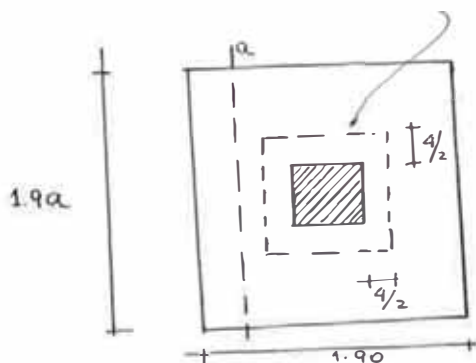
Debido a que la columna C-3 es una columna que colinda con la otra propiedad la zapata de esta columna con la zapata de la columna C-2 formaran una zapata combinada.

La zapata de la columna C-1 será una zapata aislada.

- ZAPATAS -

ZAPATA ZC-1

Sección para verificar por punzonamiento



$$f'c = 210 \text{Kg/cm}^2$$

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

La columna es de 50 x 50mm. las cargas que soporta .

Carga Muerta = 87.75 Ton.

Carga viva = 11.30 Ton.

Suponiendo un peso de la zapata de 5% de la carga de la columna.

$$pp. = 0.05 (87.75 + 11.30) = 5 \text{ Ton.}$$

$$\text{Carga total} = 87.75 + 11.30 + 5 = 104.1 \text{ Ton}$$

$$\text{El área de la zapata debe ser} = \frac{104.1}{3} = 34,700 \text{ cm}^2$$

Seleccionaremos zapata de 1.90 x 1.90

$$Az. = 36,000 \text{ cm}^2$$

Carga neta de rotura.

$$1.5 \times 87.75 + 1.8 \times 11.30 = 152.4 \text{ Ton.}$$

$$\text{Reacción neta del terreno} = \frac{152,400}{36,000} = 4.24 \text{ Kg/cm}^2$$

El peralta requerido por punzonamiento se tanteará

$$d = 35 \text{ cm.}$$

El esfuerzo de corte por punzonamiento

$$v_{uc} = \phi \sqrt{f'c} = 0.85 \sqrt{210} = 1.23 \text{ Kg/cm}^2$$

Perímetro de la sección crítica.

$$bo. = 4 (50+d) = 4(50+35) = 340 \text{ cm.}$$

El corte en este perímetro es la carga de la columna menos la presión neta en el área dentro de dicho perímetro.

$$V_u = 152,400 - 4.24 \times 85^2 = 121,800 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo de corte nominal en este perímetro.

$$v_u = \frac{V_u}{bo \cdot d} = \frac{114,300}{340 \times 35} = 9.6 \text{ Kg/cm}^2 < 12.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Como 9.6 Kg/cm. es menor que el esfuerzo permisible podemos aceptar el peralta.

Comprobación del corte por flexión.

Debe haberse a la distancia d (sección ab) de la cara de la columna.

El corte en esta sección es $V_u = 4.24 \times 35 \times 190 = 28,200 \text{ Kg.}$

El esfuerzo unitario es:

$$v_u = \frac{28,200}{190 \times 35} = 4.25 \text{ Kg/cm.}$$

El esfuerzo permisible es :

$$v_{uc} = 0.50 \phi \sqrt{f'c} = 0.50 \times 0.85 \times \sqrt{210} = 6.13 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego la sección es adecuada por corte..

Diseño del refuerzo.-

El momento en la sección crítica, sección MN

$$M_u = 70 \times 190 \times 4.24 \times \frac{70}{2} = 1'980,000 \text{ Kg-cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)}$$

$$a = 3$$

$$A_s = \frac{1'980,000}{0.9 \times 2,800 (35-1.5)} = 23.4 \text{ cm}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{23.4 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 190} = 2 \text{ cm.}$$

No es necesario recalcular A_s

$$A_s = 9 \phi 3/4" \quad (25.65 \text{ cm}^2)$$

Comprobación por adherencia.-

El esfuerzo por adherencia permisible por anclaje es;

$$U_u = 0.8 \times \frac{6.4 \sqrt{210}}{1.905} = 39 \text{ Kg/cm}^2 < 56 \text{ Kg/cm}^2$$

La longitud de desarrollo es:

$$L_d = 70 - 7.5 = 62.5 \text{ cm.}$$

El esfuerzo de desarrollo es:

$$u = \frac{A_s f_y}{L_d \Sigma o} = \frac{2.85 \times 2,800}{62.5 \times 5.99} = 21.4 \text{ Kg/cm}^2 < 39 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego la zapata es adecuada por adherencia.

Comprobación del peso de la zapata.-

La altura total teórica de la zapata.

$$35 + 3 + 7.5 = 45.5 = 45$$

El peso sería : $1.90 \times 1.90 \times 0.45 \times 2.4 = 3.9 \text{ Ton}$ O.K.//

Transferencia de esfuerzos en la base de la columna.-

El esfuerzo de compresión en la base es:

$$f_c = \frac{152,400}{50^2} = 61 \text{ Kg/cm}^2$$

El máximo permisible :

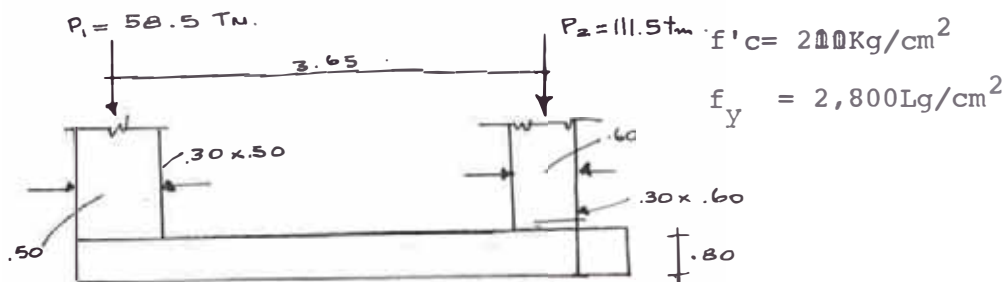
$$f_{cu} = 1.9 \times 0.375 \times f'_c$$

$$f_{cu} = 1.9 \times 0.375 \times 210 = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$150 > 61 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego no falla por compresión.

DISEÑO DE LA ZAPATA COMBINADA



$$\sigma_t = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_1 \begin{cases} \text{C.M.} = 52.5 \text{ Ton.} \\ \text{C.V.} = 5 \text{ Ton.} \end{cases}$$
$$P_2 \begin{cases} \text{C.M.} = 97 \text{ Ton.} \\ \text{C.V.} = 14.5 \text{ Ton.} \end{cases}$$

Cargas

$$\begin{array}{rcl} \text{Columna exterior} & = & 58.5 \text{ Ton} \\ \text{Columna interior} & = & \underline{111.5 \text{ Ton.}} \\ & & 170.0 \text{ Ton.} \end{array}$$

Peso de zapata = 12% de 170 ton = 20 Ton.

Carga total = 170 + 20 = 190 Ton.

El área de la zapata = $\frac{190,000}{30} = 63,400 \text{ cm}^2$

Longitud de la zapata.-

La resultante esta a:

$$\frac{111.5 \times 3.65}{170} = 2.39 \text{ mts. del eje de la columna exterior.}$$

Para tener una presión uniforme el centroide del área de sustentación debe coincidir con el punto de aplicación de la resultante luego el largo de la zapata debe ser:

$$2(2.39 + 0.25) = 5.28 \approx 5.30 \text{ mts.}$$

El ancho requerido será:

$$\frac{63,400}{530} = 120 \text{ cm.} = 12.0 \text{ mts.}$$

Diseño en la dirección longitudinal.-

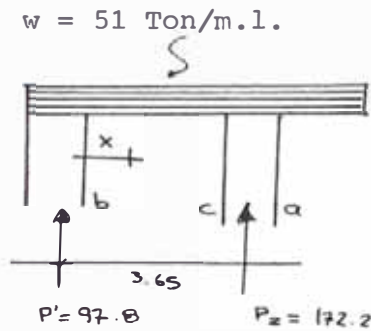
Reacción neta.-

$$P_u = 1.5 \times 58.5 + 1.8 \times 6 + 1.5 \times 97 + 1.8 \times 14.5$$

$$P_u = 271 \text{ Ton.}$$

Reacción neta = $\frac{271}{5.30} = 51. \text{ Ton/m.}$

Máximo momento.



$$M = 97.8 x - \frac{wx^2}{2}$$

$$\text{Corte} = 97.8 - wx = 0$$

$$x = \frac{97.8}{51} = 1.92$$

$$M \text{ máx.} = 97.8 \times 1.92 = \frac{51 \times 1.92^2}{2} = 94 \text{ Ton-m.}$$

Momento en a:

$$M = 1/2 w \times 1.10^2 = \frac{51 \times 1.1^2}{2} = 30.9 \text{ Ton-m.}$$

$$V_b = 97.8 - 51 \times 0.50 = 72.3 \text{ Ton.}$$

$$V_c = -97.8 + 51 \times 3.35 = 72.7 \text{ Ton.}$$

$$V_a = 51 \times 1.1 = 56 \text{ Ton.}$$

Tantearemos el valor d

$$d = 80 - 6.3 = 73.7$$

A la distancia d de c

$$V = 72.7 - 0.74 \times 51 = 35.1 \text{ Ton.}$$

El esfuerzo permisible

$$v_c = 0.29 \sqrt{210} = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{35,100}{4.2 \times 120} = 70 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{35,100}{73.7 \times 120} = 3.98 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego la zapata es adecuada por corte como viga.

