

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**"Estructura de Concreto Armado
Análisis Sismico"
TESIS**

Tesis para optar el Título de INGENIERO CIVIL

Roberto Salas Atencia

LIMA - PERU

1969

A MI MADRE :

Por sus consejos y negados
rifios que han hecho p
sible la consecución de
formación profesional.

Mi mas sincero agradecimiento
a mis profesores de la Facul-
tad de "Ingeniería Civil" por
sus enseñanzas y consejos du-
rante mis estudios profesional
es.

I N D I C E

	Pag.
1. - DIMENSIONAMIENTO PREVIO Y METRADO	1
2. - A L I G E R A D O S	32
3. - ANALISIS SISMICO	83
4. - ANALISIS DE PORTICOS	139
5. - DISEÑO DE VIGAS	187
6. - DISEÑO DE COLUMNAS	219
7. - METRADO Y DISEÑO DE PLACAS	258
8. - DISEÑO DE PARAPETOS	274
9. - C I M E N T A C I O N	283
10.- TANQUE ELEVADO	292
11.- C I S T E R N A	308
12.- DISEÑO DE MEZCLAS	316
13.- METRADO Y PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA	

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

O O O O O O

O O O O

O O

O

DIMENSIONAMIENTO PREVIO Y METRADO

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Criterio adoptado.-

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

Uso	Departamentos y oficinas	Garajes y tiendas
s/c(Kg/cm ²)	200 - 250	400 - 500
h _o	L/11	L/10

El ancho esta dado de acuerdo al área de influencia de la viga:

Para vigas interiores:

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

Para vigas exteriores:

$$b_o = 1.20 \times \frac{B}{20}$$

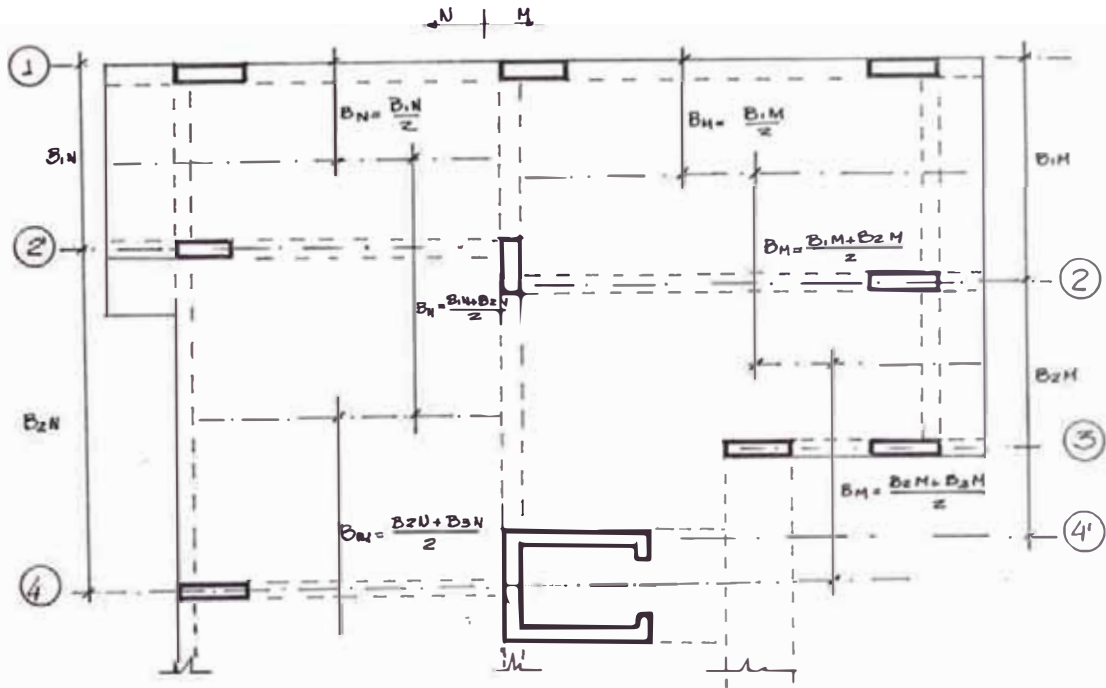
Ecuación para cambiar de dimensiones las vigas.

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

NOMENCLATURA.-

NIVELES	DENOMINACION
Azotea	V _A
Pent House	v.P.H.
Piso Típico	V.P.T.

AREAS DE INFLUENCIA.-

VIGAS DE AZOTEAVigas Principales.-

Vigas exteriores.-

VIGA V_{A-M_1} y V_{A-M_7}

Luz = 7.20 m.

l libre = luz - 10% luz.

$$h_o = \frac{1 \text{ libre}}{15} = \frac{6.48}{15} = 43 \text{ cms.}$$

$$h_o = 45 \text{ cms.}$$

$$b_o = 1.2 \frac{BM}{2} = 1.2 \times \frac{1.65}{20} = 9.8 \text{ 10 cms.}$$

Ajuste de medidas.-

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

$$b_o = 10 \text{ cms.}$$

$$b_1 = 25 \text{ cms.}$$

$$h_o = 45 \text{ cms.}$$

$$10 \times 45^2 = h_1^2 \times 25$$

$$h_1^2 = \frac{45^2}{5} \times 10 ; h_1 = \frac{45}{5} \times 10 = 27.50 \text{ c}$$

Tomaremos: $h = 35 \text{ cms.}$ $b = 25 \text{ cms.}$

$$\underline{\text{VIGA}} \quad V_A - N_1 \quad \text{y} \quad V_A - N_7$$

$$\text{Luz} = 5.35 \text{ mt.}$$

$$1 \text{ libre} = 5.35 - 0.54 = 4.81 \text{ m.}$$

$$h_o = \frac{4.81}{15} = 32 \text{ cms.} \quad ; \quad h_o = 35 \text{ cms.}$$

$$b_o = 1.2 \times \frac{B_N}{20} = 1.2 \times \frac{1.45}{20} = 8.7 \text{ cms.} = 10 \text{ cms.}$$

Ajuste de medidas.-

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

$$b_o = 10 \text{ cms.} \quad b_1 = 40 \text{ cms.}$$

$$h_o = 35 \text{ cms.} \quad 10 \times 35^2 = 40 \times h_1^2$$

$$h_1^2 = \frac{10}{40} \times 35^2 = \left(\frac{35}{2}\right)^2$$

$$h_1 = 17 \text{ cms.}$$

Uniformizando las dimensiones:

$$V_A - M_1 = V_A - N_1$$

$$V_A - M_7 = V_A - N_7$$

$$\text{Luego:} \quad \underline{V_A - 1 = V_A - 7}$$

$$b = 25 \text{ cms.}$$

$$h = 35 \text{ cms.}$$

VIGAS INTERIORES.-

$$\underline{\text{VIGA}} \quad V_A - M_2 \quad \text{y} \quad V_A - M_6$$

$$\text{Luz} = 7.20 \text{ mts.}$$

$$\text{luz libre} = 7.20 - 0.72$$

$$h_o = \frac{6.48}{15} = 31.20 \quad ; \quad h_o = 35 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{1}{20} \left(\frac{B_{M1} + B_{M2}}{2} \right) = \frac{1}{20} \left(\frac{3.30 + 3.60}{2} \right) \\ = \frac{3.45}{20} = 18 \text{ cms.}$$

$$\text{Tomaremos:} \quad b_o = 25 \text{ cms.}$$

$$\text{Finalmente:} \quad V_A - 2 = V_A - 6 \quad b = 25 \text{ cms.}$$

$$h = 35 \text{ cms.}$$

Es conveniente hacer notar que el eje principal $\underline{2}$ se encuentra desfasada respecto al eje $\underline{2'}$, pero debido a que estos dos ejes reciben la acción de las mayores cargas conformaran el pórtico donde efectuaré el análisis estructural de momentos y cortantes; razón por la cual sumada al de lograr economía en el encofrado, determina la uniformidad de dimensiones.

Luego:

$$V_A - 2 = V_A - 6 = V_A - 2' = V_A - 6'$$

$$b = 25\text{cms.}$$

$$h = 35\text{cms.}$$

$$\underline{\underline{\text{VIGA}}} \quad \underline{\underline{V_A - 4}}$$

$$\text{luz} = 5.35 \text{ mt.}$$

$$\begin{aligned} \text{luz libre} &= 5.35 - 0.53 \\ &= 4.82 \text{ mt.} \end{aligned}$$

$$h_o = \frac{\text{luz libre}}{15} = \frac{4.82}{15} = 32 \text{ cms; } h_o = 35\text{cms.}$$

$$\begin{aligned} b_o &= \frac{1}{20} \left(\frac{B_{N2} + B_{N3}}{2} \right) \\ &= \frac{1}{20} \times \frac{5.20}{2} = 13 \text{ cms.} = 15 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Finalmente obtenemos:

$$b = 25\text{cms.}$$

$$h = 30\text{cms.}$$

$$\underline{\underline{\text{VIGA}}} \quad \underline{\underline{V_A - 3}} \quad \text{y} \quad \underline{\underline{V_A - 5}}$$

$$\text{Luz} = 3.20 \text{ mts.}$$

$$\text{luz libre} = 3.20 - 0.32 = 2.88 \text{ mts.}$$

$$h_o = \frac{2.88}{15} = 19.7 \text{ cms. tomaremos: } h_o = 25\text{cms.}$$

$$\begin{aligned} b_o &= \frac{1}{20} \left(\frac{B_{M2} + B_{M3}}{2} \right) = \frac{1}{20} \left(\frac{1.72 + 1.25}{2} \right) \\ &= \frac{1}{20} \times \frac{2.97}{2} = 7.5 = 10\text{cms.} \end{aligned}$$

Ajuste de medidas.-

$$b_o = 10 \text{ cms.}$$

$$b = 25\text{cms.}$$

$$h_o = 25\text{cms.}$$

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

$$h_1^2 = \frac{b_o \times h_o^2}{b_1} = \frac{10 \times 25^2}{25} = 250$$

$$h_1 = 16 = 20\text{cms.}$$

Finalmente: $b = 25$
 $h = 39\text{cms.}$

VIGAS DE ARRIOSTRE

VIGA $V_A - A$; $V_A - C$; $V_A - B$

Estas vigas cumplen la función de arriostre los pórticos y tan sólo soportan la acción de su peso propio, como también los momentos que se originan en los nudos.

Adoptaremos dimensiones de vigas peraltadas, ya que con ellas se logra economía.

Tenemos: $b = 25 \text{ cms.}$
 $h = 40 \text{ cms.}$

VIGAS SECUNDARIAS

VIGAS $9_v - 2$ y $9_v - 1$

$9_v - 2$: Luz = 1.55
luz libre = 1.55 - 0.155 = 1.40 mt.
 $h_o = \frac{\text{luz libre}}{15} = \frac{1.4}{15} = 9.5 \text{ cms.}$ 10cms.
 $b_o = 1.2 \times \frac{B}{20} = 1.2 \times \frac{0.8}{20} = 4.8\text{cms.}$ 5 cms.

Ajuste de medidas.-

$b_o = 5 \text{ cms.}$
 $h_o = 10 \text{ cms}$ $b = 25$
 $h = 20$

VIGA $9_v - 5$

DIMENSIONES ADOPTADAS.- Esta viga servirá de arriostre de los pórticos 3 y 2 y además soporta la acción de la losa de unión con la caja del ascensor, razón por la cual adoptaré dimensiones adecuadas.

Luego: $b = 50\text{cms.}$
 $h = 20\text{cms.}$

Nota: Adoptaré dimensiones de viga chata por razones de estética.

VIGA DE ASCENSOR

Esta viga soporta la acción de su peso propio y además sirve de apoyo a la losa de unión con la placa P-β' de la caja de ascensor.

Dimensiones adoptadas:

$$b = 20\text{cms} \quad (\text{ancho de placa})$$

$$h = 45\text{cms.}$$

VIGAS PENT HOUSE Y PISOS TIPICOSVIGAS PRINCIPALES.-

Vigas Exteriores.-

$$\begin{array}{ccc} \underline{V_{PH} - M_1} & & \underline{V_{PH} - M_7} \\ & y & \\ \underline{V_{PH} - N_1} & & \underline{V_{PH} - N_7} \end{array}$$

También:

$$\begin{array}{ccc} \underline{V_{PT} - M_1} & & \underline{V_{PT} - M_7} \\ & y & \\ \underline{V_{PT} - N_1} & & \underline{V_{PT} - N_7} \end{array}$$

$$Luz = 7.20\text{m.}$$

$$h_0 = \frac{6.48}{11} = 59\text{cms.} = 60\text{cms.}$$

$$b_0 = \frac{1}{2} \approx \frac{3}{20} = 1.2 \times \frac{1.65}{20} = 10\text{cms.}$$

Ajuste de Medidas.-

$$b_0 = 10 \text{ cms.}$$

$$b_1 = 30 \text{ cms.}$$

$$h_0 = 60 \text{ cms.}$$

$$h_1 = \frac{b_0 \times h_0^2}{b_1} = \frac{10 \times 60^2}{30}$$

$$h_1 = 33 \text{ cms.}$$

Finalmente tendremos:

$$\begin{array}{ccc} \underline{V_{PH} - 1} & y & \underline{V_{PH} - 7} & b = 30 \text{ cms.} \\ \underline{V_{PT} - 1} & y & \underline{V_{PT} - 7} & h = 35 \text{ cms.} \end{array}$$

Vigas Interiores.-

$$\begin{array}{ccc} \underline{V_{PH} - M_2} & & \underline{V_{PH} - M_6} \\ & y & \\ \underline{V_{PH} - N_2} & & \underline{V_{PH} - N_6} \end{array}$$

también: $\frac{V_{PT} - M_2}{V_{PT} - N_2}$ y $\frac{V_{PT} - M_6}{V_{PT} - N_6}$

Luz \Leftarrow = 7.20m.

Luz libre = 7.20 - 0.72

$$h_0 = \frac{6.48}{11} = 60 \text{ cms.}$$

$$b_0 = \frac{1}{2} \times \left(\frac{B_{M2} + B_{M3}}{20} \right) = \frac{1}{2} \times \left(\frac{3.30 + 3.60}{20} \right)$$

$$b_0 = 18 \text{ cms} = \text{tomaremos : } b_0 = 25 \text{ cms.}$$

Ajuste de Medidas.-

$$b_0 = 25 \text{ cms.} \quad h_1^2 = \frac{25 \times 60}{30}$$

$$h_0 = 60 \text{ cms.} \quad h_1 = 55 \text{ cms.}$$

$$b_1 = 30 \text{ cms.}$$

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

$$h = 55 \text{ cms.}$$

VIGAS $\frac{V_{PH} - 4}{V_{PT} - 4}$ y $\frac{V_{PT} - 4}{V_{PT} - 4}$

Luz = 5.35 mts.

Luz libre = 5.35 - 0.53

$$= 4.82 \text{ mts.}$$

$$h_0 = \frac{4.82}{11} = 44 \text{ cms.} = 45 \text{ cms.}$$

$$b_0 = \frac{1}{20} \left(\frac{B_{M2} + B_{M3}}{2} \right) = \frac{5.20}{40} = 13 = 15 \text{ cms.}$$

Ajuste de medidas.-

$$h_1^2 = \frac{15 \times 45^2}{30}$$

$$h_1 = \frac{45 \times 2}{2} = 32 = 35 \text{ cms.}$$

Finalmente:

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

$$h = 35 \text{ cms.}$$

VIGAS $\frac{V_{PH} - 3}{V_{PT} - 3}$ y $\frac{V_{PH} - 5}{V_{PT} - 5}$

Luz = 3.20 mts.

Luz libre = 3.20 - 0.32 = 2.88 mts.

$$h_0 = \frac{2.88}{11} = 26 ; \quad h_0 = 30 \text{ cms.}$$

$$b_0 = \frac{1}{20} \left(\frac{B_{M2} + B_{M3}}{2} \right) = \frac{1}{20} \left(\frac{1.72 + 1.25}{2} \right)$$

$$7.5 ; \quad b_0 = 10 \text{ cms.}$$

Ajuste de medidas.-

$$b_0 = 10 \text{ cms.}$$

$$b_1 = 25$$

$$h_0 = 30 \text{ cms.}$$

$$h_1 = \frac{10 \times 30^2}{25} = 20$$

$$h_1 = 35 \text{ cms.}$$

Finalmente:

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

$$h = 35 \text{ cms.}$$

VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO

VIGAS: V PH - B . y V PT - B

Se diseñaran como vigas chatas.

Dimensiones: $b = 40 \text{ cms.}$

$h = 20 \text{ cms.}$

VIGAS: V PH - A V PT - A
V PH - C y V PT - C

Luz máx. = 5.00 mts. $h = \frac{L}{12} = \frac{5}{12} \times 40 \text{ cms.}$

Finalmente: $b = 25 \text{ cms.}$

$h = 40 \text{ cms.}$

Vigas Secundarias. - Las vigas secundarias tendran las mismas dimensiones que la azotea; tanto en el Pent-House, como en los pisos típicos.

O sea: $b = 25 \text{ cms.}$ 8V - 1 y 8V - 2

$h = 20 \text{ cms.}$ 7V - 1 y 7V - 2

$b = 50 \text{ cms.}$ 8V - 5

$h = 20 \text{ cms.}$ 7V - 5

$b = 20 \text{ cms.}$ Vigas ascensor: Pent-House

$h = 45 \text{ cms.}$ y Pisos típicos.

RESUMEN DEL DIMENSIONAMIENTO
DE VIGAS

VIGAS PRINCIPALES

EJES	VA/b x t	V PH/bxt	VPT/bxt
1	25 x 30	30 x 35	30 x 35
22'	25 x 35	30 x 35	30 x 35
3	25 x 30	30 x 35	30 x 35
4	25 x 30	30 x 35	30 x 35
5	25 x 30	30 x 35	30 x 35
66'	25 x 35	30 x 35	30 x 35
7	25 x 30	30 x 35	30 x 35

VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO

EJES	VA/bxt	VPH/bxt	VPT/bxt
A	25 x 40	25 x 40	25 x 40
B	25 x 40	25 x 40	25 x 40
C	25 x 40	25 x 40	25 x 40
A' (V _n -5)	50 x 20	50 x 20	50 x 20

VIGAS SECUNDARIAS

NOMENCLATURA	VA/bxt	VPH/bxt	VPT/bxt
V N ^o Piso-2	25 x 20	25 x 20	25 x 20
V n - 1	25 x 20	25 x 20	25 x 20

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Se efectuará considerando: Una carga de:

$$P_u = 1.65 (D + 0.5L)$$

Para una cuantía de 1%, debido a que esta cuantía nos da dimensiones muy económicas.

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.

$$e = 0.025 h.$$

Donde: h = altura de piso a piso

De la mitad hasta el antepenúltimo piso se considerará:

$$e = 0.030 h.$$

Del antepenúltimo al último se conservan las mismas dimensiones.

Efectuaré el dimensionamiento de las siguientes columnas:

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

O sea las columnas: C-B₁ ó C-B₇

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

O sea las columnas: C-B₂₂, ó C-B₆₆,

3.- Para la columna interior:

C-C₄

Las demás columnas: exteriores, tendrán las mismas dimensiones que solicita el ítem (1); interiores, tendrán las mismas dimensiones - que solicita el ítem (3); con la finalidad de uniformizar la estructura y conseguir de esta manera reducir notablemente el costo del encofrado.

1.- COLUMNAS: C-B₁ y C-B₇

Determinación de P_u :

$$P_u = 1.65 (D + 0.5L)$$

Las cargas se obtienen de las tablas de los metrados respectivos.

Tomando un peso propio promedio de 1,000 Kg.

$$\text{Azotea} \quad P_u = 1.65(5000+1000+0.5 \times 647) = 10,440 \text{ Kg.}$$

$$\text{Pent-House:} \quad P_u = 1.65(13326+1000+0.5 \times 1308) = 27,700 \text{ Kg.}$$

$$\text{Pisos Típicos:} \quad P_u = 1.65(12858+1000+0.5 \times 1638) = 145,000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Total} = 180.14 \text{ Ton.}$$

DIMENSIONAMIENTO PARA LOS DISTINTOS NIVELES

Fórmulas:

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 15.7 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_t = 1\% = 0.01 \quad f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \frac{P_u}{\phi b_t f'_c} = \frac{P_u}{0.75t \times 210}$$

$$e'/t = 0.1 \text{ (min.)}$$

NIVELES: Primer Piso:

$$P_u = 180.14 \text{ ton.}$$

$$e = 0.025 \times 2.50 = 6.25 \text{ cms.}$$

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

$$d/t = 0.95 \quad \text{Del abaco:}$$

$$e'/t = 0.10 \quad K = 0.78$$

$$b \times t = \frac{P_u}{0.7K \times 210} = \frac{180,140}{0.7 \times 0.78 \times 210} = 1580 \text{ cms}^2$$

$$b = 30 \text{ cms.} \quad e/t = \frac{6.25}{55} = 0.114$$

$$t = 55 \text{ cms.}$$

NIVELES: 2° ; 3° y 4°

$$P_u = 156.00 \text{ ton}$$

$$e = 0.025 \times 2.30 = 5.75 \text{ cms.}$$

$$p_{tm} = 0.157 \quad d/t = 0.95 \quad e'/t = 0.10$$

Del abaco:

$$K = 0.78$$

$$b \times t = \frac{156,000}{0.7 \times 0.78 \times 210} = 1,360 \text{ cms}^2$$

$$b = 30 \text{ cms.} \quad e/t = \frac{5.75}{50} = 0.114$$

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

NIVELES: 5° ; 6° y 7° y 8°

$$P_u = 93.74 \text{ Ton.}$$

$$e = 0.030 \times 2.30 = 6.90 \text{ cms.}$$

$$p \text{ t.m.} = 0.157 \quad d/t = 0.95 \quad e'/t = 0.10$$

Del Abaco:

$$K = 0.78$$

$$b \times t = \frac{93.740}{0.7 \times 0.78 \times 210} = 815 \text{ cms}^2$$

$$b = 25 \text{ cms.}$$

$$e/t = \frac{6.90}{85} = 0.197$$

$$t = 35 \text{ cms.}$$

2.- COLUMNAS: C-B₂₂' y C-B₆₆'

Determinación del P_u : Como se puede apreciar así los planos arquitectónicos y estructurales del edificio en estudio estas columnas presentan la particularidad de no seguir el alineamiento del resto, y además las vigas principales que descansan de ellas no lo hacen en un mismo eje ; sino en ejes diferentes. Sin embargo el desfagamiento de los ejes no es tan grande razón por la cual cuando se analice el pórtico (momentos y cortantes), se supondrá que se trata de un mismo eje. Los momentos y cargas que soporta esta columna en los nudos de los diferentes niveles serán aumentados en un 10% de su valor, con el fin de absorber cualquier esfuerzo que se origina debido a la excentricidad de ejes.

Dimensionamiento:

$$P_u = 1.65 (D + 0.5L)$$

Tomando como peso propio aproximado: 1200 Kg.

$$\text{Azotea:} \quad P_u = 1.65(10963+1200+0.5 \times 1895) = 21600 \text{ Kg.}$$

$$\text{Pent-House:} \quad P_u = 1.65(16973+1200+0.5 \times 4156) = 33400 \text{ Kg.}$$

$$\text{Pisos Típicos:} \quad P_u = 1.65(17668+1200+0.5 \times 5240) \times 6 = 213000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Total} = 2268000 \text{ Kg.}$$

fórmulas:

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} \quad K = \frac{P_u}{\phi b t x f'_c}$$

$$p_t = 0.01 \quad e'/t = 0.1 \text{ (mínimo)}$$

NIVELES: Primer piso.-

$$P_u = 268,000 \text{ Kg.}$$

$$e = 0.025 \times 2.40 = 6.25 \text{ cms.}$$

$$p_{tm} = 0.157 \quad d/t = 0.95 \quad e'/t = 0.1$$

Del abaco:

$$K = 0.78$$

$$b \times t = \frac{268,000}{0.70 \times 0.78 \times 210} = 2,330 \text{ cms}^2$$

$$b = 70 \text{ cms} \quad e/t = \frac{6.25}{70} = 0.089$$

$$t = 35 \text{ cms.}$$

NIVELES: 2°, 3° y 4°

$$P_u = 232,500 \text{ Kg.}$$

$$e = 0.025 \times 2.30 = 5.75 \text{ cms.}$$

$$p_{tm} = 0.157 \quad d/t = 0.95 \quad e'/t = 0.10$$

Del abaco:

$$K = 0.78$$

$$b \times t = \frac{232,500}{0.7 \times 0.78 \times 210} = 2,015 \text{ cm}^2$$

$$b = 60 \text{ cms.} \quad e/t = \frac{5.75}{35} = 0.164$$

$$t = 35 \text{ cms.}$$

NIVELES: 5°, 6°, 7° y 8°

$$P_u = 161,500 \text{ Kg.}$$

$$e = 0.030 \times 2.30 = 6.90 \text{ cms.}$$

$$p_{tm} = 0.157 ; \quad e/t = 0.95 \quad e'/t = 0.10$$

Del abaco:

$$K = 0.78$$

$$b \times t = \frac{161,600}{0.7 \times 0.78 \times 210} = 1,540 \text{ cms}^2$$

$$b = 55 \quad e/t = \frac{6.90}{30} = 0.230$$

$$t = 30$$

COLUMNA C-C₄

Determinación del Pu:

$$Pu = 1.65 (D + 0.5L)$$

Tomando como peso propio aproximado: 1200 Kg.

$$\text{Azotea:} \quad Pu = 1.65(3530+1200+0.5 \times 35) = 7,800 \text{ Kg.}$$

$$\text{Pent-House:} \quad Pu = 1.65(11780+1200+0.5 \times 3165) = 24,000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Pisos típicos:} \quad Pu = 1.65(11780+1200+0.5 \times 3722) \times 6 = \underline{147,000 \text{ Kg.}}$$

$$\text{Total} = 178,800 \text{ Kg.}$$

Dimensionamiento:

Fórmulas:

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} ; \quad pt = 0.01$$

$$K = \frac{Pu}{\phi \cdot b \cdot t \cdot f'_c} ; \quad e'/t = 0.10 \text{ (mín.)}$$

NIVELES: Primer piso

$$Pu = 178,800 \text{ Kg.}$$

$$e = 0.025 \times 2.40 = 6.25$$

$$ptm. = 0.157 \quad d/t = 0.35 \quad e'/t = 0.10$$

Del abaco:

$$K = 0.78$$

$$b \times t = \frac{178,800}{0.7 \times 0.78 \times 210} = 1550 \text{ cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cms.} \quad e/t = \frac{6.25}{30} = 0.208 \text{ c}$$

$$t = 55 \text{ cms.}$$

NIVELES: 2^o, 3^o, y 4^o

$$Pu = 154,300 \text{ Kg.}$$

$$e = 0.025 \times 2.30 = 5.75$$

$$ptm. = 0.157 \quad d/t = 0.95 \quad e'/t = 0.10$$

Del abaco:

$$K = 0.78$$

$$b \times t = \frac{154,300}{0.7 \times 0.78 \times 210} = 1,340 \text{ cms}^2$$

$$b = 30 \text{ cms.} \quad e/t = \frac{5.75}{50} = 0.115$$

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

NIVELES: 5°, 6°, 7° y 8°

$$P_u = 80,800 \text{ Kg.}$$

$$e = 0.030 \times 230 = 6.90 \text{ cms.}$$

$$p_{tm.} = 0.157 \quad d/t = 0.95 \quad e'/t = ,0.1$$

Del abaco:

$$K = 0.78$$

$$b \times t = \frac{80,800}{0.7 \times 0.78 \times 40} = 770 \text{ cms}^2$$

$$b = 25 \text{ cms.}$$

$$t = 35 \text{ cms.}$$

METRADO DE CARGAS

Los pasos unitarios que se han empleado para el metrado de cargas del edificio en estudio son los siguientes:

Concreto Armado	2,400 Kg/m ³
Aligerado (20cms. espesor)	378 Kg/m ² (azotea)
(Incluyendo, jardines parapetos y tabiquerías)	478 Kg/m ² (Pent-House y Pisos típicos).
Escaleras	743 Kg/m ²
Muros de ladrillo hueco de soga.	200 Kg/m ²
Muros de ladrillo hueco de cabeza	360 Kg/m ²
Muros de ladrillo Kinon de soga.	300 Kg/m ²
Muros de ladrillo Kinon de cabeza.	500 Kg/m ²
Ventanas de aluminio	30 Kg/m ²
S/c Azotea	= 100 Kg/m ²
S/c Pent-House	= 200 Kg/m ²
S/c Pisos típicos.	= 250 Kg/m ²
S/c Escaleras y Hall.	= 400 Kg/m ²

Procedimiento.- Realizo el metrado de cargas de los aligerados y la acción de éstos sobre las vigas. Luego calculo las reacciones isostáticas de estas considerándolas como simplemente apoyadas. Finalmente tendré que las cargas que actúan sobre las columnas serán las reacciones de las vigas.

Metrado de las Escaleras.-

Escalones:

Contrapaso	0.1687 mts.
Peso	0.2343 mts.
Losa: cm.	0.294 mts.
..	Peso propio por m ² = 2,400 x 0.294 = 750 Kg/m ²
	-Peso propio (losa y peldaños).....= 750 Kg/m ²
	-Piso acabado.....= 100 Kg/m ²
	D = 850 Kg/m ²
	-S/c..... L = 400 Kg/m ²

METRADO DE VOLADIZOS

(Parte anterior del Edificio)

NIVEL	(Apoyos) Columna	Tipo	Descripción	PERMANENTES		SOBRE CARGAS			
				PARCIAL	TOTAL	PARCIAL	SUB-T.	TOTAL	
Azotea	A ₁ -A ₇	w	p.p.	0.60x0.25x2400	75x2	x2			
			Alig.+p.t.	$378x\frac{3.30}{2}x0.60$	$\frac{312x2}{774}$	$\frac{3.30}{2}x0.60x100$	166		940
			p.p.	0.60x0.25x2400	75x2	x2			
Pent-House	A ₂ -A ₆	w	Alig.+p.t.	$378x\frac{3.3+3.45}{2}x0.6$	$\frac{640x2}{1430}$	$\frac{3.3+3.45}{2}x0.6x100$	338		1768
	A ₃ -A ₅	w	Alig.+p.t.	$378x\frac{3.45}{2}x0.60$	$\frac{326x2}{800}$	$\frac{3.45}{2}x0.60x100$	173		972
			p.p.	0.60x0.25x2400	75x2	x2			
Pisos Tf-picos	A ₁ -A ₇	w	Alig.+p.t.	$478x\frac{3.3}{2}x0.60$	$\frac{395x2}{940}$	$\frac{3.30}{2}x0.60x200$	230		1270
	A ₂ -A ₆	w	Alig.+p.t.	$478x\frac{3.3+3.45}{2}x0.6$	$\frac{808x2}{1766}$	$\frac{3.30+3.45}{2}x0.6x200$	674		2470
	A ₃ -A ₅	w	Alig.+p.t.	$478x\frac{3.45}{2}x0.60$	$\frac{412x2}{974}$	$\frac{3.45}{2}x0.60x200$	244		1318
Pisos Tf-picos	A ₁ -A ₇	w	Alig.+p.t.	$478x\frac{3.3}{2}x0.60$	$\frac{395x2}{940}$	$\frac{3.30}{2}x0.60x250$	410		1350
	A ₂ -A ₆	w	Alig.+p.t.	$478x\frac{3.3+3.45}{2}x0.6$	$\frac{808x2}{1766}$	$\frac{3.3+3.45}{2}x0.60x250$	844		2610
	A ₃ -A ₅	w	Alig.+p.t.	$478x\frac{3.45}{2}x0.60$	$\frac{412x2}{974}$	$\frac{3.45}{2}x0.60x250$	430		1404

(Parte Posterior del Edificio)

NIVEL	COLUMNA	TIPO	DESCRIPCION	PERMANENTES		SOBRE CARGAS		
				PARCIAL	TOTAL	PARCIAL	SUB-T.	TOTAL
Azotea	C ₁ -C ₂	w	p.p.	0.25 ² x 2400	150			
			Alig.+p.t.	378x $\frac{2.50}{2}$	$\frac{510x2}{600}$	$\frac{2.50}{2}$ x 100	126	1570
Pent-House	C ₁ -C ₇	w	p.p.	0.25 ² x 2400	150			
			Alig.+p.t.	478x $\frac{2.50}{2}$	$\frac{600x2}{750}$	$\frac{2.50}{2}$ x 200	250	2000
	C ₂ , -C ₆	w	p.p.		150			
			Alig.+p.t.	478x $\frac{2.50}{2}$	$\frac{600x2}{750}$	$\frac{2.50}{2}$ x 200	250	2000
Pisos Tí- picos	C ₁ -C ₇	w	p.p.	0.25 ² x 2400	150			
			Alig.+p.t.	478x $\frac{2.50}{2}$	$\frac{600x2}{750}$	$\frac{2.50}{2}$ x 250	312	2124
	C ₂ , -C ₆	w	p.p.	0.25 ² x 2400	150			
			Alig.+p.t.	478x $\frac{2.50}{2}$	$\frac{600x2}{750}$	$\frac{2.50}{2}$ x 250	312	2124

NOTA: El peso debido a los ventanales de aluminio se ha considerado como carga repartida, en los pesos unitarios de los diferentes niveles. Pero se deberá tener en cuenta en el diseño de los volados.

METRADO GENERAL DE VIGAS

De Nominación	Nivel	Tramo	Secc. Adop-tada	SARGAS (Kg/m.l)																		
				Tipo	Descrip.	PERMANENTES			SOBRE CARGAS													
						Sub-Parcial	Parc.	Sub.T.	Sub-Parc.	Parc.	S.t.	Total										
Vigas Secundarias	Azotea	9v-2	25x20	w	p.p.	0.25x0.20x2400	120															
		9v-1	25x20	w _p	Alig+p.t.	0.80x375	302	422	0.80x100	80											502	
		9v-5	50x20	w	p.p.	0.25x0.20x2400	120	120													120	
		3+3+.375 (2)	50x20	w	Reac.9v-2	1.30/2x422	1170	275	1.3/2x80	52											327	
		9v-5	50x20	w	p.p.	0.50x0.20x2400	240	1410	2.75/2x400	550											1960	
		3+.375	50x20	w	Escalera	2.75/2x850	1170															
		9v-5	50x20	w	p.p.	0.50x0.2x2400	240															
		3+.375	50x20	w	Escalera	2.75/2x850	1170															
		9v-5	50x20	w	Losa(acc. alig.)	1.15/2x892	513	1923	1.15/2x400	230												2700
		3+1.25 3+2.125	50x20	w	p.p.	0.50x0.2x2400	240															
8v-2	25x20	w	Losa(acc. aligerado)	51.15/2x892	513	753	1.15/2x400	230												983		
7v-2	25x20	w	p.p.	0.25x0.2x2400	120																	
- -	25x20	p	Alig.+p.t.	0.80x478	383															1353 P.H.		
8v-1	25x20	w	m.s.	2.3x300	690	1193	0.80x250	200												1393 P.T.		
7v-1	25x20	w	p.p.	0.25x0.2x2400	120															810 w		
8v-5	50x20	w	m.s.	2.3x300	690	810	160x1.3/2	104												879 P.H.		
7v-5	50x20	p	Reac.8v-2	1.3/21193	775		200x1.3/2	130												905 P.T.		
Pent-House y Pisos Tipicos		8v-5 7v-5 azotea	50x20	w	p.p.	0.50x0.2x2400	240															
		8v-5 7v-5 azotea	50x20	w	Escalera	2.75/2x850	1170	1410	2.75/2x400	550										1960		
		8v-5 7v-5 azotea	50x20	w	p.p.	0.50x0.2x2400	240															
		8v-5 7v-5 azotea	50x20	w	Escalera	2.75/2x850	1170	1923	2.75/2x400	550										2700		
		8v-5 7v-5 azotea	50x20	w	Losa(a.ali)	1.15/2x892	513	1923	1.15/2x400	230											2700	

METRADO GENERAL DE VIGAS

Denominación	Nivel	Tamaño	Secc. Adoptada	CARGAS (Kg./m.l.)																	
				Tipo	Descripción	PERMANENTE					SOBRE CARGAS										
						SUB-PARCIAL	PARC.	SU.T.	SUB-TOTAL	PARC	S.T.	TOTAL									
Vigas de Arriostre		8v-5	50x20	w	p.p.	0.50x0.2x2400	240														
		7v-5		Escalera	2.75/2x850	1170	1410	2.75/2x400	550												
		idem a.		p.p.	0.20x0.45x2400	240		509x1.15/2 azotea	293										1046 azotea		
		Vigas Ascensor		20x45	w	Losa (aligerado)	1.15/2x892	513	753	672x1.15/2 Pent-House	355									1108 P.H.	
		A1-A3		25x40	w	Losa (alig.)	0.4x0.25x2400	240	240												
		A5-A7			w	p.p.	0.50x0.20	240	240												
		01-C2'			w	p.p.	0.25x0.4x2400	240	240												
		Viga A3-A5			w _p	Reac. 9v-2	1.3/2x422	274	274	1.30/2x80	52										326
		B1-B22'			w	p.p.	0.25x0.4x2400	240	240												240
		B22'-B4'																			
Viga B4"-B4"+	25x40	w	p.p.		0.25x0.4x2400	240															
Viga B4"+1.25'	25x40	w	Alig.+p.t.		2.5/1x378	947	1187	2.50/1x100	250												
Viga B4"+1.25' 66'																					
Viga C4 C4+2.0	25x40	w	p.p.		0.25x0.4x2400	240															
Viga C4+2.0 C6	25x40	w	Alig.+p.t.	2.5/1x378	947	1187	2.50/1x100	250													
Viga C4+2.0 C6	25x40	w	p.p.	0.25x0.40x2400	240	240															

METRADO GENERAL DE VIGAS

DENOMINACION	NIVEL	TRAMO	SECC. ADOP TADA	TIPO	DESCRIP.	CARGAS (kg./m.l.)							
						PERMANENTE		SOBRE CARGAS		SUB.T	TOTAL		
						SUB PARCIAL	PARC.	SUB PARCIAL	PARC S.T.				
Vigas de Arriostre	Pent House	A1-A3	25x40	w	p.p.	0.25x0.4x2400	240					240	
		A5-A7	25x40	w	p.p.	0.25x0.4x2400	240					240	
		C1-C2	25x40	w	p.p.	0.4x0.25x2400	240					600	
		C7-C6	25x40	w	m.s.	1.5x300	450					776	
		B1-B22		p	Reac. Bv-2	1.3/2x1193			1.3/2x160	104		104	690
		B7-B66		w	p.p.	0.4x0.25x2400	240					240	
		B2-B4	25x40	w	Alig.+p.t.	0.9x478	430		0.90x200	180		430	850
		B6-B4"	25x40	w	p.p.	0.25x0.4x2400	240					240	
		Viga (C1, C3, +2.10)	25x40	w	p.p.	0.25x0.4x2400	240					240	
		Viga (C6, C6, +2.10)	25x40	w	Alig.+p.t.	0.9x478	430		0.90x200	180		670	850
Pisos Tipicos		Viga (C2, +2.1 C4)	25x40	w	p.p.	0.25x0.4x2400	240						
		Viga (C6, +2.1 C4)	25x40	w	Parapeto	0.75x270	205		1.00x100	100		445	545
		A1-A3	25x40	w	p.p.	0.25x4x2400	240					240	
		A5-A7	25x40	w	p.p.	0.25x0.4x2400	240					240	
		C1-C2	25x40	w	p.p.	0.25x0.4x2400	240					240	
		C7-C6	25x40	w	p.p.	0.25x0.4x2400	240					240	
		B1-B2	25x40	w	p.p.	0.25x0.4x2400	240					240	
		B7-B6	25x40	p	m.s.	1.5x300	450					690	
		B2-B4	25x40	w	Reac. 7v-2	1.3/2x1193			1.3/2x200	130		776	906
		B6-B4"	25x40	w	p.p.	0.25x0.4x2400	240					240	
	25x40	w	m.s.	2.30x200	460					700	700		

METRADO GENERAL DE VIGAS

DENOMINACION	NIVEL	TRAMO	SECC. ADOP TADA	TIPO	DESCRIPCION	CARGAS (Kg./m.l.)							
						PERMANENTES			SOBRE CARGAS				
						SUB-PARCIAL	PARC.	SUB.T.	SUB-PARC.	PARC.	S.T. TOTAL		
Vigas de Arriostre	Pisos Típicos	Viga (C ₂ , C ₂ +2.10)	25x40	w	p.p.	0.25x0.40x2400	240						
		Viga (C ₆ , C ₆ +2.10)			Alig.+p.t.	0.90x478	430	670	0.90x250	225	225	895	
Vigas Principales	Azotea	Viga (C ₂ , +2.1 C ₄)	25x40	w	p.p.	0.25x0.4x2400	240						
		Viga (C ₆ , +2.1 C ₄)			Parapeto	0.75x270	205	445	1.00x100	100	100	545	
		Viga (A ₁ -B ₁)	25x35	w	p.p.	0.25x0.35x2400	300						
		Viga (A ₇ -A ₇)			Alig.+p.t.	2.95/2x378	554	854	2.95/2x100	147	147	1000	
		Viga (B ₁ B ₁ +1.55)	25x35	w p	p.p. Reac. 9v-1	$\frac{0.25 \times 0.35 \times 2400}{2} + \frac{2.95 \times 120}{2} + \frac{275 \times 1.45}{2.5}$	300	310	$\frac{52 \times 1.45}{2.5}$	30	30	300 340	
Vigas Principales	Azotea	Viga (B ₁ +1.55 C ₁)	25x35	w	p.p.	0.25x0.35x2400	300						
		Viga (A ₆ -B ₆)			Alig.+p.t.	2.5/2x378	474	774	2.50.2x100	125	125	899	
		Viga (B ₂₂ , B ₂₂ +1.55)	25x35	w	p.p.	0.25x0.35x2400	300						
		Viga (A ₆ -B ₆)			Alig.+p.t.	$\frac{2.2+2.95}{2} \times 378$	1260	1560	$\frac{57 \times 2.95}{2} \times 100$	332	332	1892	
		Viga (B ₂₂ , B ₂₂ +1.55)	25x35	w	p.p.	0.25x.35x2400	300	0.8x5	0.8+5/2) x 100	330	330	1880	
Vigas Principales	Azotea	Viga (B ₂₂ , B ₂₂ +1.55)	25x35	p	Alig.+p.t. Reac. 9v-1	1.8+5/2)378	1250	1550	$\frac{52 \times 1.05}{2.5}$	22	22	287	
		Viga (B ₂₂ , B ₂₂ +1.55)			Reac. 9v-1	$\frac{2.5}{1.15} \times 120 + 2.75 \times 1.15 / 2.5$	265						
Vigas Principales	Azotea	Viga (B ₂₂ , B ₂₂ +1.55)	25x35	w	p.p.	0.25x.35x2400	210	910	2.5/2+0.6x x100	185	185	1095	
		Viga (B ₂₂ , B ₂₂ +1.55)			Alig.+p.t.	$\frac{2.5}{2} \times 378$	700						