Punzonamiento:

$$v_c = 0.5 \sqrt{f'c} = 0.5 \sqrt{210} = 7.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Para la columna exterior.

$$b_o = 2(50 + 73.7 + 30 + 73.7) = 227.4 \text{ cm.}$$

$$V = 97.8 - \frac{51}{1.20} \times 1.23 \times 1.03 = 43 \text{ Ton.}$$

$$V = 43 \text{ Ton.}$$

$$r = \frac{43,000}{227 \times 73.7} = 2.57 \text{ Kg/cm}^2$$

El refuerzo en la cara superior es:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)} \quad a = 7$$

$$A_s = \frac{9'400,000}{0.9 \times 2,800(73.7-7/2)}$$

$$a = 1.2 \frac{53 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 120} = 6.9 \text{ O.K.//}$$

$$A_s = 12 \phi 1"$$

Adherencia.-

En C $V_c = 72.7 \text{ Ton.}$

$$U = \frac{72,800}{8 \times 12 \times 0.87 \times 73.7} = 11.8 \text{ Kg/cm.}$$

$$U \text{ permisible} = U = \frac{2.3 \sqrt{210}}{2.54} = 13.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Comprueba por adherencia.-

Refuerzo del volado.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = 2$$

$$A_s = \frac{3'090,000}{0.9 \times 2,800(73.7-2/2)}$$

$$A_s = 16.8 \text{ cm}^2 = 6 \phi 3/4"$$

Diseño de la viga transversal bajo la columna Interior.

$$b = 60 + 2 \times 30 \text{ (1/2 de mención de la columna)}$$

$$b = 60 + 60 = 120 \text{ cm.}$$

$$w = \frac{172}{1.20} = 143 \text{ Ton/m.}$$

$$M = 1/2 \times 143 \times 0.45^2 = 14.5 \text{ Ton-m'}$$

$$d = 80 - 7.5 - 2.5 = 70 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)}$$

$$A_s = \frac{1'450,000}{0.90 \times 2,800(70-5.5)}$$

$$a = 11\text{cm.}$$

$$A_s = 8.9 \text{ cm}^2 = 5\phi 5/8"$$

Como la cuantía es tan baja no es necesario comprobar esfuerzos de compresión en el concreto.

Viga transversal de la columna Exterior.-

$$b = 50 + 25 = 75 \text{ cm.}$$

$$w = \frac{89.8}{1.2} = 74.5 \text{ Ton/m.}$$

$$M = 1/2 + 4.5 \times 0.45^2 = 7.6 \text{ Ton-m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)}$$

$$d = 70 \text{ cm.} \quad a = 9$$

$$A_s = 4.6 \text{ cm}^2 = 4 \phi 1/2"$$

TANQUE ELEVADO

Cálculo de la capacidad del tanque elevado.

Consumo de agua.

En el edificio de departamento el consumo es $\approx 300\text{ lts/día/Pers.}$

Número de personas ≈ 8 personas /Departamento.

Total = $8 \times 2 \times 6 = 96$ personas.

Capacidad.-

$$300 \times 96 = 28,800 \text{ litros} = 28.8 \text{ m}^3$$

Contra Incendios.-

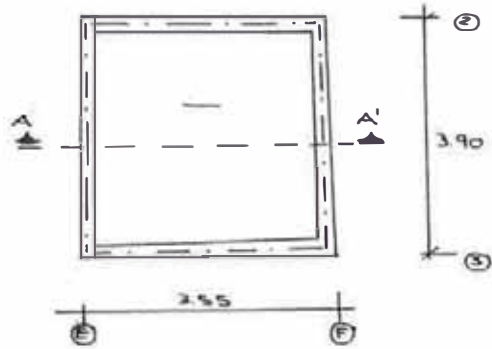
Se necesita 2 gabinetes que combatan el fuego durante media hora,; cada gabinete gasta 5 lts/seg. = 300lts/mín.

Luego se necesitará : $300 \times 30 = 9,000 \text{ lts} = 9 \text{ m}^3$

Por el método de las proporciones fijas; 1/3 ira al tanque elevado y el resto a la cisterna.

$$\frac{28.8}{3} + 9 = 18.6 \text{ m}^3$$

Posición.- El tanque esta ubicado sobre la placa PL-5 y sobre las columnas , E-3, F-2 , F-3



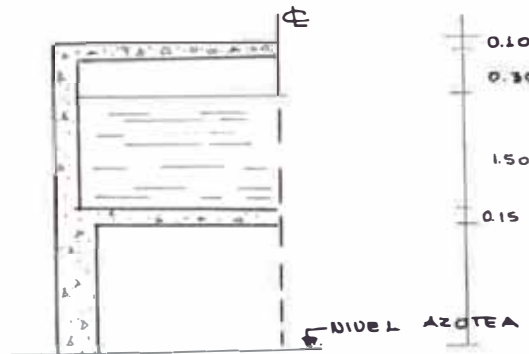
Area de fondo

$$(390-20)(355-20)=12.4m^2$$

Altura de agua

$$h = \frac{18.6}{12.4} = 1.50$$

CORTE A-A



Metrado del tanque Elevado.-

Losa de la tapa.-

Cargas permanentes (C.M.)

$$\text{Peso propio} = 0.10 \times 1.00 \times 1.00 \times 2,400 = 240 \text{Kg/m.l.}$$

Sobrecargas (C.V.)

$$\text{La sobrecarga transmitida} = 1.00 \times 1.00 \times 100 = 100 \text{Kg/m.l.}$$

Losa de fondo.-

$$\text{Peso propio} = 0.15 \times 1.00 \times 1.00 \times 2,400 = 360 \text{Kg/m.l.}$$

$$\text{Peso del agua} = 1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.5 = 1,500 \text{Kg/m.l.}$$

$$1,860 \text{ Kg/m.l.}$$

Paredes del tanque.-

Ejes (2) y (3) (verticalmente)

Cargas permanentes (C.M.)

- 1.- Peso propio de la pared=0.2x1.00x1.95x2,400 = 935Kg/m.l.
 - 2.- Cargas transmitidas por
la losa de tapa = 1.00x1.95x240 = 468Kg/m.l.
 - 3.- Carga transmitida por
la losa de fondo= 1.00x1.95x360 = 700Kg/m.l.
-
- =2,103Kg/m.l.

Sobrecargas (C.V.)

- 1.- Sobrecarga transmitida por la tapa:1.00x1.95x100 = 195Kg/m.l.

Horizontalmente:

Sobre las paredes.

- Empuje del agua: 1.50x1.00x1,000 =1,500Kg/m.l.

Ejes E y F verticalmente.

Cargas permanentes (C.M.)

- 1.- Peso propio de la pared:0.2x1.00x195x2,400 = 935Kg/m.l.
 - 2.- Carga transmitida por la losa de la tapa:1.0x1.78x240= 426Kg/m.l.
 - 3.- Carga transmitida por la losa de fondo:1.0x1.78x360 = 640Kg/m.l.
-
- 2,001 Kg/m.l.

Sobrecargas (C.V.)

- 1.- Sobrecarga transmitida por la tapa:1.0x100x1.78 = 178Kg/m.l.

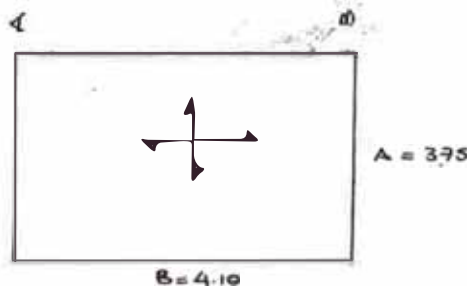
Horizontal.

- Empuje del H₂O: 1.50 x 1.00 x 1,000 =1,500Kg/m.l.

Diseño

Losa de la tapa.- Será una losa armada en 2 sentidos apoyada en sus 4 lados, según el reglamento del A.C.I.

Losa de la tapa.-



Dimensionamiento

$$e = \frac{\text{Perímetro}}{180} \geq 9$$

$$e = \frac{15.70}{180} = 8.75 \quad \text{tomaremos } e = 10\text{cm.}$$

$$d_A = 7.5 \text{ cm.}$$

$$d_B = 6.5 \text{ cm.}$$

Carga última

$$w_D = 1.5 \times 240 = 360 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_L = 1.8 \times 100 = 180 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_T = 540 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\eta = \frac{3.75}{4.10} = 0.915 \quad (\text{de las tablas obtenemos los coeficientes})$$

$$CM_A \quad M = 0.033 \times 360 \times 3.75^2 = 223 \text{ Kg-m}$$

$$CV_A \quad M = 0.044 \times 180 \times 3.75^2 = 112 \text{ Kg-m}$$

$$M_T = 335 \text{ Kg-m}$$

Según el eje B

$$CM_B \quad M = 0.032 \times 360 \times 4.10^2 = 194 \text{ Kg-m}$$

$$CV_B \quad M = 0.032 \times 180 \times 4.10^2 = 97 \text{ Kg-m}$$

$$M_T = 291 \text{ Kg-m.}$$

Corte.-

Esfuerzos cortantes y cargas sobre las vigas.

$$VA = 0.59 \times 540 \times \frac{3.75}{2} = 600 \text{ Kg/m.l.}$$

$$VB = 0.41 \times 540 \times \frac{4.10}{2} = 454 \text{ Kg/m.l.}$$

Según el reglamento las cargas sobre la vigas de apoyo en el sentido más corto no será mayor que:

$$\frac{w_A}{3} = \frac{540 \times 3.75}{3} = 677 \text{ kg/m.l.}$$

$$677 > 600 \text{ Kg/m.l.}$$

Comprobación por corte.-

a una distancia "d" de la cara de apoyo:

$$v_u = \frac{V}{b d} = \frac{0.59 \times 540 \times 1.70}{100 \times 7.5} = 0.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = \phi 0.50 \times \sqrt{210} = 6.18 \text{ Kg/cm}^2 > v_u \quad (\text{chequea})$$

Areas de acero.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)}$$

Para

$$M_A(+) = 335 \text{ Kg-m} \quad d = 7.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = 1.82 \text{ cm}^2 \quad a = 0.4 \text{ cm.}$$

Para

$$M_B(+) = 291 \text{ Kg-m} \quad d = 6.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = 1.83 \quad a = 0.3 \text{ cm.}$$

$$A_s \text{ m\u00edn} = 0.002bt = 0.002 \times 100 \times 10 = 2.00 \text{ cm}^2$$

1\phi 3/8" a 25 cm. (en ambas direcciones)

Para absorber los momentos negativos que se puedan producir en dos apoyos pondremos 2/3 del $A_s(+)$ o sea:

1\phi 3/8" a 50 cm.