METRADO GENERAL DE VIGAS

DENOMINACION	NIVEL	TRAMO	SECC. ADOPTADA	CARGAS (Kg./m.l.)									
				TIPO	PERMANENTES			SOBRE CARGA				S-T.	TOTAL
					DESCRIP.	SUB-PARCIAL	PAR.	S-T.	SUB-PARCIAL	PARC.	S-T.		
Vigas Principales	Azo-tea	B ₄ -C ₄ Ac.ali. 1.1 mt.	25x30	w	Alig.+p.t.	0.25x0.3x2400 5/2x378	947	1127	5/2x100	250	250	300 1497 (1.1m)	
		VA-3	25x30	w	Alig.+p.t.	0.25x0.3x2400 3.25/2x378	180 615	785	3.25/2x100	162	162	957	
		VA-5	25x30	w	Alig.+p.t.	0.25x0.3x2400 $\frac{1.25+3.25}{2}$ x378	180 850	1030	$\frac{1.25+3.25}{2}$ x100	225	225	1255	
		A ₁ -B ₁	30x40	w	Alig.+p.t.	0.4x0.3x2400 2.95/2x478	300 705	2155	2.95/2x200	295	295	2450	
		A ₇ -B ₇ Vigas	30x40	w	m.c.	2.30x500	1150						
		B ₁ B ₁ +1.55 B ₇ B ₇ +1.55	30x40	p	m.c.	0.4x0.3x2400 2.30x500	300 1150	1450	104x 1.45/2.5	60	60	1450	
		Vigas			Reac. 8v-a	$\frac{2.5}{2}$ x810+ $\frac{1.45x775}{2.5}$		1460					
		B ₁ +1.55 C ₁ B ₇ +1.55 C ₇	30x40	w	Alig.+p.t.	0.4x0.3x2400 2.5/2x478	300 600						
					m.c.	2.30x500	1150	2050	2.5/2x200	250	250	2300	
	Pent House		A ₂ -B ₂₂	30x55	w	Alig.+p.t.	0.3x0.55x2400 $\frac{3.7+2.95}{2}$ x478	400 1590					
					m.s.	2.30x300	690	2580	$\frac{3.7+2.95}{2}$ x200	665	665	3345	
		A ₆ -B ₆₆	30x55	w	Alig.+p.t.	0.3x0.55x2400 $\frac{3.7+2.95}{2}$ x478	400 1590	1990	$\frac{3.7+2.95}{2}$ x200	665	665	2655	
		Viga			Reac. 8v-a	0.3x0.55x2400 0.8x2.5x478 $\frac{2.5}{2}$ x810+775x $\frac{1.05}{2.5}$	400 1580	1980	0.8x2.5x200	660	660	2640	
		B ₂ B ₂ +1.5 B ₆ B ₆ +1.5	30x55	p	Reac. 8v-a		1335	104x1.05/2.5	44	44	1379		

METRADO GE DE VIGAS

DENOMINACION	NIVEL	TRAMO	SECC. ADOP-TADA	CARGAS (Kg/m.l.)									
				TIPO	DESCRIP.	PERMANENTES			SOBRE CARGAS				
						SUB-PARCIAL	PARC	S.T.	SUB-PARCIAL	PAR.	S.T.	TOTAL	
Vigas Principales	Pent House	Viga B ₂ +B ₅ B ₆ +B ₁₅	30x55	w	p.p.	0.3x0.55x2400	400			0.8x2.5x200	660	660	2640
				p	Aliq.+p.t. Reac. 8v-1	$0.8+2.5x478$ $\frac{2.5x810+775x1.05}{2.5}$	1580	1980	$\frac{104x1.05}{2}$	44	44	1379	
		Viga B ₂ +B ₅ B ₆ +B ₁₅	30x55	w	p.p.	0.3x0.55x2400	400						
					Aliq.+p.t.	$2.5+2x478$	1795	2195	$2.5+2x200$	750	750	2945	
		B ₄ -C ₄	30x35	w	p.p.	0.3x0.35x2400	252						
					Aliq.+p.t. m.s.	$5+2x478$ 2.3x300	2390	3330	$5+2x200$	1000	1000	4330	
	VPH-3 VFH-5	30x35	w	p.p.	0.3x0.35x2400	252							
				Aliq.+p.t. m.s.	$3/2x478$ 2.30x300	718	1660	$3/2x200$	300	300	1960		
	A ₁ -B ₁ A ₇ -B ₇	30x40	w	p.p.	0.3x0.4x2400	300							
				Aliq.+p.t. m.c.	$2.95x478$ 2.30x500	705	2155	$2.95x250$	368	368	2523		
Pisos Tipicos	Vigas B ₁ +B ₅ B ₇ +B ₁₅	30x40	w	p.p.	0.3x0.4x2400	30							
			p	m.c. Reac. 7v-1	$2.3x500$ $2.5x810+2.5x775$	1150	1450	$1.45x130$	76	76	1450		
	A ₆ -A ₆₆ A ₂ -B ₂₂	30x55	w	p.p.	0.3x0.55x2400	400							
				Aliq.+p.t. m.s.	$3.7+2.95x478$ 2.30x300	1590	2680	$3.7+2.95x250$	830	830	3510		

METRA DO GENERAL DE VIGAS

DENOMINACION	NIVEL	TIPO	DESCRIPCION	SECC. ALOP-TADA	CARGAS (Kg./m.l.)				SOBRE CARGAS				
					PERMANENTES		PARC. S.T.	SUB-PARCIAL	PARC. S.T.	TOTAL			
					SUB-PARCIAL	PARC. S.T.							
Vigas Principales	Pisos Tipo-cos	w	p.p.	0.3x0.55x2400	400								
			m.s.	2.3x300	690	2570	0.8+2.5x250	825	825	3495			
		p		Alig.+p.t.	0.8+2.5x478	1580	1335	130x1.05/2.5	54	54	1389		
				Reac. 7v-1	$\frac{3.5}{2}x810+775x\frac{1.05}{2.5}$								
	Vigas B ₂ , +L ₅₅ C ₂ , B ₆ , +L ₅₅ C ₆ , B ₆ , +L ₅₅ C ₆ ,	w		p.p.	0.3x0.55x2400	400							
				Alig.+p.t.	$\frac{2.5+5}{2}x478$	1795	2885	$\frac{2.5+5}{2}x250$	937	937	3822		
				m.s.	2.30x300	690							
	E ₄ -C ₄	w		p.p.	0.3x0.35x2400	252							
				Alig.+p.t.	$\frac{5+5}{2}x478$	2390	3330	$\frac{5+5}{2}x250$	1250	1250	4580		
	VPT-3	w		m.s.	2.30x300	690							
p.p.				0.3x0.35x2400	252								
VPT-5	w		Alig.+p.t.	3/2x478	718	1660	3/2x250	375	375	2033			
			m.s.	2.30x300	690								

COLUMNAS

PISOS	PROCEDI MIENTO	VIGAS	U ⁿ	A ₁	A ₇	A ₂	A ₆	A ₃	A ₅	A ₅	A ₅	A ₅	A ₅	A ₅	B ₁	B ₇	B ₂₂	B ₆₆	C ₁	C ₇	C ₂	C ₆	C ₄			
7° Pi- so	Cargas de las vigas de a- rrios- tre	B ₂₂ -B ₄	Kg C.P														555									
		B ₆₆ -B ₄	Kg C.P																555							
		B ₇ -B ₆₆	Kg S/c														1215		1060							
		B ₁ -C ₂	Kg S/c																42	780			1739			
		C ₂ -C ₄	Kg S/c																	225			780		1665	
		C ₄ -C ₆	Kg S/c																				225		278	
		C ₆ -C ₇	Kg S/c																							
		A ₃ -A ₅	Kg S/c																							
		A ₁ -B ₁	Kg S/c																							
		A ₁ -A ₅	Kg S/c																							
6°, 5° etc.,	Cargas de las vigas princi pales y voladi- zo	A ₁ -B ₁	Kg S/c	7590																						
		B ₁ -C ₁	Kg S/c																							
		A ₂ -A ₂₂	Kg S/c			9505																				
		B ₂₂ -C ₂	Kg S/c			3220																				
		B ₂₂ -C ₂	Kg S/c																							
		A ₂ -A ₂₂	Kg S/c																							
		B ₂₂ -C ₂	Kg S/c																							
		A ₂ -A ₂₂	Kg S/c																							
		A ₂ -A ₂₂	Kg S/c																							
		A ₂ -A ₂₂	Kg S/c																							

COLUMNAS

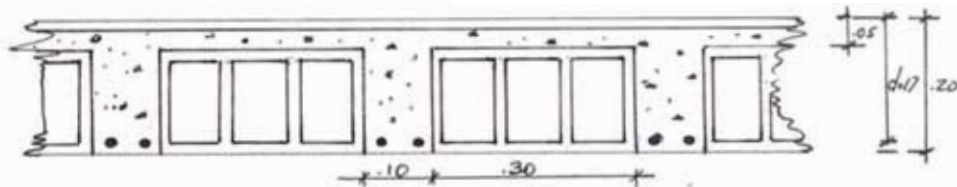
PISOS	PROCEDI- MIENTO	VIGAS	U ⁿ	A ₁	A ₇	A ₂	A ₆	A ₃	A ₅	A ₃	A ₅	A ₃	A ₅	B ₁	B ₇	B ₂₂	B ₆₆	C ₁	C ₇	C ₂	C ₆	C ₄		
6°, 5° etc..	Cargas de las vigas princi- pales y vola- dizo	A ₆ -B ₆₆	C.P Kg S/c				9515 3220										8325 2677							
		B ₆₆ -C ₆	C.P Kg S/c															5192 2040				7180 3147		
		A ₇ -B ₇	C.P Kg S/c		7590 1430											6974 1190								
		B ₇ -C ₇	C.P Kg S/c													4369 370				6528 1000				
	Cargas de las vigas de a- trios- tre	A ₁ -A ₂	Kg C.P	371		371																		
		A ₂ -A ₃	Kg C.P			360		360																
		A ₅ -A ₆	Kg C.P				360		360															
		A ₆ -A ₇	Kg C.P		371		371																	
		B ₁ -B ₂₂	Kg S/c												1515 78		1460 52							
		B ₂₂ -B ₄	Kg C.P														1400							
		B ₆₆ -B ₄	Kg C.P															1400						
		B ₇ -B ₆₆	Kg S/c													1515 78		1460 52						
		C ₁ -C ₂	Kg S/c																	840 280		840 280		
		C ₂ -C ₄	Kg S/c																		1739 445	1739 445		1665 296
C ₄ -C ₆	Kg S/c																				1739 445	1665 296		

A L I G E R A D O S

A L I G E R A D O S

DEFINICION. - Se denomina así al conjunto de vigas T adosadas unas junto a otras. Se les puede considerar como una losa sólida armada, en la que se ha reemplazado parcialmente la zona de concreto que queda por debajo de la fibra neutra, es decir la zona de tracción, por bloques de concreto o ladrillo de arcilla cocida, quedando la armadura en la zona que no ha sido reemplada.

ESPECIFICACIONES GENERALES :



$$S_{\text{máx}} = 75 \text{ cms.} \quad t_{\text{min}} = 5 \text{ cms.}$$

$$b'_{\text{min}} = 10 \text{ cms.} \quad h = 3 b' \text{ cms.}$$

NOMENCLATURA . -

<u>NIVELES</u>	<u>DENOMINACION</u>	<u>TIPOS</u>
AZOTEA	A.A.	A-B-C-D-E-F
PENT HOUSE	A.P.H.	A-B-C
PISO TIPICO	A.P.T.	A-B-C

DIMENSIONAMIENTO. -

$$h = \frac{L \text{ libre}}{25} \quad (\text{tomaremos la máxima luz})$$

En la presente estructura la luz máxima: $L_{\text{máx}} = 5.20 \text{ mts.}$

$$h = \frac{5.00}{25} = .20 \text{ mts.}$$

Tomando $h = 20 \text{ cms.}$

CARACTERISTICAS PARA EL EDIFICIO EN ESTUDIO

ALIGERADOS A.A., A.P.H. y A.P.T.

$h = 20 \text{ cms.}$	Recubrimiento = 2 cms.
$t = 5 \text{ cms.}$	$d = 20 - 3 = 17 \text{ cms.}$
$S = 30 \text{ cms.}$	$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2.$
$b' = 10 \text{ cms.}$	$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2.$

CALCULO DE LOS MOMENTOS Y ESFUERZOS CORTANTES. -

Se hace empleando dos métodos:

I - Coeficientes A.C.I - 63

II - Método de Hardy Cross.

I. - Se ha empleado el método A.C.I. cuando se cumplían las siguientes condiciones:

- a) Cuando el mayor de 2 luces adyacentes excedía al otro en más del 20%
- b) Cuando 3 veces la carga viva unitaria no sea mayor a una vez la carga muerta unitaria.
- c) Cuando la carga sea uniformemente repartida.

II.- Se empleó cuando los aligerados no satisfacían las condiciones anteriores (El método se estudió en el libro de P. Charon).

DISEÑO DE LOS ALIGERADOS. -

El método a emplearse para el diseño de los aligerados es el de la ROTURA.

DISEÑO POR FLEXION. -

Fórmulas: Del momento resistente a la rotura:

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b'} ; \phi 0.9 ; q = p \frac{f_y}{f'_c} ; p = \frac{A_s}{b d}$$

NOTA . - Para los momentos positivos tomaremos, $b = 40$ cms.
Para los momentos negativos tomaremos $b' = 10$ cms.

- Por ser los valores de b , b' , d , f'_c y f_y constantes en todos los tipos de aligerados será conveniente tabular las fórmulas anteriores.
- Las fórmulas arriba expuestas son aplicables a vigas rectangulares. Las viguetas trabajan como rectangulares en los apoyos, donde los momentos son negativos. Pero cuando los momentos sean positivos o bien trabajan como rectangular como viga T. según se cumpla lo siguiente:

Como rectangular, si el valor "a" > t

Como viga T si el valor de "a" < t

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

Tomando : A a = 5 cms.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} ; A_s = \frac{a \times 0.85 \times f'_c b}{f_y} = \frac{5 \times 0.85 \times 210 \times 40}{4,200} = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luego: } M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.90 \times 8.5 \times 4200 (22 - 5/2)$$

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

Para todos los momentos positivos menores que el obtenido las viguetas serán analizadas como rectangulares, en caso contrario tendrán que analizarse como vigas T.

TABULACION DE FORMULAS. -

Para momentos positivos: b = 40 cms.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 \times f'_c b} = \frac{4200 A_s}{0.85 \times 210 \times 40} = 0.589 A_s$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) ; A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{M_u}{0.9 \times 4200 (17 - \frac{0.589 A_s}{2})}$$

$$A_s = 57.80 - 3330 - M_u/1113 \quad \text{Acero positivo.}$$

Para momentos negativos : b' = 10 cms.

$$a = \frac{A_s \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.35 A_s$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 \times 4200 (17 - 2.35 A_s/2)}$$

$$A_s = 14.43 - 208.0 - M_u/4445 \quad \text{Acero negativo.}$$

CUANTIAS DE ACERO. -

Cuantía mínima: $P_{\min} = 14/f_y = 0.034$ (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.

$$A_{s_{\min}} = p_{\min} \times b \times d = 0.0034 \times 17 \times 10 = 0.56 \text{ cm}^2.$$

$$1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$$

Cuantía máxima. -

$$p_{\max} = 0.75 p_b$$

$$p_{\max} = 0.75 \times \frac{0.85 \times K \cdot f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y} = 0.0159$$

$$A_{s_{\max}} = 0.0159 \times 17 \times 10 = 2.72 \text{ cm}^2.$$

$$4 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \text{ } \acute{o} \text{ } 3 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

Cuantía para evitar deflexiones. -

$$p = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} = 0.18 \times \frac{210}{4200} = 0.009$$

$$A_{s_{p.\text{evit.}\text{deflex}}} = 0.009 \times 17 \times 10 = 1.53 \text{ cm}^2.$$

Se tratará de que el A_s en los tramos centrales no sobrepase el valor de 1.53 cm^2 . para evitar posibles deflexiones. De lo contrario habrá que chequear por flecha.

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE. -

Esfuerzo unitario tomado por el concreto.

$$v_c = \phi 0.55 / f'_c = 0.85 \times 0.55 \times 210 = 6.75 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cortante máximo.

$$V_{\max} = v_c \times b' \times d = 6.75 \times 10 \times 17 = 1155 \text{ Kgs.}$$

Cuando el cortante actuante $V_u > V_c$, la sección fallará lo cual se evitará que suceda ensanchando la vigueta.

Ensanches:

- Por flexión:

$$\text{Máx. Momento permisible} = M_c = 0.26 \times f'_c \times b' \times d^2$$

$$M_c = 0.26 \times 210 \times 10 \times 17^2 = 1580 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

Si $M_u > M_c$ se necesitará ensanche.

En caso de necesitar ensanche se tiene:

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

LONGITUD DE ENSANCHE : x

a) Cuando los momentos han sido calculados por coeficientes, x se obtendrá empleando la fórmula deducida de la ecuación de la parábola.

$$x = l'/2 (1 - y/M')$$

donde: l' = luz libre entre apoyos

$$y = M' - (M_u - M_c)$$

$$M' = \frac{w l'^2}{8}$$

b) Cuando los momentos se obtienen por el método de Cross, la longitud de ensanche se obtiene del diagrama respectivo.

- Por corte:

Cuando $V_u > V_c$, se necesita ensanche.

$$b_{\text{necesario}} = \frac{V}{v_c \times d}$$

LONGITUD DE ENSANCHE : x

a) Cuando se han usado coeficientes:

$$x = \frac{V_u - V_c}{w}$$

b) Cuando se ha utilizado Cross, la longitud de ensanche se toma del diagrama respectivo.

COMPROBACION POR ADHERENCIA. -

El esfuerzo máximo de adherencia por flexión será:

$$U_u = \frac{V_u}{\phi_o j d} \quad j = 0.875 \quad V_u = \text{esfuerzo cortante último} \\ \phi = 0.85 \quad d = 17 \text{ cms.}$$

ϕ_o , para ϕ iguales = suma de perímetros.

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

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

$$U_{\text{permisible}} = \frac{6.4 f'_c}{D} = 56.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

$U_{\text{permisible}}$ para diferentes diámetros: (en la Pg. siguiente)

$U_{\text{permisible}}$ para diferentes diámetros:

Diámetro	$U_{\text{permisible}} = \frac{6.4 f'_c}{D} \quad 56.2$
3/8"	56.20 Kg/cm ² .
1/2"	56.20 "
5/8"	56.20 "

De la fórmula anterior:

$$V_{\text{máx}} = \phi U_{\text{permisible}} \times \phi \times j \times d$$

$$= 0.85 \times 56.2 \times \phi \times 0.875 \times 17$$

$$V_{\text{máx}} = 712 \quad \phi$$

LONGITUD DE ANCLAJE . -

$$L = \frac{A_s f_y}{\phi U_{\text{perm.}} \phi} = \frac{D_{\text{mayor}} \times f_y}{\phi U_{\text{perm.}} \times 4} ; \quad \phi = 0.85$$

Longitud de anclaje para diversos diámetros :

diámetro	3/8"	1/2"	5/8"
Longitud de anclaje :	15 cm.	20 cm.	25 cm.

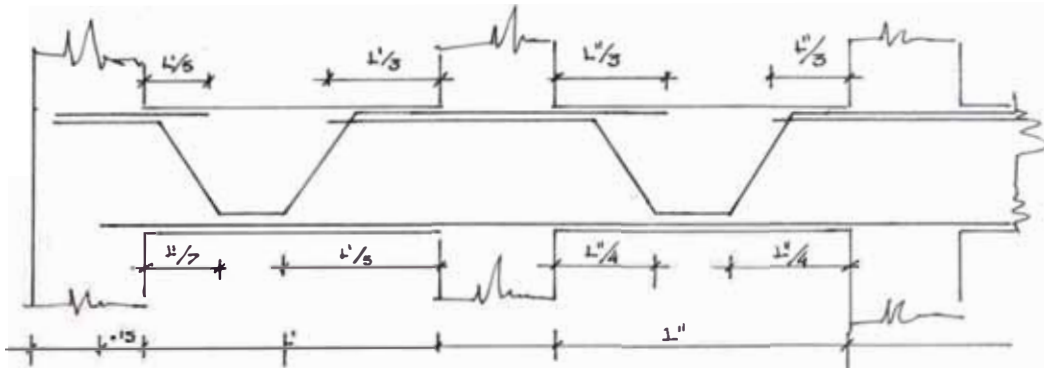
REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

NIVELES	As Temperatura (liso)		
Azotea	0.0025 b t = 1.25 cm ² /m	1 $\phi \frac{1}{4}$	25cm
Pent House	0.0025 b t = 1.25 cm ² /m	1 $\phi \frac{1}{4}$	25cm
Pisos Típicos			

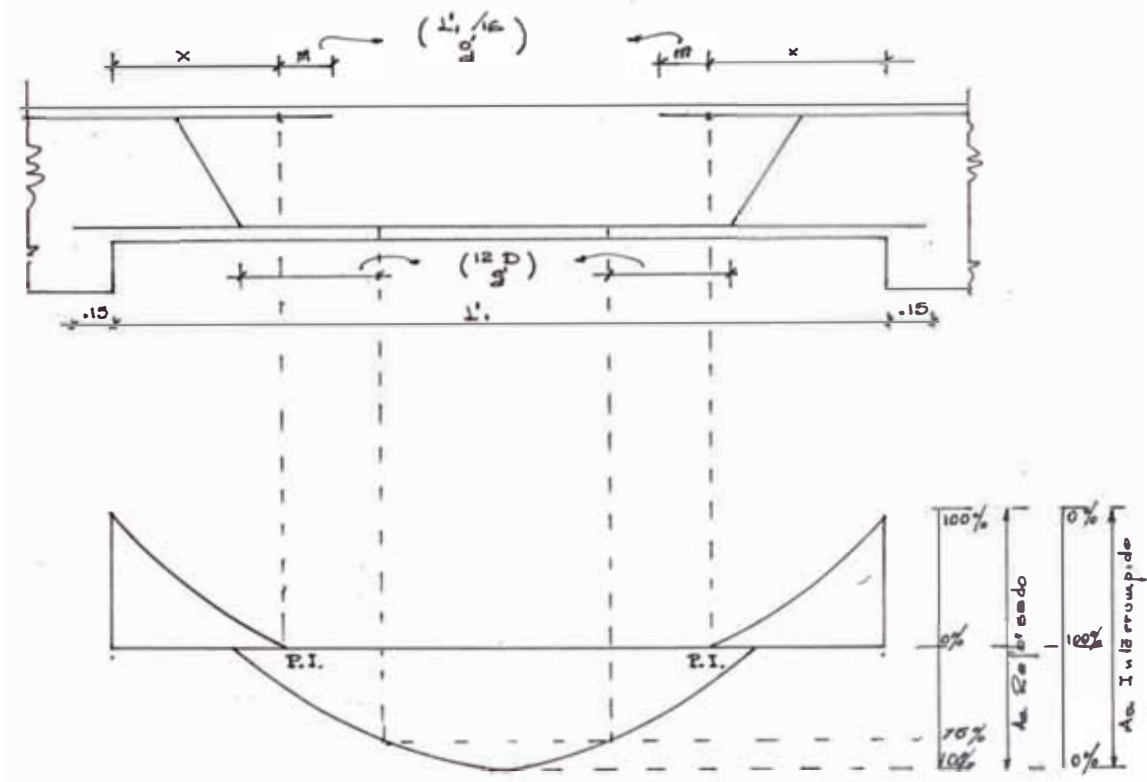
DOBLADO DEL ACERO. -

- Cuando se ha utilizado el método de Cross el doblado se hará según las envolventes de momentos.
- Cuando se utilizad los coeficientes del A.C.I - 63 el doblado se hará según los factores recomendados por el A.C.I. q' se encuentran en el texto de G. Winter 7ma. Edición. Los esquemas los presento en la siguiente pagina.

Caso b. - Usando coeficientes del A.C. I.



Caso a. - Usando el diagrama de Mo. Flectores.

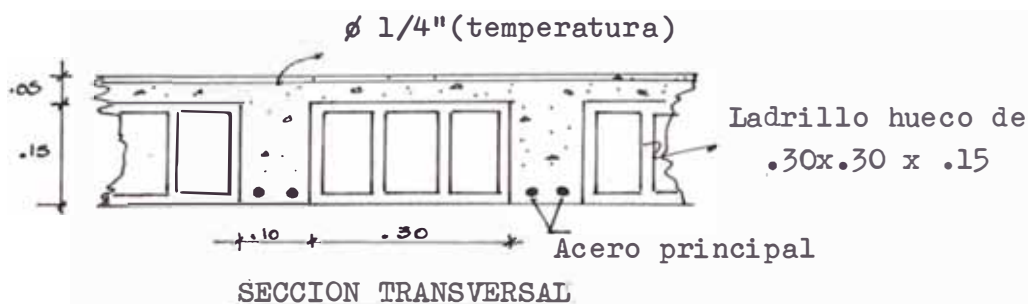


Extensión de refuerzos:

- m : por lo menos $1/3 A_s(-)$ (A.C.I. Sección 918-C)
- 15 cms. dentro del apoyo a lo largo de la misma cara de la viga; por lo menos $1/4 A_s(+)$ en vigas continuas y $1/3 A_s(+)$ en vigas simplemente apoyadas (A.C.I. Secc. 918 - f)

En general los requisitos de anclaje se puede ver en el Reglamento del A.C.I - 318- 63: Sección 918).

Metrado de una losa aligerada. -



Peso propio por vigueta: (Una vigueta+Un ladrillo hueco) =
= 0.10 + 0.30 = 0.40

Concreto : Losa : .40 x 0.05 x 1.00 = 0.020

Vigueta: .10 x 0.15x 1.00 = 0.015

0.035x2400= 84 Kg.

Ladrillo hueco (8 Kg/pieza) $\frac{1.00}{0.035} \times 8 \dots = \underline{27 \text{ Kg.}}$
111 Kg.

Peso por m². : 2.5 viguetas x 111 = 278 Kg/m².

Cargas sobre el aligerado (de servicio)

Carga muerta: peso propio 278 Kg/m².

piso terminado 100 "

Tabiquería 100 "

Carga permanente: CP=478 Kg/m² (Pent house y piso típico).

" " " =378 " (Azotea)

Carga viva : 100 (Azotea)
200 (Pent house)
250 (Pisos típicos)

Influencia de la Tabiquería. -

Se presentan 2 clases:

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

"Los $\frac{2}{3}$ del valor de una carga repartida sobre las viguetas inciden directamente en la vigueta sobre la cual se encuentra dicha carga, el $\frac{1}{3}$ restante se reparte actuando $\frac{1}{6}$ en cada vigueta adyacente.

NOMENCLATURA :

P = Peso del tabique (Kg/m)

W = Carga total "

P' = Carga sobre la vigueta en 0.40 mts. de ancho de aligerado (Kg/m) .

P'' = Carga sobre la vigueta por acción del tabique y por metro de ancho (Kg/m²) .

W' = Carga sobre la vigueta por acción del peso propio del aligerado y por el tabique (Kg/m²) .

Número de viguetas por juntas. - (Azotea)

W = 578 Kg/m².

P = 200 Kg/m² x 2.30 mts. = 460 Kg/m.

P' = $\frac{2}{3}$ x 460 = 306 Kg/m.

P'' = 306 x 2.5 = 765 Kg/m².

W' = 765 + 278 = 1043 Kg/m².

1 578

x 1043

x = 1043/578 = 1.82 viguetas

Pisos Típicos:

W = 628 Kg/m².

P = 200 x 2.3 = 460 Kg/m.

P' = $\frac{2}{3}$ x 460 = 306 Kg/m

P'' = 306 x 2.5 = 765 Kg/m².

W' = 765 + 278 = 1043

x = 1.82 2 viguetas

DISEÑO DEL ALIGERADO DE LA AZOTEA

Del metrado respectivo tenemos:

Carga permanente = 378 Kg/m².

Carga viva . . . = 100 "

W_D = 378 Kg/m² W_L = 100 Kg/m².

Carga de rotura de diseño:

$$U = 1.5 D + 1.8 L$$

Area de influencia por vigueta:

$$1.00 \text{ m}^2 / 2.5 \text{ vigueta} = 0.40 \text{ m}^2.$$

$$D = 0.40 \times 378 = 152 \text{ Kg/ml.}$$

$$L = 0.40 \times 100 = 40 \text{ Kg/ml.}$$

$$U = 1.5 \times 152 + 1.8 \times 40 = 300 \text{ Kg/ml.}$$

$$U = 360 \text{ Kg/ml.}$$

Aligerados tipos: B₉; E₉; F₉ (CALCULO DE MOMENTOS Y CORTANTES)

- De Momentos:

Utilizando los coeficientes del A.C.I-63 (por cumplir estos aligerados con las condiciones antes mencionadas).

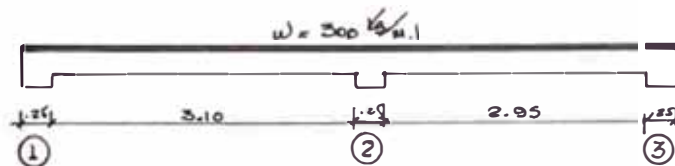
- De cortantes:

En los apoyos exteriores el valor será, $w l' / 2$

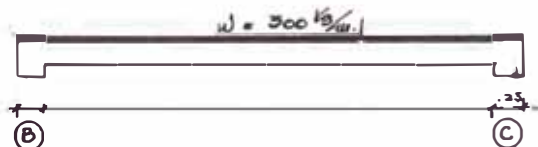
En el apoyo interior será, $1.15 w l' / 2$

Los cortantes en los puntos de inflexión de los tramos han sido hallados por medio de la parábola de Peabody.

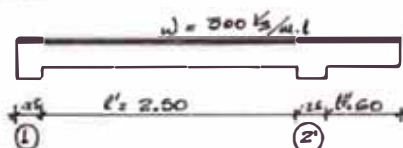
Aligerado tipo B₉



Aligerado tipo E₉



Aligerado tipo F₉



$$\text{Si: } \frac{1}{24} w l'^2 > \frac{1}{2} w l'^2 \rightarrow M_{(1-2)} = \frac{1}{8} w l'^2$$

$$\frac{1}{24} w l'^2 < \frac{1}{2} w l'^2 \rightarrow \text{Hacer el Cross respectivo.}$$

$$\text{Si: } \begin{array}{ll} 1/24 w l'^2 & 1/2 w l'^2 \\ 1/24 w l'^2 & 1/2 w l'^2 \end{array} \quad M_{(+)}(1-2') = 1/3 w l'^2$$

Hacer el Cross respectivo .

MOMENTOS Y CORTANTES

Aligerado tipo B₉

$$M_{(-)}(1) = 1/24 w l'^2 = 112 \text{ Kg} - \text{m} = M_{(-)}(3)$$

$$M_{(-)}(2) = 1/9 w l'^2 = 300 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{(+)}(1-2) = 1/14 w l'^2 = 193 \text{ Kg} - \text{m}.$$

$$M_{(+)}(2-3) = 1/14 w l'^2 = 180 \text{ Kg} - \text{m}.$$

$$V_{(\text{apoyo ext})} = w l'/2 = 460 \text{ Kg} = V(1) \quad V(2) = \frac{w l'^2}{2} = 412 \text{ Kg}.$$

$$V_{(\text{apoyo int})} = w l'/2 \times 1.15 = 534 \text{ Kg}.$$

$$V_{\text{P.I}} (1-2) = 404.50 \text{ Kg}.$$

$$\text{P.I} (2-3) = 390.00 \text{ Kg}.$$

Aligerado tipo E₉

$$M_{(-)}(9) = M_{(-)}(C) = 1/24 w l'^2 = 300 \text{ Kg} - \text{m}.$$

$$M_{(+)} = 1/9 w l'^2 = 820 \text{ Kg} - \text{m}.$$

$$V(C) = V(B) = w l'/2 = 750 \text{ Kg}.$$

Aligerado tipo F₉

$$M_{(-)}(1) = M_{(-)}(2) = 80 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{(+)} = 1/9 w l'^2 = 208 \text{ Kg} - \text{m}.$$

$$V(1) = V(2) = w l'^2 / 2 = 375 \text{ Kg}.$$

DISEÑO POR FLEXION

T I P O	POSICION	Mu(+) Kgm	Mu(-) Kgm	As (cm ²)	As _{min} cm ²	As(+) cm ²	As(-) cm ²	Varillas
Aligerado B ₀	Tramo 7-6	233		0.33	0.56	0.44		1Ø 3/8"
"	" 5-6	264		0.465	"	0.620		1Ø 3/8"
"	Apoyo 7		106	0.130	"		0.170	1Ø 3/8"
"	" 6		300	0.860	"		0.360	1Ø 3/8"
"	" 5		120	0.135	"		0.175	1Ø 3/8"
Aligerado F ₀	Tramo B-C	1090		1.070	"	1.070		1Ø 1/2"
"	Apoyo B		300	0.26	"		0.360	1Ø 3/8"
"	Apoyo C		300	0.26	"		0.360	1Ø 3/8"
Aligerado F ₀	Tramo 1-2	278		0.627	"	0.627		1Ø 3/8"
"	Apoyo 1		80	0.05	"		0.08	1Ø 3/8"
"	Apoyo 2'		80	0.05	"		0.08	1Ø 3/8"

NOTA. - Cuando el acero obtenido mediante el análisis es menor que el As_{min} se podrá aumentar aquel en 1/3 de su valor, tomándose el acero mínimo si es que lo sobrepasa.

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

Fórmulas: $V_c = v_c \times b' \times d$

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

T I P O	POSICION	Vu (kg)	Vc máx (kg)	ENSANCHE	Mu (kg-m)	Mc (kg-m)	ENSANCHE
Aliger. B	Tramo 7-6	397.00	1155	No necesita	233	1580	No necesita
"	" 5-6	415.60	"	"	264	"	"
"	Apoyo 7	443.00	"	"	106	"	"
"	" 6	523.00	"	"	300	"	"
"	" 5	475.00	"	"	120	"	"
Aliger. E	Tramo B-C	-	"	"	1090	"	"
"	Apoyo B	750.00	"	"	300	"	"
"	" C	750.00	"	"	300	"	"
Aliger. F	Tramo 1-2'	-	"	"	278	"	"
"	Apoyo 1	375.00	"	"	80	"	"
"	Apoyo 2'	555.00	"	"	80	"	"

COMPROBACION POR ADHERENCIA Y LONGITUD DE ANCLAJE

j= 0.875
 ϕ= 0.85
 d= 17 cm.
 U_{perm} = 56.20

$$L = \frac{D \cdot f \cdot y}{\phi \cdot 4 \cdot x \cdot U_{perm}}$$

$$V_{m\acute{a}x} = \phi \cdot U_{perm} \cdot x \cdot j \cdot x \cdot d$$

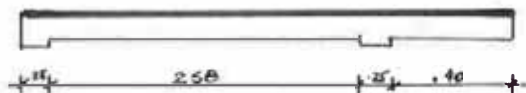
Fórmulas:

T I P O	POSICION	REFERENCIA	Dist. al apoyo m	E _o (cm)	V _{máx} (Kg)	Vu(Kg)	L(cm)
Alig. B	Tramo 7-6	Punto de In flexión.	0.3755	3	2140	390.00	15
"	Tramo 5-6	"	0.3950	3	"	420.00	"
"	Apoyo 7	Cara de ap	-	3	"	443.00	"
"	" 6	Cara de ap	-	3	"	523.00	"
"	" 5	Cara de ap	-	3	"	415.00	"
Alig. E	Tramo B-C	-	-	4	2850		20
"	Apoyo B	Cara de ap	-	3	2140	750.00	15
"	" C	Cara de ap	-	3	"	750.00	"
Alig. F	Tramo 1-2'	P.de inflx	0.19	3	"		"
"	Apoyo 1	Cara de ap	-	3	"	375.00	"
"	Apoyo 2'	Cara de ap	-	3	"	555.00	"

ALIGERADOS TIPOS E₉ⁱ, F₉ⁱ y D₉ⁱ

Aligerado tipo E₉ⁱ

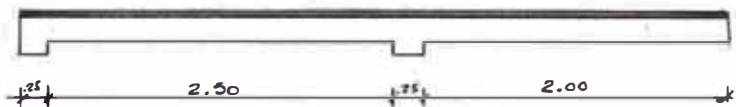
$$w = 300 \text{ Kg/ml.}$$



$$1/24 w l^2 \quad \frac{1}{2} w l^2$$

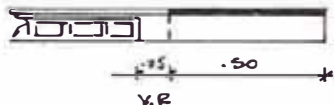
Aligerado tipo F₉ⁱ

$$w = 300 \text{ Kg/ml.}$$



Aligerado tipo D₉ⁱ (losa)

$$w = 300 \text{ Kg/ml.}$$



V.R.=Vigueta doble reforzada del aligerado tipo D₉

MOMENTOS Y CORTANTES. -

Aligerado tipo E₉ⁱ. - $M_{(-)}(4') = 1/24 w l^2 = 83 \text{ Kg - m.}$

$$M_{(-)}(6) = 83 \text{ Kg - m.}$$

$$M_{(+)}(4'-6) = 1/9 w l^2 = 222 \text{ Kg - m.}$$

$$M(4') = V(6) = w l^2/2 = 428 \text{ Kg.}$$

Aligerado tipo D₉ⁱ. - $M_{(-)} = w l^2/2 = 300 \times 0.5^2/2 = 40 \text{ Kg- m.}$

Aligerado tipo F₉ⁱ. - $M_{(-)}(2') = \frac{1}{2} w l^2 = \frac{1}{2} \times 300 \times 2.125^2 = 680 \text{ Kg-m.}$

$$M_{isost} = (1-2') = 1/8 w l^2 = 337 \text{ Kg - m.}$$

Mos. Finales:

$$M_{(1-2')} = 110 \text{ Kg - m.}$$

$$M_{(-)}(1) = 1/24 w l^2 = 80 \text{ Kg m.}$$

$$M_{(-)}(2') = 600 \text{ Kg - m.}$$

$$M(1) = 462 \text{ Kg.}; V(2') = 898 \text{ Kg.}$$

DISEÑO POR FLEXION

T I P O	POSICION	Mu(+) Kg-m	Mu(-) Kg-m	As(cm ²)	As _{min}	As (+)	As (-)	VARILLAS
Alig. E ₉	Tramo 4'-6"	222		0.40	0.56	0.53	0.27	1∅ 3/8"
"	Apoyo 4'		83	0.20	"		0.27	1∅ 3/8"
"	" 6"		83	0.20	"		0.27	1∅ 3/8"
Alig. F ₉	Tramo 1-2'	110		0.20	"	0.26	0.27	1∅ 3/8"
"	Apoyo 1'		80	0.20	"		0.70	1∅ 3/8"
"	" 2'		600	0.53	"		0.16	1∅ 3/8"
Alig. D ₉	Apoyo V.R		40	0.12	"			1∅ 3/8"

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

T I P O	POSICION	Vu (Kg)	Vc _{máx} Kg	ENSANCHE	Mu (Kg-m)	Mc (Kg-m)	ENSANCHE
Alig. E ₉	Tramo 4'-6"	367	1155	No necesita	222	1580	No necesita
"	Apoyo 4'	428	"	"	83	"	"
"	" 6"	428	"	"	83	"	"
Alig. F ₉	Tramo 1-2'	0.00	"	"	110	"	"
"	Apoyo 1'	426	"	"	80	"	"
"	" 2'	898	"	"	600	"	"
Alig. D ₉	Apoyo V.R	150	"	"	40	"	"

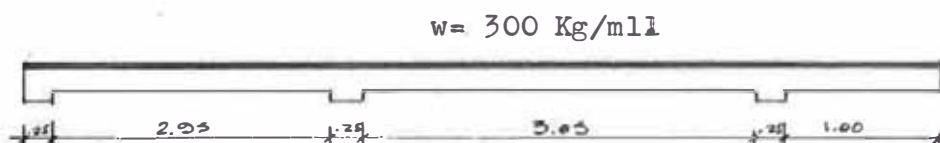
COMPROBACION POR ADHERENCIA Y LONGITUD DE ANCLAJE

T I P O	POSICION	REFERENCIA	Dist. al apoyo m	o (cm)	V _{máx} (Kg)	Vu (Kg)	L (cm)
Alig. E ₉	Tr amo 4'-6	Punt.de inf	0.0645	3	2,140	367	15
"	Apoyo 4'	c.de apoyo	-	3	"	428	15
"	Apoyo 6	c.de apoyo	-	3	"	428	15
Alig. F ₉	Tr amo 1-2'	P. de inf.	1.25	3	"	0.00	15
"	Apoyo 1	c.de apoyo	-	3	"	426	15
"	" 2'	c.de apoyo	-	4	2,850	898	15
Alig. D ₉	Apoyo V.R	c.de apoyo	-	3	2,140	150	75

ALIGERADOS TIPO A_2 , C_3 y D_3

Estos aligerados no satisfacen las condiciones para ser aplicables los coeficientes del A.C.I. Por esta razón emplearemos el método de Hardy Cross.

Aligerado tipo A_2



Momentos máximos. -

- Cálculo de rigideces. -

$$K = EI/L$$

$E =$ constante

$I =$ "

$L =$ Long. de tramo (c. a c.)

Luego :

$$K = I/L$$

$$K_{1-2} = 0.312$$

$$K_{2-3} = 0.3025$$

$$K_{3-3'} = 0.800$$

- Coeficientes de Distribución de Momentos. -

$$C_{1-2} = 1$$

$$C_{3-2} = 0.275$$

$$C_{2-1} = 0.5075$$

$$C_{3-3'} = 0.725$$

$$C_{2-3} = 0.4925$$

$$C_{3'-3} = 1$$

- Momentos de empotramiento perfecto $M = Cw l^2 \text{ Kg - m.}$

MOMENTOS	C	l(cm)	$1.5 w_D$	$1.8 w_L$	w_T
			228	72	300
M_1	1/24	3.20	98	31	129
$M_{1-2}; M_{2-1}$	1/12	3.20	196	62	258
$M_{2-3}; M_{3-2}$	1/12	3.20	207	65	272

- Distribución de Momentos para las diferentes hipótesis de carga Cross y Diagramas ; Planos (Al final).

DISEÑO POR FLEXION

T I P O	POSICION	Mu (+) Kg-m	Mu (-) Kg-m	As cm ² .	As _{min} cm ²	As (-) cm ²	As (+) cm ² .	VARIILLAS
Aliger A ₉	Tramo 1-2	205		0.51	0.56	0.67		1 ∅ 3/8"
"	" 2-3	195		0.42	"	0.54		1 ∅ 3/8"
"	" 3-3'	-			"			1 ∅ 3/8"
"	Apoyo 1		80	0.08	"		0.106	1 ∅ 3/8"
"	" 2		260	0.23	"		0.306	1 ∅ 3/8"
"	" 3		140	0.13	"		0.123	1 ∅ 3/8"
"	" 3'		10	0.03	"		0.04	1 ∅ 3/8"

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

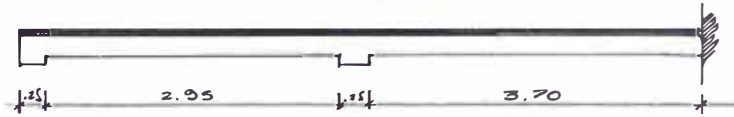
T I P O	POSICION	Vu (Kg)	Vcmáx (Kg)	ENSANCHE	Mu (Kg-m)	Mc (Kg-m)	ENSANCHE
Alig. A ₉	Tramo 1-2	375	1155	No necesita	205	1580	No necesita
"	" 2-3	340	1155	"	180	"	"
"	" 3-3'	-	"	"	-	"	"
"	Apoyo 1	410	"	"	80	"	"
"	" 2	510	"	"	260	"	"
"	" 3	440	"	"	170	"	"
"	" 3'	60	"	"	10	"	"

COMPROBACION POR ADHERENCIA Y LONGITUD DE ANCLAJE

T I P O	POSICION	REFERENCIA	Dist. al apoyo m	o m	V _{máx} (Kg)	V _u (Kg)	L cm.
Alig. A ₉	Tramo 1-2	Pnt.de inf.	0.10	3	2140	375	15
"	" 2-3	Pnt.de inf.	0.50	3	"	340	15
"	" 3-3'	Pnt.de inf.	-	3	"	-	15
ALIGERAD. A ₉	Apoyo 1	Cara de ap.	-	3	"	410	15
"	" 2	Cara de ap.	"	3	"	510	15
"	" 3	Cara de ap.	-	3	"	440	15
"	" 3'	Cara de ap.	-	3	"	60	15

TIPO C₉ Empleamos Método de Cross.

$$w = 300 \text{ Kg/ml.}$$



Momentos máximos. -

1. - Cálculo de Rigideces. -

$$K = EI/L$$

E = constante.

I = constante.

L = Longitud de tramo (c. a c.)

Luego $K = I/L$

$$K_{1-2} = 0.307$$

$$K_{2-Asc.} = 0.262$$

2. - Coeficientes de distribución de momentos :

$$C_{1-2} = 1$$

$$C_{2-Asc.} = 0.460$$

$$C_{2-1} = 0.540$$

$$C_{Asc-2} = 0.$$

3. - Momentos de empotramiento perfecto :

$$M = C w l^2$$

MOMENTOS	C	L(m)	1.5 w _D	1.8 w _L	w _T
			228	72	300
M ₁	1/24	3.20	101	32	133
M ₁₋₂ =M ₂₋₁	1/12	3.20	202	64	266
M _{2-asc} =M _{asc-2}	$\frac{1}{12}$	3.82	278	88	366

4. - Distribución de momentos para las diferentes hipótesis de carga se encuentran en los planos (.)

Igualmente los Cross y Diagramas.

DISEÑO POR FLEXION

T I P O	POSICION	Mu (+) Kg-m	Mu (-) Kg-m	As cm ²	As _{min} cm ²	As (+) cm ²	As (-) cm ²	VARILLAS
Alig. C ₉	Tramo 1-2	190		0.50	0.56	0.66		1 ∅ 3/8"
"	" 2-Asc	280		0.56	"	0.74		1 ∅ 1/2"
"	Apoyo 1		90	0.10	"		0.13	1 ∅ 3/8"
"	" 2		280	0.18	"		0.24	1 ∅ 3/8"
"	" Asc.		395	0.33	"		0.44	1 ∅ 3/8"

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

%%

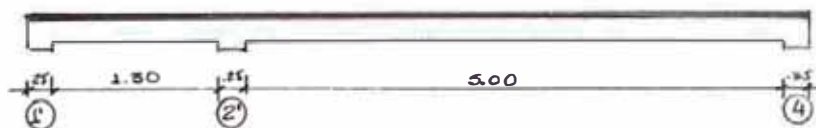
T I P O	POSICION	Vu (Kg)	Vc (max) Kg	ENSANCHE	Mu (Kg-m)	Mc (Kg-m)	ENSANCHE
Alig. C ₉	Tramo 1-2	350	1155	No necesita.	190	1580	No necesita.
"	" 2-Asc	450	"	"	280	"	"
"	Apoyo 1	380	"	"	90	"	"
"	" 2	520	"	"	280	"	"
"	" Asc.	585	"	"	395	"	"

COMPROBACION POR ADHERENCIA Y LONGITUD DE ANCLAJE

T I P O	POSICION	REFERENCIA	Dist. al apoyo m	o cm	Vmáx (Kg)	Vu (Kg)	L (cm)
Alig. C ₉	Tramo 1-2	Pnt.de inf.	0.580	3	2140	350	15
"	" 2-asc	Pnt.de inf.	0.475	6	2850	450	20
"	Apoyo 1	Cara de ap.	-	3	2140	380	15
"	" 2	Cara de ap.	-	3	2140	520	15
"	" Asc.	Cara de ap.	-	3	2140	585	15

TIPO D₉ Empleamos Método Cross

$$w = 300 \text{ Kg/ml.}$$



Momentos Máximos. -

1. - Cálculo de Rigideces:

$$K = EI/L$$

E = constante.

I = constante.

L = Longitud del tramo (c. a c.)

$$\text{Luego : } K = I/L$$

$$K_{1'-2'} = 0.645$$

$$K_{2'-4} = 0.190$$

2. - Coeficientes de distribución de momentos.

$$C_{1'-2'} = 1$$

$$C_{2'-4} = 0.228$$

$$C_{2'-1'} = 0.772$$

$$C_{4-2'} = 1$$

3. - Momentos de empotramiento perfecto.

$$M = C w l^2 \text{ (Kg - m.)}$$

MOMENTOS	C	L m.	1.5 w _D	1.8w _L	w _T
			228	72	300
M _{1'}	1/24	1.55	22	8	30
M _{1'-2' = M_{2'-1'}}	1/12	1.55	46	16	62
M _{2'-4 = M_{4-2'}}	1/12	5.25	525	165	690
M ₄	1/24	5.25	263	83	346

4. - Distribución de Momentos. -

- Hipótesis de carga - Plano (. . .)

- Diagramas - Plano (. . .)

DISEÑO POR FLEXION

T I P O	POSICION	Mu(+) Kg-m	Mu(-) Kg-m	As cm ²	Asmin cm ²	As(+) cm ²	As(-) cm ²	VARILLAS
Alig. D ₉	Tramo 1'-2'	-		0.75	0.56	0.56		1 ∅ 3/8"
"	" 2'-4'	660		0.11	"	0.75		1 ∅ 3/8"
"	Apoyo 1'		60	0.53	"	0.75	0.146	1 ∅ 3/8"
"	" 2'		600	0.18	"	0.75	0.706	1 ∅ 3/8"
"	" 4'		270		"	0.75	0.24	1 ∅ 3/8"

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

T I P O	POSICION	Vu (Kg)	Vcmáx (Kg)	ENSANCHE	Mu(Kg- m)	Mc (Kg- m)	ENSANCHE
Alig. D ₉	Tramo 1'-2'	-	1155	No necesita	590	1580	No necesita.
"	" 2'-4'	655	"	"	660	"	"
"	Apoyo 1'	280	"	"	60	"	"
"	" 2'	820	"	"	600	"	"
"	" 4'	685	"	"	270	"	"

COMPROBACION POR ADHERENCIA Y POR LONGITUD DE ANCLAJE

T I P O	POSICION	REFERENCIA	Dist. al apoyo en mts.	E _o cm	V _{máx} (Kg)	V _u (Kg)	L (cm)
Alig. D ₉	Tramo 1'-2'	P. de inf.	-			-	
"	Tramo 2'-4'	P. de inf.	0.54	4	2850	655	20
"	Apoyo 1'	c. de apoy	-	3	2140	280	15
"	" 2'	c. de apoy	-	3	"	820	15
"	" 4'	c. de apoy	-	3	"	685	15

DISEÑO DEL ALIGERADO DEL PENT HOUSEMETRADO DE CARGAS. -

Cargas permanentes:

1. - Peso propio del aligerado 278 Kg/m².
2. - Peso del piso acabado. 100 "
3. Tabiquerías (puertas-ventanas) 100 "

Cargas vivas:

1. - Sobre carga. 200 Kg/m².

CARGA DE ROTURA DE DISEÑO. -

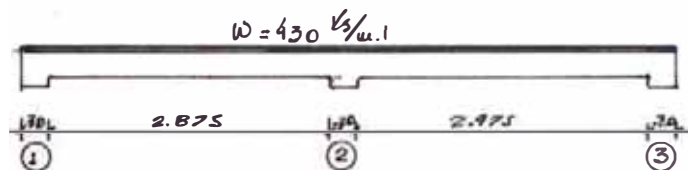
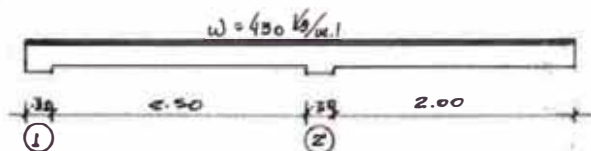
$$U = 1.5 D + 1.8 L$$

Area de influencia por vigueta: $1.00/2.5 = 0.40 \text{ m}^2$.

$$D = 0.40 \times 478 = 192 \text{ Kg/ml.}$$

$$L = 0.40 \times 200 = 80 \text{ Kg/ml.}$$

$$U = 1.5 \times 192 + 1.8 \times 80 = 287 + 144 = 430 \text{ Kg/ml.}$$

Aligerados Tipos : B_8 , I_8 Aligerado B_8 Aligerado I_8 MOMENTOS Y CORTANTES: Aligerado tipo B_8 :

$$M_{(1-2)}(+) = 1/14 w l'^2 = 255 \text{ Kg-m} \quad M_{(-)}(2) = 1/9 w l'^2 = 423 \text{ Kg/-m.}$$

$$M_{(2-3)}(+) = 1/14 w l'^2 = 272 \text{ Kg-m} \quad M_{(-)}(3) = 1/24 w l'^2 = 160 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{(-)}(1) = 1/24 w l'^2 = 149 \text{ Kg-m.} \quad V_{(1)} = 628 \text{ Kg}; \quad V_{(2)} = 736 \text{ Kg.}$$

$$V_{(3)} = 640 \text{ Kg.}$$

Aligerado tipo I_8 :

$$M_{(2,1)}(-) = \frac{1}{2} w l'^2 = \frac{1}{2} \times 430 \times 2.125^2 = 970 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{\text{isost}}(1-2,1) = 1/8 w l'^2 = 405 \text{ Kg-m.}$$

Momentos Finales :

$$M_{(1-2,1)} = 100 \text{ Kg-m.}$$

$$M(1) = 135 \text{ Kg-m} \quad (1/24 w l'^2)$$

$$M(2,1) = 750 \text{ Kg-m.}$$

$$V_1 = 287 \text{ Kg}; \quad V_{2,1} = w l' = 896 \text{ Kg.}$$

II SEÑO POR FLEXION

T I P O	POSICION	Mu (+) Kg-m	Mu (-) Kg-m	As cm2.	Asmin(cm2)	As (+) cm2	As (-) cm2.	VARILLAS
Alig. B8	Tramo 1-2	255		0.50	0.56	0.660		1 ∅ 3/8
"	Tramo 2-3	272		0.53	"	0.710		1 ∅ 3/8"
"	Apoyo 1		149	0.13	"		0.17	1 ∅ 3/8"
"	" 2		423	0.30	"		0.40	1 ∅ 3/8"
"	" 3		160	0.15	"		0.20	1 ∅ 3/8"
Alig. I8	Tramo 1-2'	100		0.20	"	0.27		1 ∅ 3/8"
"	Apoyo 1		135	0.12	"		0.16	1 ∅ 3/8"
"	" 2'		750	0.63	"		0.63	1 ∅ 3/8"

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

T I P O	POSICION	Vu (KG)	Vcmax(KG)	ENSANCHE	Mu (KG-m)	Mc (KG-m)	ENSANCHE
Alig. B8	Tramo 1-2	553.50	1155	No necesita	255	1580	No necesita
"	" 2-3	573.50	"	"	272	"	"
"	Apoyo 1	628	"	"	149	"	"
"	" 2	736	"	"	423	"	"
"	" 3	640	"	"	160	"	"
Alig. I8	Tramo 1-2'	-	"	"	135	"	"
"	Apoyo 1	287	"	"	750	"	"
"	" 2'	896	"	"			

COMPROBACION POR ADHERENCIA Y LONGITUD DE ANCLAJE

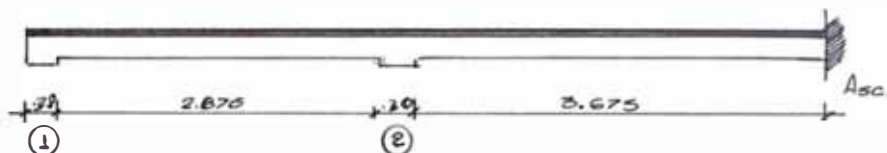
T I P O	POSICION	REFERENCIA	Dist. al apoyo m	E o cm	Vmáx (Kg)	Vu (Kg)	L (cm)
Alig. B ₈	Tramo 1-2	P. de inf.	0.366	3	2140	553.50	15
"	" 2-3	P. de inf.	0.380	3	"	573.50	15
"	Apoyo 1	c. de apoyo	-	3	"	628.00	"
"	" 2	c. de apoyo	-	3	"	736.00	"
"	" y 3	c. de apoyo	-	3	"	640.00	"
Alig. I ₈	Tramo 1-2'	-					
"	Apoyo 1	c. de apoyo	-	3	"	287.00	"
"	Apoyo 2'	c. de apoyo	-	3	"	896.00	"

ALIGERADOS TIPOS : C_8 , G_8 , H_8

Método Hardy Cross. -

Tipo C_8

$w = 430 \text{ Kg/ml.}$



Momentos Máximos. -

1. - Cálculo de Rigideces. -

$$K = IE/L$$

$E = \text{constante}$

$I = \text{constante}$

$L = \text{long. de tramo (c. a c.)}$

$$K = 1/L$$

$$K_{1-2} = 0.307$$

$$K_{2-Asc} = 0.262$$

2. - Coeficientes de distribución de momentos.

$$C_{1-2} = 1$$

$$C_{2-1} = 0.540$$

$$C_{2-Asc} = 0.460$$

$$C_{Asc-2} = 0$$

3. - Momentos de empotramiento perfecto.

$$M = C w l^2$$

MOMENTOS	C	L (m)	$1.5w_D$	$1.8 w_L$	w_T
			287	144	430
M_1	1/24	3.25	127	64	191
$M_{1-2} = M_{2-1}$	1/12	3.25	254	128	382
$M_{2-Asc} = M_{Asc-2}$	1/12	3.82	350	176	526

4. - Distribución de Momentos.

- Hipótesis de carga (Plano)

- Diagramas Plano (. . .)

DISEÑO POR FLEXION

T I P O	POSICION	Mu (+) Kg-m	Mu (-) Kg-m	As cm2	Asmin cm2	As (+) cm2	As (-) cm2	VARILLAS
Alig. C8	Tramo 1-2	195		0.40	0.56	0.533		1 \emptyset 3/8"
"	" 2-Asc	380		0.55	"	0.733		1 \emptyset 1/2"
"	Apoyo 1		110	0.11	"		0.146	1 \emptyset 3/8"
"	" 2		420	0.35	"		0.466	1 \emptyset 3/8"
"	" Asc		580	0.46	"		0.613	1 \emptyset 3/8"

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

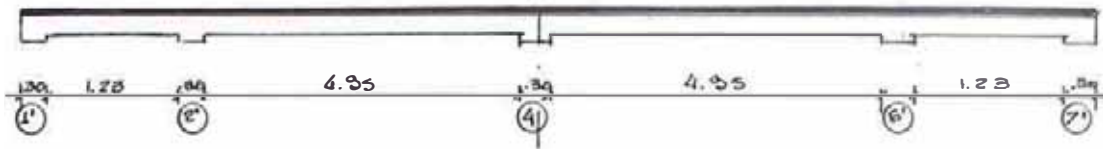
T I P O	POSICION	Vu (Kg)	Vcmax (Kg)	ENSANCHE	Mu (Kg-m)	Mc (Kg-m)	ENSANCHE
Alig. C8	Tramo 1-2	460	1155	No necesita	195	1580	No necesita
"	" 2-Asc	690	"	"	380	"	"
"	Apoyo 1	540	"	"	110	"	"
"	" 2	738	"	"	420	"	"
"	" Asc.	865	"	"	580	"	"

COMPROBACION POR ADHERENCIA Y LONGITUD DE ANCLAJE

T I P O	POSICION	REFERENCIA	Dist. al apoyo m	o cm	Vmax Kg	Vu (KgO	L cm.
Alig. C ₈	Tramo 1-2	Punto de inf.	0.60	3	2140	460	15
"	Tramo 2-Asc	Punto de inf.	0.42	4	2850	690	20
"	Apoyo 1	cara de apoyo	-	3	2140	540	15
"	Apoyo 2	Cara de apoyo	-	3	2140	738	15
"	Apoyo Asc.	Cara de apoyo	-	3	2140	865	15

TIPO G₈ . - Empleamos Método Hardy Cross.

$$w = 430 \text{ Kg/ml.} \quad \rightarrow \text{Eje de Simetría}$$



Momentos Máximos. -

1. - Cálculo de Rigideces. -

$$K = EI/L \quad \begin{array}{l} E = \text{const.} \\ I = \text{"} \\ L = \text{Long. del tramo c.ac.)} \end{array}$$

$$K_{1'-2'} = 0.645$$

$$K_{2'-4} = 0.190$$

$$K_{4-6'} = 0.190$$

$$K_{6'-7'} = 0.645$$

2. - Coeficientes de distribución de momentos.

$$C_{1'-2'} = 1$$

$$C_{4-6'} = 0.500$$

$$C_{2'-1} = 0.772$$

$$C_{6'-4} = 0.228$$

$$C_{4-2'} = 0.228$$

$$C_{6'-7'} = 0.772$$

$$C_{2'-4} = 0.500$$

$$C_{7'-6'} = 1$$

3. - Momentos de empotramiento perfecto.

$$M = C w l^2 (\text{Kg} - \text{m.})$$

MOMENTOS	C	l m.	1.5 w _D	1.8 w _L	w _T
			287	144	430
M _{1'}	1/24	1.55	28	16	44
M _{1'-2'} = M_{2'-1'}}	1/12	1.55	58	32	90
M _{2'-4} = M_{4-2'}}	1/12	5.25	660	330	990
M _{4-6'} = M_{6'-4}}}	1/12	5.25	660	330	990
M _{6'-7'} = M_{7'-6'}}	1/12	1.55	58	32	90
M _{7'}	1/24	1.55	28	16	44

4. - Distribución de Momentos

- Hipotesis de carga Plano (. . .)
- Diagramas Plano (. . .)

DISEÑO POR FLEXION

T I P O	POSICION	Mu (+) Kg-m	Mu (-) Kg-m	As cm ² .	As min cm ²	As (+) cm ²	As (-) cm ²	VARILLAS
Alig. G ₈	6'-7' Tramo 1'-2'				0.56	0.56		1ø 3/8"
"	4'-6' Tramo 2'-4'	875		0.80	"	0.80	0.146	1ø 1/2"
"	Apoyo 1'		60	0.11	"		0.58	1ø 3/8"
"	" 2'		700	0.58	"		0.68	1ø 3/8"
"	" 4'		840	0.68	"			1ø 3/8"

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

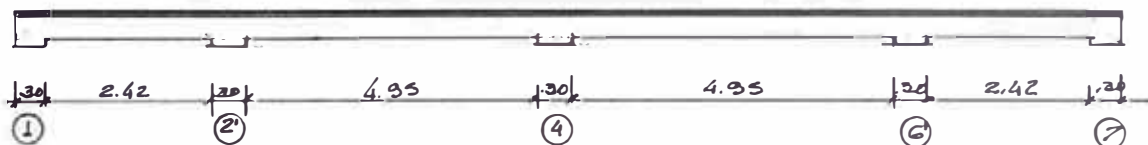
T I P O	POSICION	Vu (Kg)	Vcm ^{áx} (Kg)	ENSANCHE	Mu (Kg-m)	Mu (Kg-m)	ENSANCHE
Alig. G ₈	Tramo 6'-7'	-	1155	No necesita	700	1580	No necesita
"	1'-2'		"	"	875	"	"
"	Tramo 4'-6'	950	"	"	60	"	"
"	2'-4'	330	"	"	700	"	"
"	Apoyo 1'	1040	"	"	840	"	"
"	" 2'	1100	"	"			
"	" 4'						

COMPROBACION POR ADHERENCIA Y LONGITUD DE ANCLAJE

T I P O	POSICION	REFERENCIA	Dist. al apoyo m	o cm	Vmáx KG	Vu (KG)	L cm.
Alig. G8	Tramo 6'-7' 1'-2'	Punto de infl.	-			-	
"	Tramo 4'-6' 2'-4'	Punto de infl.	0.21	4	2850	950	20
"	Apoyo 1'	cara de apoyo	-	3	2140	330	15
"	" 2'	cara de apoyo	-	3	"	1040	15
"	" 4	cara de apoyo	-	3	"	1100	15

TIPO H₈. - Empleamos Método Hardy Cross

$$w = 430 \text{ Kg/ml.}$$



Momentos Máximos. -

1. - Cálculo de Rigideces. -

$$K = EI/L$$

E = const.
I = const.
L = Long. del tramo(c.ac.)

Luego $K = 1/L$

$$K_{1-2} = 0.364$$

$$K_{2-4} = 0.190$$

$$K_{4-6} = 0.190$$

$$K_{6-7} = 0.364$$

2. - Coeficientes de distribución de Momentos. -

$$C_{1-2} = 1$$

$$C_{2-1} = 0.656$$

$$C_{2-4} = 0.344$$

$$C_{6-4} = 0.344$$

$$C_{4-2} = 0.500$$

$$C_{6-7} = 0.656$$

$$C_{4-6} = 0.500$$

$$C_{7-6} = 1$$

3. - Momentos de empotramiento perfecto. -

MOMENTOS	C	1 m.	1.5 w _D	1.8 w _L	w _T
			287	144	430
M ₁	1/24	2.75	91	45	136
M ₁₋₂ ' = M ₂₋₁ '	1/12	2.75	182	90	272
M ₂₋₄ ' = M ₄₋₂ '	1/12	5.25	660	330	990
M ₄₋₆ ' = M ₆₋₄ '	1/12	5.25	660	330	990
M ₆₋₇ ' = M ₇₋₆ '	1/12	2.75	182	90	272
M ₇	1/24	2.75	91	45	136

4. - Distribución de momentos.

- Hipotesis de carga Plano (. . .)

- Diagramas Plano (. . .)

DI SEÑO POR FLEXION

T I P O	POSICION	Mu (+) Kg-m	Mu (-) Kg-m	As cm2	Asmin cm2	As (+) cm2	As (-) cm2	VARILLAS
Alig. H8	Tramo 6'-7 1-2'	90		0.10	0.56	0.133		1 ø 3/8"
"	Tramo 2'-4 4-6'	860		0.80	"	0.80		1 ø 1/2"
"	Apoyo 1'-7 " 6'-2'		90 740	0.10 0.63	" "		0.133 0.630	1 ø 3/8" 1 ø 3/8"
"	" 4		920	0.70	"		0.760	1 ø 1/2"

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

T I P O	POSICION	Vu (Kg)	Vcmáx Kg	ENSANCHE	Mu (Kg-m)	Mc (Kg - m)	ENSANCHE
Alig. H8	Tramo 1-2' " 2'-4'	440 970	1155 "	No necesita "	90 860	1580 "	No necesita "
"	Apoyo 1 " 2'	390 1090	" "	" "	90 740	" "	" "
"	" 4	1120	"	"	920	"	"

COMPROBACION POR ADHERENCIA Y LONGITUD DE ANCLAJE

T I P O	POSICION	REFERENCIA	Dist. al apoyo m	F o cm	Vmax Kg	Vu (Kg)	L cm.
Alig. H ₈	Tramo 1-2'	Punto de infl.	0.84	3	2140	440	15
"	" 2'-4	Punto de infl.	0.44	4	2850	970	20
"	Apoyo 1	cara de apoyo	-	3	2140	390	15
"	" 2'	cara de apoyo	-	3	2140	1090	15
"	" 4	cara de apoyo	-	4	2850	1120	20

DISEÑO DE ALIGERADO DE LOS PISOS TÍPICOS

Metrado de cargas. -

Cargas permanentes. -

1. - Peso propio del aligerado	278 Kg/m ² .
2. - Peso del piso acabado	100 "
3. - Peso de tabiquería	60 "

Carga viva. -

1.- Sobre carga	250 Kg/m ² .
-----------------	-------------------------

Carga de Rotura de Diseño. - $U = 1.5 D + 1.8 L$.

Area de influencia por vigueta: $1.00/2.5 = 0.40 \text{ m}^2$.

$D = 0.40 \times 438 = 175.2 = 175 \text{ Kg/ml}$.

$L = 0.40 \times 250 = 100 \text{ Kg/ml}$.

$U = 1.5 \times 175 + 1.8 \times 100 = 263 + 180 = 443 \text{ Kg/ml}$.

Aligerados Tipos B₇ , I₇

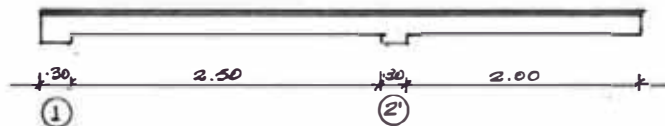
Aligerado B₇

$w = 443 \text{ Kg/ml}$.



Aligerado I₇

$w = 443 \text{ Kg/ml}$.



MOMENTOS Y CORTANTES. -

Aligerado tipo B₇. - $M_{(1-2)} = 1/14 \times w l^2 = 263 \text{ Kg} - \text{m}$.

$M_{(2-3)} = 1/14 \times w l^2 = 280 \text{ Kg} - \text{m}$.

$M_{(-)}(1) = 1/24 \times w l^2 = 154 \text{ Kg} - \text{m}$.

$M_{(-)}(2) = 1/9 \times 3 l^2 = 436 \text{ Kg} - \text{m}$.

$M_{(-)}(3) = 1/24 \times w l^2 = 168 \text{ Kg} - \text{m}$.

$V_{(1)} = 648 \text{ Kg}$; $V_{(2)} = 760 \text{ Kg}$; $V_{(3)} = 660 \text{ Kg}$.

Aligerado Tipo I₇. -

$M_{(-)}(2') = 1/2 \times w l^2 = 1/2 \times 443 \times 2.125^2 = 1000 \text{ Kg} - \text{m}$

$M_{\text{isost}}(1-2') = 1/8 \times w l^2 = 418 \text{ Kg} - \text{m}$.

Momentos Finales . -

$M_{(1)} = 140 \text{ Kg} - \text{m} (1/24 \times w l^2)$

$M_{(2')} = 775 \text{ Kg} - \text{m}$.

$M_{(1-2')} = 30 \text{ Kg} - \text{m}$.

$V_{(1)} = 296 \text{ Kg}$. ; $V_{(2')} = 924 \text{ Kg}$.

III SEÑO POR FLEXION

T I P O	POSICION	Mu (+) Kg-m	Mu (-) Kg-m	As cm ²	As min cm ²	As (+) cm ²	As (-) cm ²	VARILLAS
Alig. B7	Tramo 1-2	263		0.40	0.56	0.533		1 ∅ 3/8"
"	" 2-3	280		0.41	"	0.54		1 ∅ 3/8"
"	Apoyo 1		154	0.150	"		0.200	1 ∅ 3/8"
"	" 2		436	0.370	"		0.500	1 ∅ 3/8"
"	" 3		165	0.155	"		0.206	1 ∅ 3/8"
Alig. I7	Tramo 1-2'	30		0.05	"	0.07		1 ∅ 3/8"
"	Apoyo 1		140	0.11	"		0.15	1 ∅ 3/8"
"	" 2'		775	0.63	"		0.63	1 ∅ 3/8"

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

T I P O	POSICION	Vu (Kg)	Vcmx Kg	ENSANCHE	Mu (Kg-m)	Mc (Kg-m)	ENSANCHE
Alig. B7	Tramo 1-2	570.50	1155.50	No necesita	263	1580	No necesita
"	" 2-3	591.50	"	"	280	"	"
"	Apoyo 1	648	"	"	154	"	"
"	" 2	760	"	"	436	"	"
"	" 3	660	"	"	165	"	"
Alig. I7	Tramo 1-2'		"	"	30	"	"
"	Apoyo 1	296	"	"	140	"	"
"	" 2'	924	"	"	775	"	"

COMPROBACION POR ADHERENCIA Y LONGITUD DE ANCLAJE

T I P O	POSICION	REFERENCIA	Dist. al apoyo m	F o cm	Vmax (Kg)	Vu (Kg)	L cm.
Alig. B ₇	Tramo 1-2	Punto de infl.	0.366	3	2140	570.50	15
"	Tramo 2-3	Punto de infl.	0.380	3	"	591.50	15
"	Apoyo 1	cara de apoyo	-	3	"	648	15
"	" 2	cara de apoyo	-	3	"	760	15
"	" 3	cara de apoyo	-	3	"	660	15
Alig. I ₇	Tramo 1-2'	Punto de infl.	0.775	3	"	"	15
"	Apoyo 1	cara de apoyo	-	3	"	296	15
"	" 2'	cara de apoyo	-	3	"	924	15

DISEÑO DE ALIGERADOS TIPOS : C₇ G₇ H₇. -

TIPO C₇. - Utilizando el Método de Hardy Cross.

$$w = 443 \text{ Kg/ml.}$$



Momentos Máximos. -

1. - Cálculo de Rigideces. -

$$K = EI/L$$

$$K_{1-2} = 0.307$$

$$K_{2-Asc} = 0.262$$

2. - Coeficientes de distribución de Momentos.

$$C_{1-2} = 1$$

$$C_{2-1} = 0.540$$

$$C_{2-Asc} = 0.460$$

$$C_{Asc-2} = 0$$

3. - Momentos de empotramiento perfecto.

$$M = C w l^2$$

MOMENTOS	C	l m.	1.5 w _D	1.8 w _L	w _T
			263	180	443
M ₁	1/24	3.25	117	80	197
M ₁₋₂ = M ₂₋₁	1/12	3.25	233	160	393
M _{2-Asc} = M _{Asc-2}	1/12	3.82	321	220	541

4. - Distribución de Momentos. -

- Hipótesis de carga Plano (. . .)
 Diagramas Plano (. . .)

DISEÑO POR FLEXION

T I P O	POSICION	Mu (+) Kg-m	Mu (-) Kg-m	As cm ²	Asmin cm ²	As (+) cm ²	As (-) cm ²	VARILLAS
Alig. C7	Tramo 1-2	220		0.30	0.56	0.40		1 ∅ 3/8"
"	" 2-Asc	420		0.65	"	0.65		1 ∅ 3/8"
"	Apoyo 1		130	0.13	"		0.173	1 ∅ 3/8"
"	" 2		420	0.35	"		0.466	1 ∅ 3/8"
"	" Asc		606	0.53	"		0.706	1 ∅ 3/8"

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

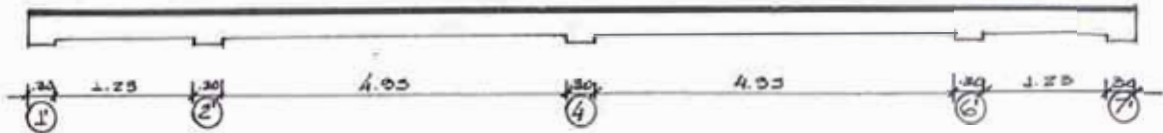
T I P O	POSICION	Vu (Kg)	Vcmáx Kg	ENSANCHE	Mu (Kg-m)	Mc (Kg-m)	ENSANCHE
Alig. C7	Tramo 1-2	522	1155	No necesita	220	1580	No necesita
"	" 2-Asc	750	"	"	420	"	"
"	Apoyo 1	562	"	"	130	"	"
"	" 2	780	"	"	420	"	"
"	" Asc	900	"	"	606	"	"

COMPROBACION POR ADHERENCIA Y LONGITUD DE ANCLAJE

T I P O	POSICION	REFERENCIA	Dist. al apoyo m	o cm	V _{máx} (Kg)	V _u (Kg)	L cm.
Alig. C ₇	Tramo 1-2	Punto de infl.	0.10	3	2140	522	15
"	" 2-Asc	Punto de infl.	0.44	3	"	750	15
"	Apoyo 1	cara de apoyo	0	3	"	562	15
"	" 2	cara de apoyo	-	3	"	780	15
"	" Asc.	cara de apoyo	-	3	"	900	15

DISEÑO ALIGERADO PISO TIPICOTIPO G₇. - Utilizando Método Hardy Cross.

$$w = 443 \text{ Kg/mb.}$$

Momentos Máximos. -

1. - Cálculo de Rigideces. -

$$K = EI/L$$

$$K_{1-2} = 0.645$$

$$K_{2-4} = 0.190$$

$$K_{4-6} = 0.180$$

$$K_{6-7} = 0.645$$

2. - Coeficientes de distribución de momentos.

$$C_{1-2} = 1$$

$$C_{2-4} = 0.228$$

$$C_{4-6} = 0.500$$

$$C_{2-1} = 0.772$$

$$C_{6-4} = 0.228$$

$$C_{4-2} = 0.500$$

$$C_{6-7} = 0.772$$

$$C_{7-6} = 1$$

3. - Momentos de empotramiento perfecto. -

$$M = C w l^2 \quad (\text{Kg} \cdot \text{m.})$$

MOMENTOS	C	l m.	1.5 w _D	1.8 w _L	w _T
			263	180	443
M ₁	1/24	1.55	26	20	46
M ₁₋₂ = M ₂₋₁	1/12	1.55	53	40	93
M ₂₋₄ = M ₄₋₂	1/12	5.25	605	412	1017
M ₄₋₆ = M ₆₋₄	1/12	5.25	605	412	1017
M ₆₋₇ = M ₇₋₆	1/12	1.55	53	40	93
M ₇	1/24	1.55	26	20	46

4. - Distribución de Momentos. -

- Hipótesis de carga Plano (. . .)

- Diagramas Plano (. . .)

DISEÑO POR FLEXION

T I P O	POSICION	Mu(+) Kg-m	Mu(-) Kg-m	As cm ² .	Asmin cm ²	As(+) cm ²	As(-) cm ²	VARILLAS
Alig. G7	Tramo 1'-2'	-		0.80	0.56	0.56		1 ϕ 3/8"
"	" 2'-4'	960		0.10	0.56	0.80		1 ϕ 1"
"	Apoyo 1'		90	0.58	"		0.133	1 ϕ 3/8"
"	" 2'		715	0.80	"		0.580	1 ϕ 3/8"
"	" 4'		955		"		0.80	1 ϕ 1/2"

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

T I P O	POSICION	Vu (KG)	Vcmax (KG)	ENSANCHE	Mu (KG-m)	Mc (KG-m)	ENSANCHE
Alig. G7	Tramo 1'-2'	-	1155	No necesita	715	1580	No necesita
"	" 2'-4'	1020	"	"	960	"	"
"	Apoyo 1'	370	"	"	90	"	"
"	" 2'	1080	"	"	715	"	"
"	" 4'	1170	"	"	955	"	"

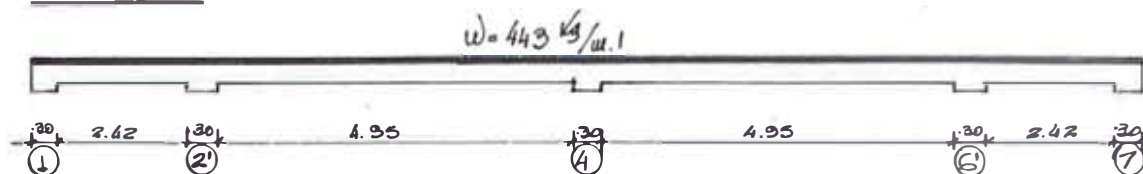
COMPROBACION POR ADHERENCIA Y LONGITUD DE ANCLAJE

T I P O	POSICION	REFERENCIA	Dist. al apoyo m	E _o cm	V _{máx} (Kg)	V _u (Kg)	L cm.
Alig. G ₇	Tramo 1'-2'	Punto de infl.	-				
"	Tramo 2'-4	Punto de infl.	0.14	4	2850	1020	20
"	Apoyo 1'	cara de apoyo	-	3	2140	370	15
"	Apoyo 2'	cara de apoyo	-	3	2140	1080	15
"	" 4	cara de apoyo	-	4	2850	1170	20

NOTA: Como: V_u = 1170 Kg 1.1x 1155 = 1270 Kg o o (Chequea)

DISEÑO ALIGERADO PISO TIPICO

TIPO H₇ -



Momentos Máximos. -

1. - Cálculo de Rigideces.

$$K = EI/L$$

$$K_{1-2} = 0.364$$

$$K_{2-4} = 0.190$$

$$K_{4-6} = 0.190$$

$$K_{6-7} = 0.364$$

2. - Coeficientes de distribución de momentos.

$$C_{1-2} = 1$$

$$C_{4-6} = 0.500$$

$$C_{2-1} = 0.656$$

$$C_{6-4} = 0.344$$

$$C_{2-4} = 0.344$$

$$C_{6-7} = 0.656$$

$$C_{4-2} = 0.500$$

$$C_{7-6} = 1$$

3. - Momentos de empotramiento perfecto. -

MOMENTOS	C	l m.	1.5 w _D	1.8 w _L	w _T
			263	180	443
M ₁	1/24	2.75	84	56	140
M _{1-2} = M_{2-1}}}	1/12	2.75	167	112	279
M _{2-4} = M_{4-2}}}	1/12	5.25	605	412	1017
M _{4-6} = M_{6-4}}}	1/12	5.25	605	412	1017
M _{6-7} = M_{7-6}}}	1/12	2.75	167	112	279
M ₇	1/24	2.75	84	56	140

4. - Distribución de Momentos. -

- Hipotesis de Carga Plano (. . . .)

- Diagramas Plano (. . . .)

DISEÑO POR FLEXION

T I P O	POSICION	Mu (+) Kg-m	Mu (-) Kg-m	As cm ² .	As min cm ²	As (+) cm ²	As (-) cm ²	VARILLAS
Alig. H ₇	Tramo 1-2, 7-6'	135		0.20	0.56	0.266		1 ø 3/8"
"	" 2'-4, 4-6'	950		0.80	0.56	0.80		1 ø 1/2"
"	Apoyo 2, 1-4		100	0.11	"		0.146	1 ø 3/8"
"	" 6', 2'		700	0.57	"		0.570	1 ø 3/8"
"	" 4		980	0.81	"		0.810	1 ø 1/2"

COMPROBACION POR ESFUERZO CORTANTE Y POR COMPRESION EN EL CONCRETO

T I P O	POSICION	Vu (Kg)	Vcmáx Kg	ENSANCHE	Mu (Kg-m)	Mc (Kg-m)	ENSANCHE
Alig. H ₇	Tramo 1-2, 7-6'	540	1155	No necesita	135	1580	No necesita.
"	" 2'-4, 4-6'	1045	"	"	950	"	"
"	Apoyo 1	440	"	"	100	"	"
"	" 2'	1080	"	"	700	"	"
"	" 4	1200	"	"	980	"	"

COMPROBACION POR ADHERENCIA Y LONGITUD DE ANCLAJE

T I P O	POSICION	REFERENCIA	Dist. al apoyo m	E o cm	Vmáx (Kg)	Vu (Kg)	L cm.
Alig. H ₇	Tramo 1-2'	Punto de infl.	0.55	3	2140	540	15
"	Tramo 2'-4	Punto de infl.	0.34	4	2850	1045	20
"	Apoyo 1	cara de apoyo	-	3	2140	440	15
"	" 2'	cara de apoyo	-	3	"	1080	15
"	" 4	cara de apoyo	-	4	2850	1200	20

NOTA : Como Vu = 1200 Kg 10% 1155+ 1155 = 1310 Kg . . . (Chequea)

M O M E N T O S I S O S T A T I C O S

NIVEL AZOTEA

T I P O	POSICION	MOMENTO
Alig. A ₉	Tramo (1-2)	385 Kg - m.
	Tramo (2-3)	409 "
	Tramo (3-3')	59 "
Alig. c ₉	Tramo (1-2)	385 "
	Tramo(2-Asc)	550 "
Alig. D ₉	Tramo(1'-2')	90 "
	Tramo(2'-4)	1035 Kg-m.

NIVEL PENT HOUSE

T I P O	POSICION	MOMENTOS
Alig. C ₈	Tramo (1-2)	445 Kg - m.
	Tramo(2-Asc)	726 "
Alig. G ₈	Tramo (1'-2')	126 "
	Tramo (2'-4)	1485 "
Alig. H ₈	Tramo (1-2')	398 "
	Tramo(2'-4)	1485 "

NIVEL PISOS TIPICOS

T I P O	POSICION	MOMENTOS
Alig. C ₇	Tramo (1-2)	459 K g - m.
	Tramo(2-Asc)	749 "
Alig. G ₇	Tramo(1'-2')	130 Kg - m.
	Tramo(2'-4)	1530 "
Alig. H ₇	Tramo (1-2')	410 Kg - m.
	Tramo (2'-4)	1530 "

D I S E Ñ O A N T I S I S M I C O

D I S E Ñ O A N T I S I S M I C O

El análisis sísmico lo he realizado siguiendo el método del Dr. Koyoshi Muto y lo he desarrollado de acuerdo al anteproyecto de Normas Peruanas Antisísmicas en el Perú.

DIRECCION DE LAS FUERZAS SISMICAS. - En el análisis sólo se considera la componente horizontal de la fuerza sísmica, en sus dos direcciones principales del edificio, despreciándose la acción sísmica en la dirección vertical.

ACCION DE LA FUERZA SISMICA. - Se considera que la fuerza horizontal actúa al nivel de la losa, salvo que haya una fuerza horizontal a 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. De acuerdo a esto se asume que todos los elementos resistentes en cualquier piso tendrán el mismo desplazamiento horizontal relativo.

DEFORMACIONES. - La distribución del corte y el análisis de esfuerzos de elementos resistentes será hecho de acuerdo a la teoría elástica.

VALOR "D" COEFICIENTE DE DISTRIBUCION 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 $D = V/$

METODO PRACTICO DEL ANALISIS

1. - Metrado y Cálculo del peso final del Edificio.
2. - Cálculo del cortante en la base y distribución de éste en cada nivel a todo lo alto del edificio.
3. - Cálculo de las rigideces de vigas y columnas y valores D para columnas.
4. Cálculo del valor D de las placas.
5. - Cálculo del centro de masa del edificio por niveles.
6. - Calculo del centro de rigidez.
7. - Cálculo del Momento de Torsión.
8. - Corrección de los cortantes por torsión.
9. - Momentos y cortantes en vigas.

METRADO DE CARGAS

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

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

Del metrado de cargas el nivel de la azotea que comprende el tanque elevado y 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 inferior y hasta la mitad del superior.

NIVEL AZOTEA

PARCIAL 90,587

PARCIAL 3,408

COLUMNAS	C.M.c/cl	Parc CM	C.V.c/cl	.25CV c/cl	Parc .25 CV
A ₁ -A ₇	3,846	7,692	546	136	272
A ₂ -A ₆	7,115	14,230	1,253	315	630
A ₃	2,367	2,367	330	85	85
A ₅	2,639	2,639	469	118	118
A ₃ '	3,224	3,224	868	220	220
A ₅ '	3,262	3,262	634	160	160
B ₁	5,068	5,068	647	162	162
B ₇	3,583	3,583	467	117	117
B ₂₂ '	10,100	10,100	1,725	430	430
B ₆₆ '	7,517	7,517	1,304	325	325
C ₁	2,728	2,728	417	104	104
C ₂ '	3,420	3,420	671	170	170
C ₄	3,530	3,530	35	10	10
C ₆ '	1,132	1,132	98	25	25
Placas	20,067	20,067	2,318	580	580

Peso propio de las columnas: $\frac{1}{2} \times 19,200 = 9,600$ Kg.

Peso estimado : 1,200 c/cl.

TOTAL = C.M. + 0.25 C.V. + p.p. = 103,575 Kg.