Comprobaci\u00f3n por Adherencia.-

$$V_u = 600 \text{ Kg.}$$

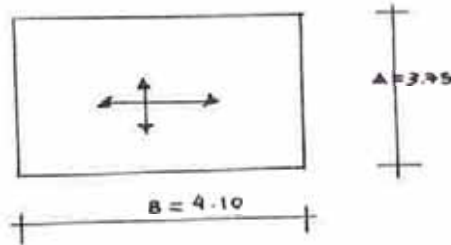
$$V \text{ m\u00e1x.} = \phi U_p J \Sigma_o d$$

$$V \text{ m\u00e1x.} = 0.85 \times 56.2 \times 0.875 \times 9 \times 7.5 = 2.850 \text{ Kg.}$$

$$V \text{ m\u00e1x.} = 2,850 > V_u \quad (\text{chequea})$$

Losa de fondo.-

Ser\u00e1 losa armada en 2 sentidos, empotrado en sus cuatro lados.



Dimensionamiento:

$$e = \frac{\text{per\u00edmetro}}{180} = \frac{15.70}{180} = 8.75$$

Tomaremos:

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

$$d_A = 12.5 \text{ cm.}$$

$$d_B = 11.5 \text{ cm.}$$

Carga última.

$$w_D = 1.5 \times 1860 = 2,760 \text{ Kg/m.l.}$$

$$m = \frac{3.75}{4.10} = 0.915$$

Determinación de los momentos.-

Momentos negativos.-

$$M_A = 0.054 \times 2,760 \times 3.75^2 = 2,300 \text{ Kg-m.}$$

$$M_B = 0.038 \times 2,760 \times 4.10^2 = 1,780 \text{ Kg-m.}$$

Momentos positivos.

$$C M_A \quad M = 0.021 \times 2,760 \times 3.75^2 = 820 \text{ Kg-m.}$$

$$C M_B \quad M = 0.015 \times 2,760 \times 4.10^2 = 700 \text{ Kg-m}$$

Corte.

Esfuerzos cortantes y cargas sobre las vigas

$$V_A = 0.59 \times 2,760 \times \frac{3.75}{2} = 3,070 \text{ Kg/m.l.}$$

$$V_B = 0.41 \times 2,760 \times \frac{4.10}{2} = 2,340 \text{ Kg/m.l.}$$

El cortante en el sentido corto no será mayor de:

$$\frac{w_A}{3} = \frac{2,760 \times 3.75}{3} = 3,460 \text{ Kg/m.l.} > 3,070 \text{ Kg/m.l.}$$

Comprobación del peralte efectivo.-

Para no verificar por flecha.

$$Mu = 0.161 \phi f'_c b d^2 \quad p = \frac{0.18 f'_c}{f_y}$$

$$d = \sqrt{\frac{230,000}{0.9 \times 210 \times 100 \times 0.16}} = 8.7 \text{ mm} < 12.5 \text{ chequea.}$$

Por corte:

$$v_u = \frac{V}{bd} = \frac{0.59 \times 2,760 \times 1.70}{100 \times 12.5} = 2.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = \phi 0.50 \sqrt{210} = 6.18 \text{ Kg/cm}^2 > 2.21 \text{ chequea.}$$

Areas de acero.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d-a/2)}$$

$$A_s \text{ mín.} = 0.002 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8" a 25 cm.

A_S en el sentido del eje A

$$M_A (+) = 820 \text{ Kg-m}$$

$$A_S = 2.64 \text{ cm}^2 \quad d = 12.5 \text{ cm.}$$

$$A_S \text{ m\u00edn} = 1\phi 1/2" \text{ a } 32 \text{ cm.}$$

$$M_A (-) = 2,300 \text{ Kg-m}$$

$$A_S = 7.65 \text{ cm}^2 \quad d = 12.5 \text{ cm.}$$

$$A_S = 1\phi 1/2" \text{ a } 16 \text{ cm.}$$

A_S en el sentido del eje B

$$M_B (+) = 700 \text{ Kg-m}$$

$$A_S = 2.46 \text{ cm}^2 \quad d = 11.5 \text{ cm.}$$

$$A_S \text{ m\u00edn} = 1\phi 1/2" \text{ a } 38 \text{ cm.}$$

$$M_B (-) = 1,780 \text{ Kg-m}$$

$$A_S = 6.42 \text{ cm}^2 \quad d = 11.5 \text{ cm.}$$

$$A_S = 1\phi 1/2" \text{ a } 19 \text{ cm.}$$

Comprobaci\u00f3n por adherencia.-

$$V_u = 3,070 \text{ Kg.}$$

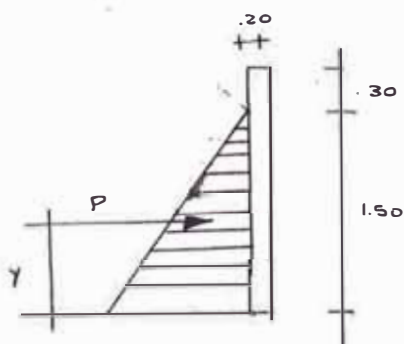
$$V \text{ m\u00e1x.} = \phi U_p J \Sigma_o d$$

$$V \text{ m\u00e1x.} = 0.85 \times 56.2 \times 0.875 \times 24 \times 12.5$$

$$V \text{ m\u00e1x.} = 12,600 \text{ Kg} > V_u \text{ (chequea)}$$

DISE\u00d1O DE LAS PAREDES DEL TANQUE

Siendo peque\u00f1a la relaci\u00f3n de altura y longitud de la pared en ambas direcciones del tanque, las paredes ser\u00e1n dise\u00f1adas como voladizos.



$$\frac{H}{L} = \frac{1.80}{3.55} = 0.51$$

$$P = \frac{1}{2} w h^2 \quad h = 1.50$$

$$P = \frac{1000 \times 1.5^2}{2} \quad w = 1,000 \text{ Kg/m}^3$$

$$= 1,125 \text{ Kg/m.l.}$$

$$y = h/3 = 0.50$$

$$M(-) = P_y = 1,125 \times 0.50$$

$$P_y = 563 \text{ Kg-m.}$$

Area de acero por metro lineal

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)} \quad M_u = 1.5 \times 563 = 845 \text{ Kg-m.}$$

$$d = 17 \text{ cm.}$$

$$A_s = 1.98 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

$$A_s \text{ mfn.} = 0.002 \times bt = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 1/2" \text{ a } 32 \text{ cm.}$$

Para el momento positivo.-

Consideraremos empotrada en la base y simplemente apoyada en el otro extremo:

$$M(+) = 1/16 wL^2$$

$$w = 1,000 \times \frac{1.5^2}{2} = 1,125 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_u = 1,125 \times 1.5 = 1,690 \text{ Kg/m.l.}$$

$$M_u = 1/16 \times 1,690 \times 1.5^2 = 238 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s \text{ mfn.} = 4.00 \phi 1/2" \text{ a } 32 \text{ cm.}$$

Comprobación por corte.-

$$V_u = wL = 1,690 \times 1.5 = 2,540 \text{ Kg.}$$

$$v_c = 0.50 \phi \sqrt{f'_c} = 6.18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{2,540}{100 \times 17} = 1.49 \text{ Kg/cm}^2 < v_c \text{ (chequea)}$$

Paredes laterales como vigas.-

Ejes 2 y 3

$$\text{Cargas de la losas (L tapa + L fondo)} = 2,794 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{Peso propio} = 1.5 \times 935 = 1,400 \text{ Kg/m.l.}$$

$$4,194 \text{ Kg/m.l.}$$

$$M(-) = 1/24 wL^2 = 1/24 \times 4,194 \times 3.55^2 = 2,200 \text{ Kg-m.}$$

$$M(+) = 1/8 wL^2 = 1/8 \times 4194 \times 3.55^2 = 6,590 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)}$$

$$M(+) = 6,590 \text{ Kg-m.} \quad d = 35 \text{ cm.}$$

$$A_s = 8.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3 \phi 3/4''$$

Para momento negativo tomaremos $1/3 A_s (+)$

$$2 \phi 5/8''$$

Por corte.

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{4,194 \times 1.78}{20 \times 180} = 2.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 6.18 \text{ Kg/cm}^2 > 2.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Por adherencia:

$$V_u = 7,420 \text{ Kg.}$$

$$V \text{ máx.} = \phi J d \Sigma_o U_p = 0.85 \times 0.875 \times 180 \times 14 \times 29.8 =$$

$$V \text{ máx.} = 55,800 \text{ Kg} > V_u$$

Vigas de los ejes A y B

$$\text{Carga de las losas (L tapa + L fondo) } = 677 + 3460 = 4,137$$

$$\text{Peso propio} = 1.5 \times 935 = \underline{1,400}$$

$$5,537 \text{ Kg/m.l.}$$

$$M(+) = 1/8 \times 5,537 \times 3.90^2 = 10,600 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d-a/2)} \quad d = 35$$

$$A_s = 14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5 \phi 3/4''$$

$$A_s (-) = 1/3 A_s (+) = 2 \phi 3/4''$$

Comprobación por corte.

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{5,537 \times 1.95}{20 \times 180} = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 6.18 \text{ Kg/cm}^2 > 3 \text{ Kg/cm}^2$$

Adherencia.

$$V_u = 10,850 \text{ Kg.}$$

$$V \text{ máx.} = \phi J \Sigma_o d U_p = 0.85 \times 0.875 \times 14 \times 29.8 \times 180 = 55,800 \text{ Kg.}$$

$$V \text{ máx.} \triangleright V_u$$

Acero transversal (para todas las paredes)

$$A_s = 0.002 bt = 0.002 \times 100 \times 20 = 4.00 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8" a 35 cm. en dos capas.

CISTERNA

Con $f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Se ha ubicado en un lugar donde no existe superposición de presiones, y enterrada, las paredes se han calculado como voladizos - por ser pequeña la altura de la pared en relación a su longitud.

La capacidad de la cisterna será lo necesario para abastecer el tanque elevado e igual a 20 m^3

Por consiguiente las dimensiones interiores en planta serán de $3.90 \times 3.90 \text{ m}$.

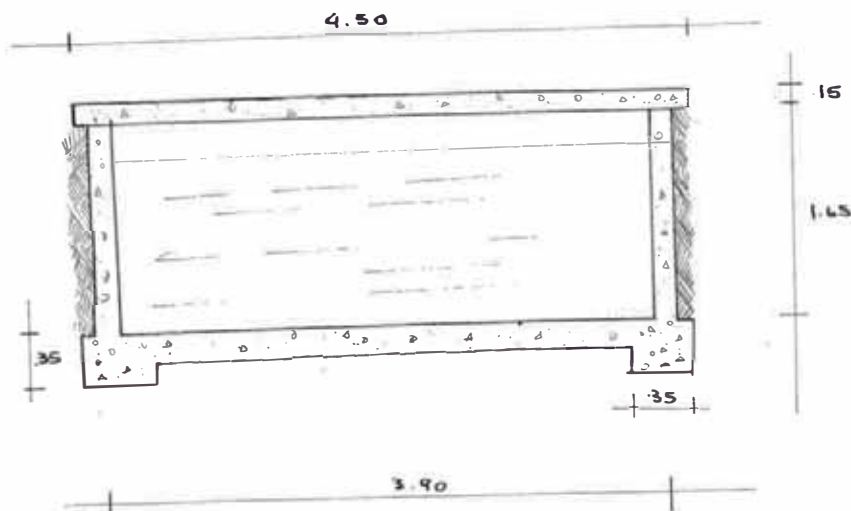
$$\text{Altura necesaria} = \frac{20}{3.90 \times 3.90} = 1.30 \text{ m.}$$

Rebose = 0.25 m.

Altura total interior = 1.55

Espesor de la tapa = 0.15 m.

Espesor del fondo = 0.20 m.



DISEÑO DE LAS PAREDES DE LA CISTERNA.-

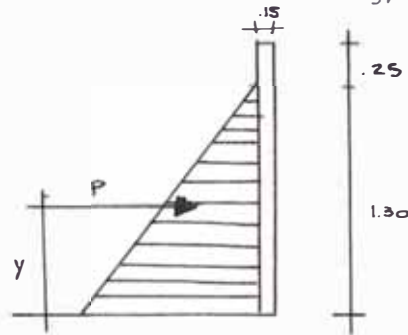
Siendo pequeña la relación de altura y longitud de lapared en ambas direcciones, las paredes serán diseñadas como voladizos.

Cálculo de los momentos.

- 1.- Cuando la cisterna está vacia actúa solamente el empuje del suelo
- 2.- Cuando la cisterna está llena de agua habrá una diferencia de presiones y tendremos una presión resultante.

Carga debido al terreno.

$$w = 0.33 \times 1.92 = 0.633 \text{ Kg/m}^3$$



$$\frac{H}{L} = \frac{1.55}{3.90} = 0.4$$

Cuando actúa el terreno.

$$P = 1/2 \times 0.633 \times 1.55^2 = 0.76 \text{ Ton/m.l.}$$

$$P = 760 \text{ Kg/m.l.}$$

$$Y = h/3 = 0.516$$

$$M(-) = Py = 0.516 \times 760 = 393 \text{ Kg-m.}$$

$$Mu = 1.5 \times 393 = 590 \text{ Kg-m.}$$

Area de acero por metro lineal

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d-a/2)}$$

Tomando T = 15

$$d = 15-4 = 11$$

$$a = 0.4$$

$$A_s = \frac{59,000}{0.9 \times 2800 (11-0.2)}$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

$$A_s \text{ m\u00edn.} = 0.002 \times b \times t = 0.002 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ m\u00edn.} = \phi 3/8" \text{ a } 0.20 \text{ cm.}$$

Para el Momento positivo.-

Consideramos empotrada en la base y simplemente apoyada en el extremo

$$M(+)= 1/16 wL^2$$

$$w = \frac{633 \times 1.55^2}{2} = 762 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_u = 762 \times 1.5 = 1,150 \text{ Kg/m.l.}$$

$$M_u = 1/16 \times 1150 \times 1.55^2 = 173 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s \text{ m\u00edn.} = 3 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/8 \text{ a } 0.20$$

Comprobaci\u00f3n por corte.

$$V_u = wL = 1,150 \times 1.55 = 1,780 \text{ kg.}$$

$$v_c = 0.50 \phi \sqrt{f'c} = 6.18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{1,780}{100 \times 11} = 1.62 \text{ Kg/cm}^2 < v_c$$

Cuando la cisterna esta llena de agua habr\u00e1 una diferencia de cargas.

$$w = 1,800 - 633 = 367 \text{ Kg/m}^2$$

Como el acero hallado para la primera condici\u00f3n es m\u00ednimo para la segunda condici\u00f3n con mayor raz\u00f3n ser\u00e1 tambi\u00e9n m\u00ednimo el \u00e1rea de acero.

Acero transversal (para todas las paredes)

$$A_s = 0.002 \times bt = 0.002 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/8" \text{ a } 0.23$$

Losa Inferior.-

Como la losa se apoya directamente en el terreno colocaremos tan s\u00f3lo armadura de repartici\u00f3n.

$$A_s = 0.002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\phi 1/2" \text{ a } 0.30 \text{ (en dos capas perpendiculares)}$$

La carga que trasmite las paredes de la cisterna al suelo es por metro lineal.

Peso de la pared: 558 Kg/m.l.

Peso de losa superior: 1520 Kg/m.l.

2078 Kg/m.l.

Suponiendo que la losa inferior se apoye en la pared.

Peso del agua: 3,000 Kg/m.l.

Peso de losa: 340 Kg/m.l.

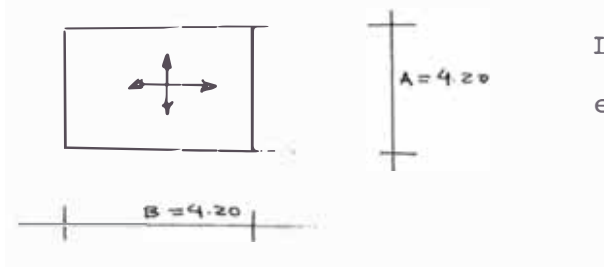
3,340 Kg/m.l.

Total = 5,418 Kg/m.l.

Ancho de zapata = $\frac{5,418}{100 \times 3} = 18 \text{ cm.}$

Con los 0.50 mts, que estamos asumiendo es más que suficiente.

Diseño de la tapa.-



Losa articulada en sus 4 lados.

Esta losa se armará en 2 sentidos siguiendo el método 3 del reglamento A.C.I.

Espesor de la losa.