NIVEL PENT HOUSE

COLUMNAS	CM c/col	Parc CM	CM c/col	.25CV c/cl	Parc .25CV
A ₁ - A ₇	7,888	15,776	1,146	290	580
A ₂ - A ₆	10,101	20,202	2,578	650	1,300
A ₃ - A ₅	3,085	6,170	878	220	440
A ₃ , -A ₅ ,	3,880	7,760	1,246	310	620
B ₁ - B ₇	13,326	26,652	1,308	330	660
B ₂ , -B ₆ ,	15,577	31,154	3,782	950	1,900
C ₁ - C ₇	6,163	12,326	1,029	260	520
C ₂ , -C ₆ ,	7,774	15,548	3,122	780	1,560
C ₄	11,788	11,780	3,056	765	765
Placas	24,525	24,525	6,855	1,720	1,720
Parcial		171,893			10,065
Peso propio de las columnas : 20,400 Peso estimado = 1,200 Kg c/col.					
TOTAL					C.M. + 0.25 C.V. + p.p. = 202,358 Kg.

NIVEL PISO TIPICO

(Desde el nivel 2do hasta el nivel 7mo.)

COLUMNAS	CM c/col	Parc CM	CV c/col	.25CV c/cl	Parc .25CV
A ₁ - A ₇	7,961	15,922	1,430	360	720
A ₂ - A ₆	10,246	20,492	3,220	805	1,610
A ₃ - A ₅	3,157	6,314	722	181	362
A ₃ , -A ₅ ,	3,880	7,760	1,398	350	700
B ₁ - B ₇	12,858	25,716	1,638	410	820
B ₂ , -B ₆ ,	16,377	33,754	4,769	1,200	2,400
C ₁ - C ₇	7,368	14,736	1,280	320	640
C ₂ , -C ₆ ,	9,759	19,518	3,872	970	1,940
C ₄	11,780	11,780	3,722	930	930
Placas	26,215	26,215	7,485	1,870	1,870
Parcial		182,207			11,992
Peso propio a las columnas : 20,400 Peso estimado = 1200 Kg c/col.					
TOTAL					C.M. + 0.25 C.V. + p.p. = 214,599 Kg.

CALCULO DEL CORTANTE EN LA BASE Y DISTRIBUCION DE ESTE,
EN LOS NIVELES

Formula:

$$H = U.K.C.P$$

H = Cortante en la base.

U = Coeficiente segun el tipo de construcción y región sísmica.

K = Respuesta del sismo a una excitación sísmica según el tipo de construcción.

C = Coeficiente de amortiguamiento.

P = Peso del Edificio.

Los valores de los coeficientes lo obtenemos de las Normas Peruanas para el diseño sísmico.

DETERMINACION DE U.-

Lima se encuentra en la Región 2 (Costa, Sierra).
El edificio es de tipo B (Construcciones comunes)

Por lo tanto el valor de U será:

$$U = 0.8$$

DETERMINACION DE K.- De las Normas Peruanas el valor de K para nuestro edificio es $K = 1.$

DETERMINACION de C.-

Fórmula:
$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

T = Período de vibración, en el presente edificio el valor de T será:

$$T = \frac{0.09 h}{\sqrt{D}}$$

h = Altura del edificio.

D = Longitud del Edificio en la dimensión considerada reemplazando:

$$T = \frac{0.09 \times 20.10}{\sqrt{13.95}} = 0.486 \text{ seg (Portico princip.)}$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.485}} = \frac{0.050}{0.787} = 0.0637$$

DETERMINACION DE H.--(para el pórtico principal)

$$H = 0.8 \times 1 \times 0.0637 \times P = 0.0510 \times P$$

$$H_x = 0.0510 \times 1593.527 = 81.27 \text{ ton.}$$

$$\boxed{H_x = 81.27}$$

Para el pórtico de Arriostre: $D = 16.00$ mtrs.

$$T = \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 20.10}{\sqrt{15.90}} = 0.452 \text{ ciclos/seg.}$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt{T}} = \frac{0.05}{\sqrt{0.452}} = \frac{0.05}{0.768} = 0.0650$$

$$H = 0.8 \times 1 \times 0.0650 \times P = 0.0520 \times P.$$

$$H_y = 0.0520 \times 1,593.527$$

$$\boxed{H_y = 82.86}$$

DISTRIBUCION DE CORTANTE EN CADA NIVEL.--

Fórmula: $F_i = H \times \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$, para aplicar esta fórmula se tendrá que cumplir que:

$$D \frac{h}{\text{menor}} \leq \frac{5}{1}$$

$$\frac{20.10}{14} < 5 \text{ chequea.}$$

Luego:

Para el pórtico Principal: (Dirección x)

$$F_{ix} = \left(\frac{H_x}{\sum W_i h_i} \right) W_i h_i$$

$$H_x = 81.27 \text{ ton.}$$

Para el pórtico de Arriostre (Dirección y)

$$F_{iy} = \left(\frac{H_y}{\sum W_i h_i} \right) W_i h_i.$$

$$H_y = 82.86 \text{ ton.}$$

El desarrollo de las fórmulas serán tabulados.

$$H_x = 81.27$$

$$H_y = 8286$$

NIVELES	W_i (mts)	h_i (mts)	$W_i h_i$	Fix (ton)	Fix (ton)
AZOTEA	103.575	20.10	2081.857	9.92	10.1
PENT HOUSE	202.358	17.60	3561.500	17.01	10.28
7mo.	214.599	15.10	3240.445	15.45	15.70
6to.	"	12.60	2703.947	12.90	13.11
5to.	"	10.10	2167.450	10.34	10.50
4to.	"	7.60	1630.952	7.78	7.90
3ro.	"	5.10	1094.455	5.21	5.30
2do.	"	2.60	557.957	2.26	2.70
TOTAL			17,038.563	81.27	82.89

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 i caseta de maquinas).

Esquema 1

Esquema 2

CALCULO DE LAS RIGIDECES DE LAS VIGAS Y COLUMNAS

El cálculo de las rigideces se hará utilizando la formula

$$K = \frac{I}{L}$$

I = Momento de inercia de la sección.

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

L = longitud del elemento.

Las rigideces en los volados es cero.

En vigas Principales Porticoa Interiores (2-6)

NIVEL	TRAMO	bxt	Icm ²	L cm	k
Azotea	Exterior	25 x35	89,050	700	127
Pent Hous.	"	30 x55	414,000	700	591
Pisos Tip.	"	30 x55	414,000	700	591
Azotea	"	25 x35	89,050	520	171
Pent Hous.	"	30 x55	414,000	520	792
Pisos Tip.	"	30 x55	414,000	520	792

En vigas Principales Porticos Exteriores (1+7)

NIVEL	TRAMO	bxt	Icm ⁴	Lcm	k
Azotea	Exterior	25 x30	90,000	520	173
	"	25 x30	90,000	700	128
Pent Hous.	"	30 x35	107,000	520	205
	"	30 x35	107,0000	700	152
Pisos Tip.	"	30 x35	107,000	520	205
	"	30 x35	107,000	700	152

En vigas Principales Pórticos Interiores (3-4-5)

Azotea	Central	25 x30	56,100	280	200
	"	25 x30	56,100	510	110
Pent Hous.	"	30 x35	108,000	280	385
	"	30 x35	108,000	510	212
Pisos Tip.	"	30 x35	108,000	280	385
	"	30 x35	108,000	510	212

En vigas de Arriostre Pórticos (A-C)

NIVEL	TRAMO	b x t	Icm ⁴	k
Azotea	2.75	25 x 40	133,000	485
	5.10	25 x 40	133,000	261
	3.30	25 x 40	133,000	404
	3.45	25 x 40	133,000	386
	2.70	25 x 40	133,000	493
Pent Hous.	2.75	25 x 40	133,000	485
Pisos Tip.	5.10	25 x 40	133,000	261
	3.30	25 x 40	133,000	404
	3.45	25 x 40	133,000	386
Azotea, Pent House, Pisos Típicos.	2.70	50 x 20	33,400	124
En vigas de Arriostre Pórtico (B)				
NIVEL	TRAMO	b x t	Icm ⁴	k
Azotea	2.75	40x20	26,666	97
	3.85	40 x 20	26,666	69
Pent Hous.	2.75	40 x 20	26,666	97
	3.85	40 x 20	26,666	69
Pisos Tip.	2.75	40 x 20	26,666	97
	3.85	40 x 20	26,666	69

Nota: Las dimensiones de las vigas son las obtenidas en el dimensionamiento previo por lo tanto estan sujetas a variaciones por accion de las cargas.

El análisis sísmico está hecho en base a estas dimensiones.

EN COLUMNAS DE PORTICOS (2 - 6); COL. B22' y B66'

NIVELES	b x t	Im ⁴	h cms.	K
8vo 7mo 6to y 5to.	70x30	157,000	250	628
4to. 3ro. y 2do.	70x35	250,000	250	1000
1ro.	70x35	250,000	260	963

EN COLUMNAS DE PORTICO (2 - 4 - 6) Resto de Columnas

NIVELES	b x t	Im ⁴	h cms.	K
8vo 7mo 6to y 5to	30x55	415,000	250	1660
4to.3ro.y 2do.	35x60	676,000	250	2,700
1ro.	30x55	45,000	260	3,850

EN COLUMNAS DE PORTICOS (1 - 3 - 5 - 7)

NIVELES	b x t	Im ⁴	h cms	K
8vo 7mo 6to y 5to.	25x35	89,000	250	356
4to.3ro.y 2do.	30x50	313,000	250	1250
1ro.	30x55	415,000	260	1593

EN COLUMNAS DE PORTICOS DE ARRIOSTRE (A - B - C)

COLUMNAS	NIVELES	b x t .	I m ⁴ .	cms.	K
Exteriores y los interiores	35 x 25	8vo 7mo 6to 5to	45,500	230	182
	50 x 30	4to 3ra 2da	112,000	250	447
A-2, A-3; A-3; A-5	55 x 30	1ro.	124,000	260	475
Interiores	30 x 70	8vo 7mo 6to 5to	858,000	250	3430
B 22' y B 66'	35 x 70	4to. 3ro. 2do.	1'000,000	250	4,000
	37 x 70	1ro.	1'000,000	260	3,850
Interiores	8to 7mo 6to 5to	55 x 30	124,000	250	495
listo de	4to. 3ro. 2do.	60 x 35	2,5,000	250	860
Columnas	1ro.	70 x 35	250,000	260	863

NOTA.- Las mismas consideraciones que se hacen en las vigas se harán en las columnas.

CALCULO DE LOS VALORES "D" EN COLUMNAS.-

La fórmula general es: $D = a \times K_c \left(\frac{12 E K_o}{h^2} \right)$

Donde: $\left(\frac{12 E K_o}{h^2} \right)$ es una cantidad común.

Luego:

$$D = a \cdot K_c$$

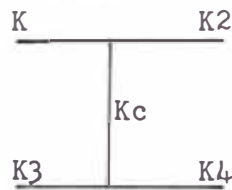
$K = \frac{I}{l}$; coef. de rigidez absoluta.

$K_o =$ Coef. de comparación; $K_o = 100$.

$\frac{K}{K_o} = K_c$; coef. de rigidez relativa.

DETERMINACION DEL VALOR "a".-

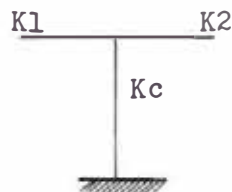
Caso 1.-General.



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

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

Caso 2 - Un extremo fijo (empotrado).



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

$$\bar{K} = \infty; a = 1$$

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

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

Caso 3.- Un extremo articulado.- Este caso no lo utilizaremos en el presente edificio.

Tabulación de los Valores " D "

P O R T I C O 1-7
(Pórticos Principales)

COLUMNAS A₁ y A₇

COLN	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K _C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	-	1.52	-	1.52	3.56	3.04	.425	.175	0.62
7mo	-	1.52	-	1.52	3.56	3.04	.425	.175	0.62
6to	-	1.52	-	1.52	3.56	3.04	.425	.175	0.62
5to	-	1.52	-	1.52	3.56	3.04	.425	.175	0.62
4to	-	1.52	-	1.52	12.50	3.04	.121	.057	0.71
3ro	-	1.52	-	1.52	12.50	3.04	.121	.057	0.71
2do	-	1.52	-	1.52	12.50	3.04	.121	.057	0.71
1ro	-	1.52	-	-	15.93	1.52	.095	.284	4.51

COLUMNAS C₁ y C₇

COLN	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K _C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	2.05	-	2.05	-	3.56	4.10	.575	.223	0.79
7mo	2.05	-	2.05	-	3.56	4.10	.575	.223	0.79
6to	2.05	-	2.05	-	3.56	4.10	.575	.223	0.79
5to	2.05	-	2.05	-	3.56	4.10	.575	.223	0.79
4to	2.05	-	2.05	-	12.50	4.10	.164	.075	0.94
3ro	2.05	-	2.05	-	12.50	4.10	.164	.075	0.94
2do	2.05	-	2.05	-	12.50	4.10	.164	.075	0.94
1ro	2.05	-	-	-	15.93	2.05	.129	.295	4.69

COLUMNAS B₁ y B₇

COLN	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K _C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	1.52	2.05	1.52	2.05	3.56	7.14	1.00	0.33	1.17
	1.52	-	1.52	2.05	3.56	5.09	0.71	0.26	0.92
7mo	1.52	2.05	1.52	2.05	3.56	7.14	1.00	0.33	1.17
6to	1.52	2.05	1.52	2.05	3.56	7.14	1.00	0.33	1.17
5to	1.52	2.05	1.52	2.05	3.56	7.14	1.00	0.33	1.17
4to	1.52	2.05	1.52	2.05	12.50	7.14	.285	.124	1.55
3ro	1.52	2.05	1.52	2.05	12.50	7.14	.285	.124	1.55
2do	1.52	2.05	1.52	2.05	12.50	7.14	.285	.124	1.55
1ro	1.52	2.05	-	-	-	3.57	.225	.320	5.10

P O R T I C O 22' y 66'

(Pórticos Principales)

COLUMNAS : B_{22} y B_{66}

COLN	K_1	K_2	K_3	K_4	K_C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	1.27	1.71	5.91	7.92	6.78	16.81	1.340	.402	2.53
	1.27	-	5.91	7.92	6.28	15.10	1.201	.375	2.36
7mo	5.91	7.92	5.91	7.92	6.28	27.66	2.200	.523	3.29
6to	5.91	7.92	5.91	7.92	6.28	27.66	2.200	.523	3.29
5to	5.91	7.92	5.91	7.92	6.28	27.66	2.200	.523	3.29
4to	5.91	7.92	5.91	7.92	10.00	27.66	1.383	.408	4.08
3ro	5.91	7.92	5.91	7.92	10.00	27.66	1.383	.408	4.08
2do	5.91	7.92	5.91	7.92	10.00	27.66	1.383	.408	4.08
1ro	5.91	7.92	-	-	9.63	13.83	1.436	.795	7.67

COLUMNAS A_2 y A_6

COLN	K_1	K_2	K_3	K_4	K_C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	-	1.27	-	5.91	16.60	7.18	.216	.098	1.622
7mo	-	5.91	-	5.91	16.60	11.82	.357	.152	2.525
6to	-	5.91	-	5.91	16.60	11.82	.357	.152	2.525
5to	-	5.91	-	5.91	16.60	11.82	.357	.152	2.525
4to	-	5.91	-	5.91	27.00	11.82	.219	.099	2.675
3ro	-	5.91	-	5.91	27.00	11.82	.219	.099	2.675
2do	-	5.91	-	5.91	27.00	11.82	.219	.099	2.675
1ro	-	5.91	-	-	38.50	5.91	.154	.303	14.800

COLUMNAS C_2 y C_6

COLN	K_1	K_2	K_3	K_4	K_C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	1.71	-	7.92	-	16.60	9.63	.290	0.127	0.110
	-	-	7.92	-	16.60	7.92	.238	0.107	1.780
7mo	7.92	-	7.92	-	16.60	15.84	.478	0.193	3.200
6to	7.92	-	7.92	-	16.60	15.84	.478	0.193	3.200
5to	7.92	-	7.92	-	16.60	15.84	.478	0.193	3.200
4to	7.92	-	7.92	-	27.00	15.84	.294	0.128	3.450
3ro	7.92	-	7.92	-	27.00	15.84	.294	0.128	3.450
2do	7.92	-	7.92	-	27.00	15.84	.294	0.128	3.450
1ro	7.92	-	-	-	38.50	7.92	.206	0.319	12.300

P O R T I C O S 3 y 5

(Pórticos Principales)

COLUMNAS A_3 y A_3' , A_5 y A_5'

COLN	K_1	K_2	K_3	K_4	K_C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	-	2.00	-	3.85	3.56	5.85	.821	.292	1.04
	2.00	-	3.85	-	3.56	5.85	.821	.292	1.04
7mo	-	3.85	-	3.85	3.56	7.70	1.080	.350	1.246
	3.85	-	3.85	-	3.56	7.70	1.080	.350	1.246
6to	-	3.85	-	3.85	3.56	7.70	1.080	.350	1.246
	3.85	-	3.85	-	3.56	7.70	1.080	.350	1.246
5to	-	3.85	-	3.85	3.56	7.70	1.080	.350	1.246
	3.85	-	3.85	-	3.56	7.70	1.080	.350	1.246
4to	-	3.85	-	3.85	12.50	7.70	0.308	.093	1.150
	3.85	-	3.85	-	12.50	7.70	0.308	.093	1.150
3ro	-	3.85	-	3.85	12.50	7.70	0.308	.093	1.150
	3.85	-	3.85	-	12.50	7.70	0.308	.093	1.150
2do	-	3.85	-	3.85	12.50	7.70	0.308	.093	1.150
	3.85	-	3.85	-	12.50	7.70	0.308	.093	1.150
1ro	-	3.85	-	-	15.93	3.85	.242	.331	5.270
	3.85	-	-	-	15.93	3.85	.242	.331	5.270

P O R T I C O 4

(Pórtico Principal)

COLUMNA C_4

COLN	K_1	K_2	K_3	K_4	K_C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	1.10	-	2.12	-	16.60	3.22	.097	.0463	0.768
7mo	2.12	-	2.12	-	16.60	4.24	.128	.0601	0.999
6to	2.12	-	2.12	-	16.60	4.24	.128	.0601	0.999
5to	2.12	-	2.12	-	16.60	4.24	.128	.0601	0.999
4to	2.12	-	2.12	-	27.00	4.24	.0785	.0375	1.013
3ro	2.12	-	2.12	-	27.00	4.24	.0785	.0375	1.013
2do	2.12	-	2.12	-	27.00	4.24	.0785	.0375	1.013
1ro	2.12	-	-	-	38.50	2.12	.055	.217	8.350

P O R T I C O A
(Pórtico de Arriostre)

COLUMNAS A₁ y A₇

COLN	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K _C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	-	4.04	-	4.04	1.82	8.08	2.22	0.525	0.957
7mo	-	4.04	-	4.04	1.82	8.08	2.22	0.525	0.957
6to	-	4.04	-	4.04	1.82	8.08	2.22	0.525	0.957
5to	-	4.04	-	4.04	1.82	8.08	2.22	0.525	0.957
4to	-	4.04	-	4.04	4.47	8.08	0.902	0.318	1.420
3ro	-	4.04	-	4.04	4.47	8.08	0.902	0.318	1.420
2do	-	4.04	-	4.04	4.47	8.08	0.902	0.318	1.420
1ro	-	4.04	-	-	4.75	4.04	0.850	0.475	2.255

COLUMNAS A₂ y A₆

COLN	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K _C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	4.4	3.86	4.04	3.86	1.82	15.80	4.06	0.670	1.220
7mo	4.04	3.86	4.04	3.86	1.82	15.80	4.06	0.670	1.220
6to	4.04	3.86	4.04	3.86	1.82	15.80	4.06	0.670	1.220
5to	4.04	3.86	4.04	3.86	1.82	15.80	4.06	0.670	1.220
4to	4.04	3.86	4.04	3.86	4.47	15.80	1.65	0.452	2.022
3ro	4.04	3.86	4.04	3.86	4.47	15.80	1.65	0.452	2.022
2do	4.04	3.86	4.04	3.86	4.47	15.80	1.65	0.452	2.022
1ro	4.04	3.86	-	-	4.75	7.90	1.66	0.590	2.800

COLUMNAS A₃ y A₅

COLN	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K _C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	3.86	4.93	3.86	-	1.82	12.65	3.47	0.635	1.156
7mo	3.86	-	3.86	-	1.82	7.72	2.13	0.516	0.940
6to	3.86	-	3.86	-	1.82	7.72	2.13	0.516	0.940
5to	3.86	-	3.86	-	1.82	7.72	2.13	0.516	0.940
4to	3.86	-	3.86	-	4.47	7.72	0.865	0.302	1.350
3ro	3.86	-	3.86	-	4.47	7.72	0.865	0.302	1.350
2do	3.86	-	3.86	-	4.47	7.72	0.865	0.302	1.350
1ro	3.86	-	-	-	4.75	3.86	0.815	0.290	1.380

P O R T I C O B
(Pórtico de Arriostre)

COLUMNAS B_1 y B_7

COLN	K_1	K_2	K_3	K_4	K_C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	-	0.97	-	0.97	1.82	1.94	0.532	.210	0.382
7mo	-	0.97	-	0.97	1.82	1.94	0.532	.210	0.382
6to	-	0.97	-	0.97	1.82	1.94	0.532	.210	0.382
5to	-	0.97	-	0.97	1.82	1.94	0.532	.210	0.382
4to	-	0.97	-	0.97	4.47	1.94	0.216	.0978	0.437
3ro	-	0.97	-	0.97	4.47	1.94	0.216	.0978	0.437
2do	-	0.97	-	0.97	4.47	1.94	0.216	.0978	0.437
1ro	-	0.97	-	-	4.75	0.97	0.204	.320	1.520

COLUMNAS B_{22} y B_{66}

8vo Ps	0.97	0.69	0.97	0.69	34.30	3.32	.0485	.0237	0.812
7mo	0.97	0.69	0.97	0.69	34.30	3.32	.0485	.0237	0.812
6to	0.97	0.69	0.97	0.69	34.30	3.32	.0485	.0237	0.812
5to	0.97	0.69	0.97	0.69	34.30	3.32	.0485	.0237	0.812
4to	0.97	0.69	0.97	0.69	40.00	3.32	.0415	.0214	0.858
3ro	0.97	0.69	0.97	0.69	40.00	3.32	.0415	.0214	0.858
2do	0.97	0.69	0.97	0.69	40.00	3.32	.0415	.0214	0.858
1ro	0.97	0.69	-	-	38.50	1.66	.0431	.266	10.260

P O R T I C O C
(Pórtico de Arriostre)

COLUMNAS C_1 y C_7

COLN	K_1	K_2	K_3	K_4	K_C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	-	-	-	4.65	1.82	4.85	1.330	0.460	0.735
	-	4.85	-	4.85	1.82	9.70	2.660	0.570	1.040
7mo	-	4.85	-	4.85	1.82	9.70	2.660	0.570	1.040
6to	-	4.85	-	4.85	1.82	9.70	2.660	0.570	1.040
5to	-	4.85	-	4.85	1.82	9.70	2.660	0.570	1.040
4to	-	4.85	-	4.85	4.47	9.70	1.082	0.331	1.570
3ro	-	4.85	-	4.85	4.47	9.70	1.082	0.351	1.570
2do	-	4.85	-	4.85	4.47	9.70	1.082	0.351	1.570
1ro	-	4.85	-	-	4.75	4.85	1.020	0.338	1.605

COLUMNAS C_2 y C_6

8vo Ps	4.85	-	4.85	2.61	4.95	12.31	1.241	0.384	1.900
	2.61	-	2.61	4.85	4.95	10.07	1.020	0.337	1.670
7mo	4.85	2.61	4.85	2.61	4.95	14.92	1.500	0.429	2.125
6to	4.85	2.61	4.85	2.61	4.95	14.92	1.500	0.429	2.125
5to	4.85	2.61	4.85	2.61	4.95	14.92	1.500	0.429	2.125
4to	4.85	2.61	4.85	2.61	8.60	14.92	0.868	0.302	2.600
3ro	4.85	2.61	4.85	2.61	8.60	14.92	0.868	0.302	2.600
2do	4.85	2.61	4.85	2.61	8.60	14.92	0.868	0.302	2.600
1ro	4.85	2.61	-	-	9.63	7.46	0.773	0.457	4.400

COLUMNA C_4

8vo Ps	-	2.61	2.61	2.61	4.95	7.83	0.791	0.284	1.410
7mo	2.61	2.61	2.61	2.61	4.95	10.44	1.054	0.345	1.710
6to	2.61	2.61	2.61	2.61	4.95	10.44	1.054	0.345	1.710
5to	2.61	2.61	2.61	2.61	4.95	10.44	1.054	0.345	1.710
4to	2.61	2.61	2.61	2.61	8.60	10.44	0.610	0.234	2.015
3ro	2.61	2.61	2.61	2.61	8.60	10.44	0.610	0.234	2.015
2do	2.61	2.61	2.61	2.61	8.60	10.44	0.610	0.234	2.015
1ro	2.61	2.61	-	-	9.63	5.22	0.541	0.411	3.960

P O R T I C O 3' - 5'
(Pórtico de Arriostre)

COLUMNAS A₃ y A₅

COLN	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K _C	K	\bar{K}	a	D
8vo Ps	-	1.24	-	1.24	1.82	2.48	0.681	0.254	0.462
7mo	-	1.24	-	1.24	1.82	2.48	0.681	0.254	0.462
6to	-	1.24	-	1.24	1.82	2.48	0.681	0.254	0.462
5to	-	1.24	-	1.24	1.82	2.48	0.681	0.254	0.462
4to	-	1.24	-	1.24	4.47	2.48	0.275	0.121	0.540
3ro	-	1.24	-	1.24	4.47	2.48	0.275	0.121	0.540
2do	-	1.24	-	1.24	4.47	2.48	0.275	0.121	0.540
1ro	-	1.24	-	-	4.75	1.24	0.261	0.291	1.481

Cálculo del Valor "D" de las Placas y Cortante que toman

El valor "D" se obtendrá de la siguiente fórmula:

$$D = \frac{V_n}{w_n}, \text{ donde: } \begin{array}{l} V_n = \text{Cortante que toma la placa} \\ w_n = \text{Deflexión total} \end{array}$$

$$w_n = s_n + B_n + r_n$$

donde: s_n = deformación por corte:

$$s_n = s_n \times \frac{27.6 K}{h_n}$$

donde: $s_n = K \frac{V_n}{A_{wn}}$

K = Coeficiente del ángulo cortante = 1.2

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

h_n = altura del piso.

Deformación por flexión : B_n

$$B_n = 4 \frac{B_n}{h_n} \quad B_n = \frac{M_i}{K_{wi}} + \frac{1}{2} \frac{M_n}{K_{wn}}$$

Para la determinación del valor B_n se seguirá un proceso que se presenta en forma tabulada.

(Proceso seguido de acuerdo a las copias de diseño Antisísmico, editadas por el Ingo. R. Montes - Agosto 1965).

NOTA. - En las placas del edificio en estudio que se encuentran en la dirección del pórtico de arriostre, se les considerará como placas con aberturas pequeñas (aberturas para las puertas del ascensor).

En este caso para las deflexiones antes citadas tendremos que aumentarles una corrección a la deformación por corte, a la cual llamaremos deformación por marco.

$$d_f = \frac{1}{r} \quad s$$

s = Deformación por corte de la pared sin aberturas.
 $r = (1.0 - 1.25p)$

$$p = \frac{\text{Area de la abertura}}{\text{Area total de la pared}} = 0.4 \quad \text{para considerar la placa}$$

ca con aberturas pequeñas. Si $p = 0.4$ serán paredes con aberturas grandes.

OBTENCION DE "D"

Necesitamos asumirnos un corte determinado y con este obtendremos todas las deformaciones, luego obtenemos un valor: $D = \frac{Vn}{r}$; Con este valor de "D" obtenido encontraremos el cortante que le corresponde, si este coincide con el asumido estará bien el valor "D". Si los cortantes no coinciden tendremos que hacer otro tanteo.

El procedimiento lo presentaremos en forma tabulada.

VALOR "D" PARA LAS PLACAS QUE SIGUEN EL SENTIDO DEL PORTICO PRINCIPAL

Sección en planta	$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{20 \times 290^3}{12}$
$h=2.50 \text{ m.}$	$I = \frac{10}{6} \times 24 \ 300 \ 000$
$h'=2.6 \text{ m.}$	$I = \underline{\underline{40'500,000 \text{ cm}^4}}$

VALOR DE K ABSOLUTO Y RELATIVO

$$K = \frac{I}{h} = \frac{40'500,000}{250} = 162,000 \quad 3$$

$$K' = \frac{I}{h} = \frac{40'500,000}{260} = 156,000 \quad 3$$

$$K_{w2.50} = \frac{I}{h} \cdot \frac{1}{K_0} = \frac{162000}{100} = 1,620 \text{ cm}^3$$

$$K_{w2.90} = 1,560 \text{ cm}^3$$

1er. TANTEO PLACA DEL ASCENSOR

n	V_n asdo	h_n	$V_n h_n$	M_n'	2Mn	K_{wn}	$\frac{2Mn}{K_{wn}}$	4 ABn	$\frac{3}{hn} 10^{-2}$	Bn	K	A_{wn}	B	$A_{sn} 10^4$	K_o	$\frac{27.6}{hn}$	Sn
8	0.10	250	25	25	25	1620	0.0154	41.48	1.20	0.497	1.2	58×10^2	1	0.2	10^2	0.1101	0.0002
7	0.50	250	125	150	175	1620	0.108	41.358	1.20	0.496	1.2	58×10^2	1	1	10^2	0.1101	0.0011
6	1.30	250	325	475	625	1620	0.385	40.864	1.20	0.490	1.2	58×10^2	1	2.6	10^2	0.1101	0.0028
5	2.30	250	575	1050	762.5	1620	0.470	40.01	1.20	0.480	1.2	58×10^2	1	4.6	10^2	0.1101	0.0050
4	4.00	250	1000	2050	3100	1620	1.92	37.62	1.10	0.452	1.2	58×10^2	1	8.0	10^2	0.1101	0.0088
3	6.00	250	1500	3550	5600	1620	3.45	32.26	1.20	0.387	1.2	58×10^2	1	12	10^2	0.1101	0.0132
2	8.00	250	2000	5550	9100	1620	5.60	23.20	1.20	0.278	1.2	58×10^2	10	16	10^2	0.1101	0.1760
1	10.00	260	2600	8150	13700	1560	8.80	8.80	1.56	0.138	1.2	58×10^2	4	20	10^2	0.1060	0.0848

1er. TANTEO PLACA DEL ASCENSOR

Bn	Sn	T	Vn	Dp	Dp	Dc	D	Vn(piso)	V _n '(final)
0.497	0.0002	0.4972	0.10	0.201	0.402	20.605	21.007	14.85	0.1445
0.496	0.0011	0.4971	0.50	1.005	2.010	28.595	30.605	31.86	1.040
0.490	0.0028	0.4928	1.30	2.638	5.276	28.595	33.871	47.31	3.685
0.480	0.0050	0.4850	2.30	4.740	9.48	28.595	38.075	59.31	7.380
0.452	0.0528	0.5048	4.00	7.92	15.84	31.625	47.465	69.65	12.325
0.387	0.0132	0.400	6.00	15.00	30.00	31.625	61.625	77.43	18.875
0.278	0.176	0.454	8.00	17.60	35.20	31.625	66.825	82.64	21.800
0.138	0.0848	0.2228	10.00	44.75	89.50	116.57	206.60	85.30	17.800

2do TANTEO PLACA DEL ASCENSOR

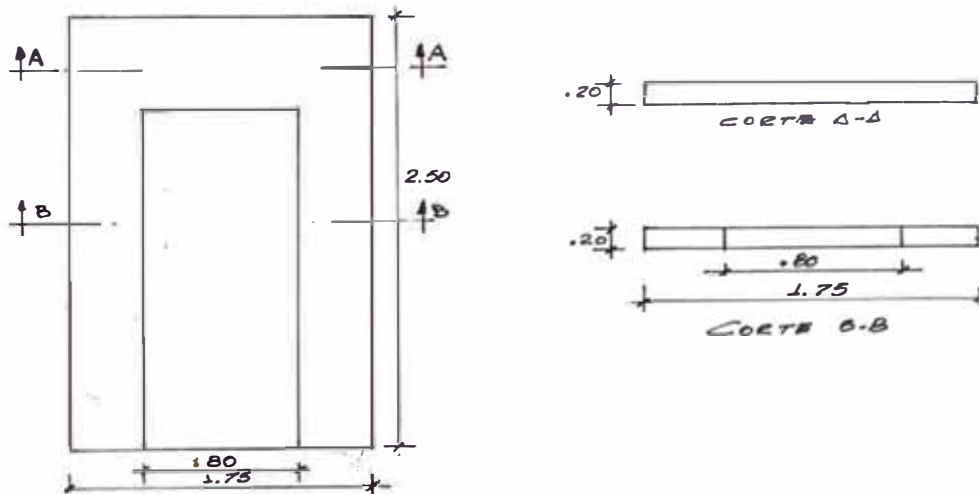
n	Vn	hn	Vn hn	M _D '	2Mn	K _{wn}	$\frac{2Mn}{Kwn}$	4 ABn	$\frac{2}{hn} 10^{-2}$	Bn	K	A _{wn}	B	Asn 10 ⁻²	Ko	$\frac{27.6}{hn}$	Sn
8	0.1445	250	35	35	35	1620	0.0216	122.06	1.2	1.463	1.2	58x10 ²	1	.00299	10 ²	0.1101	.000329
7	1.040	250	260	295	330	1620	0.2035	121.83	1.2	1.460	1.2	58x10 ²	1	.0215	10 ²	0.1101	.002367
6	3.685	250	920	1215	1510	1620	0.9310	120.70	1.2	1.448	1.2	58x10 ²	1	.0761	10 ²	0.1101	.008378
5	7.380	250	1840	3055	4276	1620	2.640	117.13	1.2	1.401	1.2	58x10 ²	1	.1530	10 ²	0.1101	.01684
4	12.325	250	3085	6140	9196	1620	10.47	92.67	1.2	1.308	1.2	58x10 ²	1	.2550	10 ²	0.1101	.02807
3	18.875	250	4715	10855	16996	1620	10.47	92.67	1.2	1.11	1.2	58x10 ²	1	.3900	10 ²	0.1101	.04293
2	21.80	250	5475	16330	27186	1620	16800	65.40	1.2	0.787	1.2	58x10 ²	10	.4525	10 ²	0.1101	.49820
1	21.00	260	5240	21570	37900	1560	24.30	24.30	1.2	0.2915	1.2	58x10 ²	4	.4350	10 ²	0.1060	.04840

2do. TANTEO PLACA DEL ASCENSOR

Bn	Sn	T	Vn	Dp	Dp	Dc	D	Vn(piso)	V _n ' (final)
1.463	.000329	1.4633	0.1445	.0989	0.197	20.605	20.802	14.85	0.07
1.460	.002367	1.4623	1.0400	.7100	1.420	28.595	30.015	31.86	0.75
1.448	.008378	1.4563	3.6850	2.53	5.06	28.595	33.655	47.31	2.50
1.401	.016840	1.4178	7.380	5.205	10.41	28.595	39.005	59.31	7.90
1.308	.028070	1.3360	12.325	9.220	18.44	31.625	50.065	69.65	13.30
1.110	.04293	1.1529	18.875	16.380	32.76	31.625	64.385	77.43	19.75
0.787	.04982	1.2850	21.800	17.00	34.00	31.625	65.620	82.64	21.40
0.2915	.1844	0.4759	21.000	44.10	88.20	116.57	214.77	85.30	17.50

VALOR "D" DE LAS PLACAS EN EL SENTIDO DEL PORTICO DE

ARRIOSTRE



MOMENTOS DE INERCIA. -

$$\text{Fórmula: } I = \frac{1}{12} b h^3$$

$$\text{En la sección A-A : } I_{A-A} = \frac{1}{12} 20 \times 1.75^3 = 89'322,916 \text{ cm}^4$$

$$\text{En la sección B-B : } I_{B-B} = (89'322,916 - \frac{1}{12} \times 20 \times 80^3) = 88'202,916 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia a usarse en la Deformación por Flexión será:

$$I = \frac{I_{AA} + I_{BB}}{2} = \frac{89'322,916 + 88'202,916}{2}$$

$$I = 88'762,916 \text{ cm}^4$$

$$K \text{ para } h=250 \quad K_{250} = 355,000 \quad K_w = \frac{K}{K_o} = \frac{355,000}{100} = 3550$$

$$K \text{ para } h=260 \quad K_{260} = 341,000 \quad K_w = \frac{341,000}{100} = 3410$$

$$\text{Area de la sección } A_{wn} = 175 \times 20 = 3500 \text{ cm}^2$$

Cálculo de p. -

$$p = \frac{\text{Area de la abertura}}{\text{Area total de la pared}} = \frac{80 \times 205}{175 \times 250}$$

$$p = 0.375$$

Cálculo de r

$$r = (1 - 1.25p) = (1 - 1.25 \times 0.375) = 0.531$$

1er. TANTEO PLACA DE ASCENSOR (sentido Arriostre)

n	Vn	hn	Vn hn	M' _n	2Mn	K _{wn}	$\frac{2Mn}{Kwn}$	4 ABn	$\sum \frac{1}{hn} 10^{-2}$	Bn	K	A _{wn}	S _n 10 ⁻²	Ko	$\frac{27.6}{hn}$	B	S _n	r	F _n
8	0.14	250	35	35	35	3550	.00987	45.925	1.2	0.550	1.2	35x10 ²	.0048	10 ²	.1101	1	.0005	.531	.00099
7	1.04	250	260	295	330	3550	.0930	45.823	1.2	0.550	1.2	35x10 ²	.0357	10 ²	.1101	1	.0039	.531	.00738
6	3.50	250	875	1170	1466	3550	.414	45.316	1.2	0.543	1.2	35x10 ²	.1200	10 ²	.1101	1	.01321	.531	.01162
5	7.00	250	1750	2920	4090	3550	1.151	43.751	1.2	0.525	1.2	35x10 ²	.2400	10 ²	.1101	8	.0264	.531	.39736
4	10.00	250	2500	5420	8310	3550	2.350	40.250	1.2	0.484	1.2	35x10 ²	.3425	10 ²	.1101	10	.0377	.531	.70894
3	13.00	250	3250	8670	14090	3550	3.970	33.93	1.2	0.406	1.2	35x10 ²	.4500	10 ²	.1101	10	.0495	.531	.93174
2	16.00	250	4000	12670	21340	3550	6.01	23.95	1.2	0.287	1.2	35x10 ²	.549	10 ²	.1101	10	.0604	.531	1.1362
1	20.00	260	5200	17870	30540	3410	8.97	8.97	1.2	0.107	1.2	35x10 ²	.685	10 ²	.106	10	.0726	.531	1.365

1er. TANTEO PLACA DE ASCENSOR (Sentido Arriostre)

Bn	Fn	T	Vn	Dp	Dp	De	D	Vn(piso)	V _n ' (final)
0.5500	.000992	.55099	0.14	0.254	0.508	15.998	16.506	15.03	0.231
0.5500	.007388	.55738	1.04	1.862	3.724	17.586	21.310	32.31	2.820
0.543	.011624	.5546	3.50	6.400	12.80	17.586	30.386	48.01	10.010
0.525	.39736	.43236	7.00	7.600	15.20	17.586	32.78	61.12	13.600
0.484	.70894	1.1929	10.00	8.400	16.80	23.609	40.405	71.62	14.870
0.406	.93144	1.3374	13.00	9.750	19.50	23.609	63.109	79.52	18.000
0.287	1.1362	1.4232	16.00	11.21	22.42	23.609	46.029	84.82	20.500
0.1075	1.3650	1.4720	20.00	13.600	27.20	55.362	82.562	87.52	14.450

2do. TANTEO PLACA DE ASCENSOR (Sentido Arriostre)

n	Vn	hn	Vn.hn	M _n '	2Mn	Kwn	$\frac{2Mn}{Kwn}$	4 ABn	$\frac{2}{hn} 10^{-2}$	Bn	K	A _{wn}	S _n 10 ⁻²	Ko	$\frac{27.6}{hn}$	B	S _n	r	Fn
8	0.231	250	58	58	58	3550	.01635	77.405	1.2	.930	1.2	35x10 ²	.00792	10 ²	.1101	1	.0087	.531	.01639
7	2.82	250	705	763	822	3550	.2315	77.157	1.2	.927	1.2	35x10 ²	.0968	10 ²	.1101	1	.01065	.531	.08003
6	10.01	250	2500	3263	4026	3550	1.133	75.793	1.2	.910	1.2	35x10 ²	.344	10 ²	.1101	8	.03787	.531	.07120
5	13.6	250	3400	6663	9926	3550	2.800	71.86	1.2	.860	1.2	35x10 ²	.4670	10 ²	.1101	10	.05141	.531	.08666
4	14.87	250	3720	10383	17046	3550	4.800	64.26	1.2	.7701	1.2	35x10 ²	.5100	10 ²	.1101	10	.05615	.531	.105571
3	18.00	250	4500	14883	25266	3550	7.110	52.35	1.2	.630	1.2	35x10 ²	.6170	10 ²	.1101	10	.06793	.531	.12771
2	20.50	250	5115	19998	34882	3550	9.820	35.42	1.2	.425	1.2	35x10 ²	.7030	10 ²	.1101	10	.0774	.531	.14551
1	13.75	260	3575	23573	43572	3410	12.80	12.80	1.2	.153	1.2	35x10 ²	.4710	10 ²	.1060	10	.04992	.531	.09386

2do. TANTEO PLACA DE ASCENSOR (Sentido Arriostre)

Bn	Fn	T	Vn	Dp	Dp	Dc	D	Vn(piso)	V _n ⁱ (final)
0.930	.016391	0.94639	0.231	0.245	0.49	15.998	16.488	15.03	0.222
0.927	.020036	0.94703	2.82	2.98	5.96	17.586	23.546	32.31	4.080
0.910	.569624	1.477462	10.01	6.75	13.50	17.586	31.086	48.01	10.750
0.860	.96662	1.82662	13.60	7.45	14.90	17.586	32.486	61.12	14.120
0.7701	1.05571	1.82580	14.87	8.15	16.30	23.609	39.909	71.62	14.65
0.630	1.2771	1.9071	18.00	9.33	18.66	23.609	42.269	79.52	17.55
0.425	1.45512	1.88010	20.50	10.90	20.50	23.609	45.409	84.82	20.50
0.1538	0.93860	1.0924	13.75	12.60	25.20	55.362	80.562	87.52	13.70

VALORES "D" RE SUMENDE LOS CALCULOS ANTERIORE SPORTICO PRINCIPAL

NIVEL	COLUMNAS EXTERIORES							COLUMNAS INTERIORES							PLACA	D
	E J E S 1 y 7		E J E 2 y 6		E J E 3			E J E 5		E J E 4						
	A ₁ -A ₇	B ₁ -B ₇	C ₁ -C ₇	A ₂ -A ₆	B ₂ -B ₆	C ₂ -C ₆	A ₃ -A ₅	A ₃ -A ₅	A ₃ -A ₅	C ₄	C ₄					
8	0.62	0.92	0.79	1.622	2.36 2.53	2.11 1.78	1.04	1.04	1.04	0.768	0.0989	20.802				
7	0.62	1.17	0.79	2.525	3.29	3.20	1.246	1.246	1.246	0.999	0.71	30.015				
6	0.62	1.17	0.79	2.525	3.29	3.20	1.246	1.246	1.246	0.999	2.53	36.655				
5	0.62	1.17	0.79	2.525	3.29	3.20	1.246	1.246	1.246	0.999	5.205	39.005				
4	0.71	1.55	0.94	2.675	4.08	3.45	1.150	1.150	1.150	1.013	9.33	50.065				
3	0.71	1.55	0.94	2.675	4.08	3.45	1.150	1.150	1.150	1.013	16.38	64.385				
2	0.71	1.55	0.94	2.675	4.08	3.45	1.150	1.150	1.150	1.013	17.00	65.620				
1	4.51	5.10	4.69	14.80	7.67	12.30	5.27	5.27	5.27	8.350	44.10	214.770				

V A L O R E S " D "

PORTICOS DE ARRIOSTRE

NIVEL	COLUMNAS EXTERIORES			COLUMNAS INTERIORES				PLACA	D		
	A ₁ -A ₇	B ₁ -B ₇	C ₁ -C ₇	A ₂ -A ₆	A ₃ -A ₅	A ₃ -A ₅	B ₂₂ -B ₆₆			C ₂ -C ₆	C ₄
8	0.957	0.382	1.040	1.220	1.156	0.462	0.812	1.900 1.670	1.410	0.245	16.056
7	0.957	0.382	1.040	1.220	0.94	0.462	0.812	2.125	1.710	2.98	23.546
6	0.957	0.382	1.040	1.220	0.94	0.462	0.812	2.125	1.710	6.75	31.086
5	0.957	0.382	1.040	1.220	0.94	0.462	0.812	2.125	1.710	7.45	32.486
4	1.42	0.437	1.57	2.022	1.35	0.540	0.858	2.60	2.015	8.15	39.909
3	1.42	0.437	1.57	2.022	1.35	0.540	0.858	2.60	2.015	9.33	42.269
2	1.42	0.437	1.57	2.022	1.35	0.540	0.858	2.60	2.015	10.90	45.409
1	2.255	1.52	1.605	2.800	1.38	1.481	10.26	4.40	3.96	12.60	80.562

DISTRIBUCION DE LOS ESFUERZOS CORTANTES EN COLUMNAS Y PLACAS

Las fuerzas cortantes en las columnas o placas las obtendremos repartiendo la fuerza cortante en el piso proporcionalmente a los valores "D". $F_c = \frac{F_i}{D} D$

P O R T I C O P R I N C I P A L

FUERZAS CORTANTES

NIVEL	COLUMNAS EXTERIORES		COLUMNAS			INTERIORES			PLACA
	B ₁ -A ₇	B ₁ -B ₇	A ₂ -A ₆	B ₂₂ -B ₆₆	C ₂ -C ₆	A ₂ -A ₅	A ₃ -A ₅	C ₄	
8	0.385	0.5860	1.157	1.680	1.500	0.740	0.740	0.548	0.0705
7	0.573	1.1205	2.68	1.800	1.270	1.322	1.322	1.060	0.754
6	0.758	1.480	3.55	3.500	3.400	1.750	1.750	1.400	3.560
5	0.821	1.603	3.85	4.625	4.500	1.900	1.900	1.520	7.800
4	0.831	1.86	3.71	5.000	4.875	1.600	1.600	1.408	12.810
3	0.720	1.61	3.21	5.56	4.800	1.381	1.381	1.212	19.700
2	0.757	1.69	3.36	4.875	4.15	1.446	1.446	1.280	21.45
1	1.772	1.95	5.9	5.100	4.35	2.100	2.100	3.325	17.600

PORTICOS DE ARRIOSTRE
FUERZAS CORTANTES(Ton)

NIVEL	COLUMNAS EXTERIORES			COLUMNAS				INTERIORES				PLACA
	A1-A7	B1-B7	C1-C7	A2-A6	A3-A5	A3-A5	A3-A5	B2-B6	C2-C6	C4		
8	0.871	0.348	0.948	1.110	1.050	0.420	0.740	1.727	1.282	0.223		
7	1.310	0.523	1.421	1.670	1.284	0.634	1.114	1.520	2.345	4.080		
6	1.477	0.590	1.604	1.880	1.450	0.713	1.253	3.280	2.640	10.750		
5	1.800	0.721	1.962	2.305	1.772	0.871	1.532	4.015	3.240	14.120		
4	2.550	0.782	2.815	3.625	2.420	0.969	1.540	4.660	3.610	14.650		
3	2.670	0.821	2.950	3.810	2.540	1.015	1.611	4.900	3.890	17.550		
2	2.655	0.818	2.940	3.875	2.520	1.008	1.601	4.860	3.760	20.500		
1	2.200	1.551	1.742	3.049	1.500	1.608	11.15	4.780	4.300	13.700		

DETERMINACION DE LOS PUNTOS DE INFLEXION
EN COLUMNAS

Los puntos de inflexión de las columnas los obtendremos de las tablas dadas por el Doctor Muto, para nuestro estudio usaremos la correspondiente a Fuerza Sismica distribuída 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 debida a la variación de altura del piso inferior.