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{1,680}{180} = 9.3$$

tomando $t = 15 \text{ cm.}$ $r = 3 \text{ cm.}$

Metrado de cargas.-

Cargas Muertas.-

$$w_p = 0.15 \times 2,400 \times 1.00 \times 1.00 = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_D = 1.5 \times 360 = 540 \text{ Kg/m}^2$$

Cargas vivas.-

$$\text{Sobrecarga} = 500 \text{ Kg/m}^2 \text{ (estacionamiento)}$$

$$w_L = 1.8 \times 500 = 900 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_T = 1,440 \text{ Kg/m}^2 \text{ (por metro de ancho)}$$

Para entrar a las tablas (Método III)

$$\frac{A}{B} = \frac{4.20}{4.20} = 1.00$$

Momentos per carga Muerta.-

$$M_A (+) = 0.036 \times 540 \times 4.20^2 = 345 \text{ Kg-m.}$$

$$M_B (+) = 345 \text{ Kg-m.}$$

Por cargas vivas.

$$M_A (+) = 0.036 \times 900 \times 4.2^2 = 570 \text{ Kg-m.}$$

$$M_B (+) = 570 \text{ Kg-m.}$$

Esfuerzos cortante.

$$V_A = 0.5 \times 1,440 \times \frac{4.20}{2} = 1,520 \text{ Kg/m.l.}$$

$$V_B = 1,520 \text{ Kg/m.l.}$$

Comprobación por corte.

$$V_U = 1,520 \text{ Kg.}$$

$$v_c = 0.5 \phi \sqrt{f'c} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V \text{ máx.} = 6.18 \times 100 \times 12 = 7,620 \text{ Kg} > V_u \text{ (chequea)}$$

Cálculo de las Areas de acero.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)} \quad d = 12$$

$$M(+)= = 91,500 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_s = 3.1 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/8" \text{ a } 0.23$$

$$M(+)= = 91,500 \text{ Kg-cm.} \quad d = 11$$

$$A_s = 3.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín.} = 0.002 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8 a 20 cm. (en dos direcciones)

Para los apoyos se subiran 2ϕ cada 5ϕ del positivo para absorber cualquier momento negativo que se produzca

Refuerzo alrededor del orificio de Registro.

Se calcularan con el objeto de reforzar esta zona

$2 \phi 1/2"$ arriba y abajo.

DISEÑO DE MEZCLAS

DISEÑO DE MEZCLAS

Los tipos de mezclas que diseñaré son los siguientes:

1.- Concreto para vigas, losas y aligerados, con piedras de 1/2" y $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

2.- Concreto para columnas, placas con piedra de 3/4" y $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

3.- Concreto para cimentaciones, con piedra de 1 1/2" y $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Características de los materiales empleados.

a.- Cemento: Peso específico = 315 (cemento por Tland)

B.- Agregado fino:

1.- Peso aparente cuando está : suelto = 1730 Kg/m^3
compactado = 1850 Kg/m^3

2.- Peso específico.

- De masa = 2.72

- Aparente = 2.78

- Saturado superficialmente seco = 2.74

Porcentaje de humedad = 0.76 %

Porcentaje de absorción = 0.68%

3.- Granulometría:

- Módulo de fineza = 2.80

c) Agregado gueso:

CARACTERISTICAS		1/2"	3/4"	1 1/2"
Peso aparente	suelto	1420	1490	1450
	Compactado	1570	1690	1540
Peso específico	Volumétrico	270	264	2.70
	Aparente	2.79	2.75	2.80
	Saturado y supef.seco	2.73	2.69	2.74
Porcentaje de humedad		0.40%	0.25%	0.40%
Porcentaje de absorción		0.70%	0.40%	0.60%

DISEÑO N° 1

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{tamaño de piedra} \quad 1/2''$$

1.- Relación agua- cemento.

De la tabla N° 1 para zona de clima moderado y 2% de aire atrapado para piedra de 1/2"

$$A/C = 6.7 \text{ halones /saco} \quad (\text{en volumen})$$

2.- Asentamiento.- Para losas y vigas los asentamientos varían de 3" a 6" (tabla N° 2) consideraremos un Slump de 3".

3.- Volumen de agua.- Utilizando la tabla N° 3 obtendremos la cantidad de agua, el agregado utilizado es angular.

$$V_a = 57 \text{ galones/m}^3$$

4.- Cantidad de cemento (B)

$$B = \frac{V_a}{A/C} = \frac{57 \text{ gal/m}^3}{6.7 \text{ gal/saco}} = 8.5 \text{ sacos /m}^3$$

5.- Volumen de Agregado grueso.-

En la tabla N° 4, y con un módulo de fineza de la arena (2.8) y el tamaño de la piedra.

$$V_{ag} = 0.51 \text{ m}^3$$

6.- Volúmenes absolutos (V) (por m³ de concreto)

$$V = \frac{\text{peso del material}}{\text{Peso específico} \times \text{Densidad del agua}}$$

Del cemento:

peso de un saco=42.5Kg.

$$V_c = \frac{8.5 \times 42.5}{3.15 \times 1,000} = 0.114 \text{ m}^3$$

Del agua:

$$V_a = \frac{57 \times 3.785}{1,000} = 0.215 \text{ m}^3$$

De la piedra:

$$V_p = \frac{0.51 \times 1,570}{2.70 \times 1,000} = 0.296 \text{ m}^3$$

Del aire atrapado

$$= 0.002 \text{ m}^3$$

$$= 0.627 \text{ m}^3$$

De la Arena:

$$1 - 0.627 = 0.373 \text{ m}^3$$

7.- Peso de los materiales.-

Cemento = 8.5 sacos /m³ x 42.5Kg/saco = 361 Kg/m³ de concreto

Agua = 57 galones x 3.785 = 216 litros /m³ de concreto

Arena(seca) = 0.373 x 2.72 x 1,000 = 1015 Kg/m³ de concreto.

Arena(húmeda y superficialmente seca) = 0.373x2.74x1,000=1020Kg/m³ de c.
de concreto.

Piedra (seca) = 0.296 x 2.7 x 1,000 = 800 Kg/m³ de concreto.

Piedra (húmeda y superficialmente seca)= 0.296x2.73x1,000 =810Kg/m³
de concreto.

8.- Corrección por humedad.- Esta corrección se debe a la humedad natural que existe en los materiales.

Peso de la arena húmeda = 1015 x 1.0076 = 1023Kg/m³

Peso de la piedra húmeda = 800 x 1.004 = 803 Kg/m³

9.-Corrección por volumen total del agua.-

Porcentaje de agua libre en la arena:0.76%-0.68%=0.08%

Porcentaje de agua libre en la piedra:0.40%-0.70% = -0.30%

Cantidad de agua en la arena = 1020 x 0.0008 = -0.81 lts.

Cantidad de agua en la piedra = 810 x 0.003 = 2.44 lts.

Cantidad real de agua: 216 + 2.44 - 0.81 =217.63 lts.

10.- Pesos finales por m³.-

Cemento	=	361 Kg/m ³
Agua	=	217.6 lts.
Arena	=	1023 Kg/m ³
Piedra	=	803 Kg/m ³

11.- En volumen

Pesos volumétricos sueltos: cemento	=	1.50
Arena	=	1.73
Piedra	=	1.42

Entonces:

Cemento	=	$\frac{361.}{1.5}$	=	241 lts.	1
Arena	=	$\frac{1023}{1.73}$	=	590 lts.	2.45
Piedra	=	$\frac{803}{1.42}$	=	565 lts.	2.34
Agua	=	217.6		lts.		

DISEÑO N° 2

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{piedra } 3/4''$$

1.- Relación agua-cemento

De la tabla N° 1 con 1.5% de aire atrapado.

$$A/C = 6.9 \text{ gal/saco (en volumen)}$$

$$A/C = 0.61 \text{ (en peso)}$$

2.- Asentamiento.-

Para columnas, placas y muros reforzados consideraremos un Slump de 3"

3.- Volumen de agua.-

De la tabla N° 3

$$V_a = 54 \text{ gal/m}^3$$

4.- Cantidad de cemento (B)

$$B = \frac{54}{6.9} = 7.8 \text{ sacos /m}^3$$

5.- Volumen de agregado grueso (de la tabla N° 4)

$$V_{ag} = 0.61 \text{ m}^3$$

6.- Volumenes absolutos (V)

.- Del cemento $V_c = \frac{7.8 \times 42.5}{3.15 \times 1,000} = 0.105 \text{ m}^3$

.- Del agua $V_a = \frac{54 \times 3,785}{1,000} = 0.204 \text{ m}^3$

.- De la piedra $V_p = \frac{0.61 \times 1.69}{2.64 \times 1,000} = 0.390 \text{ m}^3$

Del aire atrapado	<u>0.015 m³</u>
	0.714 m ³

De la arena: $1 - 0.714 = 0.286 \text{ m}^3$

7.- Peso de los materiales.

Cemento: $7.8 \times 42.5 = 330 \text{ Kg/m}^3$ de concreto

Agua: $54 \times 3.785 = 204 \text{ Kg/m}^3$ de concreto.

Arena(seca): $0.286 \times 2.72 \times 1,000 = 780 \text{ Kg/m}^3$ de concreto.

Arena húmeda y superficialmente seca) = $0.286 \times 2.74 \times 1,000 = 785 \text{ Kg/m}^3$
de concreto.

Piedra(seca): $0.390 \times 2.64 \times 1,000 = 1030 \text{ Kg/m}^3$ de concreto.

Piedra(húmeda superficialmente seca) = $0.390 \times 2.69 \times 1,000 = 1045 \text{ Kg/m}^3$
de concreto.

8.- Conexión por humedad.-

Peso de la arena húmeda = $780 \times 1.0076 = 786 \text{ Kg/m}^3$

Peso de la piedra húmeda = $1030 \times 1.0025 = 1033 \text{ Kg/m}^3$

9.- Corrección del volumen total del agua

Porcentaje del agua libre en la arena = $0.76 - 0.68 = 0.08\%$

Porcentaje del agua libre en la piedra = $0.25 - 0.40 = -0.15\%$

Cantidad de agua en la arena: $785 \times 0.0008 = -0.63$ lts.

Cantidad de agua en la piedra: $1045 \times 0.0015 = 1.57$ lts.

Cantidad real de agua = $204 * 1.57 - 0.63 = 204.94$ lts.