CALCULO DE LOS PUNTOS DE INFLEXION PORTICOS PRINCIPALES

C O L U M N A S $A_1 - A_7$ (Ext)

NIVEL	K	1	2	3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
8vo	0.36	1	-	1	0.18	-	-	-	0.41
7mo	0.36	1	1	1	0.33	-	-	-	0.33
6to	0.36	1	1	1	0.38	-	-	-	0.38
5to	0.36	1	1	1	0.43	-	-	-	0.43
4to	0.10	1	1	1	0.40	-	-	-	0.40
3ro	0.10	1	1	1	0.60	-	-	-	0.60
2do	0.10	1	1	1.04	0.85	-	-	-0.01	0.84
1ro	0.08	-	0.96	-	1.30	-	-0.01	-	1.29

C O L U M N A S $B_1 - B_7$ (Ext)

8vo	0.845	1	-	1	0.35	-	-	-	0.35
	0.601	.425	-	1	0.90	.188	-	-	0.488
7mo	0.845	1	1	1	0.40	-	-	-	0.40
6to	0.845	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
5to	0.845	1	1	1	0.45	±	-	-	0.45
4to	0.240	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
3ro	0.240	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
2do	0.240	1	1	1.04	0.63	-	-	-0.02	0.61
1ro	0.189	-	0.96	-	1.267	-	-0.02	-	1.240

C O L U M N A S $C_1 - C_7$ (Ext)

8vo	0.485	1	-	1	0.242	-	-	-	0.242
7mo	0.485	1	1	1	0.35	-	-	-	0.35
6to	0.485	1	1	1	0.40	-	-	-	0.40
5to	0.485	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
4to	0.148	1	1	1	0.425	-	-	-	0.425
3ro	0.148	1	1	1	0.55	-	-	-	.55
2do	0.148	1	1	1.04	0.746	-	-	.02	0.726
1ro	0.109	-	0.96	-	1.30	-	-0.02	-	1.28

CALCULO DE LOS PUNTOS DE INFLEXION PORTICOS PRINCIPALES

C O L U M N A S $A_2 - A_6$ (Int.)

NIVEL	\bar{K}	1	2	3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
8vo	0.216	0.245	-	1	0.066	-	-	-	0.066
7mo	0.357	1	1	1	0.328	-	-	-	0.328
6to	0.357	1	1	1	0.378	-	-	-	0.378
5to	0.357	1	1	1	0.428	-	-	-	0.428
4to	0.219	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
3ro	0.219	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
2do	0.219	1	1	1.04	0.64	-	-	-.010	0.63
1ro	0.154	-	0.96	-	1.15	-	-.0125	-	1.138

C O L U M N A S $B_{22}, -B_{66}$

8vo	1.34 1.20	0.216 0.0918	-	1	0.367 0.36	9	-	-	0.367 0.36
7mo	2.20	1	1	1	0.46	-	-	-	0.46
6to	2.20	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
5to	2.20	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
4to	1.383	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
3ro	1.383	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
2do	1.383	1	1	1.04	0.50	-	-	-	0.50
1ro	1.436	-	0.96	-	0.628	-	-	-	0.628

C O L U M N A S $C_2, -C_6$

8vo	0.29 0.238	0.216 -	-	1	0.15 0.088	-	-	-	0.15 0.088
7mo	0.478	1	1	1	0.35	-	-	-	0.35
6to	0.478	1	1	1	0.40	-	-	-	0.40
5to	0.478	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
4to	0.294	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
3ro	0.294	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
2do	0.294	1	1	1.04	0.60	-	-	-.010	0.59
1ro	0.206	-	0.96	-	0.994	-	-.0175	-	0.982

CALCULO DE LOS PUNTOS DE INFLEXION PORTICOS PRINCIPALES

C O L U M N A S A_3 y A_3' ; A_5 y A_5'

NIVEL	\bar{K}	1	2	3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
8vo	0.821	0.520	-	1	0.35	0.10	-	-	0.45
7mo	1.080	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
6to	1.084	1	1	1	0.454	-	-	-	0.454
5to	1.080	1	1	1	0.454	-	-	-	0.454
4to	0.308	1	1	1	0.450	-	-	-	0.45
3ro	0.308	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
2do	0.308	1	1	1.04	0.604	-	-	-.010	0.594
1ro	0.246	-	0.96	-	0.958	-	-.0125	-	0.946

C O L U M N A S C_4

8vo	0.097	0.52	-	1	-0.20	0.42	-	-	0.22
7mo	0.128	1	1	1	0.056	-	-	-	0.056
6to	0.128	1	1	1	0.192	-	-	-	0.192
5to	0.128	1	1	1	0.314	-	-	-	0.314
4to	0.0785	1	1	1	0.400	-	-	-	0.400
3ro	0.0785	1	1	1	0.600	-	-	-	0.600
2do	0.0785	1	1	1.04	0.850	-	-	-.010	0.840
1ro	0.055	-	0.96	-	1.30	-	-.0125	-	1.288

C A L C U L O D E L O S P U N T O S D E
I N F L E X I O N - P O R T I C O S D E A R R I O S T R E
(P O R T I C O A)

C O L U M N A S A_1 y A_7

NIVEL	\bar{K}	1	2	3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
8vo	2.22	1	-	1	0.45	-	-	-	0.45
7mo	2.22	1	1	1	0.461	-	-	-	0.461
6to	2.22	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
5to	2.22	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
4to	0.902	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
3ro	0.902	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
2do	0.902	1	1	1.04	0.500	-	-	-	0.500
1ro	0.850	-	0.96	-	0.675	-	-	-	0.675

C O L U M N A S A_2 y A_6

8vo	4.06	1	-	1	0.45	-	-	-	0.450
7mo	4.06	1	1	1	0.50	-	-	-	0.500
6to	4.06	1	1	1	0.50	-	-	-	0.500
5to	4.06	1	1	1	0.50	-	-	-	0.500
4to	1.65	1	1	1	0.50	-	-	-	0.500
3ro	1.65	1	1	1	0.50	-	-	-	0.500
2do	1.65	1	1	1.04	0.50	-	-	-	0.500
1ro	1.66	-	0.96	-	0.617	-	-	-	0.617

C O L U M N A S A_3 y A_5

8vo	3.47	0.439	-	1	0.450	-0.05	-	-	0.400
7mo	2.13	1	1	1	0.4565	-	-	-	0.4565
6to	2.13	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
5to	2.13	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
4to	0.865	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
3ro	0.865	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
2do	0.865	1	1	1.04	0.500	-	-	-	0.500
1ro	0.815	-	0.96	-	0.6925	-	-	-	0.6925

CALCULO DE LOS PUNTOS DE INFLEXION

PORTICOS DE ARRIOSTRE (Pórtico B)

COLUMNAS B_1 y B_7

NIVEL	K	1	2	3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
8vo	0.532	1	-	1	0.266	-	-	-	0.266
7mo	0.532	1	1	1	0.366	-	-	-	0.366
6to	0.532	1	1	1	0.416	-	-	-	0.416
5to	0.532	1	1	1	0.450	-	-	-	0.450
4to	0.216	1	1	1	0.450	-	-	-	0.450
3ro	0.216	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
2do	0.216	1	1	1.04	0.642	-	-	-.010	0.632
1ro	0.204	-	0.96	-	0.996	-	-.0125	-	0.984

COLUMNAS B_{22} y B_{66}

NIVEL	K	1	2	3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
8vo	.0485	1	-	1	-0.20	-	-	-	-0.20
7mo	.0485	1	1	1	-0.0	-	-	-	-0.0
6to	.0485	1	1	1	0.15	-	-	-	0.15
5to	.0485	1	1	1	0.30	-	-	-	0.30
4to	.0415	1	1	1	0.40	-	-	-	0.40
3ro	.0415	1	1	1	0.60	-	-	-	0.60
2do	.0415	1	1	1.04	0.85	-	-	-.010	0.84
1ro	.0431	-	0.96	-	1.30	-	-.0125	-	1.288

CALCULO DE LOS PUNTOS DE INFLEXION

PORTICOS DE ARRIOSTRE (Pórtico C)

COLUMNAS C_1 y C_7

NIVEL	K	1	2	3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
8vo	2.66	1	-	1	0.450	-	-	-	0.450
7mo	2.66	1	1	1	0.483	-	-	-	0.483
6to	2.66	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
5to	2.66	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
4to	1.082	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
3ro	1.082	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
2do	1.082	1	1	1.04	0.500	-	-	-	0.500
1ro	1.020	-	0.96	-	0.649	-	-	-	0.649

COLUMNAS C_2 y C_6

8vo	1.241	0.65	-		0.362	0.05			0.412
	1.020	0.35	-	1	0.351	0.17			0.521
7mo	1.500	1	1	1	0.450	-	-	-	0.45
6to	1.500	1	1	1	0.475	-	-	-	0.475
5to	1.500	1	1	1	0.475	-	-	-	0.475
4to	0.868	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
3ro	0.868	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
2do	0.868	1	1	1.04	0.500	-	-	-	0.500
1ro	0.773	-	0.96	-	0.700	-	-	-	0.700

COLUMNA C_4

8vo	0.791	0.5	-	1	0.345	0.10	-	-	0.445
7mo	0.054	1	1	1	0.450	-	-	-	0.450
6to	1.054	1	1	1	0.4527	-	-	-	0.4527
5to	1.054	1	1	1	0.4527	-	-	-	0.4527
4to	0.610	1	1	1	0.450	-	-	-	0.450
3ro	0.610	1	1	1	0.500	-	-	-	0.500
2do	0.610	1	1	1.04	0.545	-	-	-	0.545
1ro	0.541	-	0.96	-	0.7295	-	-	-	0.7295

CALCULO DE LOS PUNTOS DE INFLEXIONPORTICO DE ARRIOSTRECOLUMNAS A_3 y A_5

NIVEL	K	1	2	3	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y
8vo	0.681	1	-	1	0.30	-	-	-	0.30
7mo	0.681	1	1	1	0.40	-	-	-	0.40
6to	0.681	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
5to	0.681	<u>1</u>	1	1	0.45	-	-	-	0.45
4to	0.275	1	1	1	0.45	-	-	-	0.45
3ro	0.275	1	1	1	0.50	-	-	-	0.50
2do	0.275	1	1	1.04	0.6125	-	-	-.010	0.602
1ro	0.261	-	0.96	-	0.939	-	-.0125	-	0.927

DETERMINACION DEL CENTRO DE GRAVEDAD

Para determinar el centro de gravedad de las diferentes plantas del edificio en estudio; éstas la relacionaremos con respecto a un sistema de ejes coordenados cuyos ejes coincidan con el portico principal (1) y con el pórtico de arriostre (A).

A continuación damos las fórmulas de aplicación para luego tabular los diferentes valores.

$$\bar{x} = \frac{Wx}{W} \qquad \bar{y} = \frac{Wy}{W}$$

x = Posición de los elementos con respecto al eje x

y = Posición de los elementos con respecto al eje y

w = Peso total del nivel considerado

\bar{x} = Distancia del centro de gravedad al eje y

\bar{y} = Distancia del centro de gravedad al eje x

DETERMINACION DEL CENTRO DE RIGIDEZ

Centro de Rigidez, es el centro de gravedad de los valores "D" de las columnas y placas. Las fórmulas a usarse son:

$$\bar{y} = \frac{Dx \ y}{Dx} \qquad \bar{x} = \frac{Dy \ x}{Dy}$$

Seguidamente hallaremos los valores de las inercias de rigideces por peso. Las fórmulas son:

$$I_x = (Dx \ y^2) - \bar{y} \ Dx$$

$$I_y = (Dy \ x^2) - \bar{x} \ Dy$$

Valores que usaremos para la corrección por torsión.

DETERMINACION DEL CENTRO DE GRAVEDAD

P I S O	W(Tn)	Mo		\bar{X}	\bar{Y}
		wx	wy		
8vo	112.000	575.802	817.397	5.13	7.28
7mo	202.35	1206.544	1585.90	5.97	7.875
6to	214.599	1356.880	1684.785	6.31	7.875
5to	214.599	1356.880	1684.785	6.31	7.875
4to	214.599	1348.417	1684.785	6.295	7.875
3ro	214.599	1348.417	1684.785	6.295	7.875
2do	214.599	1348.417	1684.785	6.295	7.875
1ro	214.599	1282.387	1684.785	5.99	7.875

EN EL SENTIDO DEL PORTICO PRINCIPAL

PISO	EJE	Dx	\bar{y}	Dx \bar{y}	Dx \bar{y}^2	\bar{y}	Ix
1ro	1	14.05	0.00	0.00	0.00	7.875	3838.31
"	2'	12.30	2.800	34.44	96.40	"	"
"		7.67	2.987	22.82	68.95	"	"
"	2	14.80	3.175	46.990	149.50	"	"
"	3	10.54	6.625	69.827	465.00	"	"
"	4'	44.10	7.100	313.110	2215.00	"	"
"	4	8.35	7.875	65.756	518.00	"	"
"	4"	44.10	8.650	381.465	3301.00	"	"
"	5	10.54	9.125	96.177	817.50	"	"
"	6	14.80	12.575	186.110	2800.00	"	"
"		7.67	12.763	97.8	1247.00	"	"
"	6'	12.30	12.950	159.285	2060.00	"	"
"	7	14.05	15.750	221.287	3800.00	"	"
	TOTAL	215.25		1695.07	17238.35		
2do	1	2.801	0.00	0.00	0.00	7.875	952.9
"	2'	3.450	2.800	9.66	27.00	"	"
"		4.080	2.987	12.20	36.50	"	"
"	2	2.675	3.175	8.50	27.00	"	"
"	3	2.300	6.625	15.23	100.12	"	"
"	4'	17.000	7.100	120.05	853.00	"	"
"	4	1.013	7.875	7.87	62.80	"	"
"	4"	17.000	8.650	147.00	1270.00	"	"
"	5	2.300	9.125	21.00	192.00	"	"
"	6	2.675	12.575	33.50	421.00	"	"
"		4.080	12.763	52.00	663.00	"	"
"	6'	3.450	12.950	44.60	578.00	"	"
"	7	2.801	15.750	44.07	697.50	"	"
	TOTAL	65.620		515.68	5027.92		
3ro	1	2.801	0.00	0.00	7.875	948.92	948.92
"	2'	3.450	2.800	9.66	27.00	7.875	"
"		4.080	2.987	12.20	36.50	"	"
"	2	2.675	3.175	8.50	27.00	"	"
"	3	2.300	6.625	15.23	100.12	"	"
"	4'	16.380	7.100	116.05	822.00	"	"
"	4	1.013	7.875	7.87	62.80	"	"
"	4"	16.380	8.650	141.80	1222.00	"	"
"	3	2.300	9.125	21.00	192.00	"	"
"	6	2.675	12.575	33.50	421.00	"	"
"		4.080	12.763	52.00	663.00	"	"
"	6'	3.450	12.950	44.60	578.00	"	"
"	7	2.801	16.750	44.07	697.50	"	"
	TOTAL	64.385		506.48	4948.92		

EN EL SENTIDO DEL PORTICO PRINCIPAL

PISO	EJE	Dx	\bar{y}	Dx \bar{y}	Dx \bar{y}^2	\bar{y}	Ix
4to	1	2.801	0.00	0.00	0.00	7.875	928.92
	2'	3.450	2.800	9.66	27.00	"	"
		4.080	2.987	12.20	36.50	"	"
	2	2.675	3.175	8.50	27.00	"	"
	3	2.300	6.625	15.23	100.12	"	"
	4'	9.220	7.100	65.50	464.00	"	"
	4	1.013	7.875	7.87	62.80	"	"
	4"	9.220	8.650	79.80	690.00	"	"
	5	2.300	9.125	21.00	192.00	"	"
	6	2.675	12.575	33.50	421.00	"	"
		4.080	12.763	52.00	663.00	"	"
	6'	3.450	12.950	44.60	578.00	"	"
	7	2.801	15.750	44.07	697.50	"	"
	TOTAL	50.065		393.93	4058.92		
5to	1	2.291	0.000			7.87	730.43
	2'	3.200	2.800	8.960	25.10	"	"
		3.290	2.987	9.840	29.48	"	"
	2	2.525	3.175	8.020	25.50	"	"
	3	2.492	6.625	16.520	109.80	"	"
	4'	5.205	7.100	37.000	261.50	"	"
	4	0.999	7.875	7.865	61.85	"	"
	4"	5.205	8.650	45.020	390.00	"	"
	5	2.492	9.125	22.800	208.20	"	"
	6	2.525	12.575	31.750	398.00	"	"
		3.290	12.763	42.000	535.00	"	"
	6'	3.200	12.950	41.500	537.00	"	"
	7	2.291	15.750	36.080	569.00	"	"
	TOTAL	39.005		307.350	3150.43		
6to	1	2.291	0.00			7.87	732.53
	2'	3.200	2.900	8.960	25.10	"	"
		3.290	2.987	9.840	29.68	"	"
	2	2.525	3.175	8.020	25.50	"	"
	3	2.492	6.625	16.52	109.80	"	"
	4'	2.530	7.100	18.000	127.30	"	"
	4	0.999	7.875	7.865	61.85	"	"
	4"	2.530	8.650	21.850	189.30	"	"
	5	2.492	9.125	22.800	208.20	"	"
	6	2.525	12.575	31.750	398.00	"	"
		3.290	12.763	42.000	535.00	"	"
	6'	3.200	12.950	41.500	537.00	"	"
	7	2.291	15.750	36.080	569.00	"	"
	TOTAL	33.655		265.180	2815.53		

EN EL SENTIDO DEL PORTICO PRINCIPAL

NIVEL	EJE	Dx	y	Dx \bar{y}	Dx \bar{y}^2	\bar{y}	Ix
7mo	N	2.291	0.00	0.00		7.875	727.63
	2'	3.200	2.800	8.960	25.10	"	"
		3.290	2.987	9.847	29.48	"	"
	3	2.492	6.625	16.520	109.80	"	"
	2	2.525	3.175	8.020	25.50	"	"
	4'	0.71	7.100	5.04	35.60	"	"
	4	0.999	7.875	7.865	61.85	"	"
	4"	0.71	8.650	6.13	53.10	"	"
	5	2.492	9.125	22.800	208.20	"	"
	6	2.525	12.575	31.750	398.00	"	"
		3.290	12.763	42.000	535.00	"	"
	6'	3.200	12.950	41.500	537.00	"	"
	7	2.291	15.750	36.080	569.00	"	"
	TOTAL	30.015		236.500	2587.03		
8vo	1	2.291	0.00	0.00	0.00	7.775	365.72
	2	2.110	2.800	5.910	16.57	"	"
		2.530	2.987	7.570	22.66	"	"
	2	1.622	3.175	5.165	16.40	"	"
	3	2.080	6.625	13.800	91.70	"	"
	4'	0.0989	7.100	0.701	4.95	"	"
	4	0.768	7.875	6.035	47.56	"	"
	4"	0.0989	8.650	8.550	7.38	"	"
	5	2.080	9.125	19.000	174.00	"	"
	6	1.622	12.575	20.450	256.00	"	"
		2.360	12.763	30.150	384.50	"	"
	6'	1.780	12.950	23.070	298.00	"	"
	7	1.362	15.750	21.450	338.00	"	"
	TOTAL	20.802		161.851	1657.62		

EN EL SENTIDO DEL PORTICO DE ARRIOSTRE

PISO	EJE	Dy	\bar{x}	Dy \bar{x}	Dy \bar{x}^2	\bar{x}	Iy
1ro	A	12.870	0.0000	0.00	0.00	6.365	1348.8
	A'	2.962	2.8625	8.40	24.40	"	"
	B'	12.600	4.4500	56.00	249.40	"	"
		3.040	6.9250	21.05	146.00	"	"
	B	33.120	6.9875	231.00	1620.00	"	"
		12.760	12.1250	154.60	1880.00	"	"
	C	3.210	12.1500	39.00	474.00	"	"
	TOTAL	80.562		512.05	4613.80		
2do	A	9.584	0.0000			6.100	732.60
	A'	1.080	2.8625	3.09	8.88	"	"
	B'	10.900	4.4625	48.65	217.60	"	"
		0.874	6.9500	6.08	42.18	"	"
	B	12.616	7.0125	88.40	621.00	"	"
		7.215	12.1500	87.60	1065.00	"	"
	C	3.140	12.1750	38.18	465.00	"	"
	TOTAL	45.409		272.00	2419.66		
3ro	A	4.584	0.0000			6.000	791.50
	A'	1.080	2.8625	3.09	8.88	"	"
	B'	9.33	4.4625	41.65	186.50	"	"
		0.874	6.9500	6.08	62.18	"	"
	B	11.046	7.0125	77.60	545.00	"	"
		7.215	12.1500	87.60	1065.00	"	"
	C	3.140	12.1750	38.18	465.00	"	"
	TOTAL	42.269		254.20	2312.56		
4to	A	9.584	0.0000			6.011	789.20
	A'	1.080	2.8625	3.09	8.88	"	"
	B'	8.15	4.4625	36.45	162.70	"	"
		0.874	6.9500	6.08	42.18	"	"
	B	9.866	7.0125	69.12	485.50	"	"
		7.215	12.1500	87.60	1065.00	"	"
	C	3.140	12.1750	38.18	465.00	"	"
	TOTAL	39.909		240.52	2229.26		

EN EL SENTIDO DEL PORTICO DE ARRIOSTRE

PISO	EJE	Dy	\bar{x}	Dy \bar{x}	Dy \bar{x}^2	\bar{x}	Iy
5to	A	6.234	0.0000			6.30	555.1
	A'	0.924	2.8250	2.615	7.40	"	"
	B'	7.450	4.5500	33.850	155.20	"	"
		0.764	7.025	5.383	38.00	"	"
	B	9.074	7.050	64.000	454.00	"	"
		5.960	12.200	72.800	888.00	"	"
	C	2.080	12.250	25.500	312.50	"	"
	TOTAL	32.486		204.148	1855.10		
6to.	A	6.234	0.0000			6.29	575.97
	A'	0.924	2.8250	2.615	7.40	"	"
	B'	6.750	4.5500	30.000	140.07	"	"
		0.764	7.0250	5.383	38.00	"	"
	B	8.374	7.050	59.000	418.00	"	"
		5.960	12.200	72.800	888.00	"	"
	C	2.080	12.250	25.500	312.50	"	"
	TOTAL	31.086		195.298	1803.97		
7mo.	A	6.234	0.0000			6.465	548.00
	A'	0.924	2.8250	2.615	7.40	"	"
	B'	2.980	4.5500	13.600	62.10	"	"
		0.764	7.0250	5.383	38.00	"	"
	B	4.604	7.050	32.500	230.00	"	"
		5.960	12.200	72.650	888.00	"	"
	C	2.080	12.250	25.500	312.50	"	"
	TOTAL	23.546		152.248	1538.00		
8vo.	A	6.666	0.0000			5.96	469.25
	A'	0.924	2.8250	2.615	7.40	"	"
	B'	0.245	4.5500	1.113	5.20	"	"
		0.764	7.0250	5.383	38.00	"	"
	B	1.869	7.0500	13.200	93.40	"	"
		4.980	12.2000	60.800	741.00	"	"
	C	1.040	12.2500	12.750	156.25	"	"
	TOTAL	16.056		95.861	1041.25		

MOMENTO DE TORSION CUANDO EL SISMO ENTRA EN EL SENTIDO DE LOS PORTICOS DE ARRIOSTRE

P I S O	Q_y (ton)	e (mts)	b_y m	M_T (Tn-m)	$\frac{M_T}{I_x + I_y}$
1ro.	87.52	0.375	13.95	110.275	0.02725
2do	84.42	0.195	13.95	83.972	0.0497
3ro.	79.52	0.295	13.95	90.653	0.0520
4to.	71.62	0.284	13.95	80.214	0.0472
5to	61.12	0.010	13.95	43.548	0.0339
6to.	48.01	0.020	13.95	34.927	0.0266
7mo.	32.31	0.495	13.95	46.526	0.0365
8vo.	15.03	0.830	13.95	29.195	0.0349

MOMENTO DE TORSION CUANDO EL SISMO ENTRA EN EL SENTIDO DEL PORTICO PRINCIPAL

PISO	Q_x (Tn)	e (m)	b_x m.	M_T (Tn-m)	$\frac{M_T}{I_x + I_y}$
8vo.	14.85	0.495	16.00	22.906	0.0274

DETERMINACION DEL MOMENTO DE TORSION

El momento de torsión lo calcularemos usando las fórmulas siguientes :

$$M_T = Q (1.5 e + 0.05bx)$$

$$\text{ó } M_T = Q (e - 0.05 bx)$$

Usaremos la primera para dar valores más exactos.

e= Distancia entre el centro de gravedad y el centro de rigideces (en valor absoluto)

Q= Cortante en el piso.

b_x =Dirección perpendicular del edificio a la dirección que se estudia.

DETERMINACION DEL CONSTANTE FINAL CORREGIDO POR TORSION DINAMICA.

El constante final corregido por torsion lo hallaremos aplicando la siguiente formula:

$$K_f = \frac{K_{sc}}{\sum (D^2)} \left(D_x \pm \frac{M_x}{I_x + I_y} (D^2) \right) \times \dots \times \text{EXP PISO.}$$

$$K_f = \frac{K_{sc}}{\sum (D^2)} \left(D_y \pm \frac{M_y}{I_x + I_y} (D^2) \right) \times \dots \times \text{todos los pisos.}$$

Donde los valores "x" e "y" seran las coordenadas de los ejes de los elementos resorte o los nuevos ejes que pasan por el centro de rigidez.

Para calcular K_f tendremos que tener en cuenta la constante por torsion cuando se sume y no la consideremos cuando se reste. $K_f \text{ col.} = \sum \frac{D_x}{D} \text{ eje } x$

PISO	EJE	X	Qx, Dy	Dy x	Mx / Ix + Iy	Dy x	CONSTANTE CORREGIDA DE LOS ELEMENTOS										
							Kf	eje 1	eje 2'	eje 2''	eje 2'''	eje 3	eje 3'	eje 3''	eje 3'''	eje 4	
1º P	A	+ 6.3650	14.00	+ 82.00	1.7410	15.7400	8.66	-	-	3.30	1.620	-	-	-	-	-	-
	A'	+ 0.5025	3.25	+ 10.60	0.2270	3.470	-	-	-	-	1.732	-	-	-	-	-	-
	B'	+ 1.9150	13.68	+ 24.10	0.5118	41.198	-	-	-	-	-	-	14.1918	-	-	-	-
	B	- 0.5600	3.30	- 1.70	-	3.300	1.652	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	B	- 0.6225	36.00	- 20.60	-	36.000	-	11.5	-	-	-	-	-	-	13.68	-	-
	C	- 0.7600	12.85	- 72.30	-	13.66	-	4.78	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2º P	A	- 3.7850	3.685	- 18.60	-	3.685	1.747	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	A	- 6.1000	13.580	- 78.250	-	13.580	2.385	-	-	2.95	1.452	-	-	-	-	-	-
	A'	- 3.2370	3.123	- 9.600	-	3.123	-	-	-	-	1.561	-	-	-	-	-	-
	B'	- 1.6375	13.250	- 20.600	-	13.200	-	-	-	-	-	-	13.250	-	-	-	-
	B	+ 0.9125	34.800	+ 30.200	0.1287	3.328	1.664	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	B	+ 6.0500	12.420	+ 77.100	1.5700	36.370	-	11.26	-	-	-	-	-	13.80	-	-	-
" "	C	+ 6.0750	3.382	+ 19.60	0.9800	4.362	2.181	-	-	5.97	-	-	-	-	-	5.38	-

CALCULO DE LOS MOMENTOSMOMENTO SUPERIOR

$$M_s = V \cdot (1 - y) \cdot h$$

MOMENTO INFERIOR

$$M_I = V \cdot y \cdot h$$

y = distancia de la parte inferior de la columna al punto de inflexión del momento de la columna.



PORTICO PRINCIPAL

PORTICO 22'

PORTICO 2-2'

NIVEL	COLM	V _f (Ton)	h (m)	y	1-y	M _I	M _s
8vo	Az	1.3648	2.50	0.066	0.934	0.2253	3.180
	B(2-2')	2.1396	2.50	0.367	0.633	1.967	3.385
	C2'	1.797	2.50	0.150	0.850	0.674	3.815
7mo	Az	2.68	2.50	0.318	0.672	2.200	4.510
	B(2-2')	3.50	2.50	0.460	0.540	4.025	4.730
	C2'	3.400	2.50	0.350	0.650	2.975	5.5125
6to	A2	3.550	2.50	0.378	0.622	3.350	5.5100
	B(2-2')	4.625	2.50	0.500	0.500	5.790	5.7500
	C2'	4.500	2.50	0.400	0.600	4.500	6.7500
5to	A2	3.850	2.50	0.428	0.572	4.125	5.508
	B(2-2')	5.000	2.50	0.500	0.500	6.250	6.250
	C2'	4.875	2.50	0.450	0.550	5.500	6.700
4to	A2	3.71	2.50	0.450	0.550	4.165	5.110
	B(2-2')	5.56	2.50	0.500	0.500	6.950	6.950
	C2'	4.80	2.50	0.450	0.550	5.400	6.600
3ro	A2	3.210	2.50	0.500	0.500	4.010	4.050
	B(2-2')	4.815	2.50	0.500	0.500	6.050	6.020
	C2'	4.150	2.50	0.500	0.500	5.190	5.190
2do	A2	3.36	2.50	0.630	0.370	5.300	3.110
	B(2-2')	5.10	2.50	0.500	0.500	6.375	6.375
	C2'	4.35	2.50	0.590	0.410	6.410	4.460
1ro	A2	5.90	2.60	1.138	-0.138	17.420	-2.150
	B(2-2')	3.055	2.60	0.628	0.372	4.975	2.960
	C2'	4.90	2.60	0.982	0.018	12.530	0.229

C A L C U L O D E M O M E N T O S
 P O R T I C O P R I N C I P A L
 P O R T I C O 1

NIVEL	COLM	V_f (Tn)	h(mts)	Y	1-Y	M_I	M_S
8vo	A1	0.500	2.50	0.410	0.590	0.5125	0.739
	B1	0.977	2.50	0.350	0.650	0.856	1.589
	C1	0.6415	2.50	0.242	0.758	0.390	1.2800
7mo	A1	0.573	2.50	0.330	0.670	0.474	0.9620
	B1	1.1205	2.50	0.400	0.600	1.120	1.6800
	C1	0.733	2.50	0.350	0.650	0.641	1.1930
6to	A1	0.758	2.60	0.380	0.620	0.720	1.1750
	B1	1.480	2.50	0.450	0.550	1.665	2.0350
	C1	0.977	2.50	0.400	0.600	0.977	1.4650
5to	A1	0.821	2.50	0.430	0.570	0.882	1.1700
	B1	1.603	2.50	0.450	0.550	1.800	2.2000
	C1	1.058	2.50	0.450	0.550	1.192	1.4530
4to	A1	0.831	2.50	0.40	0.600	0.830	1.2460
	B1	1.860	2.50	0.45	0.550	2.090	2.5600
	C1	1.198	2.50	0.425	0.575	1.273	1.7200
3ro	A1	0.720	2.50	0.600	0.400	1.081	0.720
	B1	1.610	2.50	0.500	0.500	2.012	2.015
	C1	1.035	2.50	0.550	0.450	1.423	1.165
2do	A1	0.757	2.50	0.840	0.160	1.585	0.3022
	B1	1.690	2.50	0.610	0.390	2.578	1.6480
	C1	1.085	2.50	0.726	0.274	1.971	0.7412
1ro	A1	1.772	2.60	1.29	-0.29	5.950	-1.283
	B1	1.950	2.60	1.24	-0.24	6.045	-1.219
	C1	1.830	2.60	1.28	-0.28	6.100	-1.281

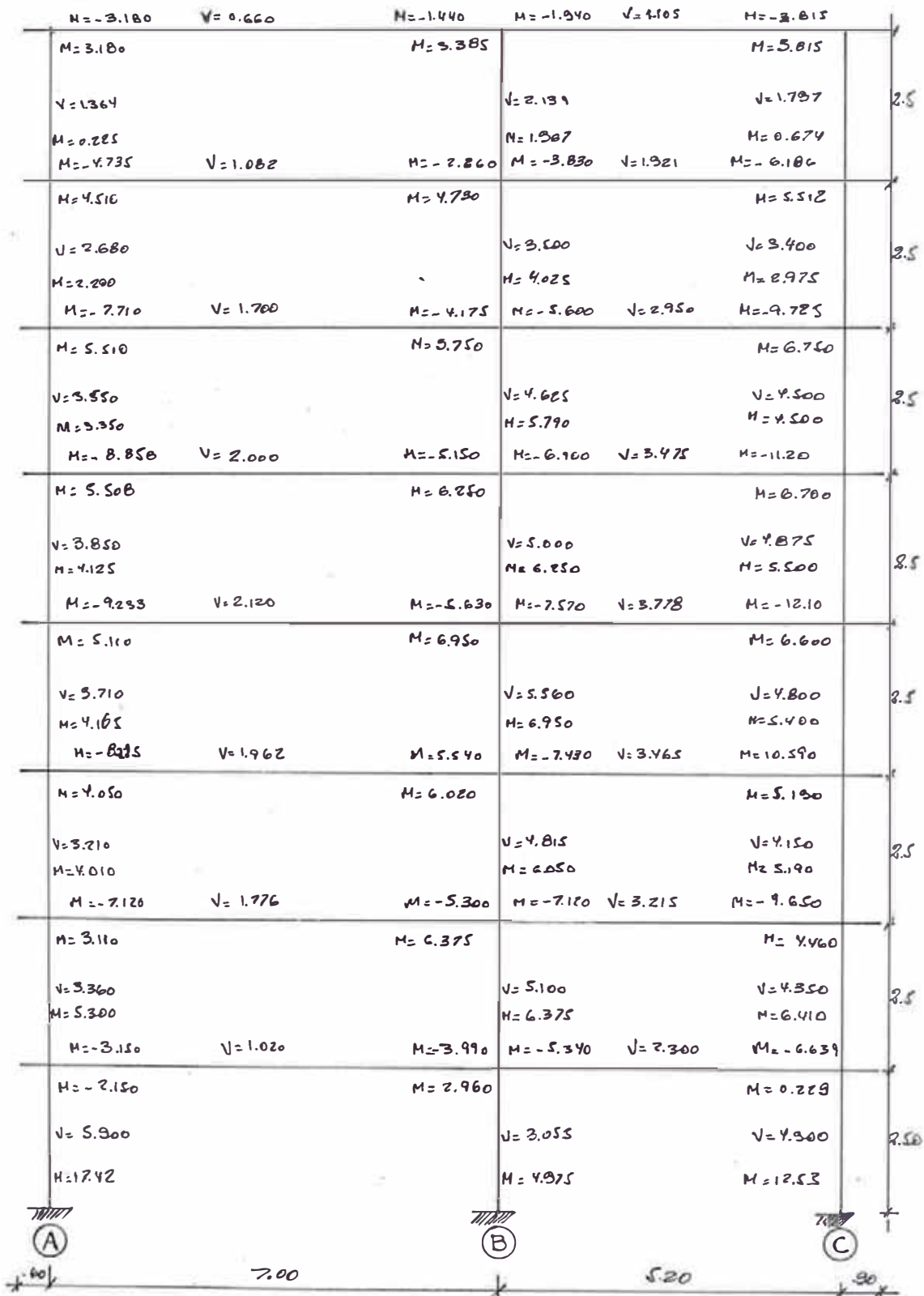
C A L C U L O D E M O M E N T O S

PORTICO DE ARRIOSTREPORTICO "C"

NIVEL	COLM	V _f (Ton)	h (m)	Y	1-Y	M _T	M _S
8vo	C1	0.300	2.50	0.45	0.55	0.337	0.4125
	C2'	0.905	2.50	0.412	0.588	0.932	1.3300
	C4	0.672	2.50	0.445	0.555	0.749	0.939
	C6'	0.797	2.50	0.521	0.479	1.040	0.955
	-	-	-	-	-	-	-
7mo	C1	0.644	2.50	0.483	0.517	0.780	0.833
	C2'	1.760	2.50	0.450	0.550	1.980	2.425
	C4	1.587	2.50	0.45	0.55	1.790	2.185
	C6'	1.760	2.50	0.45	0.55	1.980	2.425
	C7	0.644	2.50	0.483	0.517	0.780	0.833
6to	C1	1.213	2.50	0.500	0.500	1.52	1.52
	C2'	3.310	2.50	0.475	0.525	3.93	4.35
	C4	2.983	2.50	0.4527	0.5473	3.38	4.09
	C6'	3.310	2.50	0.475	0.525	3.93	4.35
	C7	1.213	2.50	0.500	0.500	1.52	1.52
5to	C1	1.546	2.50	0.500	0.500	1.93	1.93
	C2'	4.23	2.50	0.475	0.525	5.025	5.565
	C4	3.81	2.50	0.4517	0.5482	4.320	5.210
	C6'	4.23	2.50	0.475	0.525	5.025	5.565
	C7	1.546	2.50	0.500	0.500	1.93	1.93
4to	C1	1.892	2.50	0.500	0.500	2.37	2.37
	C2'	5.180	2.50	0.500	0.500	6.485	6.485
	C4	4.673	2.50	0.450	0.550	5.275	6.430
	C6'	5.180	2.50	0.500	0.500	6.485	6.485
	C7	1.892	2.50	0.500	0.500	2.37	2.37
3ro	C1	2.081	2.50	0.500	0.500	2.60	2.60
	C2'	5.70	2.50	0.500	0.500	7.115	7.115
	C4	5.13	2.50	0.500	0.500	6.425	6.425
	C6'	5.70	2.50	0.500	0.500	7.115	7.115
	C7	2.081	2.50	0.500	0.500	2.60	2.60
2do	C1	2.181	2.50	0.500	0.500	2.73	2.73
	C2'	5.97	2.50	0.500	0.500	7.45	7.45
	C4	5.38	2.50	0.545	0.455	7.33	6.12
	C6'	5.90	2.50	0.500	0.500	7.45	7.45
	C7	2.181	2.50	0.500	0.500	2.73	2.73
1ro	C1	1.747	2.60	0.649	0.351	2.95	1.590
	C2'	4.78	2.60	0.700	0.300	8.71	3.735
	C4	4.31	2.60	0.7295	0.2705	8.18	3.040
	C6'	4.78	2.60	0.700	0.300	8.71	3.735
	C7	1.747	2.60	0.649	0.351	2.95	1.598

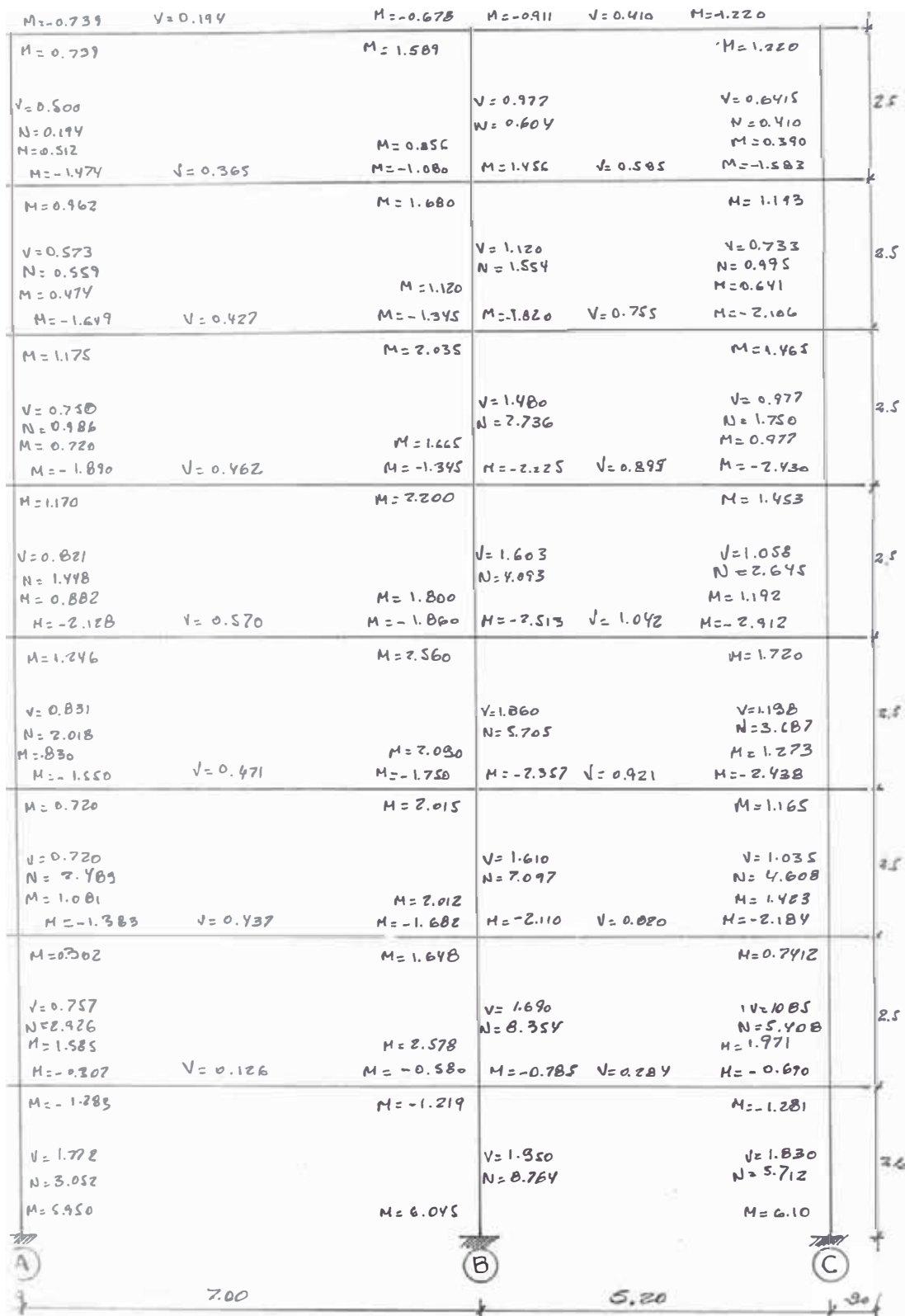
MOMENTOS Y CORTANTES EN COLUMNAS Y VIGAS

PORTICO PRINCIPAL 2-21



MOMENTOS Y CORTANTES EN COLUMNAS Y VIGAS

PORTICO PRINCIPAL 1



ANALISIS DE PORTICOS

ANALISIS DE PORTICOS

En el edificio en estudio se han analizado los siguientes pórticos. Un pórtico principal (2-2') y otro de arriostre (C).

En lo que sigue se tratará todo lo concerniente al cálculo de momentos y cortantes causados por las cargas verticales y horizontales.

Finalmente se obtendrán las envolventes totales de momentos y cortantes debido a las diferentes hipótesis de sobrecarga.

Para el cálculo de los momentos y cortantes debido a los pesos propios y sobrecarga, he usado el método de KANI.

Para el pórtico principal (2-2'), se ha hecho un análisis considerando el peso propio y sobrecarga; dando de esta manera los correspondientes máximos momentos positivos y negativos.

Para el pórtico de arriostre(C), se ha hecho el análisis del peso propio solamente y s/c en ciertos tramos, por acción de un volado pequeño lo cual se ha sumado al peso propio.

En cuantos a los efectos del sismo se deberán combinar con los momentos y cortantes debido a peso propio y sobrecarga en ambos pórticos. De esta manera obtendremos los resultados totales.

Para la determinación de las envolventes se usarán las fórmulas dadas por el Reglamento del A.C.I., los cuales relacionan a los resultados (valores obtenidos en los Kani) y también a los del análisis sísmico. Estas fórmulas son:

1. - $U = 1.5 D + 1.8 L$
2. - $U = 1.25 (D + L + S)$
3. - $U = 0.9 D + 1.1 S$

Teniendo en cuenta en cada caso las diferentes hipótesis de cargas viva y la sensibilidad del sismo, que puede entrar en ambas direcciones, ya sea en el sentido del pórtico principal o en el sentido del de arriostre.

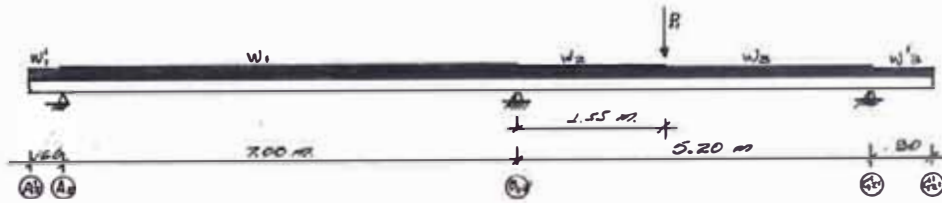
M E T O D O D E K A N I

PORTICO PRINCIPAL 2-2'

1. - Momentos de empotramiento perfecto. -

Los momentos de empotramiento perfecto se han obtenido usando las fórmulas dadas en el texto

a) Cargas Muertas. NIVEL AZOTEA. -



$$W_3' = 869 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_1 = 1560 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_1' = 1430 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_3 = 1170 \text{ Kg/ml.}$$

$$P_1 = 265 \text{ Kg.}$$

$$W_2 = 1550 \text{ Kg/ml.}$$

$$A.I.(A_2 - B_{22'}) = \frac{3.2+2.95}{2} \times 7 = 21.52 \text{ m}^2$$

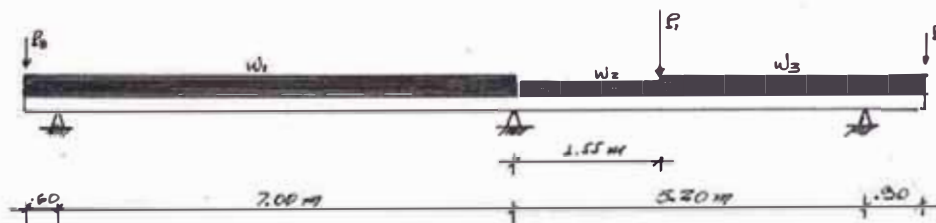
$$A.I.(B_{22'} - B_{22'} - 1.55) = \left(\frac{5.10}{2} + 0.8\right) \times 1.55 = 5.20 \text{ m}^2$$

$$A.I.(B_{22'} + 1.55 - C_{2'}) = \left(\frac{2.55}{2} + 0.6\right) \times 3.65 = 6.85 \text{ m}^2$$

$$M_{A_2-A_1,2} = 0.2574 \text{ Ton-m} \quad M_{B_2-2',-A_2} = 6.37 \text{ Ton-m} \quad M_{C_2',-B_{22'}} = 3.431 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{A_2-B_2-2'} = 6.37 \text{ Ton-m} \quad M_{B_2-2',-C_2'} = 3.292 \text{ Ton-m} \quad M_{C_2',-C_1,2} = 0.352 \text{ Ton-m.}$$

b) NIVEL PENT HOUSE. -



$$W_1 = 2580 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_2 = 1880 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_3 = 2095 \text{ Kg/ml.}$$

$$A.I. = \left(\frac{3.20+2.95}{2}\right) \times 7.00 = 21.52 \text{ m}^2$$

$$A.I. = \left(\frac{2.55+5.10}{2}\right) \times 5.20 = 19.9 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 1335 \text{ Kg.}$$

$$P_3 = 1070 \text{ Kg.}$$

$$M_{A2-A'2} = 1.107 \text{ Tn-m} \quad M_{B2-2'-A2} = 10.53 \text{ Tn-m} \quad M_{C'2-B22'} = 6.6175 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{A2-B22'} = 10.53 \text{ T-m} \quad M_{B22'-C2'} = 4.928 \text{ T-m} \quad M_{C'2-C'2'} = 1.813 \text{ Tn-m.}$$

NIVEL PISO TIPICO. -



$$W_1 = 2580 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_2 = 2570 \text{ Kg/ml.} \quad \text{A.I.} = \left(\frac{3.20 + 2.95}{2} \right) 7.00 = 21.52 \text{ m}^2$$

$$W_3 = 2785 \text{ Kg/ml.} \quad \text{A.I.} = \left(\frac{2.55 + 2.10}{2} \right) \times 5.20 = 19.90 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 1335 \text{ Kg.}$$

$$P_3 = 1070 \text{ Kg.}$$

$$M_{A2-A'2} = 1.107 \text{ Tn-m} \quad M_{B22'-A2} = 10.53 \text{ Tn-m} \quad M_{C'2-B22'} = 8.6835 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{A2-B22'} = 10.53 \text{ Tn-m} \quad M_{B22'-C2'2} = 7.493 \text{ T-m} \quad M_{C'2-C'2'} = 1.754 \text{ Tn-m.}$$

b. - Sobre cargas:

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

$$\text{Pent house} = 200 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Pisos típicos} = 250 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Escaleras y halls} = 400 \text{ Kg/m}^2.$$

De acuerdo al Reglamento Norte Americano, se hará una reducción de sobre carga (cargas vivas).

Para sobre cargas de 500 Kg/m² o menores, la sobrecarga de diseño en cualquier elemento que soporte mas de 15 m². se reducirá a razón de 0.8% por c/m². de área repartida por cada elemento.

La reducción no excederá del 60%, ni el valor de R

$$R = 100 \frac{C.V. + C.M.}{4.35C.V.}$$

En la azotea no se hará reducciones de s/c.

Reducción de Sobrecarga en el Pent house.Viga P.H.(2-2') Tramo A₂-B₂-2'Area de influencia= 21.52 m². 15.0 m².% de Reducción:

$$R = 0.08 \times 21.525 = 1.722 \quad R = 19.8$$

$$A.I._R = 39.6 \% \quad 60\%$$

$$R_1 = \frac{200 + \quad}{4.33 \times 200} \times 100 =$$

Se tomará : R = 19.8 %

Sobre carga de diseño:

$$200 - 200 \times 19.8 = 160 \quad \text{Kg/m}^2$$

Viga P.T. A₂-2': Tramo A₂ -B₂₂'Area de influencia= 21.52 m².

Porcentaje de Reducción: R= 0.08x21.525= 1.722 ; R = 19.8

$$A.I._R \quad 49.5\% \quad 60 \%$$

$$R =$$

Se tomará : R = 19.80 %

Sobre carga de diseño:

$$250 - 250 \times (19.80) = 200 \quad \text{Kg/m}^2.$$

Reducción de S/c en el Pent. HoueViga P.H (2-2') Tramo B₂-2'-C₂'Area de influencia = 19.90 m² 15 m².% de Reducción:

$$R = 0.08 \times 19.90 = 1.592 \quad ; \quad R = 18.308$$

$$18.308\% \times 200 = 36.61 \% \quad 60\%$$

$$R =$$

Se tomará R = 18.308 %

Sobre carga de diseño : 200-200x18.308= 163.39

$$s/c = 164 \quad \text{Kg/m}^2.$$

Viga P.T (2-2') Tramo B₂₂'- C₂'Area de influencia = 19.90 m². 15 m².

% de reducción = 18.308 % 45.716% 60 %

Sobre carga de diseño: $250 - 250 \times 18.308 = 204.3$

s/c = 205 Kg/m².

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO S/C

Nivel Azotea:



$$W_1 = 308 \text{ Kg/ml.}$$

$$w_2 = 335 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_3 = 188 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{A2-A'2} = 0.0555 \text{ Tn-m} \quad M_{B22'-A2} = 1.26 \text{ Tn-m} \quad M_{C2'-B22'} = 0.581 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{A2-B22'} = 1.26 \text{ Tn-m} \quad M_{B22'-C2'} = 0.575 \text{ T-m} \quad M_{C2'-C'2} = 0.076 \text{ Tn-m.}$$

Nivel Pent House:



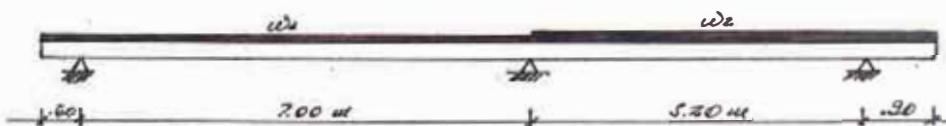
$$W_1 = 492 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_2 = 636 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{A2-A'2} = 0.0885 \text{ Tn-m} \quad M_{B22'-A2} = 2.01 \text{ Ton-m} \quad M_{C2'-B22'} = 1.43 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{A2-B22'} = 2.01 \text{ Tn-m.} \quad M_{B22'-C2'} = 1.434 \text{ T-m} \quad M_{C2'-C'2} = 0.2578 \text{ Tn-m.}$$

Nivel Piso Típico:



$$W_1 = 615 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_2 = 794 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{A2-A82} = 0.111Tn-m \quad M_{B22',-A2} = 2.51Tn-m. \quad M_{C2',-B22'} = 1.79Tn-m.$$

$$M_{A2-B22'} = 2.51 \text{ Ton-m} \quad M_{B22',-C2'} = 1.79T-m \quad M_{C2',-C'2'} = 0.321Tn-m.$$

MOMENTOS ISOSTATICOS VIGAS PRINCIPALES

NIVEL AZOTEA :

Para cargas repartidas.

CARGAS	Tramo (A2-B22')	Tramo (B22'-B22'+1.55)	Tramo (B22' + 1.55-C2')	Sección (B22'+1.55)
1.5CM+1.8 CV	17.72	0.8760	3.484	7.10
1.25(CM+ CV)	14.30	0.7060	2.82	5.86
0.9 CM	8.60	0.4175	1.77	3.53

NOTA: Momento isostático tramo B22'-B22'+1.55 y
B22'+1.55- C2'

es $1/8 w l^2$ por debajo del funicular del momento isostático en el punto B22'+ 1.55

NIVEL PENT HOUSE :

Cargas repartidas:

CARGAS	Tramo (A2-B22')	Tramo (B22'-B22'+1.55)	Tramo (B22' + +1.55-C2')	Sección (B22'+ 1.55)
1.5 CM+ 1.8 CV	29.12	1.187	7.13	14.02
1.25 (CV+ + CV)	23.50	0.942	5.69	11.26
0.9 Cm	14.25	0.508	3.13	6.47

NIVEL PISO TIPICO

Cargas repartidas

CARGAS	Tramo (A2-B22')	Tramo (B22'+B22'+1.55)	Tramo (B22' + +1.55-C2')	Sección (B22'!1.55)
1.5CM+ 1.8CV	30.51	1.585	9.36	17.75
1.25(CM+ +CV)	24.50	1.262	7.45	14.23
0.9 CM	14.25	0.693	4.17	8.324

2. - Cálculo de las Rigideces. -

$$\text{Fórmula : } K = \frac{I}{L} \quad \text{donde } I = 1/12 b h^3$$

En vigas interiores:

NIVEL	TRAMO	b x t	I(cm)	L (cm)	K
AZZOTEA	A2-B22'	25 x 35	89,050	700	127
	B22'-C2'	25 x 35	89,050	520	171
PENT-HOUSE	A2-B22'	30 x 55	414,000	700	520
	B22'-C2'	30 x 55	414,000	520	792
PISOS TIPICOS	A2-B22'	30 x 55	414,000	700	591
	B22'-C2'	30 x 55	414,000	520	792

En columnas: A2; B22'; C2'

NIVELES	Col.	b x t	I(cm ⁴)	L(cm)	K
80, 70, 60, 50	A2	30 x 55	415,000	250	1660
	B22'	70x30	157,000	250	628
	C2	30 x 55	415,000	250	1660
40, 30, 20.	A2	35 x 60	676,000	250	2700
	B22'	70 x 35	250,000	250	1000
	C2'	35 x 60	676,000	250	2700
10.	A2	35 x 70	1'000,000	260	3850
	B22'	70 x 35	250,000	260	963
	C2'	35 x 70	1'000,000	260	3850

3. - Factores de Giro o de Repartición: ()

Los factores de giro que se emplean en el método de Kani se obtienen repartiendo en cada nudo el valor de $(-\frac{1}{2})$, proporcionalmente a las rigideces de los elementos que concurren en ellos.

Los cálculos de estos factores de giro se harán en el desarrollo de los Kani.

4. - Factores de corrimiento o coeficientes de desplazamientos. -

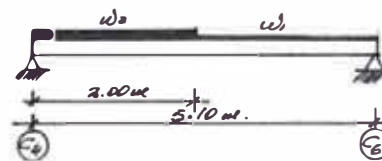
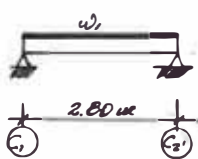
Cuando todas las columnas de un mismo nivel tienen las mismas alturas el factor de corrimiento se obtiene repartiendo el valor de $(-\frac{3}{2})$ proporcionalmente a las rigideces de las columnas.

De igual forma, el cálculo de estos factores se hará posteriormente.

PORTICO DE ARRIOSTRE C

1. - MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO. -

NIVEL AZOTEA : Cargas muertas . -



$W_1 = 300 \text{ Kg/ml.}$

$W_2 = 1747 \text{ Kg/ml.}$

A.I Tramo $(C_4 \text{ } C_4+2.00)=2.0 \times 2.5=5.0 \text{ M}^2.$

$M_{C1-C2'} = M_{C2'-C1} = 0.196 \text{ Kg - m.}$

$M_{C4-C6'} = 2.234 \text{ Kg - m.}$

$M_{C6'-C4} = 1.168 \text{ Kg - m.}$

NIVEL PENT - HOUSE Cargas Muertas. -



$$W_{\text{prom}} = 789 \text{ Kg/ml.} \quad A.I = \text{Tramo}(C_1-C_2, +2.10) = 4.41 \text{ m}^2 \\ (C_4+3-C_7)$$

$$M_{C_1-C_2'} = M_{C_2'-C_1} = 0.515 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{C_2'-C_4} = 1.715 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{C_4-C_2'} = 1.715 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{C_4-C_6'} = 1.715 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{C_6'-C_4} = 1.715 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{C_6'-C_7} = M_{C_7-C_6'} = 0.45 \text{ Tn-m.}$$

NIVEL PISOS TIPICOS Cargas Muertas :



$$w_{\text{prom}} = 812 \text{ Kg/ml.} \quad A.I. = 4.41 \text{ m}^2.$$

$$M_{C_7-C_6'} = M_{C_6'-C_7} = M_{C_1-C_2'} = M_{C_2'-C_1} = 0.531 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{C_2'-C_4} = M_{C_6'-C_4} = 1.764 \text{ Tn - m.}$$

$$M_{C_4-C_2'} = M_{C_4-C_6'} = 1.764 \text{ Tn - m.}$$

NOTA : La carga repartida $w = 812 \text{ Kg/ml.}$ es el promedio del peso propio, parapeto y del aligerado del voladizo; en caso de que se quisiera analizar el pórtico - de arriostre como si soportara también esta última carga .

En el Pent-House también he seguido este criterio.

MOMENTOS ISOSTATICOS VIGAS DE ARRIOSTRE

NIVEL AZOTEA. -

CARGA	Tramo (C1-C2')	Tramo C4+C4+2.00	Tramo (C4+2.00)(Tramo C4+2.00-C6
1.25 D	0.366	0.94	2.96	0.45

NIVEL PENT HOUSE:

CARGA	Tramo 2.8 m	Tramo 5.1 m.
1.25 D	0.94	3.20

NIVEL PISO TIPICO :

CARGA	Tramo 2.8m	Tramo 5.1 m.
1.25 D	1.000	3.30

CALCULO DE RIGIDECES PORTICO "C"

EN VIGAS.-

NIVEL	TRAMO	b x t	I cm ⁴	K
AZOTEA	2.80	25x 40	133,000	485
	5.10	25x 40	"	261
PENT HOUSE	2.80	25x 40	"	485
	5.10	25x 40	"	261
PISOS TIPIICOS.	2.80	25x 40	"	485
	5.10	25x 40	"	261

EN COLUMNAS. -

COLUMNAS	NIVELES	bx t	I cm ⁴	H cm	K
Exteriores	8,7,6,5	35x 25	45,500	250	182
Interiores	"	55x 30	124,000	250	495
Exteriores	4o,3o,2o	50x 30	112,000	250	447
Interiores	"	60x 35	215,000	250	860
Exteriores	1o	55x 30	124,000	260	475
Interiores	"	70x 35	250,000	260	963

FACTORES DE GIRO. - Se obtienen de igual forma que para el pórtico principal, el cálculo se hará en el desarrollo del Kani respectivo.

FACTORES DE CORRIMIENTO O COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO. -

Se obtendrán según lo explicado en el pórtico principal.

ENVOLVENTES DE MOMENTOS EN VIGAS

Presentamos las envolventes tabuladas en los cuadros siguientes.

Los momentos que se han usado para el cálculo de envolventes son los obtenidos del Kani y del análisis sísmico.

Las combinaciones efectuadas están de acuerdo a las hipótesis de carga que establece el Reglamento del A.C.I.

CONVENCION DE SIGNOS:

(+) Tracción en la parte inferior (extremo izquierdo)

(-) Tracción en la parte superior (extremo izquierdo)

MOMENTOS EN VIGAS

C.V.

N I V E II	C A R G A S M U E R T A S						C.V.					
	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Az.	-0.257	-6.056	-6.314	-3.727	-3.137	-0.352	-0.055	-1.205	-1.229	-0.679	-0.529	-0.076
8vo.	-1.107	-9.759	-10.209	-6.198	-5.967	-1.813	-0.088	-1.784	-2.102	-1.501	-1.357	-0.257
7mo.	-1.107	-9.481	-10.765	-8.384	-8.628 -7.665	-1.774 -1.754	-0.111	-2.197	-2.584	-1.980	-1.632	-0.321
6to.	-1.107	-9.520	-10.657	-8.509	-7.665	-1.754	-0.111	-2.203	-2.587	-1.968	-1.638	-0.321
5to.	-1.107	-9.779	-10.604	-8.303	-7.870	-1.754	-0.111	-2.272	-2.569	-1.926	-1.674	-0.321
4to.	-1.107	-9.968	-10.559	-8.154	-8.036	-1.754	-0.111	-2.323	-2.557	-1.893	-1.707	-0.321
3ro.	-1.107	-9.932	-10.571	-8.191	-7.980	-1.754	-0.111	-2.317	-2.557	-1.904	-1.694	-0.321
2do.	-1.107	-9.898	-10.582	-8.515	-7.344	-1.754	-0.111	-2.328	-2.541	-1.978	-1.576	-0.321

MOMENTOS EN VIGAS

N I V E L	C A R G A S M U E R T A S						C. V.:					
	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
Az.	-0.257	-6.056	-6.314	-3.727	-3.137	-0.352	-0.055	-1.211	-1.190	-0.142	-0.015	-
8vo	-1.107	-9.759	-10.209	-6.198	-5.967	-1.813	-0.088	-1.809	-1.914	-0.243	-0.060	-
7mo	-1.107	-9.481	-10.765	-8.384	-7.678	-1.754	-0.111	-2.247	-2.312	-0.434	-0.015	-
6to	-1.107	-9.520	-10.657	-8.509	-7.665	-1.754	-0.111	-2.323	-2.325	-0.424	-0.041	-
5to	-1.107	-9.779	-10.604	-8.303	-7.870	-1.754	-0.111	-2.372	-2.352	-0.347	-0.030	-
4to	-1.107	-9.968	-10.559	-8.154	-8.035	-1.754	-0.111	-3.367	-2.376	-0.186	-0.015	-
3ro	-1.107	-9.932	-10.571	-8.191	-7.980	-1.754	-0.111	-2.380	-2.362	-0.307	-0.010	-
2do	-1.107	-9.898	-10.582	-8.515	-7.344	-1.754	-0.111	-2.380	-2.349	-0.355	-0.115	-

MOMENTO EN VIGAS

N I V E L	C A R G A S M U E R T A S						C. V.					
	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
Az.	-0.257	-6.056	-6.314	-3.727	-3.137	-0.352	-	-0.003	-0.040	-0.533	-0.563	-0.074
8vo	-1.107	-9.759	-10.209	-6.198	-5.967	-1.813	-	-0.028	-0.195	-1.210	-1.224	-0.221
7mo	-1.107	-9.481	-10.765	-8.384	-7.678	-1.754	-	-0.045	-0.265	-1.541	-1.649	-0.321
6to	-1.107	-9.520	-10.657	-8.509	-7.665	-1.754	-	-0.051	-0.265	-1.541	-1.652	-0.321
5to	-1.107	-9.779	-10.604	-8.303	-7.870	-1.754	-	-0.048	-0.223	-1.574	-1.700	-0.321
4to	-1.107	-9.968	-10.559	-8.154	-8.035	-1.754	-	-0.046	-0.191	-1.596	-1.740	-0.321
3ro	-1.107	-9.932	-10.571	-8.191	-7.980	-1.754	-	-0.065	-0.204	-1.584	-1.752	-0.321
2do	-1.107	-9.898	-10.582	-8.515	-7.344	-1.754	-	-0.129	-0.297	-1.606	-1.534	-0.321

MOMENTO EN VIGAS

SISMO →						← SISMO					
M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
-	+3.18	-1.441	+1.94	-3.815	-	-	-3.18	+1.441	-1.94	+3.815	-
-	+4.775	-2.86	+3.83	-6.186	-	-	-4.775	-2.86	-3.83	+6.186	-
-	+7.71	-4.175	+5.60	-9.725	-	-	-7.71	+4.176	-5.60	+9.705	-
-	+8.858	-5.15	+6.90	-11.2	-	-	-8.858	+5.15	-6.90	+11.2	-
-	+9.235	-5.63	+7.57	-12.1	-	-	-9.235	+5.63	-7.57	+12.1	-
-	+8.215	-5.54	+7.43	-10.59	-	-	-8.215	+5.54	-7.43	+10.59	-
-	+7.120	-5.30	+7.12	-9.65	-	-	-7.12	+5.20	-7.12	+9.65	-
-	+3.15	-3.99	+5.34	-6.639	-	-	-3.15	+3.99	-5.34	+6.639	-

N I	1.5 C.M.						1.8 C V1					
	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Az	-0.386	- 9.10	- 9.48	- 5.60	- 4.70	-0.528	-0.099	-2.17	- 2.21	-1.220	-0.951	-0.137
8vo	-1.660	-14.60	-15.35	- 9.50	- 8.93	-0.715	-0.158	-3.21	- 3.79	-2.700	-2.44	-0.464
7mo	-1.660	-14.20	-16.14	-12.58	-11.50	-2.630	-0.200	-3.95	- 4.65	-3.56	-2.93	-0.58
6to	-1.770	-14.30	-16.00	-12.80	-11.48	-2.630	-0.200	-3.97	- 4.66	- 3.55	-2.94	-0.580
5to	-1.660	-14.70	-15.92	-12.45	-11.80	-2.630	-0.200	-4.10	- 4.63	-3.46	-3.015	-0.580
4to.	-1.660	-14.93	-15.80	-12.21	-12.03	-2.630	-0.200	-4.19	- 4.60	-3.40	-3.07	-0.580
3ro	-1.660	-14.90	-15.82	-12.30	-11.96	-2.630	-0.200	-4.16	- 4.60	-3.43	-3.05	-0.580
2do	-1.660	-14.80	-15.83	-12.60	-11.00	-2.630	-0.200	-4.20	- 4.57	-3.55	-2.84	-0.580

N I V B L	1.8 C V ₂						1.8 C V ₃					
	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
Az	-0.099	-2.175	-2.15	-0.255	-0.027	-	-	-0.009	-0.072	-0.960	-1.17	-0.137
8vo	-0.158	-3.26	-3.45	-0.437	-0.108	-	-	-0.050	-0.350	-2.18	-2.38	-0.464
7mo	-0.200	-4.04	-4.19	-0.780	-0.027	-	-	-0.081	-0.476	-2.78	-2.97	-0.580
6to	-0.200	-4.06	-4.20	-0.763	-0.072	-	-	-0.092	-0.476	-2.78	-2.97	-0.580
5to	-0.200	-4.19	-4.24	-0.624	-0.054	-	-	-0.086	-0.400	-2.84	-3.06	-0.580
4to	-0.200	-4.26	-4.28	-0.514	-0.027	-	-	-0.083	-0.344	-2.87	-3.13	-0.580
3ro	-0.200	-4.29	-4.26	-0.552	-0.018	-	-	-0.117	-0.366	-2.85	-3.15	-0.580
2do	-0.200	-4.40	-4.04	-0.640	-0.217	-	-	-0.232	-0.533	-2.89	-2.76	-0.580

N I V E L	0.9 G M						1.1 SISMO					
	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
Az	-0.291	-5.90	-5.70	-3.35	-2.82	-0.316	-	+3.50	-1.585	+2.13	-4.20	-
8vo	-0.995	-8.78	-9.20	-5.57	-5.37	-1.633	-	+5.20	-3.15	+4.21	-6.80	-
7mo	-0.995	-8.52	-9.69	-7.53	-6.90	-1.668	-	+8.50	-4.60	+6.15	-10.7	-
6to	-0.995	-8.58	-9.60	-7.67	-6.89	-1.668	-	+9.73	-5.66	+7.60	-12.30	-
5to	-0.995	-8.80	-9.57	-7.49	-7.08	-1.668	-	+10.18	-6.20	+8.31	-13.30	-
4to	-0.995	-8.95	-9.50	-7.33	-7.23	-1.668	-	+9.03	-6.10	+8.19	-11.61	-
3ro	-0.995	-8.93	-9.50	-7.37	-7.18	-1.668	-	+7.83	-6.10	+7.83	-10.60	-
2do	-0.995	-9.00	-9.50	-7.67	-6.60	-1.668	-	+3.46	-4.39	+5.89	-7.30	-

N I V E L	1.1 SISMO ←						0.9 C M + 1.1 SISMO ←					
	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
Az	-	-3.50	+1.585	-2.13	+ 4.20	-	-0.231	- 9.40	-4.15	-5.48	+1.38	-0.316
8vo	-	-5.20	+3.15	-4.21	+ 6.80	-	-0.995	-13.98	-6.05	-9.78	+1.43	-1.633
7mo	-	-8.50	+4.60	-6.15	+10.7	-	-0.995	-17.02	-5.09	-13.68	+3.80	-1.668
6to	-	-9.73	+5.66	-7.60	+10.30	-	-0.995	-18.31	-3.94	-15.27	+5.41	-1.668
5to	-	-10.18	+6.20	-8.31	+13.30	-	-0.995	-18.98	-3.37	-15.80	+6.22	-1.668
4to	-	-9.02	+6.10	-8.19	+11.61	-	-0.995	-17.98	-3.40	-15.52	+4.38	-1.668
3ro	-	-7.83	+6.10	-7.83	+10.60	-	-0.995	-16.76	-3.40	+15.20	+3.42	-1.668
2do	-	-3.46	+4.39	-5.89	+7.30	-	-0.995	-12.46	-5.11	-13.56	+0.70	-1.668

N I V E L	0.9 C M + 1.1 SISMO						1.5 C M + 1.8 C V ₁					
	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
Az	-0.231	-2.40	-7.185	-1.22	-7.02	-0.316	-0.485	-11.27	-11.69	-6.82	-5.65	-0.665
8vo	-0.995	-3.58	-12.35	-1.36	-12.17	-1.633	-1.818	-17.81	-19.14	-12.20	-11.37	-3.179
7mo	-0.995	-0.020	-14.29	-1.38	-17.60	-1.668	-1.860	-18.15	-20.79	-16.14	-14.43	-3.210
6to	-0.995	+1.150	-15.26	-0.07	-19.19	-1.668	-1.860	-18.27	-20.66	-16.35	-14.42	-3.210
5to	-0.995	+1.38	-15.77	+0.82	-20.38	-1.668	-1.860	-18.80	-20.55	-15.91	-14.81	-3.210
4to	-0.995	+0.08	-15.60	+0.86	-18.84	-1.668	-1.860	-19.12	-20.40	-15.61	-15.10	-3.210
3ro	-0.995	-1.10	-15.60	+0.46	-17.78	-1.668	-1.860	-19.06	-20.42	-15.73	-15.01	-3.210
2do	-0.995	-5.54	-13.89	-1.78	-13.90	-1.668	-1.860	-19.00	-20.40	-16.15	-13.84	-3.210

N I V E L	1.5 C M + 1.8 C V ₂						1.5 C M + 1.8 C V ₃					
	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
Az	0.485	-11.275	-11.63	- 5.855	- 4.727	-0.528	-0.386	-19.109	- 9.552	- 6.56	- 5.87	-0.665
8vo	-1.818	-17.86	-18.80	- 9.937	- 9.038	-2.715	-1.66	-14.55	-15.70	-11.88	-11.21	-3.179
7mo	-1.860	-18.24	-22.33	-13.36	-11.527	-2.630	-1.66	-14.119	-16.616	-15.36	-14.47	-3.290
6to	-1.860	-18.36	-20.20	-13.563	-11.552	-2.630	-1.66	-14.208	-16.476	-15.58	-14.45	-3.210
5to	-1.860	-18.89	-20.16	-13.071	-11.854	-2.630	-1.66	-14.614	-16.320	-15.29	-14.86	-3.210
4to	-1.860	-19.19	-20.08	-12.724	-12.057	-2.630	-1.66	-14.877	-16.144	-15.08	-15.16	-3.110
3ro	-1.860	-19.19	-20.08	-12.82	-11.978	-2.630	-1.66	-14.783	-16.186	-15.15	-15.11	-3.210
2do	-1.860	-19.20	-19.87	-13.240	-11.217	-2.630	-1.66	-14.568	-16.363	-15.49	-13.76	-3.210

N I V E L	1.25(CM + CV ₁ + S)						1.25 (CM + C V ₁ + S)					
	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
Az	-0.390	- 5.10	-11.21	-3.085	- 9.34	-0.535	-0.390	-13.07	- 7.62	- 7.93	+0.186	-0.534
8vo	-1.493	- 8.51	-18.92	-4.84	-16.87	-2.590	-1.493	-20.35	-11.80	-14.40	-1.420	-2.59
7mo	-1.520	- 4.96	-21.85	-5.95	-23.75	-2.60	-1.520	-24.20	-11.45	-19.92	+0.519	-2.60
6to	-1.520	- 3.59	-22.98	-4.46	-25.60	-2.60	-1.520	-25.75	-10.10	-21.68	+2.370	-2.60
5to	-1.520	- 3.52	-23.50	-3.33	-27.10	-2.60	-1.520	-26.60	- 9.42	-22.18	+3.20	-2.60
4to	-1.520	- 5.10	-23.30	-3.27	-25.40	-2.60	-1.520	-25.55	- 9.48	-21.82	+1.059	-2.60
3ro	-1.520	- 6.40	-23.05	-3.715	-24.10	-2.60	-1.520	-24.15	- 9.80	-21.50	+0.030	-2.60
2do	-1.520	-11.37	-21.40	-6.440	-19.40	-2.60	-1.520	-19.20	-11.45	-19.80	-2.850	-2.60

N I	1.25(CM + CV ₂ + S)						1.25(CM + CV ₂ + S)					
	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
Az.	-3.90	-5.105	-11.20	-2.410	-8.70	-0.440	-0.390	-13.06	-7.60	-7.27	+0.830	-0.440
Bvo	-1.493	-8.55	-18.75	-3.26	-15.25	-2.262	-1.493	+20.38	-11.55	-12.85	+0.199	-2.262
7mo	-1.520	-5.01	-21.60	-4.025	-21.78	-2.190	-1.520	-24.35	-11.15	-18.00	+2.543	-2.190
6to	-1.520	-3.65	-22.65	-2.545	-23.60	-2.190	-1.520	-25.80	-9.80	-19.80	+4.90	-2.190
5to	-1.520	-3.59	-23.21	-1.350	-2.190	-1.520	-1.520	-26.65	-9.17	-20.30	+5.25	-2.190
4to	1.520	-5.15	-23.05	-1.263	-23.30	-2.190	-1.520	-25.65	-9.22	-19.83	+3.17	-2.190
3ro	-1.520	-6.495	-22.80	-1.72	-22.08	-2.190	-1.520	-24.30	-9.53	-19.52	+2.075	-2.190
2do	-1.520	-11.48	-21.05	-4.41	-17.60	-2.190	-1.520	-19.40	-11.04	-17.80	-1.024	-2.190

1.25 (C.M + C.V ₃ + S)						1.25 (C.M +C.V ₃ + S)					
M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
-0.321	-3.600	- 9.72	-2.90	- 9.40	-0.534	-0.321	-11.57	-6.130	-7.73	+0.144	-0.534
-1.385	-6.23	-16.60	-4.470	-16.83	-2.570	-1.385	-18.08	-9.43	-14.04	-1.382	-2.590
-1.385	-2.16	-19.00	-5.40	-23.80	-2.590	-1.385	-21.40	-8.57	-19.40	+0.498	-2.590
-1.385	-0.762	-20.06	-3.94	-25.60	-2.590	-1.385	-22.90	-7.20	-21.20	+2.355	-2.590
-1.385	-0.620	-20.55	-2.87	-27.10	-2.590	-1.385	-23.65	-6.498	-21.81	+3.160	-2.590
-1.385	-2.13	-20.35	-2.90	-25.48	-2.590	-1.385	-22.60	-6.503	-21.46	+1.020	-2.590
-1.385	-3.43	-20.06	-3.315	-24.20	-2.590	+1.385	-21.22	-6.830	-21.10	-0.1023	-2.590
-1.385	-8.28	-18.60	-5.98	-19.40	-2.590	-1.385	-16.13	-8.60	-19.35	-2.860	-2.590

ENVOLVENTE DE MOMENTOS EN VIGAS DEL PORTICO DE ARRIOSTRE

Los momentos en estas vigas son debidos a las siguientes cargas

- a) Peso propio y cargas permanentes que inciden sobre la viga.
- b) Cargas debido al sismo.

Las combinaciones para la obtención de las envolventes serán usando las hipótesis de carga que indica el A.C.I.

- 1. - $1.25 (D+L+S)$
- 2. - $1.5 D + 1.8 L$
- 3. - $0.9 D + 1.1 S$

De estas tres fórmulas la que nos da valores más desfavorables será la primera; la segunda no es crítica puesto que en este pórtico no existe s/c; y la tercera tampoco puesto que usándola obtendremos valores menores que la primera hipótesis.

A continuación aparecen los momentos hiperestáticos tabulados; con estos valores y los correspondientes isostáticos dibujamos finalmente las envolventes de momentos.

N I	CARGAS MUERTAS										SISMO					
	M ₁₋₂	M ₂₋₁	M ₂₋₃	M ₃₋₂	M ₃₋₄	M ₄₋₃	M ₄₋₅	M ₅₋₄	M ₁₋₂	M ₂₋₁	M ₂₋₃	M ₃₋₂	M ₃₋₄	M ₄₋₃	M ₄₋₅	M ₅₋₄
Az	-0.015	-0.162	--	--	-1.529	-1.130	--	--	+0.425	-1.33	--	--	+0.933	-0.955	--	--
8vo	-0.120	-0.975	1.605	-1.653	-1.888	-1.603	-0.747	-0.147	+1.17	-2.180	+1.177	-1.467	+1.467	-1.218	+2.25	-0.833
7mo	-0.230	-0.848	-1.634	-1.847	-1.817	-1.622	-0.902	-0.219	+2.30	-4.125	+2.21	-2.94	+2.94	+2.21	+4.125	-2.30
6to	-0.209	-0.884	-1.628	-1.829	-1.834	-1.630	-0.853	-0.209	+3.45	-0.175	+3.32	-4.295	+4.295	-3.32	+6.175	-9.45
5to	-0.281	-0.810	-1.654	-1.819	-1.819	-1.654	-0.810	-0.281	+4.30	-7.47	+4.04	-5.375	+5.375	-4.04	+7.47	-4.30
4to	-0.334	-0.754	-1.675	-1.809	-1.809	-1.675	-0.754	-0.334	+4.97	-8.83	+4.768	-5.80	+5.80	-4.768	+8.83	-4.97
3ro	-0.331	-0.757	-1.674	-1.809	-1.809	-1.674	-0.757	-0.331	+5.33	-9.465	+5.10	-6.272	+6.272	-5.10	+9.465	-5.33
2do	-0.307	-0.782	-1.660	-1.816	-1.816	-1.660	-0.782	-0.307	+4.33	-7.26	+3.92	-5.185	+5.185	-3.92	+7.26	-4.33

N I	SISMO ←										1.25 (D + \vec{S})					
	M ₁₋₂	M ₂₋₁	M ₂₋₃	M ₃₋₂	M ₃₋₄	M ₄₋₃	M ₄₋₅	M ₅₋₄	M ₁₋₂	M ₂₋₁	M ₂₋₃	M ₃₋₂	M ₃₋₄	M ₄₋₃	M ₄₋₅	M ₅₋₄
Az.	-0.4125	+1.33	--	--	-0.933	+0.955	--	--	+0.497	-1.86	--	--	-0.743	-2.61	--	--
8vo	-1.17	+2.18	-1.177	+1.467	-1.467	+1.218	-2.25	+0.838	+1.320	-3.95	-0.536	-3.90	-0.527	-3.53	+1.88	-1.23
7mo	-2.30	+4.125	-2.21	+2.94	-2.94	+2.21	-4.125	+2.30	+2.590	-6.21	+0.720	-5.98	+1.402	-4.80	+4.04	-3.15
6to	-3.45	+6.45	-3.32	+4.295	-4.295	+3.32	-6.175	+3.45	+4.050	-8.81	+2.110	-7.67	+3.080	-6.20	+6.68	-4.58
5to	-4.30	+7.47	-4.04	+5.375	-5.375	+4.04	-7.41	+4.30	+5.020	-10.3	+2.990	-9.80	+4.450	-7.10	+8.32	-5.65
4to	-4.37	+8.83	-4.768	+5.80	-5.80	+4.768	-8.83	+4.97	+5.800	-12.80	+3.86	-9.55	+5.00	-8.08	+10.10	-6.65
3ro	-5.33	+9.465	-5.10	+6.272	-6.272	+5.10	-9.465	+5.33	+6.25	-12.80	+4.30	-10.10	+5.59	-8.48	+10.90	-7.08
2do	-4.33	+7.26	-3.92	+5.185	-5.185	+3.92	-7.26	+4.33	+5.020	-10.10	+2.83	-8.75	+4.22	-6.98	+8.10	-5.80

1.25 (D + \sqrt{S})

M_{1-2}	M_{2-1}	M_{2-3}	M_{3-2}	M_{3-4}	M_{4-3}	M_{4-5}	M_{5-4}
-0.534	+1.460	-	-	- 3.09	-0.218	-	-
-1.618	+1.506	-3.48	-0.2325	- 4.20	-0.481	-3.75	-0.864
-3.16	+4.10	-4.80	+1.362	-5.96	+0.735	-6.30	+2.60
-4.58	+6.68	-6.18	+3.09	-7.68	+2.110	-8.80	+4.05
-5.65	+8.32	-7.11	+4.45	-9.00	-2.980	-10.30	+5.02
-6.66	+10.10	-8.08	+4.99	-9.55	+3.860	-12.00	+5.80
-7.080	+10.90	-8.48	+5.60	-10.10	+4.290	-12.80	+6.23
-5.800	+8.10	-6.97	+4.22	-8.75	+2.830	-10.10	+5.02

ENVOLVENTES DE CORTE PARA VIGAS

Para obtener los cortantes en los extremos de las vigas usaremos la siguiente fórmula:

$$V = V_{\text{isost.}} + \frac{M_1 - M_2}{L}$$

Las hipótesis de carga que se harán son las siguientes

- 1.- $V_u = 1.5 D + 1.8 L$
- 2.- $V_u = 1.25 (D + L + S)$
- 3.- $V_u = 0.9 D + 1.1 S$

Siguiendo el mismo procedimiento que en la obtención de las envolventes de momentos para vigas, en las siguientes páginas presentaremos tabulados los isostáticos y luego la suma de éstos con la corrección de momentos, afectados de sus respectivos coeficientes.