10.- Pesos finales por m³

Cemento = 330 Kg/m³

Agua = 205 lts.

Arena = 786 Kg/m³

Piedra = 1033 Kg/m³

11.- En volumen

Cemento = $\frac{+330}{1.5} = 220$ lts. 1

Arena = $\frac{786}{1.73} = 455$ lts. 2.07

Piedra = $\frac{1033}{1.49} = 690$ lts. 3.14

Agua = 205 lts.

DISEÑO N° 3

$f'_c = 210$ Kg/cm² ; piedra 1 1/2"

1.- Relación agua-cemento

De la tabla N° 1, y con 1% de aire atrapado.

A/C = 7 gal./saco (en volumen)

A/C = 0.62 (en peso)

2.- Asentamiento

Para zapatas reforzadas consideramos un Slump de 2"

3.- Volumen de agua

Usando la tabla N° 3

Va = 45 gal/m³

4.- Cantidad de cemento (B)

$$B = \frac{45}{7} = 6.4 \text{ sacos /m}^3$$

5.- Volumen de agregado grueso (de la tabla N° 4)

$$V_{ag} = 0.72 \text{ m}^3$$

6.- Volumenes absolutos (V)

$$\text{Del cemento: } V_c = \frac{6.4 \times 42.5}{3.15 \times 1,000} = 0.086 \text{ m}^3$$

$$\text{Del agua: } V_a = \frac{45 \times 3,875}{1,000} = 0.170 \text{ m}^3$$

$$\text{De la piedra } V_p = \frac{0.72 \times 1,550}{2.70 \times 1,000} = 0.414 \text{ m}^3$$

$$\text{Aire atrapado: } \frac{\quad}{\quad} = 0.010 \text{ m}^3$$
$$0.670 \text{ m}^3$$

$$\text{Del la arena} = 1 - 0.67 = 0.33$$

7.- Pesos de los materiales.-

$$\text{Cemento} = 6.4 \times 42.5 \times \quad = 272 \text{ Kg/m}^3 \text{ de concreto}$$

$$\text{Agua} = 45 \times 3.785 = 170 \text{ Kg/m}^3 \text{ de concreto}$$

$$\text{Arena(seca)} = 0.33 \times 2.72 \times 1,000 = 895 \text{ Kg/m}^3 \text{ de concreto}$$

$$\text{Arena(húmeda y superficialmente seca)} = 0.33 \times 2.74 \times 1,000 = 902 \text{ Kg/m}^3$$

de concreto.

$$\text{Piedra (seca)} = 0.414 \times 2.70 \times 1,000 = 1120 \text{ Kg/m}^3 \text{ de concreto.}$$

$$\text{Piedra(húmeda y superficialmente seca)} = 0.414 \times 2.74 \times 1,000 = 1,135 \text{ Kg/m}^3$$

de concreto.

8.- Corrección por humedad.-

$$\text{Peso de la arena húmeda} = 895 \times 1.006 = 904 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Peso de la piedra húmeda} = 1120 \times 1.004 = 1125 \text{ Kg/m}^3$$

9.- Corrección del volumen total de agua.-

Porcentaje de agua libre en la arena: $0.76 - 0.68 = 0.80\%$

Porcentaje de agua libre en la piedra: $0.40 - 0.60 = -0.20\%$

Cantidad de agua en la arena: $902 \times 0.008 = 0.72$ lts.

Cantidad de agua en la piedra: $1135 \times 0.002 = 2.26$ lts.

Cantidad real de agua: $170 + 2.26 - 0.72 = 171.54$ lts.

10.- Pesos finales por m³

Cemento = 2.72 Kg/m³

Agua = 171.5 lts.

Arena = 904 Kg/m³

Piedra = 1125 Kg/m³

11.- En volumen.-

Agua = 171.5 lts.

Cemento = $\frac{272}{1.5} = 182$ 1

Arena = $\frac{904}{1.73} = 522$ 2.9

Piedra = $\frac{1125}{1.45} = 775$ 4.3

TABLA N° 1

RELACION AGUA - CEMENTO

Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.	Agua de la mezcla en galones por saco para distintos porcentajes de aire.				
	0%	2%	4%	5%	8%
140Kg/cm ²	9.0	8.5	8.0	7.5	6.7
175Kg/cm ²	8.0	7.5	7.0	6.5	5.7
210Kg/cm ²	7.2	6.7	6.2	5.7	5.0
245Kg/cm ²	6.5	6.0	5.5	5.0	4.2

TABLA N° 2

ASENTAMIENTO

TIPO DE CONSTRUCCION	ASENTAMIENTO EN PULG.	
	MAXIMO	MINIMO
Zapatas y muros de cimentación reforzados	5	2
Zapatas simples.	4	1
Losas vigas y muros reforzados	6	3
Columnas.	6	3

TABLA N° 3

REQUISITOS DE AGUA DE LA MEZCLA

Tamaño máximo del agregado.	GALONES DE AGUA POR M3 DE CONCRETO					
	SLUMP 1"a 2"		SLUMP 3"a4"		SLUMP 4"a6"	
	AGREGADO	AGREGADO	AGREGADO	AGREGADO	AGREGADO	AGREGADO
	REDONDO	ANGULAR	REDONDO	ANGULAR	REDONDO	ANGULAR
1/2"	43	53	52	57	58	63
3/4"	45	50	49	54	54	60
1"	43	48	47	52	52	57
1 1/2"	41	45	45	49	49	54
2"	39	43	43	47	47	52

TABLA N° 4

VOLUMEN DE AGREGADO GRUESO POR UNIDAD DE VOLUMEN DE CONCRETO

Tamaño máximo del agregado	Volumen de agregado grueso seco por unidad de volumen del concreto para diferentes módulos de fineza de la arena.			
	2.4	2.6	2.8	3.0
1/2"	0.55	0.53	0.51	0.49
3/4"	0.65	0.63	0.61	0.59
1"	0.70	0.68	0.66	0.64
1 1/2"	0.76	0.74	0.72	0.70
2"	0.79	0.77	0.75	0.73

METRADO Y PRESUPUESTO

METRADO Y PRESUPUESTO

I. Metrado.-

Haremos el metrado de las vigas principales del pórtico "C" de las vigas de arriostre del pórtico "1" y de las columnas del pórtico principal "C"

Así como también se haran los metrados de :

- a.- Los aligerados , azotea y pisos típicos
- b.- Las placas y cimentación
- c.- El ascensor , casa de máquinas y cimentación
- d.- Tanque elevado.
- e.- Cisterna.
- f.- Las escaleras y cimentación
- g.- Las zapatas del pórtico principal.

II.- Presupuesto.

Se ha realizado el presupuesto del pórtico principal "C" que consta de las vigas principales, de las columnas C1, C2, y C3 y de la cimentación de dicho pórtico.

Además se ha efectuado el costo de las otras estructuras que consta el edificio, así como:

Las vigas de arriostre, de las placas (incluyendo su cimentación.)

De los aligerados, del ascensor (incluyendo su cimentación) Tanque elevado, cisterna, escaleras, y de las zapatas del pórtico principal.

En los costos unitarios se ha incluido el costo de los materiales, de la mano de obra y de las respectivas leyes sociales.

METRADO

METRADO DE LAS VIGAS PRINCIPALES

VIGA	∅	Long. total m.	Kg/m.l.	Peso Kg.	Vc (m ³)	Encofrado m ² .
Azotea	1/4	53.50	0.248	13.40		
VA-C	5/8"	11.05	1.552	17.10		
	3/4"	23.15	2.235	63.00		
	7/8"	8.15	3.043	24.80	1.100	10.50
6 ^o piso	1/4"	66.80	0.248	16.70		
VPT-C	5/8"	3.80	1.552	5.90		
	3/4"	32.10	2.235	71.80		
	7/8"	28.00	3.043	85.00		
	1"	1.60	3.974	6.35	1.260	11.28
5 ^o Piso	1/4"	74.50	0.248	18.60		
VPT-C	3/4"	28.60	2.235	64.00		
	7/8"	20.10	3.043	61.00		
	1"	14.85	3.974	59.00	1.260	11.28
4 ^o Piso	1/4"	77.80	0.248	19.50		
VPT-C	3/4"	33.45	2.235	74.80		
	7/8"	10.40	3.043	31.60		
	1"	20.05	3.974	80.00	1.260	11.28
3 ^o Piso	1/4"	67.90	0.248	17.00		
VPT-C	5/8"	---	1.552	---		
	3/4"	31.15	2.235	69.40		
	7/8"	16.50	3.043	50.00		
	1"	12.55	3.974	50.00	1.260	11.28
2 ^o Piso	1/4"	62.40	0.248	15.60		
VPT-C	5/8"	14.00	1.552	21.60		
	3/4"	26.40	2.235	58.80		
	7/8"	9.30	3.043	28.40		
	1"	10.90	3.974	43.50	1.260	11.28
Total				1066.85	7.40	66.80