CORTANTES EN VIGAS

Ri (1.5 C M + 1.8 C V ₁)		Ri (1.5 C M + 1.8 C V ₂)									
R (A ₂ - A ₂)	R (A ₁ - B _{1A1})	R (B ₂₂ - A ₂)	R (C ₂ ' - C ₂)	R (C ₂ ' - B ₂₂)	R (C ₂ ' - C ₂ ')	R (A ₂ - A ₂)	R (A ₂ - B ₂₂)	R (B ₂₂ - A ₂)	R (C ₂ ' - C ₂)	R (C ₂ ' - B ₂₂)	R (C ₂ ' - C ₂ ')
+1.620	+10.137	+10.137	+6.821	+5.75	+1.478	+1.62	+10.137	+10.137	+5.59	+4.81	+1.172
+4.47	+16.65	+16.65	+12.111	+11.651	+5.127	+4.47	+16.65	+16.65	+9.141	+8.681	+4.44
+4.603	+17.42	+17.42	+15.539	+15.08	+6.67	+4.603	+17.42	+17.42	+11.819	+11.36	+5.33
+4.603	+17.42	+17.42	+15.539	+15.08	+6.67	+4.603	+17.42	+17.42	+11.819	+11.36	+5.33
+4.603	+17.42	+17.42	+15.539	+15.08	+6.67	+4.603	+17.42	+17.42	+11.819	+11.36	+5.33
+4.603	+17.42	+17.42	+15.539	+15.08	+6.67	+4.603	+17.42	+17.42	+11.819	+11.36	+5.33
+4.603	+17.42	+17.42	+15.539	+15.08	+6.67	+4.603	+17.42	+17.42	+11.819	+11.36	+5.33
+4.603	+17.42	+17.42	+15.539	+15.08	+6.67	+4.603	+17.42	+17.42	+11.819	+11.36	+5.33

CORTANTES EN VIGAS (continuación)

Ri(1.5 C M + 1.8 C V ₃)						Ri (C M + C V) x 1.25					
R (A ₂ - A ₁)	R (A ₂ - B ₁₂₂)	R (B ₁₂₂ ' - A ₂)	R (B ₁₂₂ ' - C ₂)	R (C ₂ ' - B ₂₂₂)	R (C ₂ ' - C ₂)	R (A ₂ - A ₁)	R (A ₂ - B ₁₂₂)	R (B ₁₂₂ ' - A ₂)	R (B ₁₂₂ ' - C ₂)	R (C ₂ ' - B ₂₂₂)	R (C ₂ ' - C ₂)
+1.287	+ 8.195	+ 8.195	+ 6.821	+ 5.75	+1.478	+1.308	+ 8.20	+ 8.20	+ 5.60	+ 4.66	+1.123
+3.927	+13.550	+13.550	+12.111	+11.651	+5.127	+3.65	+13.42	+13.42	+ 9.70	+ 9.31	+ 4.40
+3.927	+13.550	+13.550	+15.539	+15.08	+6.67	+3.74	+13.46	+13.96	+12.43	+12.10	+ 5.37
+3.927	+13.550	+13.550	+15.539	+15.08	+6.67	+3.74	+13.96	+13.96	+12.43	+12.10	+ 5.37
+3.927	+13.550	+13.550	+15.539	+15.08	+6.67	+3.74	+13.96	+13.96	+12.43	+12.10	+ 5.37
+3.927	+13.550	+13.550	+15.539	+15.08	+6.67	+3.74	+13.96	+13.96	+12.43	+12.10	+ 5.37
+3.927	+13.550	+13.550	+15.539	+15.08	+6.67	+3.74	+13.96	+13.96	+12.43	+12.10	+ 5.37

		S I S M O						Ri(1.5CM+1.8CV ₁) [±] R. Hipe#st (1.5CM+1.8CV)					
R(A ₁ -A ₂)	R(A ₁ -B ₁₂₂)	R(B ₁₂₁ -A ₂)	R(B ₁₂₁ -C ₂₁)	R(C ₂₁ -B ₁₂₂)	R(C ₂₁ -C ₂₁)	R(A ₁ -A ₂)	R(A ₁ -B ₁₂₂)	R(B ₁₂₁ -A ₂)	R(B ₁₂₁ -C ₂₁)	R(C ₂₁ -B ₁₂₂)	R(C ₂₁ -C ₂₁)		
-	+ 0.66	-0.66	+1.106	-1.106	-	+1.610	+10.077	+10.197	+7.046	+5.525	+1.478		
-	+ 1.082	+1.082	+1.921	-1.921	-	+4.47	+16.46	+16.84	+12.27	+11.492	+5.127		
-	+ 1.70	-1.70	+2.950	-2.950	-	+4.603	+17.043	+17.797	+15.868	+14.751	+6.67		
-	+ 2.00	-2.00	+3.475	-3.475	-	+4.603	+17.079	+17.761	+15.910	+14.709	+6.67		
-	+ 2.12	-2.12	+3.778	-3.778	-	+4.603	+17.17	+17.67	+15.75	+14.869	+6.67		
-	+ 1.962	-1.962	+3.465	-3.465	-	+4.603	+17.237	+17.603	+15.637	+14.982	+6.67		
-	+1.776	-1.776	+3.215	-3.215	-	+4.603	+17.226	+17.614	+15.677	+14.942	+6.67		
-	+1.02	-1.02	+2.30	-2.30	-	+4.603	+17.22	+17.62	+15.984	+14.635	+6.67		

$R(1.5CM+1.8CV_2) \pm R_{Hip}(1.5CM+1.8CV_2)$				$Ri(1.5CM+1.8CV_3) \pm R_{Hiper}(1.5CM+1.8CV_3)$			
$(A_1 - A_2)$	$(A_2 - B_{22'})$	$(B_{22'} - A_2)$	$(C_{21} - C'_{21})$	$(A_1 - A_2)$	$(A_2 - B_{22'})$	$(B_{22'} - A_2)$	$(C_{21} - C'_{21})$
+1.62	+10.087	+10.187	+ 4.593	+1.287	+ 8.132	+ 8.258	+ 6.953
+4.47	+16.516	+16.784	+ 8.509	+3.927	+15.40	+13.70	+12.182
+4.603	+17.122	+17.718	+11.007	+3.927	+13.216	+13.884	+15.710
+4.603	+17.157	+17.683	+10.974	+3.927	+13.252	+13.848	+15.756
+4.603	+17.239	+17.601	+11.126	+3.927	+13.331	+13.769	+15.622
+4.603	+17.293	+17.547	+11.252	+3.927	+13.388	+13.712	+15.524
+4.603	+17.293	+17.547	+11.192	+3.927	+13.383	+13.717	+15.546
+4.603	+17.324	+17.516	+10.971	+3.927	+13.360	+13.740	+15.842
			+1.172		+ 5.618	+ 5.618	+ 5.618
			+4.44		+11.58	+11.58	+11.58
			+5.33		+14.904	+14.904	+14.904
			+5.33		+14.863	+14.863	+14.863
			+5.33		+14.997	+14.997	+14.997
			+5.33		+15.095	+15.095	+15.095
			+5.33		+15.073	+15.073	+15.073
			+5.33		+14.777	+14.777	+14.777

$R_i(CM+CV)1.25 \pm R_{Hiper}(CM+CV, \bar{S}) 1.25$				$R_i(CM+CV, \bar{S})1.25 \pm R_{Hiper}(CM+CV, \bar{S}) 1.25$			
$(A_1 - A_2)$	$(B_{11} - B_{21})$	$(C_{21} - C_{11})$	$(A_2 - A_1)$	$(B_{21} - B_{11})$	$(C_{11} - C_{21})$	$(A_1 - A_2)$	$(B_{11} - B_{21})$
-	+ 7.327	+ 4.40	+ 8.980	+ 7.420	+ 7.09	-	+ 3.17
-	+11.93	+ 7.39	+14.64	+12.20	+12.20	-	+ 6.81
-	+11.695	+ 9.010	+15.78	+12.17	+16.16	-	+ 8.37
-	+11.195	+ 8.360	+16.20	+11.72	+16.13	-	+ 8.40
-	+11.110	+ 7.86	+16.41	+11.51	+16.08	-	+ 8.45
-	+11.36	+ 8.18	+16.26	+11.66	+16.43	-	+ 8.10
-	+11.585	+ 8.51	+16.010	+11.91	+16.55	-	+ 7.98
-	+12.525	+ 9.94	+15.065	+12.855	+15.68	-	+ 8.85

$R1(OH+OV_3)1.25 \pm R_{HPRO}(OH+OV_3+\bar{B})1.25$				$R1(OH+OV_3)1.25 \pm R_{HPRO}(OH+OV_3+\bar{B})1.25$						
$(O_1 - O_2)$	$(B_{22}' - A_2)$	$(B_{22}' - C_2)$	$(C_2' - B_{22}')$	$(C_2' - C_2')$	$(A_2' - A_2)$	$(A_2' - B_{22}')$	$(B_{22}' - C_2')$			
-	+5.958	+7.69	+4.35	5.91	-	+7.606	+6.050	+7.11	+3.15	-
-	+9.800	+12.74	+7.325	+11.685	-	+12.515	+10.025	+12.135	+6.875	-
-	+8.685	+13.655	+8.89	+15.64	-	+13.120	+9.42	+16.255	+8.275	-
-	+8.54	+14.00	+8.26	+16.27	-	+13.530	+9.010	+16.95	+7.58	-
-	+8.442	+12.098	+7.77	+16.76	-	+13.742	+8.798	+17.13	+7.30	-
-	+8.685	+13.855	+8.00	+16.45	-	+13.60	+8.94	+17.75	+7.78	-
-	+8.92	+12.620	+8.415	+16.115	-	+13.35	+9.19	+16.47	+8.06	-
-	+9.843	+12.697	+9.845	+14.685	-	+12.39	+10.15	+13.60	+8.93	-

ENVOLVENTE DE CORTES EN VIGAS DEL PORTICO DE ARRIOSTRE

Para determinar las envolventes de corte para las vigas de este pórtico, he seguido los mismos pasos que para el pórtico principal.

Para los efectos del cálculo, se usará como única hipótesis de carga, la siguiente:

$$V_u = 1.25 (D + S)$$

por ser esta la más desfavorable, ya que las otras 2 hipótesis no lo son, como ya se demostró anteriormente.

En las páginas siguientes aparecen los cortantes tabulados.

R _i (1.25 D)										R _i (1.25 D) ± e _{Hiperestadial} 1.25 (D+ S)									
+0.525	+0.525			+3.355	+1.543			+0.325	+1.365					+2.989	+1.909				
+1.380	+1.380	+2.513	+2.513	+2.513	+2.513	+1.380	+1.380	+0.50	+3.26	+1.853	+3.113	+1.924	+3.102	+0.27	+2.49				
+1.420	+1.42	+2.585	+2.585	+2.585	+2.585	+1.42	+1.42	-1.72	+4.56	+1.273	+3.897	+1.366	+3.804	-1.14	+3.98				
+1.42	+1.42	+2.585	+2.585	+2.585	+2.585	+1.42	+1.42	-3.18	+6.02	+0.467	+4.505	+0.765	+4.405	-2.600	+5.44				
+1.42	+1.42	+2.585	+2.585	+2.585	+2.585	+1.42	+1.42	-4.08	+6.92	+0.235	+4.935	+0.325	+4.845	-3.590	+6.430				
+1.42	+1.42	+2.585	+2.585	+2.585	+2.585	+1.42	+1.42	-4.94	+7.78	-0.045	+5.215	+0.025	+5.145	-4.56	+7.40				
+1.42	+1.42	+2.585	+2.585	+2.585	+2.585	+1.42	+1.42	-5.38	+8.22	-0.235	+5.405	-0.175	+5.345	-4.980	+7.820				
+1.42	+1.42	+2.585	+2.585	+2.585	+2.585	+1.42	+1.42	-3.98	+6.82	+0.315	+4.85	+0.385	+4.785	-3.540	+6.38				

$R_i(1.25D) \pm R_{Hipertatico} (D \pm 1.25)$									
+1.235	-0.185	—	—	+3.918	+0.980	—	—	—	—
+2.497	+0.263	+3.15	+1.876	+3.243	+1.783	+3.027	-0.267		
+4.01	-1.17	+3.792	+1.378	+3.965	+1.205	+4.59	-1.75		
+5.40	-2.56	+4.405	+0.765	+4.505	+0.467	+6.010	-3.17		
+6.40	-3.56	+4.845	+0.325	+4.935	-0.235	+6.89	-4.05		
+7.40	-4.56	+5.195	+0.025	+5.215	-0.045	+7.78	-4.94		
+7.82	-4.98	+5.345	-0.175	+5.400	+0.230	+8.22	-5.38		
+6.38	-3.54	+4.785	+0.385	+4.850	+0.315	+6.82	-3.98		

CALCULO DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS

Los momentos en las columnas que presentamos a continuación son los obtenidos en los Kani, desarrollados.

En éstos hemos hecho las siguientes hipótesis de carga:

1. - $1.5 D + 1.8 L$

2. - $1.25 (D+L+S)$

La hipótesis de carga ($0.9 D + 1.1 S$) no se usa pues to que no es crítica.

ENVOLVENTES DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS EN EL PORTICO PRINCIPAL 2-2'

	C . M						
	A-2	B-2-2'	C-2'		A-2	B-2-2'	C-2'
S	+ 5.730	- 2.617	- 2.852		+ 1.123	- 0.561	- 0.478
I	- 4.530	+ 2.415	+ 2.341		- 0.851	+ 0.305	+ 0.548
S	+ 3.956	- 1.687	- 2.016		+ 0.796	- 0.239	- 0.606
I	- 3.966	+ 1.392	+ 2.818		- 0.973	+ 0.283	+ 0.634
S	+ 4.350	- 1.026	- 3.194		+ 1.074	- 0.344	- 0.722
I	- 4.380	+ 1.089	+ 3.122		- 1.059	+ 0.339	+ 0.721
S	+ 4.020	- 1.064	- 2.820		+ 0.980	- 0.300	- 0.642
I	- 3.565	+ 1.009	+ 2.660		- 0.865	+ 0.288	+ 0.615
S	+ 4.979	- 1.328	- 3.556		+ 1.230	- 0.382	- 0.802
I	- 4.509	+ 1.273	+ 3.346		- 1.098	+ 0.386	+ 0.770
S	+ 4.233	- 1.177	- 3.067		+ 1.038	- 0.333	- 0.698
I	- 4.323	+ 1.183	+ 3.122		- 1.052	+ 0.338	+ 0.716
S	+ 4.390	- 1.233	- 3.235		+ 1.086	- 0.346	- 0.745
I	- 4.500	+ 1.248	+ 3.160		- 1.084	+ 0.358	+ 0.738
S	+ 4.220	- 0.867	- 2.440		+ 1.080	- 0.225	- 0.574
I	- 2.110	+ 0.423	+ 1.220		- 0.540	+ 0.112	+ 0.287

ENVOLVENTES DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS EN EL PORTICO PRINCIPAL 2-2' (contine.)

	V ₂		V ₃			S			
	A-2	B-22'	C-2'	A-2	B-22'	C-2'	A-2	B-22'	C-2'
S	+1.134	-1.060	+0.015		+0.494	-0.476	+3.18	+3.385	+3.815
I	-0.870	+0.887			-0.495	+0.503	-0.2253	-1.967	-0.674
S	+0.796	-0.809			+0.569	-0.540	+4.51	+4.73	+5.512
I	+1.000	+0.896			-0.612	+0.630	-2.20	-4.025	-2.975
S	+1.081	-1.017			+0.671	-0.671	+5.51	+5.750	+6.75
I	-1.063	+1.013			-0.671	+0.666	-3.35	-5.790	-4.50
S	+1.015	-0.912			+0.610	-0.636	+5.508	+6.250	+6.70
I	+0.860	+0.868			-0.579	+0.537	-4.125	-6.250	-5.50
S	+1.259	-1.168			+0.782	-0.810	+5.11	+6.95	+6.60
I	-1.091	+1.115			-0.746	+0.695	-4.165	-6.95	-5.40
S	+1.062	-1.012			+0.674	-0.676	+4.050	+6.02	+5.19
I	-1.045	+1.020			-0.679	+0.662	-4.010	-6.05	-5.19
S	+1.134	-1.064			+0.715	-0.736	+3.110	+6.375	+4.46
I	-1.103	+1.151			-0.788	+0.709	-5.30	-6.375	-6.41
S	+1.196	-0.751			+0.525	-0.492	-2.15	+2.96	+0.229
I	-0.598	+0.375			-0.262	+0.246	-17.42	-4.975	-12.53

A-2		B-22'		C-2'	
-3.18		-3.385		-3.815	
+0.225		+1.967		+6.740	
-4.510		-4.730		-5.512	
+2.200		+4.025		+2.975	
-5.510		-5.750		-6.750	
+3.350		+5.790		+4.500	
-5.508		-6.250		-6.700	
+4.125		+6.250		+5.500	
-5.110		-6.950		-6.600	
+4.165		+6.950		+5.400	
-4.050		-6.020		-5.190	
+4.010		+6.050		+5.190	
-3.110		-6.375		-4.460	
+5.300		+6.375		+6.410	
-2.150		-2.960		-0.229	
+17.42		+4.975		+12.53	
A-2	B-22'	C-2'	A-2	B-22'	C-2'
+10.04	-			-7.062	-7.145
-5.625				+5.269	+3.563
+9.262				-7.226	-8.134
-7.166				+6.313	+6.427
+10.941				-7.793	-10.66
-8.793				+7.892	+8.343
+10.543				-8.226	-10.162
-8.555				+8.127	+8.775
+11.348				-9.446	-10.966
-9.772				+9.338	+9.5160
+9.345				-8.209	-8.955
-9.385				+8.253	+9.028
+8.634				-8.672	-8.440
-10.903				+8.774	+10.308
			+7.566	-4.558	-3.243
-20.128			-	+5.773	+14.037

A-2	B-22'	C-2'	A-2	B-22'	C-2'
	-8.82	-8.93	+12.57		
	+6.59	+4.45	- 7.03		
	-9.02	-10.18	+11.59		
	+7.90	+8.03	-8.94		
	-9.73	-13.34	+13.68		
	+9.85	+10.42	-11.00		
	-10.27	-12.68	+13.20		
	+10.17	+10.98	-10.70		
	-11.81	-13.68	+14.20		
	+11.68	+11.91	-12.21		
	-10.26	-11.20	+11.70		
	+10.30	+11.28	-11.72		
	-10.82	-10.56	+10.80		
	+10.96	+12.88	-13.64		
+9.46	-5.70	-4.05			
	+7.20	+17.57	-25.15		
1.5 C.M - 1.8 C.V					
Nivel	A-2	B-22'	C-2'		
8°	+10.640	-5.855	-5.150		
	-8.365	+5.227	+4.487		
7°	+7.362	-3.998	-4.117		
	-8.750	+3.693	+5.370		
6°	+8.450	-3.370	-6.090		
	-8.495	+3.459	+5.980		
5°	+7.852	-3.240	-5.398		
	-6.920	+3.077	+5.097		
4°	+9.710	-4.101	-5.286		
	-8.745	+3.914	+6.384		
3°	+8.260	-3.585	-5.868		
	-8.398	+3.599	+5.973		
2°	+8.620	-3.768	-6.190		
	-8.737	+3.945	+6.077		
1°	+8.475	-2.623	-4.687		
	-4.217	+1.310	+2.347		

1.5 C.M + 1.8 C.V			
NIVELES	A-2	B - 22'	C - 2'
8vo	+10.640	- 5.855	- 5.150
	- 8.365	+ 5.227	+ 4.487
7vo	+ 7.362	- 3.198	- 4.117
	- 7.750	+ 3.693	+ 5.370
6to	+ 8.450	- 3.370	- 6.090
	- 8.495	+ 3.459	+ 5.980
5to.	+ 7.852	- 3.240	-5.398
	- 6.920	+3. 077	+ 5.097
4to.	+ 9.710	- 4.101	- 5.286
	- 8.745	+ 3.914	+ 6.384
3ro.	+ 8.260	- 3.585	- 5.868
	- 8.398	+ 3.599	+ 5.973
2do.	+ 8.620	- 3.768	- 6.190
	- 8.737	+ 3.945	+ 6.077
1ro.	+ 8.475	- 2.623	- 4.687
	- 4.217	+ 1.310	+ 2.347

ENVOLVENTES DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS DEL DE
PORTICO DE ARRIOSTRE

C.M.					
	C-1	C-2'	C-4	C-6'	C-7
S	+0.015	-0.159	+1.524	-1.145	-----
I	-0.020	+0.108	-0.469	+0.709	-----
S	+0.140	-0.476	+0.268	-0.206	-0.150
I	-0.114	+0.410	-0.096	+0.319	+0.125
S	+0.107	-0.357	+0.043	-0.418	-0.100
I	-0.108	+0.375	-0.015	+0.399	+0.106
S	+0.100	-0.369	+0.008	-0.360	-0.102
I	-0.092	+0.345	-0.004	+0.340	+0.093
S	+0.189	-0.513	0.000	-0.513	-0.189
I	-0.174	+0.477	0.000	+0.477	+0.174
S	+0.160	-0.443	0.000	-0.443	-0.160
I	-0.161	+0.445	0.000	+0.445	+0.161
S	+0.169	-0.468	0.000	-0.468	-0.169
I	-0.176	+0.489	0.000	+0.489	+0.176
S	+0.128	-0.382	0.000	-0.382	-0.128
I	-0.064	+0.191	0.000	+0.191	+0.064
→ S					
	C-1	C-2'	C-4	C-6'	C-7
S	+0.412	+0.33	+0.933	+0.955	-----
I	-0.337	-0.932	-0.749	-1.040	-----
S	+0.833	+2.425	+2.185	+2.425	+0.833
I	-0.780	-1.980	-1.790	-1.980	-0.780
S	+1.520	+4.350	+4.090	+4.350	+1.520
I	-1.520	-3.930	-3.380	-3.930	-1.520
S	+1.930	+5.565	+5.210	+5.565	+1.930
I	-1.930	-5.025	-4.320	-5.025	-1.930
S	+2.370	+6.485	+6.430	+6.485	+2.370
I	-2.370	-6.485	-5.275	-6.485	-2.370
S	+2.600	+7.115	+6.425	+7.115	+2.600
I	-2.600	-7.115	-6.425	-7.115	-2.600
S	+2.730	+7.450	+6.425	+7.450	+2.730
I	-2.730	-7.450	-7.330	-7.450	-2.730
S	+1.598	+3.735	+3.040	+3.735	+1.598
I	-2.950	-8.710	-8.180	-8.710	-2.950

D I S E Ñ O D E V I G A S

DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES

Las vigas a diseñarse son las correspondientes al pórtico principal 2-2'.

NOMENCLATURA:

<u>NIVELES</u>	<u>DENOMINACION</u>
AZOTEA	VA - 22'
PENT HOUSE	VP.H - 22'
PISOS TIPICOS	P.P.T- 22'

NOTACIONES. -

b = ancho	$p = \frac{A_s}{bd}$ Cuantía de acero en tracción
h = peralte	
d = peralte efectivo.	$p' = \frac{A'_s}{bd}$ Cuantía de acero en compresión.
r = recubrimiento=4 cm.	
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (acero del-tizado)	$q = p \frac{f_y}{f'_c} \quad p = q = \frac{f'_c}{f_y}$
$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.	
a = profundidad del prisma rectangular de esfuerzo.	$p_b =$ Cuantía para falla balanceada.
$M_u =$ Momento último resistente	$\phi =$ factor de reducción de capacidad.
$A_s =$ Area de acero en tracción	$v_c =$ Esfuerzo cortante que toma el concreto.
$A'_s =$ Area de acero en compresión	$v_u =$ Esfuerzo cortante nominal en la rotura.
	$V_u =$ Fuerza cortante total en la rotura.

CALCULO 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.

NUEVAS DIMENSIONES. De acuerdo a las exigencias de diseño y cargas, haré las reducciones necesarias obteniendo finalmente las siguientes dimensiones:

N I V E L	VIG. PRINC PORT 2-6	VIG PRINC PORT 1-7	VIG PRINC. PORT 3-4-5
AZOTEA	25x 35	25x 30	25x 30
PENT HOUSE	30x 45	30x 35	30x 35
PISOS TIPICOS	30x 45	30x 35	30x 35

DISEÑO POR FLEXION

Fórmulas: (Para vigas rectangulares)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \phi = 0.9$$

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

$$p_{\max} = 0.75 p_b \quad p_b = \frac{0.85 K_1 f'_c}{f_y} \frac{6000}{f_y + 6000}$$

$$p_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

Quantías. -

$$p_{\max} = 0.75 \times \frac{0.85 \times 0.85 \times 210 \times 6000}{4,200 \times (6000 + 4200)} = 0.016$$

$$p_{\min} = 14/f_y = 14/4200 = 0.0033$$

$$\text{Quantía para evitar deflexiones: } p = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} = 0.009$$

Momento máximo resistente (Mc)

Lo calcularemos para p_{\max} :

$$p_{\max} = 0.016 = q \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{de donde } q = 0.32$$

$$M_c = \phi b d^2 f'_c q (1 - 0.59 q) = 49.15 b d^2$$

Momento máximo para no chequear por deflexiones. Se calcula para :

$$p = 0.009 \quad \text{donde } q = 0.009 \frac{f_y}{f'_c} ; q = 0.180$$

$$M = \phi b d^2 q f'_c (1 - 0.59 q) = 30.3 b d^2$$

$$M = 30.3 b d^2$$

CÁLCULO DE LAS ÁREAS DE ACERO EN TRACCIÓN

Cálculo de "a":

$$a = \frac{A_s f_y}{.85 f'_c b} = \frac{4200 A_s}{0.85 \times 210 b} = \frac{23.50 A_s}{b}$$

Reemplazamos el valor de "a" en la ecuación del momento y despejando A_s :

$$M_u = 0.9 \times 4200 A_s \left(d - \frac{23.50 A_s}{2 b} \right)$$

Reemplazando valores y resolviendo la ecuación de 2do. grado obtenemos el área de acero.

VIGAS PRINCIPALES DE LA AZOTEA V-A

Características: $b = 25$ cm.

$t = 35$ cm. $d = 35 - 6 = 29$ cm. (1 capa)

$r = 4$ cm.

NOTA. - En la azotea no necesitamos poner acero en compresión, ni colocar las varillas en tracción en 2 capas.

$$M_{c\text{ máx}} = 49.15 b d^2 = 49.15 \times 25 \times 29^2 = 10.33 \text{ Ton-m.}$$

$$A_{s\text{ máx}} = p_{\text{máx}} \times b \times d = 0.016 \times 25 \times 29 = 11.60 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s\text{ máx}} = 4 \phi 1" = 20.12 \text{ cm}^2.$$

Luego:

$M_{c\text{ máx}}$ en 1 capa será:

$$M_{c\text{ máx}} = 0.9 \times 4200 \times 20 \times 12 (29 - 0.94 \times 10.06)$$

$$M_{c\text{ máx}} = 14.80 \text{ Ton - cm.}$$

$$A_{s\text{ mín}} = p_{\text{mín}} \times b \times d = 0.0033 \times 25 \times 29 = 2.4 \text{ cm}^2. \quad 2 \phi \frac{1}{2}"$$

As para no hcequear por deflexiones: $0.009 \times 25 \times 29 = 6.52 \text{ cm}^2.$

Cálculo de las áreas de acero para diferentes momentos.

$$a = \frac{23.50 A_s}{25} = 0.94 A_s$$

$$M_u = 0.9 \times 4200 A_s \left(29 - 0.94 A_s/2 \right) = 109,700 A_s - 1780 A_s^2$$

de donde:

$$A_s = 31 - 960 - M_u/1780$$

Fórmula que tabularemos.

VIGAS PRINCIPALES - PENT HOUSE

Características: $b = 30 \text{ cm.}$ $d = 45 - 6 = 39 \text{ cm (1 capa)}$
 $h = 45 \text{ cm.}$ $d' = 36.8 \text{ cms. (2 capas)}$
 $r = 4 \text{ cm.}$

$$M_{c_{\text{máx}}}(1 \text{ capa}) = 49.15 b d^2 = 49.15 \times 30 \times 39^2 = 22.46 \text{ Ton - m.}$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.016 \times 30 \times 39 = 18.72 \text{ cm}^2. \text{ (1 capa)}$$

$A_{s_{\text{máx}}}$ físico en una capa es:

$$A_s = 20.12 \text{ cm}^2. \quad 4 \text{ } \phi \text{ 1"}$$

- M_c máx en una capa será:

$$M_c = 0.9 \times 4200 \times 20.12 (39 - 0.78 \times 20.12 / 2) = 23.70 \text{ Tn-m.}$$

- $M_{c_{\text{máx}}}$ en dos capas será:

$$M_c = 49.15 b d^2 = 49.15 \times 30 \times 36.8^2 = 20.00 \text{ Ton - m.}$$

$A_{s_{\text{máx}}}$ en dos capas será:

$$A_s = 0.016 \times 30 \times 36.8 = 17.68 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0033 \times 30 \times 39 = 3.90 \text{ cm}^2. \quad 2 \text{ } \phi \text{ 3/8"}$$

$A_{s_{\text{máx}}}$ para evitar deflexiones:

$$A_s = 0.009 \times 30 \times 39 = 10.53 \text{ cm}^2.$$

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO. -

Refuerzos en tracción. -

Cuando se tenga una sola capa de varillas:

$$d = 39 \text{ cms.} \quad b = 30 \text{ cms.}$$

$$\text{Luego} \quad a = 0.78 A_s.$$

$$M_u = 0.9 \times 4200 A_s (39 - 0.78 A_s / 2) = 147,200 A_s - 1472 A_s^2$$

de donde:

$$A_s = 50 - 2500 - M_u / 1472$$

Fórmula que tabularemos.

CALCULO DEL AREA DE ACERO EN COMPRESION. -

Cuando el M_u es mayor que el $M_{\text{máx}}$, se necesitará acero en compresión (A'_{s_z}).

$$M_z = M_u - M_{\text{máx}} \quad A'_{s_z} = \frac{M_z}{f_y (d-d') \phi} \quad \phi = 0.9$$

$$d' = 6 \text{ cms.}$$

El acero en tracción será: $A_{s_t} = A'_{s_z} + A_{s_1}$

VIGAS PRINCIPALES PISOS TIPICOS. -

Características. - $b = 30 \text{ cm.}$ $d = 39, \text{ cms.}$
 $h = 45 \text{ cms.}$ $d' = 36.8 \text{ cms.}$
 $r = 4 \text{ cms.}$

Por ser las características de estas vigas idénticas a las del Pent - House, los valores obtenidos en aquellas serán válidas, para las vigas de los pisos típicos, luego la fórmula a tabularse será:

$$A_s = 50 - 2500 - \mu/1472.$$

Siguiendo el mismo proceso obtendremos la fórmula que nos dá el A_s en los volados, o sea:

$$A_{s_{\text{vold}}} = 18 - 324 - \mu/1472$$

DISEÑO POR FLEXION

N I V E L	TRAMO	b x t	d (cm)	M _{Tn-m} ^{máx rest}	Mu (+) Tn-m	Mu (-) Tn-m	As cm ²	A _s ' cm ²	VARI LIAS
AZOTEA	Volad izq	25x20	14	2.40		0.30	1.17		2 ø 1/2"
	Extrem A	25x35	29	10.33		9.70	10.65	-	3 ø 7/8"
	Cent A-BB'	25x35	29	10.33	8.40		8.90	-	1 ø 3/4 + 1 ø 7/8"
	Extre BB'	25x35	29	10.33		10.00	11.00	-	3 ø 7/8"
	Extre B'B	25x35	29	10.33		6.65	6.85	-	2 ø 7/8"
	Cnt B'B-C	25x35	29	10.33	3.82		3.75	-	2 ø 3/4"
	Extre C	25x35	29	10.33		7.35	7.60	-	2 ø 7/8"
	Vol derec	25x20	14	2.40		0.50	1.17	-	2 ø 1/2"
PENT HOUSE	Vol izq.	30x20	14	2.90		1.20	2.40	-	2 ø 1/2"
	Extr A	30x45	39	22.46		15.90	12.40	-	2 ø 3/4 + 2 ø 7/8"
	Cnt A-BB'	30x45	39	22.46	14.00		10.53	-	1 ø 3/4 + 2 ø 7/8"
	Ext BB'	30x45	39	22.46		17.40	13.70	-	1 ø 3/4" + 3 ø 7/8"
	Ext B'B	30x45	39	22.46		12.40	9.30	-	1 ø 3/4 + 2 ø 7/8"
	Cnt B'B-C	30x45	39	22.46	7.19		5.25	-	2 ø 3/4"
	Extr C	30x45	39	22.46		12.82	9.65	-	1 ø 3/4" + 2 ø 7/8"
	Vol derec	30x20	14	2.90		2.33	5.13	-	2 ø 3/4"

Nota: EL As. en las Vigas de la Azotea corresponden al mínimo.

DISEÑO POR FLEXION

NIVEL	T R A M O	b x t	d (cm)	M _{Tn-m} ^{máx rest}	Mu (+) Tn-m	Mu (-) Tn-m	As cm ²	A _s ' cm ²	VARILLAS	
7mo. PISO	Vol izq	30x20	14	2.9		1.20	2.40		2 ø 1"	
	Extremo A	30x45	39	22.46		18.70	15.00		4 ø 7/8"	
	Cent A.B	30x45	39	22.46	14.95		11.50		3 ø 7/8"	
	Extr BB'	30x45	39	22.46		19.65	15.90		2ø3/4"+3ø7/8"	
	Extr B'B	30x45	39	22.46		17.40	13.72		1ø3/4"+3ø7/8"	
	Cent B.C	30x45	39	22.46	10.15		7.50		2 ø 7/8"	
	Extr C	30x45	39	22.46		17.80	14.00		1ø3/4"+3ø7/8"	
	Vol derec	30x20	14	2.90		2.23	5.13		2 ø 3/4"	
	6to. PISO	Vol iz2.	30x20	14	2.90		1.20	2.40		2 ø 1"
		Extremo A	30x45	39	22.46		20.60	16.90		2ø3/4"+3ø7/8"
Cent A.B		30x45	39	22.46	15.00		11.53		3 ø 7/8"	
Extr.BB'		30x45	39	22.46	2	20.30	16.69		2ø3/4"+3ø7/8"	
Extr.B'B		30x45	39	22.46		19.15	15.40		4 ø 7/8"	
Cent B.C		30x45	39	22.46	10.52		7.74		2 ø 7/8"	
Extremo C		30x45	39	22.46		20.00	16.30		2ø3/4"+3ø7/8"	
Vol derec		30x20	14	2.90		2.23	5.13		2 ø 3/4"	

DISEÑO POR FLEXIÓN

NIVEL	T R A M O	b x t	d (cm)∅	M _{máx rest} Tn-m	Mu (+) Tn-m	Mu (-) Tn-m	As cm ²	A _s ' cm ²	VARILLAS
5to. PISO	Vold izq.	30x20	14	2.90		1.20	2.40		2 ∅ ½"
	Extremo A	30x45	39	22.46		20.70	17.00		2∅3/4"+3∅ 7/8"
	Cent A-BB'	30x45	39	22.46	14.97		11.50		3 ∅ 7/8"
	Ext. BB'	30x45	39	22.46		20.30	16.69		2∅3/4"+3∅ 7/8"
	Ext. B'B	30x45	39	22.46		18.80	15.15		4 ∅ 7/8"
	Cent. B'B-C	30x45	39	22.46	11.20		8.40		1∅3/4"+2∅7/8"
	Extremo C	30x45	39	22.46		15.25	11.52		3 ∅ 7/8"
	Vold derec	30x20	14	2.9		2.23	5.13		2 ∅ 3/4"
	4to. PISO	Vold izq.	30x20	14	2.9		1.2	2.40	
Extremo A		30x45	39	22.46		19.80	16.00		2∅3/4"+3∅7/8"
Cent A-BB'		30x45	39	22.46	14.70		11.30		3 ∅ 7/8"
Extr BB'		30x45	39	22.46		20.40	16.70		2∅3/4"+3∅7/8"
Extr B'B		30x45	39	22.46		18.90	15.17		4 ∅ 7/8"
Cent B'B-C		30x45	39	22.46	9.65		7.10		2 ∅ 7/8"
Extremo C		30x45	39	22.46		18.30	14.50		4 ∅ 7/8"
Vold derec		30x20	14	2.90		2.23	5.13		2 ∅ 3/4"

DISEÑO POR FLEXION

NIVEL	T R A M O	b x t	d(cm)	M _{máx rest} Tn-m	Mu(+) Tn-m	Mu(-) Tn-m	As cm ²	A _s cm ² .	VARILLAS	
3er. PISO	Vold.izq.	30x20	14	2.9		1.2	2.4		2 ø 1"	
	Extremo A	30x45	39	22.46		18.70	15.00		4 ø 7/8"	
	Cent. A-BB'	30x45	39	22.46	15.05		11.53		3 ø 7/8"	
	Extr. BB'	30x45	39	22.46		20.00	16.30		2ø3/4"+3ø 7/8"	
	Extr. B'B	30x45	39	22.46		19.00	15.22		4 ø 7/8"	
	Cent B'B-C	30x45	39	22.46	8.80		6.50		1ø3/4"+1ø7/8"	
	Extremo C	30x45	39	22.46		17.50	13.82		2ø 1" +1ø7/8"	
	Vold derec.	30x20	14	2.9		2.23	5.13		2 ø 3/4"	
	2do. PISO	Vold izq	30x20	14	2.9		1.2	2.4		2 ø 1"
		Extremo A	30x45	39	22.46		12.30	9.24		1ø3/4"+2ø 7/8"
Cent A-BB'		30x45	39	22.46	15.00		11.53		3 ø 7/8"	
Extr BB'		30x45	39	22.46		19.20	15.50		4 ø 7/8"	
Extr B'E-		30x45	39	22.46		16.80	13.10		1ø3/4"+3ø7/8"	
CentB'E-C		30x45	39	22.46	8.10		5.90		1ø3/4"+1ø7/8"	
Extremo C		30x45	39	22.46		12.62	9.50		1ø3/4"+2ø7/8"	
Vold derec		30x20	14	2.9		2.23	5.13		2 ø 3/4"	

DISEÑO POR CORTE. -

Los cortantes V_u han sido tomados de los diagramas de envolventes totales correspondientes.

El esfuerzo cortante crítico se considerará a una distancia \underline{d} de la cara del apoyo y el refuerzo en el alma será colocado hasta una distancia \underline{d} mas 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 en estos diseños son estribos perpendiculares al refuerzo longitudinal.

Corte tomado por el Concreto. -

$$v_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} ; \text{ donde } \phi 0.85$$

$$v_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} = 6.55 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$v_c = 6.55 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$V_c = v_c b d = 6.54 b d$$

$$V_c = 6.54 b d$$

Criterios para los espaciamientos de los estribos. -

Area de acero mínimo para estribos.

$$A_v = 0.0015 b + S \quad \text{donde: } S = \text{espaciamiento de estribos.}$$

$$1. - \text{ Luego: } S_{\text{máx}} = \frac{A_v}{0.0015 b} \quad \text{cms.}$$

2. - Espaciamiento en la sección crítica:

$$S = \frac{\phi A_v \frac{f_y d}{V_u - V_c}}{\phi} \quad \delta$$

$$S = \frac{\phi A_v \frac{f_y}{(V_u - V_c) \times b}}{\phi} \quad \text{cms.}$$

Espaciamiento máximo:

$$S_{\text{máx}} = d/2 \text{ cms.}$$

El espaciamiento S que tomaremos será el menor de los 3 anteriores citados.

El primer estribo se colocará a una distancia $S/2$ de la cara del apoyo.

Limitaciones de los esfuerzos.

El esfuerzo cortante $v_u = \frac{V_u}{b \times d}$, no excederá de $2.6 \phi f'_c$ en secciones con refuerzo en el alma.

$$v_u \leq 2.6 \phi \sqrt{f'_c} = 32.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Limitaciones del refuerzo en el alma. -

Cuando $v_u > 1.59 \phi \sqrt{f'_c} = 19.6 \text{ Kg/cm}^2$ 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 $S_{\text{máx}} = d/2$.

Criterio #1: $S_{m\acute{a}x} = \frac{AV}{0.0015 b}$; Criterio #2: $S = \phi \frac{AV}{Vu - Vc} \frac{Y d}{f}$; Criterio #3: $S = \frac{d}{2}$; x_a = longitud de viga que debe llevar estribos teoricamente. Se obtiene del Diagrama - de corte.

(cuantía mínima) (Requisitos estructurales)

$x_a + d$ = longitud de la viga a la cual le pondremos los estribos.

NI VEL	TRAMO	b x t	d cm.	Vc Ton	v_u Kg/cm ²	Vu Tn.	Vu - Vc Ton	$x_a + d$ m.	Diam de Estr	Crit. # 1 Smáx	Crit. # 2 Smáx	Crit. # 3 Smáx.	E S T R I B O S
	Vol izq	25x20	14	2.50	0.29	1.00	-	-	-	-	-	-	Todo el corte toma el concret
LAZO	Ext. A	25x35	29	4.75	9.93	7.20	2.45	1.86	#3	37.80	60.00	14.50	1 #3 a 7-13 #3 a 15 cm.
	Ext BB'	25x35	29	4.75	12.32	8.92	4.17	2.02	#3	37.80	35.00	14.50	1 #3 a 7-14 #3 a 15 cm.
	Ext B'B	25x35	29	4.75	8.27	6.00	1.25	1.17	#3	37.80	117.00	14.50	1 #3 a 7- 8 #3 a 15 cm.
	Ext. C	25x35	29	4.75	6.65	4.82	0.07	0.69	#3	37.80	212.00	14.50	1 #3 a 7- 5 #3 a 15 cm.
	Vol drc	25x20	14	2.30	0.34	1.20	-	-	-	-	-	-	Todo el corte toma el concreto
PENT HOU SE	Vol izq	30x20	14	2.75	0.81	3.41	0.66	0.41	#3	31.60	108.00	7.00	4 #3 a 10 cms.
	Ext A	30x45	39	7.68	11.00	12.90	5.22	1.94	#3	31.60	37.80	19.50	1 #3 a 10-10 #3 a 20 cms
	Ext BB'	30x45	39	7.68	12.12	14.20	6.52	2.18	#3	31.60	30.25	19.50	1 #3 a 10-11 #3 a 20 cm
	Ext B'B	30x45	39	7.68	9.05	10.60	2.92	1.72	#3	31.60	67.80	19.50	1 #3 a 10- 8 #3 a 20 cm
	Ext.C	30x45	39	7.68	7.70	9.00	1.32	1.16	#3	31.60	150.00	19.50	1 #3 a 10- 6 #3 a 20 cm
	Vol drc	30x20	14	2.75	1.06	4.48	1.73	0.59	#3	31.60	41.00	7.00	6 #3 a 10 cms.