METRADO DE LAS VIGAS DE ARRIOSTRE

VIGA	∅	LON.TOTAL m.	Kg/m.l.	Peso	Vc m ³	Encofrado m ²
Azotea	1/4"	86.00	0.248	21.50		
VA-1	5/8"	49.75	1.552	77.20		
	3/4"	9.15	2.235	20.40	1.38	11.00
6ºPiso	1/4"	82.00	0.248	20.50		
VA-1	5/8"	39.25	1.552	61.00		
	3/4"	37.15	2.235	82.80	1.38	11.00
5ºPiso	1/4"	84.00	0.248	21.00		
VA-1	5/8"	16.40	1.552	25.50		
	3/4"	64.60	2.235	143.60	1.38	11.00
4ºPiso	1/4"	81.00	0.248	20.30		
VA-1	5/8"	36.95	1.552	57.30		
	3/4"	46.85	2.235	104.50	1.38	11.00
3ºPiso	1/4"	76.00	0.248	19.-0		
VA-1	5/8"	66.85	1.552	104.00		
	3/4"	10.70	2.235	23.90	1.38	11.00
2ºPiso	1/4"	77.00	0.248	19.30		
VA-1	5/8"	43.05	1.552	66.90		
	3/4"	18.75	2.235	41.80	1.38	11.00

TOTAL

926.40

8.30

66.00

ALIGERADOS

METRADO DE ACERO

AZOTEA

Tipo	∅	Long. de pieza	Nº de pieza por vig.	Nº de vi- güe	Canti- dad pzas.	Long. total	Kg/m.l.	Peso kg.	Parcial kg.
A	3/8	0.75	1	28	28	21.00	0.559	11.80	
	3/8	0.80	1	28	28	22.50	0.559	12.60	
	3/8	1.50	1	28	28	42.00	0.559	23.50	
	3/8	6.90	1	28	28	194.00	0.559	108.50	
	1/2	1.75	1	28	28	49.00	0.994	48.70	156.40
	1/2	4.40	1	28	28	124.0	0.994	123.50	172.20
B	3/8	0.80	1	6	6	4.80	0.559	2.70	
	3/8	6.90	1	6	6	41.50	0.559	23.30	
	1/2	1.15	1	6	6	6.90	0.994	6.90	
	1/2	1.65	1	6	6	9.90	0.994	9.85	
	1/2	1.95	1	6	6	11.70	0.994	11.60	
	1/2	4.40	1	6	6	26.40	0.994	26.30	54.65
C	3/8	0.80	2	4	8	6.40	0.559	3.60	
	3/8	3.10	1	4	4	12.40	0.559	6.95	
	3/8	5.20	2	4	8	55.20	0.559	23.40	
	3/8	6.90	2	4	8	55.20	0.559	31.00	
	1/2	1.80	2	4	8	14.40	0.994	14.35	64.95
	1/2	2.70	2	4	8	21.60	0.994	21.50	
	1/2	4.40	2	4	8	35.30	0.994	35.10	
	1/2	6.10	1	4	4	24.40	0.994	24.30	95.25

Temp 1/4

1450.00 0.248

364.00

TOTAL

933.45

METRADO DE ACERO

PISO TIPICO

Tipo	∅	Long.de pieza	Nºde pza por vig.	Nºde viguetas	cant. de pzas	Long. total mts.	Kg/m.l.	Peso kg.	Parcial kg.
A	3/8	0.85	1	32	32	27.30	0.559	15.30	15.30
	1/2	1.00	1	32	32	32.00	0.994	32.00	
	1/2	1.70	1	32	32	54.30	0.994	54.00	
	1/2	1.75	1	32	32	56.00	0.994	55.80	
	1/2	8.60	1	32	32	116.0	0.994	115.5	
	1/2	7.65	1	32	32	245.0	0.994	244.0	501.30
B	3/8	6.90	1	8	8	55.20	0.559	31.00	31.00
	1/2	0.90	1	8	8	7.20	0.994	7.20	
	1/2	0.90	1	8	8	9.60	0.99	9.60	
	1/2	1.20	1	8	8	16.00	0.994	16.00	
	1/2	2.30	1	8	8	18.40	0.994	18.40	
	1/2	4.40	1	8	8	35.20	0.994	35.00	86.20
C	3/8	1.70	2	5	10	17.-0	0.559	9.50	
	3/8	3.10	1	5	5	15.50	0.559	8.70	
	3/8	3.55	2	5	10	35.50	0.559	19.90	38.10
	1/2	0.90	2	5	10	9.00	0.994	9.00	
	1/2	1.80	2	5	10	18.00	0.994	18.00	
	1/2	5.50	2	5	10	55.00	0.994	54.90	
	1/2	6.10	1	5	5	30.50	0.994	30.40	
	1/2	7.70	2	5	10	77.00	0.994	76.80	189.10

Temp 1/4

1428.00

0.248

357.00

Total

1210.00Kg.

Total de un piso típico

1,210.00 Kg.

Total de 5 pisos típicos

6,050.00 Kg.

Total de los 6 niveles

6,983.45 Kg.

METRADO DE LADRILLOS, CONCRETO Y ENCOFRADO

NIVEL	h(cm)	Dimensiones (Ladrillo)	M2 de ali- gerado	Nºde ladri- llos por m2	Total de ladri- llos	M3 de concre- toxm2.	Vc(m3)	Encofrado m2
Azotea	25	20 x 30x30	241.00	8.5	2,050.00	0.10	24.10	241.00
Piso tp.	25	20x30x30	241.00	8.5	2,050.00	0.10	24.10	241.00

Total en 5 pisos típicos					10,250.00	-----	120.50	1,205.00
Total en los 6 niveles					12,300.00	-----	145.00	1,446.00

METRADO DE COLUMNAS

COLUMNA C-1

Nivel	∅	Cant.	Long. Pza.	Long. total	Kg/m.l.	Peso kg.	Vc m3	Encofrado m2
6 ^a	3/8	8	1.80	14.40	0.559	8.10		
	7/8"	4	2.60	10.40	3.043	31.60	0.445	4.68
5 ^a	3/8	9	1.80	16.20	0.559	9.10		
	3/4"	4	2.60	10.40	2.235	23.40	0.445	4.68
4 ^a	3/8"	9	1.80	16.20	0.559	9.10		
	3/4"	4	2.60	10.40	2.235	23.40	0.405	4.68
3 ^a	3/8	8	1.80	14.40	0.559	8.10		
	7/8"	4	3.10	12.40	3.043	37.70	0.550	5.20
2 ^a	3/8	8	1.80	14.40	0.559	8.10		
	7/8"	4	2.60	10.40	3.043	31.60	0.550	5.20
1 ^a	3/8	8	1.80	14.40	0.559	8.10		
	1"	4	4.20	16.80	3.973	67.00	0.730	5.80

TOTAL:

265.30 3.17 30.24

Nivel	∅	Cant.	Long. pieza	Long. total m.	Kg/m.l.	Peso kg.	Vc m3	Encofrado m2.
6ª	3/8	9	1.60	14.40	0.559	8.10	0.330	4.15
	3/4	4	2.60	10.40	2.235	23.40		
5ª	3/8	10	1.60	16.00	0.559	8.95	0.330	4.15
	5/8	2	2.60	5.20	1.552	8.10		
	3/4	2	2.60	5.20	2.235	11.65		
4ª	3/8	14	1.60	22.40	0.559	12.60	0.330	4.15
	3/4	4	3.10	12.40	2.235	27.60		
3ª	3/8	9	1.80	16.20	0.559	9.10	0.396	4.70
	3/4	2	2.60	5.20	2.235	1.165		
	7/8	2	2.60	5.20	3.043	15.80		
2ª	3/8	10	1.80	18.00	0.559	10.10	0.396	4.70
	5/8	2	2.60	5.20	1.552	8.10		
	3/4	4.50	2.60	10.40	2.235	23.30		
1ª	3/8	9	1.80	16.20	0.559	9.10	0.630	6.30
	3/4	6	4.20	25.20	2.235	56.40		

TOTAL

243.95 2.412 28.15

COLUMNA C-3

Nivel	∅	Cant.	Long. pieza	Long. total m.	Kg/m.l.	Peso kg.	Vc m3	Encofrado m2
6 ^a	3/8	10	1.40	14.00	0.559	7.85	0.264	3.65
	5/8	2	2.60	5.20	1.552	8.10		
	3/4	2	2.60	5.20	2.235	11.60		
5 ^a	3/8	10	1.40	14.00	0.559	7.85	0.264	3.65
	5/8	2	2.60	5.20	1.552	8.10		
	3/4	2	2.60	5.20	2.235	11.60		
4 ^a	3/8	10	1.40	14.00	0.559	7.85	0.264	3.65
	5/8	4	3.20	12.80	1.552	19.80		
3 ^a	3/8	10	1.60	16.00	0.559	8.95	0.330	4.15
	5/8	2	2.60	5.20	1.552	8.10		
	3/4	2	2.60	5.20	2.235	11.60		
2 ^a	3/8	10	1.60	16.00	0.559	8.95	0.330	4.15
	5/8	2	2.60	5.20	1.552	8.10		
	3/4	2	2.60	5.20	2.235	11.60		
1 ^a	3/8	9	1.60	14.40	0.559	8.10	0.526	6.25
	3/4	4	4.20	16.80	2.235	37.50		

TOTAL

175.35 1.978 25.50

METRADO DEL ASCENSOR

Elem.	∅	Cant.	Long. pieza m.	Long. total m.	Kg/m.l.	Peso kg.	Vc m3	Encofrado m2.
Losa superior	3/8	8	1.20	9.60	0.559	5.38		
	3/8	8	1.25	10.00	0.559	5.60		
	3/8	16	5.40	86.50	0.559	48.50		
	3/8	22	3.95	87.00	0.559	48.70		
	3/8	22	0.95	21.00	0.559	11.80	3.20	21.50
Losa inferior	1/2	22	1.30	28.50	0.994	28.40		
	1/2	22	1.25	27.50	0.994	27.40		
	3/8	16	5.40	86.20	0.559	48.70		
	3/8	22	3.95	87.00	0.559	48.70		
	1/2	34	0.95	32.20	0.994	32.00	3.20	21.50
Viga VA-1	1/4	13	1.20	15.60	0.248	3.90		
	1/2	--	20.25	20.25	0.994	20.10	0.334	3.62
Viga VA-2	1/4	20	1.20	24.00	0.248	6.00		
	5/8	--	12.5	12.50	1.552	19.40		
	3/4	--	3.80	3.80	2.235	8.50	0.346	3.75
Viga VA-3	1/4	24	1.20	28.80	0.248	7.20		
	1/2	--	11.80	11.80	0.994	11.70		
	5/8	--	7.30	7.30	1.552	11.40		
	3/4	--	1.10	1.10	2.235	2.45	0.477	5.19
Placas hasta el nivel 0	1/2	254	2.50	885.0	0.994	880.0		
	3/8	32	18.70	600.0	0.559	336.0		
	3/4	4	18.70	75.00	2.235	168.0		
							23.20	232.00
Vanos	5/8	12	1.90	22.80	1.552	35.40		
	5/8	12	2.60	31.10	1.552	48.30		
Cimentación	1/2	16	0.85	13.60	0.994	13.50		
	1/2	16	0.90	14.40	0.994	14.30		
	5/8	13	2.70	35.10	1.552	54.30		
	5/8	14	2.70	37.80	1.553	58.80	4.75	

TOTAL

2004.13 35.92 287.56

METRADO DEL TANQUE ELEVADO

Elem.	∅	Cant.	Long. pieza m	Long. Total m	Kg/m.l.	Peso kg.	Vc m3	Encofrado m2
Losa	3/8	14	1.00	14.00	0.559	7.85		
supe.	3/8	16	0.90	14.40	0.559	8.10		
	3/8	13	4.10	53.20	0.559	29.90		
	3/8	15	3.75	56.10	0.559	31.50	1.54	17.00
Losa	1/2	9	4.30	38.80	0.994	38.50		
inf.	1/2	12	4.00	48.00	0.994	47.90		
	1/2	38	1.40	48.00	0.994	53.00		
	1/2	52	1.30	67.40	0.994	67.00	1.85	17.00
Pare- des	1/2	42	4.00	168.0	0.994	167.0		
	3/8	8	9.20	73.90	0.559	41.40		
	3/8	8	10.0	80.00	0.559	44.80		
	5/8	4	3.75	15.00	1.552	23.20		
	3/4	6	3.75	22.50	2.235	50.00		
	5/8	4	4.10	16.40	1.652	25.40		
	3/4	10	4.10	41.00	2.235	91.20	5.68	56.80
TOTAL						726.75	9.07	90.80

METRADO DE LA CISTERNA

Elem.	∅	Cant.	Long. pieza m.	Long. total m.	Kg/m.l.	Peso kg.	Vc m3	Encofrado m2
Losa	3/8	44	0.95	42.00	0.559	23.50		
sup.	3/8	39	4.20	164.00	0.559	91.50	2.65	18.00
Losa Inf.	1/2	26	4.50	117.50	0.994	116.50	3.60	-----
Pare- des	3/8	80	3.50	280.0	0.559	157.00		
	3/8	64	5.10	326.0	0.559	184.0		
	3/4	8	1.60	12.80	2.235	28.50	3.77	50.20
Total						599.00	10.02	68.20

METRADO DE ESCALERAS

Elem.	∅	Cant.	Long. pieza m.	Long. total m.	Kg/m.l.	Peso kg.	Vc m3	Encofrado m2
entre pisos	1/2	32	0.70	22.40	0.994	21.90		
	1/2	16	1.90	30.40	0.994	30.30		
	3/8	16	1.20	18.20	0.559	10.20		
	1/2	20	1.35	27.00	0.994	26.90		
	3/8	20	1.20	24.00	0.559	13.50		
	1/2	8	4.50	36.00	0.994	35.90	1.59	16.40

TOTAL EN UN PISO 138.70 1.59 16.40

TOTAL EN 6 PISOS 832.00 9.55 98.80

Escal. casa de máquinas	3/8	14	0.80	11.80	0.559	6.60		
	3/8	10	0.90	9.0	0.559	5.40		
	1/2	7	3.60	25.20	0.994	25.10	0.656	7.50

TOTAL 869.10 10.21 106.30

METRADO DE LA CIMENTACION (ZAPATAS)

C-1 (aislada)	3/4	18	1.80	32.40	2.235	72.00		
	1"	4	0.90	3.60	3.973	14.30	1.62	---
C-2	1/2	4	1.10	4.40	0.994	4.40		
C-3	5/8	5	1.10	5.50	1.552	8.55		
(Combinada)	3/4	6	1.95	11.70	2.235	26.10		
	1"	12	4.20	50.40	3.973	201.00		
	3/4	10	1.20	12.00	2.235	26.70	5.10	

TOTAL 353.05 6.72

PRESUPUESTO

COSTO DEL PORTICO PRINCIPAL "C"

PARTIDA

PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD	NºUSOS	TOTAL	COSTO UNIT.	COSTO PARC.	COSTO TOTAL
1.00 Vigas principales							
1.01 Encofrado	m ²	66.80	6	11.20	108.00	1,210.0	
1.02 Concreto f' _C =210Kg/m ²	m ³	7.40		7.40	920.0	6,800.0	
1.03 Fierro (con doblado y colocación)	Kg.	1066.85		1066.85	13.5	14,450.0	22460.00
2.00 COLUMNAS							
2.01 Encofrado	m ²	83.90	6	14.00	108.0	1,510.0	
2.02 Concreto f' _X =210	m ³	7.57		7.57	920.00	6,990.00	
2.03 Fierro (Con doblado y colocación)	Kg.	684.60		684.60	13.50	9,250.0	17,750.00
3.00 CIMENTACION							
3.01 Concreto f' _C =210	m ³	6.72		6.72	920.0	6,200.0	
3.02 Fierro	Kg.	353.05		353.05	13.5	4,760.0	10,960.00

COSTO TOTAL: 51,170.00

NOTA: En los costos unitarios se ha incluido el costo de materiales, la mano de obra y las leyes sociales.

PARTIDAS	UNIDAD	CANTIDAD	Nº de uso	TOTAL	COSTO UNITA.	COSTO PARC.	COSTO TOTAL
1.00 VIGAS DE ARRIOSTRE (Pórtico 1)							
1.01 Encofrado	m ²	66.00	6	11.00	108.00	1,190.00	
1.02 Concreto f' _C =210	m ³	8.30		8.30	920.00	7,620.00	
1.03 Fierro (Con doblado y coloc.)	Kg.	926.40		926.40	13.50	12,500.00	21,310.00
2.00 ALIGERADO (h=25)							
2.01 Encofrado	m ²	1446.00	6	242.00	108.00	26,200.00	
2.02 Concreto f' _C =210Kg/cm ²	m ³	145.00		145.00	920.00	133,500.00	
2.03 Fierro (Con doblado y coloc.)	Kg.	6983.45		6983.45	13.50	94,000.00	
2.04 Ladrillos (20x30x30)	millar	12.30		12.30	6300.00	77,500.000	331,200.00
3.00 ASCENSOR							
3.01 Encofrado	m ²	287.56	6	48.00	108.00	5,200.00	
3.02 Concreto f' _C =210	m ³	35.92		35.92	920.00	33,000.00	
3.03 Fierro (Con doblado y coloc.)	Kg.	2004.14		2004.14	13.50	27,000.00	65,200.00

PARTIDAS		UNIDAD	CANTIDAD	Nº de uso	TOTAL	COSTO UNIT.	COSTO PARC.	COSTO TOTAL
4.00	TANQUE ELEVADO							
4.01	Encofrado	m ²	90.80	6	15.20	108.00	1,640	
4.02	Concreto f' _C =210	m ³	9.07		9.07	920.00	8,350.00	
4.03	Fierro con doblado y colocación.	Kg.	726.75		726.75	13.50	9,800.00	19,790.00
5.00	CISTERNA							
5.01	Encofrado	m ²	68.20	6	11.40	108.00	1,240.00	
5.02	Concreto f' _C =210	m ³	10.02		10.02	920.00	9,200.00	
5.03	Fierro con doblado y colocación.	Kg.	599.00		599.00	13.50	8,100.00	18,540.00
6.--	ESCALERAS							
6.01	Encofrado	m ²	106.30	6	17.70	108.00	1,910.00	
6.0-	Concreto f' _C =210	m ³	10.21		10.21	920.00	9,400.00	
6.03	Fierro	Kg.	869.10		860.10	13.50	11,750.00	23,060.00

BIBLIOGRAFIA

- Desing of Concrete Structures George Winter
- Ultimate Strength Desing of Reinforced Con
crete Columns Noel J.Everard-
Edward Cohen.
- Cálculo de Pórticos G.Kani.
- Análisis de Estructuras Indeterminadas..... Sterling Kin ney.
- Teoría Elemental del Concreto Reforzado.... Phil M. Ferguson.
- Reglamento ACI para construcciones de
concreto Armado(ACI-318-63)
- Diseño Antisísmico:Método del Dr. Kiyoshi
Muto por el Ing. Roberto Montes.
- Rectangular Concrete Tanks.....-..... Portland Cement
Association.
- Dosificación de Mezclas Ing. Jaime de las Casas.
Normas Peruanas de Diseño Antisísmico.... Ing. Julio Juroiwa.