NI VEL	TRAMO	b x t	d cm.	Vc Ton.	v_u Kg/cm ²	Vu Tn.	Vu - Vc Ton.	$x_a + d$ m.	Diam de Estr	Crit # 1 Smáx	Crit # 2 Smáx	Crit. # 3 Smáx	E S T R I B O S
7mo. PISO	Vol izq	30x20	14	2.75	0.88	3.70	0.95	0.35	#3	-	-	7.00	3 #3 a 10 cms.
	Ext. A	30x45	39	7.68	11.48	13.45	5.77	2.14	#3	31.60	34.37	19.50	1 #3 a 10-11 #3 a 20 cm.
	Ext BB'	30x45	39	7.68	12.80	15.00	7.32	2.35	#3	31.60	27.00	19.50	1 #3 a 10-12 #3 a 20 cms.
	Ext B'B	30x45	39	7.68	11.88	13.90	6.22	1.88	#3	31.60	31.80	19.50	1 #3 a 10-9 #3 a 20 cm.
	Ext C	30x45	39	7.68	10.55	12.35	4.67	1.79	#3	31.60	42.40	19.50	1 #3 a 10-9 #3 a 20 cm.
	Vol drc	30x20	14	2.75	1.34	5.60	2.85	.725	#3	-	-	7.00	7 #3 a 10 cms.
5to. PISO	Vol izq	30x20	14	2.75	0.88	3.70	0.95	0.35	#3	-	-	7.00	3 #3 a 10 cms.
	Ext. A	30x45	39	7.68	11.52	13.50	5.82	2.15	#3	31.60	34.00	19.50	1 #3 a 10-11 #3 a 20 cm.
	Ext BB'	30x45	39	7.68	12.71	14.90	7.22	2.57	#3	31.60	27.40	19.50	1 #3 a 10-13 #3 a 20 cm.
	Ext B'B	30x45	39	7.68	12.47	14.60	6.92	2.03	#3	31.60	28.55	19.50	1 #3 a 10-10 #3 a 20 cm.
	Ext C	30x45	39	7.68	11.40	13.36	5.68	2.02	#3	31.60	34.80	19.50	1 #3 a 10-10 #3 a 20 cm.
	Vol drc.	30x20	14	2.75	1.34	5.60	2.85	.725	#3	-	-	7.00	7 #3 a 10 cms.
5to. PISO	Vol izq	30x20	14	2.75	0.88	3.70	0.95	0.35	#3	-	-	7.00	3 #3 a 10 cms.
	Ext. A	30x45	39	7.68	11.48	13.45	5.77	2.23	#3	31.60	34.30	19.50	1 #3 a 10-11 #3 a 20 cm.
	Ext BB'	30x45	39	7.68	12.69	14.85	7.17	2.53	#3	31.60	27.58	19.50	1 #3 a 10-13 #3 a 20cm.
	Ext B'B	30x45	39	7.68	12.65	14.80	7.12	2.09	#3	31.60	27.72	19.50	1 #3 a 10-10 #3 a 20 cm.
	Ext C	30x45	39	7.68	11.53	13.50	5.82	2.01	#3	31.60	33.95	19.50	1 #3 a 10-10 #3 a 20 cm.
	Vol drc	30x20	14	2.75	1.34	5.60	2.85	.725	#3	-	-	7.00	7 #3 a 10 cms.

NI VEL	TRAMO	b x t	d cm.	Vc Ton	v _u Kg/cm ²	Vu Tn.	Vu - Vc Ton.	x _a + d m.	Diam de Estr	Crit # 1 S máx	Crit # 2 S máx	Crit # 3 S máx	E S T R I B O S
4to. PIS	Vol izq	30x20	14	2.75	0.88	3.70	0.95	0.35	#3	-	-	7.00	3 #3 a 10 cms.
	Ext. A	30x45	39	7.68	11.52	13.26	5.58	2.09	#3	31.60	35.46	19.50	1 #3 a 10-10 #3 a 20 cm.
	Ex tBB'	30x45	39	7.68	12.60	14.75	7.07	2.53	#3	31.60	28.00	19.50	1 #3 a 10-13 #3 a 20 cm.
	Ex tB'B	30x45	39	7.68	12.90	15.10	7.42	2.06	#3	31.60	26.60	19.50	1 #3 a 10-10 #3 a 20 cm.
	Ext C	30x45	39	7.68	10.92	12.80	5.12	1.87	#3	31.60	38.51	19.50	1 #3 a 10-9 #3 a 20 cm.
	Vol drc	30x20	14	2.72	1.34	5.60	2.85	.725	#3	-	-	7.00	7 #3 a 10 cms.
3er. PIS	Vol izq	30x20	14	2.75	0.88	3.70	0.95	0.35	#3	-	-	7.00	3 #3 a 10 cms.
	Ext A	30x45	39	7.68	11.38	13.30	5.62	2.07	#3	31.60	35.15	19.50	1 #3 a 10-10 #3 a 20 cm.
	Ex tBB'	30x45	39	7.68	12.68	14.86	7.18	2.43	#3	31.60	27.50	19.50	1 #3 a 10-12 #3 a 20 cm.
	Ex tB'B	30x45	39	7.68	11.98	14.00	6.38	1.81	#3	31.60	31.00	19.50	1 #3 a 10-9 #3 a 20 cm.
	Ext C.	30x45	39	7.68	10.67	12.50	4.82	1.84	#3	31.60	41.00	19.50	1 #3 a 10-9 #3 a 20 cm.
	Vol drc	30x20	14	2.75	1.34	5.60	2.85	.725	#3	-	-	7.00	7 #3 a 10 cms.
2do. PIS	Vol izq	30x20	14	2.75	0.88	3.70	0.95	0.35	#3	-	-	7.00	3 #3 a 10 cms.
	Ext A	30x45	39	7.68	11.10	13.00	5.32	1.84	#3	31.60	37.10	19.50	1 #3 a 10-9 #3 a 20 cm.
	Ex tBB'	30x45	39	7.68	12.71	14.90	7.22	2.22	#3	31.60	27.40	19.50	1 #3 a 10-11 #3 a 20 cm.
	Ex tB'B	30x45	39	7.68	11.10	15.00	5.32	1.72	#3	31.60	37.15	19.50	1 #3 a 10-8 #3 a 20 cm.
	Ext C	30x45	39	7.68	9.30	10.90	3.22	1.47	#3	31.60	65.60	19.50	1 #3 a 10-7 #3 a 20 cm.
	Vol drc	30x20	14	2.75	1.34	5.60	2.85	.725	#3	-	-	7.00	7 #3 a 10 cms.

ADHERENCIA EN VIGAS PRINCIPALES

Valores de U permitido.-

D	Top.barras: $4.57 f'_c / D \leq 39.4 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$	Otras barras $\frac{6.39 f'_c}{D} \leq 56.2$
1/2" y 3/8"	39.40	56.20
5/8"	39.40	56.20
3/4"	34.20	48.60
7/8"	29.80	41.40
1"	25.80	36.40

Diseño por Adherencia.- Para las vigas del pórtico principal 22' en todos sus niveles, se hará para los puntos más desfavorables.

$$U_u = \frac{V_u}{\phi \epsilon_o j d} \quad \text{donde: } \phi = 0.85 ; j = 7/8 = 0.875$$

ϵ_o = suma de perímetros para diámetros iguales.
 $\epsilon_o = 4A_s / D_2$ para diámetros diferentes,
 D_2 = diámetro mayor.

$$V_{\text{máx}} = 0.85 U_u \epsilon_o j d$$

según esta fórmula tenemos la máxima capacidad de corte controlada por el esfuerzo de adherencia (Usando el U permisible).

$$V_{\text{máx}} = 0.85 U_p \epsilon_o \cdot 0.875 d$$

fórmula que presento tabulada para diferentes valores de d y U del presente estudio.

NIVEL	barra	Diámetro	d(cm)	$V_{\text{máx}}$ (Ton)
AZOTEA	otras b	1/2"	14	$0.584 \times \epsilon_o$
	otras b	7/8"	29	$0.892 \times \epsilon_o$
	otras b	3/4"	29	$1.05 \times \epsilon_o$
PENT HOUSE	otras b	7/8"	39	$1.200 \times \epsilon_o$
	top b	7/8"	39	$0.860 \times \epsilon_o$
	otras b	3/4"	39	$1.410 \times \epsilon_o$
	top b	3/4"	39	$0.990 \times \epsilon_o$
	otras b	3/4"	14	$0.510 \times \epsilon_o$
PISOS TIPICOS	otras b	7/8"	39	$1.200 \times \epsilon_o$
	barrs s	7/8"	39	$0.860 \times \epsilon_o$
	otras b	3/4"	39	$1.410 \times \epsilon_o$
	top b	3/4"	39	$0.990 \times \epsilon_o$
	otras b	3/4"	14	$0.510 \times \epsilon_o$

COMPROBACION POR ADHERENCIA EN VIGAS PRINCIPALESA Z O T E A

TRAMO	REFERENCIA	Distancia	# de varillas	F_o cm	$V_{m\acute{a}x}$ (Tn)	V_u real
Vol.izq.	Cara de ap	-	2 ϕ 1/2"	8	4.38	1.61
A-BB'	Cara de ap	-	3 ϕ 3/8"	21	18.8	9.18
	P.de inf.I	0.15	1 ϕ 3/4"	6	8.5	8.5
	P.de corte D	1.38	1 ϕ 7/8"	7	6.63	5.50
	Cara de apy	-	3 ϕ 7/8"	21	18.8	9.80
B'B-C	Cara de apy	-	2 ϕ 7/8"	14	12.5	6.70
	P.de inf.I	0.46	2 ϕ 3/4"	12	12.6	5.70
	Cara de ap	-	2 ϕ 7/8"	14	12.5	5.40
Vol der	Cara de ap	-	2 ϕ 1/2"	8	4.38	1.20

PENT HOUSE

TRAMO	REFERENCIA	Distancia	# de varillas	F_o cm	$V_{m\acute{a}x}$ (Tn)	V_u real
Vol izq	Cara de ap	-	2 ϕ 1/2"	8	4.38	3.41
A-BB'	Cara de ap	-	2 ϕ 3/4"+ 3 ϕ 7/8"	31.2	29.90	14.80
	P.de inf.I	0.22	1 ϕ 7/8"	7	8.4	13.60
	P.de corte D	1.15	1 ϕ 7/8"+ 1 ϕ 3/4"	12.2	11.15	10.50
	Cara de ap	-	1 ϕ 3/4"+ 3 ϕ 7/8"	26	23.96	16.10
B'B-C	Cara de ap	-	1 ϕ 3/4"+ 2 ϕ 7/8"	19.1	17.91	11.80
	P.de inf I	0.42	2 ϕ 3/4"	12	16.82	11.00
	Pde corte I	0.70	1 ϕ 3/4"+ 1 ϕ 7/8"	12.2	11.15	9.50
	Cara de ap	-	1 ϕ 3/4"+ 2 ϕ 7/8"	19.1	17.91	10.41
Vol.der	Cara de ap	-	2 ϕ 3/4"	12	16.92	5.60

7mo. PISO

TRAMO	REFERENCIA	Distancia	# de varillas	E_o cm	$V_{m\acute{a}x}$ (tn)	V_u real
Vol izq	Cara de ap	-	2 ϕ 1/2"	8	4.32	3.41
A-BB'	Cara de ap	-	4 ϕ 7/8"	28	24.00	15.40
	P.de inf. D	0.70	1 ϕ 7/8"	7	8.40	13.80
	P.de corte D	1.30	2 ϕ 3/4"	12	11.90	10.90
	Cara de ap	-	2 ϕ 3/4"+ 3 ϕ 7/8"	31.2	29.90	17.00
B'B-C	Cara de ap	-	1 ϕ 3/4"+ 3 ϕ 7/8"	26	23.96	15.70
	P.de inf. I	0.31	2 ϕ 7/8"	14	16.80	14.30
	P.de corte I	0.95	2 ϕ 7/8"	14	12.05	11.30
	Cara de ap	-	1 ϕ 3/4"+ 3 ϕ 7/8"	26	23.96	14.10
Vol der	Cara de ap	-	2 ϕ 3/4"	12	16.92	5.60

6to. PISO

Vol izq	Cara de ap	-	2 ϕ 1/2"	8	4.32	3.41
A-BB'	Cara de ap	-	2 ϕ 3/4"+ 3 ϕ 7/8"	31.2	29.90	15.30
	P.de inf D	0.55	1 ϕ 7/8"	7	8.40	14.20
	P.de corte D	1.35	2 ϕ 3/4"	12	11.90	11.00
	Cara de ap	-	2 ϕ 3/4"+ 3 ϕ 7/8"	31.2	29.90	16.96
B'B-C	Cara de ap	-	4 ϕ 7/8"	28	24.00	16.22
	P de inf I	1.50	2 ϕ 7/8"	14	12.05	8.50
	Pde corte I	1.00	2 ϕ 7/8"	14	12.05	11.70
	Cara de ap	-	2 ϕ 3/4"+ 3 ϕ 7/8"	31.2	29.90	15.18
Vold der	Cara de ap	-	2 ϕ 3/4"	12	16.92	5.60

5to. PISO

TRAMO	REFERENCIA	Distancia	# de varillas.	o ^o cm	V _{máx} (Tn)	Vu real
Vol izq	Cara de ap	-	2ø1/2"	8	4.32	3.41
A-BB'	Cara de ap	-	2ø 3/4"+ 3ø 7/8"	31.20	29.90	15.40
	P.de inf.D	0.42	1ø7/8"	7	8.40	14.70
	Pde corte D	1.40	2ø3/4"	12	11.90	11.60
	Cara de ap	-	2ø 3/4"+ 3ø 7/8"	31.20	29.90	16.80
B'B-C	Cara de ap	-	4ø7/8"	28	24.00	16.43
	P de Inf I	1.44	1ø3/4"	6	8.50	8.20
	P de corte D	1.52	1ø7/8"	14	12.05	12.40
	Cara de ap	-	3ø7/8"	21	18.05	15.20
Vol der	Cara de ap	-	2ø3/4"	12	16.92	5.60

4to. PISO

TRAMO	REFERENCIA	Distancia	# de varillas.	o ^o cm	V _{máx} (Tn)	Vu real
Vold izq	Cara de ap	-	2ø1/2"	8	4.32	3.41
A-BB'	Cara de ap	-	2ø 3/4"+ 3ø 7/8"	31.2	29.90	15.35
	P.de inf D	0.45	1ø7/8"	7	8.40	14.50
	Pde corte D	1.50	2ø3/4"	12	11.90	10.00
	Cara de ap	-	2ø3/4"+ 3ø7/8"	31.2	29.90	16.75
B'B-C	Cara de ap	-	4ø7/8"	28	24.00	16.80
	Pde Inf.I	1.45	2ø7/8"	14	12.00	8.35
	Pde corte I	1.05	2ø7/8"	14	12.05	12.30
	Cara de ap	-	4ø7/8"	28	24.00	14.65
Vol der	Cara de ap	-	2ø3/4"	12	16.92	5.60

3er. PISO

TRAMO	REFERENCIA	Distancia	# de varillas.	o ^{cm}	V _{máx} (Tn)	Vu real
Vol izq	Cara de ap	-	2ø1/2"	8	4.32	3.41
A-BB'	Cara de ap	-	4ø7/8"	28	24.00	15.30
	P.de Inf D	0.47	1ø7/8"	7	8.40	14.40
	Pde corte I	1.08	2ø7/8"	14	12.05	10.10
	Cara de ap	-	2ø3/4" + 3ø7/8"	31.2	29.90	16.80
B'B-C	Cara de ap	-	4ø7/8"	28	24.00	15.70
	Pde Inf. I	1.50	1ø 3/4" + 1ø 7/8"	12	11.15	7.70
	Pde corte I	1.05	2ø7/8"	14	12.05	11.20
	Cara de ap	-	2ø 1" + 1ø 7/8"	22	17.98	14.30
Vold der	Cara de ap	-	2ø3/4"	12	16.92	5.60

2do. PISO

Vold izq	Cara de ap	-	2ø1/2"	8	4.32	3.41
A-BB'	Cara de ap I	-	1ø 3/4" + 2ø 7/8"	19.1	17.91	15.00
	Pde inf D	0.62	1ø7/8"	7	8.40	13.80
	Pde corte I	0.90	1ø7/8" + 1ø 3/4"	12	11.15	10.60
	Cara d Ap D	-	4ø7/8"	28	24.00	16.70
B'B-C	Carade ap I	-	1ø3/4" + 3ø7/8"	26	23.96	15.00
	Pde Inf I	0.30	1ø3/4" + 1ø7/8"	12.1	16.80	13.90
	Pde corte I	1.05	1ø 3/4" + 1ø 7/8"	12	11.15	10.50
	Cara de apoy	-	1ø3/4" + 2ø 7/8"	19.1	17.91	12.60
Vol der	Cara de ap	-	2ø3/4"	12	16.92	5.60

NOTA. - Cuando $Vu_{real} > Vmáx$, habrá que aumentar la longitud de anclaje de manera que los esfuerzos de adherencia desarrollados (Uu) no sean mayores que el 80% del máximo especificado por el Reglamento del A.C.I.

En los tramos : A-BB' de todos los niveles y también los tramos : B'B-C de los niveles 5to. y 4to., tenemos:

$$Vu_{real} > Vmáx$$

- Nivel Azotea: $Vu_{real} = Vmáx = 8.50$ Ton.

- Nivel Pent House : $Vu_{real} = 13.60$ Ton.
 $Vmáx. = 8.40$ Ton.

$$\text{El esfuerzo de desarrollo: } u = \frac{As \times f_y}{o \times L} = \frac{3.88 \times 4200}{7 \times 120} =$$

$$u = 19.42 \text{ Kg/cm}^2.$$

Como: $19.42 < 0.8 \times 41.40 = 33 \text{ Kg/cm}^2$ chequea.

A pesar de los esfuerzos de adherencia locales elevados, la viga no fallará, y se puede considerar satisfactoria por adherencia.

- Nivel 7mo Piso : $Vu_{real} = 13.80$ Ton.
 $Vmáx = 8.40$ Ton.

$$U = \frac{As \times f_y}{o \times L} = \frac{3.88 \times 4200}{7 \times 175} = 13.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$13.40 \text{ Kg/cm}^2 < 0.8 \times 41.40 = 33 \text{ Kg/cm}^2$$

Chequea.

- Nivel 6to. Piso : $Vu_{real} = 14.20$ Ton.
 $Vmáx = 8.40$ Ton.

$$u = \frac{As \times f_y}{o \times L} = \frac{3.88 \times 4200}{7 \times 178} = 13.10 \text{ Kg/cm}^2 < 33 \text{ Kg/cm}^2$$

Chequea.

- Nivel 5to. Piso : $Vu_{real} = 14.70$ Ton. (Punto de inflexión+)
 $Vmáx = 8.40$ Ton.

$$u = \frac{As \times f_y}{o \times L} = \frac{3.88 \times 4200}{7 \times 170} = 14.00 < 33 \text{ Kg/cm}^2$$

Chequea.

$$V_{u_{real}} = 12.40 \text{ (Punto de corte)}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 12.05$$

$$u = \frac{A_s \cdot f_y}{L} = \frac{3.88 \times 4200}{7 \times 165} = 14.10 \text{ Kg/cm}^2 < 23.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Chequea.

- Nivel 4to. Piso : $V_{u_{real}} = 14.50 \text{ Ton.}$ (Punto de inflexión de mto. (+))
 $V_{m\acute{a}x} = 8.40 \text{ Ton}$

$$u = \frac{3.88 \times 4200}{7 \times 175} = 13.40 \text{ Kg/cm}^2 < 33 \text{ Kg/cm}^2$$

Chequea.

$$V_{u_{real}} = 12.30 \text{ Ton. (Punto de corte)}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 12.05$$

$$u = \frac{3.88 \times 2 \times 4200}{14 \times 120} = 19.40 \text{ Kg/cm}^2 < 23.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Chequea.

De igual forma comprobaremos en los niveles 3ro. y 2do.

LONGITUD DE ANCLAJE

$$L = \frac{A_s \cdot f_y}{U_{perm} \cdot F_o} \quad u_p = \frac{C \sqrt{f'_c}}{D} \quad \begin{array}{l} C=4.5 \text{ (sep.)} \\ C=6.4 \text{ (otras)} \end{array}$$

D	# 2	# 3	# 4	# 5	# 6	# 7	# 8
barras sup	0.39	0.25	0.35	0.43	0.58	0.79	1.04
otras barras	0.39	0.18	0.24	0.30	0.41	0.56	0.74

V I G A S D E A R R I O S T R E

Diseño del Pórtico C.

Nomenclatura. -

<u>NIVEL</u>	<u>DENOMINACION</u>
AZOTEA	V.A.
PENT HOUSE	V.P.H.
PISOS TIPICOS	V.P.T.

DISEÑO POR FLEXION

Las fórmulas empleadas en el diseño de vigas principales son válidas para este caso.

VIGAS DE LA AZOTEA PENT HOUSE Y PISOS TIPICOS

Características: $b = 25\text{cm}$; $h = 40\text{ cm}$; $d = 34\text{ cms}$.

Momento Máximo resistente: $M_c = 49.15 b d^2$

$$M_c = 49.15 \times 25 \times 34^2 = 14,200\text{Kg-m} = 14.2\text{ Ton-m}$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = p_{\text{máx}} \times b \times d = 0.016 \times 25 \times 34 = 13.6\text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = p_{\text{mín}} \times b \times d = 0.0033 \times 25 \times 34 = 2.805\text{cm}^2. \quad 2 \text{ } \phi \text{ } 5/8''$$

Momento máximo positivo para no chequear deflexiones:

$$M = 30.3 b d^2 = 30.3 \times 25 \times 34^2 = 8.76\text{ Ton-m}$$

As para no chequear deflexiones:

$$A_s = p_x b \times d = 0.009 \times 25 \times 34 = 7.22\text{ cm}^2$$

Cálculo de las áreas de acero para los diferentes momentos.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{A_s \times 4200}{0.85 \times 210 \times 25} = 0.94 A_s$$

$$a = 0.94 A_s$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.9 \times 4200 A_s (34 - 0.94 A_s / 2)$$

$$A_s = 72.1 - \sqrt{5,199 - M_u/1780}$$

DISEÑO POR FLEXIONAZOTEA

TRAMO	b x t	Mmax Ton-m	M (+) Ton-m	(M(-) Ton-m	As cm ² .	VARILLAS
C ₁ -C ₂ ,	25x40	14.2		0.53	0.4	2 ∅ 5/8"
			1.46		0.7	2 ∅ 5/8"
				1.86	0.8	2 ∅ 5/8"
C ₂ , -C ₄	-	-	-	-	-	-
C ₄ -C ₆ ,	25x40	14.2		3.09	1.3	2 ∅ 5/8"
			1.60		0.75	2 ∅ 5/8"
				2.61	1.1	2 ∅ 5/8"
C ₆ , -C ₇	-	-	-	-	-	- -

PENT HOUSE

C ₁ -C ₂ ,	25x40	14.2		1.30	0.70	2 ∅ 5/8"
		14.2	1.60		0.75	2 ∅ 5/8"
		14.2		3.50	1.45	2 ∅ 5/8"
C ₂ , -C ₄	25x40	14.2		3.00	1.15	2 ∅ 5/8"
		14.2	1.60		0.75	2 ∅ 5/8"
		14.2		3.40	1.44	2 ∅ 5/8"
C ₄ -C ₆ ,	25x40	14.2		3.70	1.48	2 ∅ 5/8"
		14.2	1.40		0.69	2 ∅ 5/8"
		14.2		3.00	1.15	2 ∅ 5/8"
C -C	25x40	14.2		3.40	1.44	2 ∅ 5/8"
		14.2	2.00		0.812	2 ∅ 5/8"
		14.2		0.90	0.510	2 ∅ 5/8"

7mo. P I S O

TRAMO	b x t	Mmax Ton - m	M(+) Ton - m	M(-) Ton - m.	As cm ² .	VARILLAS
C ₁ -C ₂ ,	25x40	14.2		2.60	1.10	2 ∅ 5/8"
		14.2	3.90		1.60	2 ∅ 5/8"
		14.2		5.60	2.30	2 ∅ 5/8"
C ₂ , -C ₄	25x40	14.2		4.30	1.80	2 ∅ 5/8"
		14.2	2.20		1.00	2 ∅ 5/8"
		14.2		5.40	2.20	2 ∅ 5/8"
C ₄ -C ₆ ,	25x40	14.2		5.40	2.20	2 ∅ 5/8"
		14.2	2.20		1.00	2 ∅ 5/8"
		14.2		4.32	1.80	2 ∅ 5/8"
C ₆ , -C ₇	25.40	14.2		5.55	2.22	2 ∅ 5/8"
		14.2	3.90		1.60	2 ∅ 5/8"
		14.2		2.60	1.10	2 ∅ 5/8"

6to. P I S O

C ₁ -C ₂ ,	25x40	14.2		3.80	1.60	2 ∅ 5/8"
		14.2	6.30		2.50	2 ∅ 5/8"
		14.2		7.75	3.10	2 ∅ 5/8"
C ₂ , -C ₄	25x40	14.2		6.60	2.62	2 ∅ 5/8"
		14.2	3.30		1.44	2 ∅ 5/8"
		14.2		7.18	3.00	2 ∅ 5/8"
C ₄ -C ₆ ,	25x40	14.2		7.10	2.98	2 ∅ 5/8"
		14.2	3.30		1.44	2 ∅ 5/8"
		14.2		5.60	2.30	2 ∅ 5/8"
C ₆ , -C ₇	25x40	14.2		7.87	3.15	2 ∅ 5/8"
		14.2	6.37		2.51	2 ∅ 5/8"
		14.2		3.72	1.48	2 ∅ 5/8"

5to. P I S O

TRAMO	b x t	Mmáx Ton - m	M(+) Ton - m	M(-) Ton - m	As cm ² .	VARILLAS
C ₁ -C ₂ , C ₆ -C ₇	25x40	14.2		4.70	1.80	2 ∅ 5/8"
			7.70		3.10	2 ∅ 5/8"
C ₂ -C ₄ , C ₄ -C ₆	25x40	14.2		6.30	2.50	2 ∅ 5/8"
			4.40		1.80	2 ∅ 5/8"
				8.35	3.30	2 ∅ 5/8"

4to. PISO

C ₁ -C ₂ , C ₆ -C ₇	25x40	14.2		5.60	2.30	2 ∅ 5/8"
			9.50		4.00	1∅3/4"+1∅5/8"
C ₂ -C ₄ , C ₄ -C ₆	25x40	14.2		10.55	4.20	1∅3/4"+1∅5/8"
			4.95		2.32	3.00
				8.80	2.00	2 ∅ 5/8"
					3.48	2 ∅ 5/8"

3er. PISO

C ₁ -C ₂ , C ₆ -C ₇	25x40	14.2		5.78	2.35	2 ∅ 5/8"
			9.80		4.15	1∅5/8"+1∅3/4"
C ₂ -C ₄ , C ₄ -C ₆	25x40	14.2		11.30	4.75	1∅5/8"+1∅3/4"
			5.75		7.70	3.18
				9.30	2.75	2 ∅ 5/8"
					3.85	2 ∅ 5/8"

2do. PISO

C ₁ -C ₂ , C ₆ -C ₇	25x40	14.2		4.90	2.00	2 ∅ 5/8"
			7.60		3.10	2 ∅ 5/8"
C ₂ -C ₄ , C ₄ -C ₆	25x40	14.2		8.80	3.85	2 ∅ 5/8"
			4.30		6.20	2.46
				7.95	1.80	2 ∅ 5/8"
					3.15	2 ∅ 5/8"

NOTA: En los pisos (5to, 4to, 3ro, y 2do.) los tramos tienen las mismas características y por tanto hay homología de momentos y cortantes con los presentados y por consiguiente de refuerzos.

DISEÑO POR CORTE

Se seguirá los mismos pasos que en las vigas principales.

Fórmulas y Limitaciones. -

El corte en las vigas de arriostre será pequeño debido a las pocas cargas que soportan, por lo tanto en las vigas correspondientes a los pisos (Azotea, Pent House y 7mo piso) el concreto absorbe todo el corte y solamente se colocarán estribos de montaje. Sin embargo en los pisos (3ro. y 4to.), tendremos que el $V_{m\acute{a}x}$ V_u real, a una distancia d de la cara del apoyo, luego será necesario poner refuerzo en el alma para absorber corte.

Máximo corte tomado por el concreto $V_c = v_c \times b \times d$

AZOTEA- PENT HOUSE Y PISOS TÍPICOS (7mo, 6to, 5to, y 2do.)

$$b=25 \quad d = 34 \text{ cm.}$$

$$V_c = 6.55 \times 25 \times 34$$

$$V_c = 5.57 \text{ Ton} > V_u \text{ real} \therefore \text{Chequea.}$$

PISOS 2do. y 5to. -

Máximo cortante real en el 4to. Piso a una distancia d de la cara del apoyo.

$$b = 25; \quad d = 34 \text{ cm.}$$

$$V_{u \text{ real}} = 5.80 \text{ Ton} > V_{c \text{ máx}}$$

$$V_{c \text{ max}} = 6.55 \times 25 \times 34 = 5.57 \text{ Ton.}$$

$$V_u - V_c = 5.80 - 5.57 = 0.23 = 230 \text{ Kg.}$$

Longitud que llevará estribos: $x_a + d = 1.00$

Debido a la poca diferencia de cortantes (230 Kg) los estribos los espaciaré a: $S_{m\acute{a}x} = d/2 = 17 \text{ cms.}$ Esto debido a que si hacemos los análisis respectivos de espaciamiento obtendremos mayores dimensiones.

Luego los estribos en los pisos 4to. y 3ro. serán

$$1 \quad \# 2 \text{ a } 9 \text{ cms.} - 6 \quad \# 2 \text{ a } 17 \text{ cms.}$$

ADHERENCIA EN VIGAS DE ARRIOSTRE

La adherencia en las vigas de arriostre se calcularán en los casos más desfavorables de los diferentes tramos y niveles (secciones de mayor cortante y menor área y perímetro)

$$V_{\text{máx}} = \phi U E_o j d$$

Esta fórmula nos dá la máxima capacidad de corte controlados por el esfuerzo de adherencia, cuando:

U = esfuerzo permisible

$$V_{\text{máx}} = 0.85 U_p \times E_o \times 0.875 d$$

A continuación tabulamos esta fórmula:

NIVEL	barra	Diametro	d cm	V _{máx} (Tn)
AZOTEA	barr sup	1/2"	34	1.000. E _o
		5/8"	"	1.000. E _o
PENT HOUSE	barr sup	1/2"	"	1.000. E _o
		5/8"	"	1.000. E _o
7mo. PISO	barr sup	1/2"	"	1.000. E _o
		5/8"	"	1.000. E _o
6to. PISO	barr sup	1/2"	"	1.000. E _o
		5/8"	"	1.000. E _o
5to. PISO	barr sup	1/2"	"	1.000. E _o
		5/8"	"	1.000. E _o
4to. PISO	barr sup	1/2"	"	1.000. E _o
		5/8"	"	1.000. E _o
3er. PISO	barr sup	1/2"	"	1.000. E _o
		5/8"	"	1.000. E _o
2do. PISO	barr sup	1/2"	"	1.000. E _o
		5/8"	"	1.000. E _o

A continuación presento los cuadros que muestran la comprobación por adherencia para los casos mas desfavorables que corresponde a los pisos 3ro. y 4to.

NIVEL	TRAMO	REFERENCIA	DISTANCIA AL APOYO	#DE VARILLAS	Eo(cm)	Vumax	Vureal
4to. Piso	C' - Cz' C6' - C7	Cara de Apoyo	--	2Ø 5/8"	10.00	1000	7.50
	C' - C2' C6' - C2'	Punto de Inflación	0.80	2 Ø 5/8"	10.00	10.00	6.60
	C2' - C4 C4 - C6'	Cara de Apoyo	--	2 Ø 5/8"	10.00	10.00	5.15
	C2' - C4 C4 - C6'	Punto de Inflación	1.80	2 Ø 5/8"	10.00	10 ⁰⁰	3.15
	TRAMO	REFERENCIA	DIST. AL APOYO	N°de VARI-LLAS			
3er. Piso	C - C2' C6' - C7	Cara de Apoyo	--	2Ø 5/8"	10	10.00	8.10
	"	Punto de Inflación	0.85	2Ø 5/8"	10	10.00	6.80
	C2' - C4 C4 - C6'	Cara de Apoyo	--	2Ø 5/8"	10	10.00	5.15
	"	Punto de Inflación	1.80	2Ø 5/8"	10	10.00	3.40

Como se observará en el cuadro anterior los refuerzos de las vigas de arriostre chequean por adherencia.

LONGITUD DE ANCLAJE.- Los mismos que para vigas principales.

CHEQUEO DE DEFLEXIONES

En las vigas se chequeará por deflexión cuando:

$$p \text{ ó } (p-p') > 0.18 \frac{f'_c}{f_y}$$

La flecha se calculará con la siguiente expresión

$$= f \left(\frac{w L^n}{E I} \right)$$

f = factor que varía con las diferentes cargas que puede ser obtenido del diagrama de momentos.

w = Carga total que soporta la viga.

L = Luz libre del tramo.

I = Momento de Inercia que puede ser de la sección llena o de la sección transformada, según los siguientes casos.

Si $f_t < f'_t = 1.99 \sqrt{f'_c}$. . se tomará el momento de inercia de la sección llena.

Si $f_t > f'_t = 1.99 \sqrt{f'_c}$ se tomará el momento de inercia de la sección transformada.

Si $p f_y < 35 \text{ Kg/cm}^2$. momento de inercia de la sección llena.

Si $p f_y > 35 \text{ Kg/cm}^2$. momento de inercia de la sección fisurada.

Ei = módulo elástico instantáneo.

$$Ei = w^{1.5} \times 0.137 \sqrt{f'_c} \quad w = \text{peso específico del concreto.}$$

$$w = 2,300 \text{ Kg/m}^3.$$

$$Ei = 16,000 \sqrt{f'_c}$$

La flecha total : $\Delta_{\text{TOTAL}} = \Delta_{\text{inst.}} + \Delta_{\text{diferida}}$

Q = Factor de fluencia que obtendremos de tablas para 5 años será 2, cuando solamente hay acero en tracción.

$$Q = E_{\text{inst}}/E_{\text{difer.}}$$

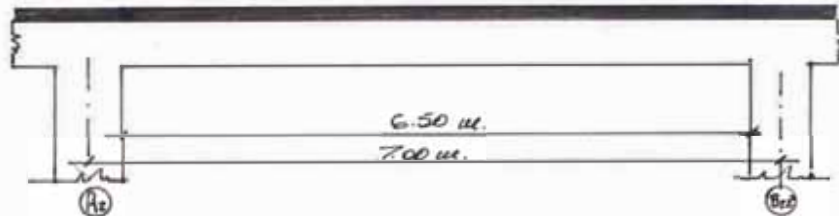
DEFLEXIONES EN VIGAS PRINCIPALES

Comprobaremos las deflexiones en las vigas mas desfavorables o sea las que tengan mayor área de acero, de esto modo tendremos que chequear: Azotea, Pent house, Pisos típicos.

VA - 22' AZOTEA TRAMO A-B

$$w_D = 1.56 \text{ Ton/ml.}$$

$$w_L = 0.308 \text{ Ton/ml.}$$



Las características de la viga son:

$$b = 25 \text{ cm. ; } t = 35 \text{ cms. } \quad d = 29 \text{ cms.}$$

$$\text{Luz libre del tramo } L = 6.50 \text{ mts.}$$

Las cargas que se usarán serán las siguientes:

$$W_D = 1.56 \text{ Ton/ml.} \quad W_L = 0.308 \text{ Ton/ml.}$$

Acero en tracción : $A_s = 1 \phi 3/4" + 2 \phi 7/8" = 10.608 \text{ cm}^2.$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2. ; n = \frac{E_s}{E_c} = 9 \text{ (relacion modular)} \quad f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Las expresiones para el cálculo de la flecha será:

$$\Delta_{inst} = \frac{1}{384} \frac{w l^4}{E_i I} \quad \Delta_{dif} = \frac{1}{384} \frac{w l^4}{E_d I}$$

En la deflexión instantanea hemos considerado la carga muerta más la carga viva; y en la diferida solamente consideramos la carga muerta.

$$E_i = 16,000 \sqrt{210} = 232,000$$

Para una duración de 5 años y acero en tracción única - mente tendremos $Q = 2$

$$E_i/E_d = Q = 2 \quad E_d = E_i/2 = 116,000$$

Momento de Inercia: (I)

$$p = \frac{10.608}{25 \times 29} = 0.01465 > 0.009 \quad n = 9$$

$$p f_y = 0.01465 \times 4200 = 61.5 \text{ Kg/cm}^2 > 35 \text{ Kg/cm}^2.$$

Luego tendremos la sección transformada:

$$K = \sqrt{2 pn + (pn)^2} - pn$$

$$K = \sqrt{2 \times 0.01465 \times 9 + (0.01465 \times 9)^2} - 0.01465 \times 9 = 0.398$$

$$K_d = 0.398 \times 29 = 11.55 \text{ cms.}$$

$$I = \frac{1}{3} \times b (K_d)^3 + n A_s (d - K_d)^2$$

$$= \frac{1}{3} \times 25(11.55)^3 + 9 \times 10.806 (25 - 11.55)^2$$

$$I = 42,500 \text{ cm}^4$$

Reemplazando en las fórmulas:

$$\Delta_{inst.} = \frac{1}{384} \times \frac{1868}{100} = \frac{6.50^2 \times 10^8}{42,500 \times 232000}$$

$$\Delta_{inst.} = 0.208 \text{ cms.}$$

$$\Delta_{dif} = \frac{1}{384} \times \frac{1560}{100} = \frac{6.5^2 \times 10^8}{116,000 \times 42,500}$$

$$\Delta_{dif} = 0.348$$

$$\Delta_{TOTAL} = 0.208 + 0.348 = 0.556 \text{ cms.}$$

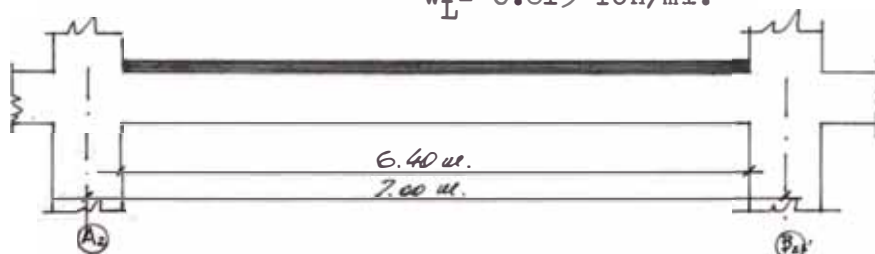
$$\Delta_{permitido} = \frac{1}{360} = \frac{7.00}{360} = 1.94 \text{ cms} > 0.556 \text{ cms.}$$

Chequea.

VPT - 22' 3er. 2do. PISO TRAMO A - B

$$w_D = 2.580 \text{ Ton/ml.}$$

$$w_L = 0.615 \text{ Ton/ml.}$$



NOTA: Es necesario chequear las vigas por deflexión cuando el momento actuante sea mayor que el permitido y además cuando $f_y > 2,800 \text{ Kg/cm}^2$ o sea que en un caso estas comprobaciones tienen doble motivo puesto que

$$M_{act} > M_{perm} \text{ por deflexión (Chequea)}$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

Características de la viga. -

$$b = 30 \text{ cm.} \quad t = 45 \text{ cms.} \quad d = 39 \text{ cms.}$$

Luz libre $L = 6.40$ mts.

$A_s = 3 \text{ } \phi \text{ } 7/8'' = 11.64 \text{ cm}^2$.

$$p = \frac{11.64}{30 \times 39} = 0.00993 > 0.0090$$

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ $n = 9$ $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$.

$W_D = 2.58 \text{ Ton/ml.}$ $w_L = 0.615 \text{ Ton/ml.}$

Las expresiones para el cálculo serán:

$$= \frac{1}{384} \times \frac{W l^4}{E_i I}$$

$$E_i/E_d = Q = 2 \quad E_d = E_i/2 \quad E_i = 16,000 \sqrt{210} = 232,000 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento de Inercia:

$$p f_y = 0.00993 \times 4200 = 41.75 > 35 \text{ Kg/cm}^2.$$

Consideremos la sección transformada:

$$K = \sqrt{2pn + (pn^2)} - pn$$

$$= \sqrt{2 \times 0.00993 \times 9 + 0.00993^2 \times 81} - 0.00993 \times 9$$

$$K = 0.343$$

$$Kd = 0.343 \times 39 = 13.4 \text{ cms.}$$

$$I = 1/3 b (Kd)^3 + n A_s (d - Kd)^2$$

$$= 1/3 \times 30 (13.4)^3 + 9 \times 11.64 (39 - 13.4)^2$$

$$I = 92,650 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{inst} = \frac{1}{384} \frac{3195}{100} = \frac{6.40^2 \times 10^8}{92,650 \times 232,000}$$

$$\Delta_{inst} = 0.158$$

$$\Delta_{dif} = \frac{1}{384} \frac{2580}{100} = \frac{6.40^2 \times 10^8}{91,650 \times 116,000}$$

$$\Delta_{dif} = 0.256$$

$$\Delta_{TOTAL} = 0.158 + 0.256 = 0.414 \text{ cms.}$$

$$\Delta_{permitido} = 1/360 = 7.00/360 = 1.94 > 0.414 \text{ cms. Chequea.}$$

C O L U M N A S

C O L U M N A S

Diseñaremos todas las columnas del Pórtico Principal 22'.

Las columnas C-2' comunes a los pórticos 22' y C, están sometidas a flexocompresión Bi-axial (flexión oblicua) y las demás a flexo-compresión simple.

Primeramente diseñaremos las columnas para flexión en un - sentido (cuando la acción del sismo es paralela al eje del pórtico principal) y luego verificaremos las columnas C-4 para flexión en 2 sentidos.

MOMENTOS DE FLEXION EN COLUMNAS. - Se toma de la envolvente final.

Para el diseño se han tomado estos momentos en los ejes, aunque pueden tomarse también en las caras de apoyo de las vigas.

CARGA AXIAL EN COLUMNAS. - Se obtiene de la envolvente final de fuerzas de corte (que viene a ser las reacciones de las vigas del pórtico considerado) a estas reacciones hay que agregarles el peso propio de la columna.

Luego la carga axial en la base de la columna del pórtico 2-2' será:

Carga axial = Reacción de Vigas Principales + Reacción de Vigas de A rriostre + Peso de la columna.

CALCULO DE EXCENTRICIDAD. -

$$e = \frac{M_u}{P_u} - \frac{M'_u}{P'_u}$$

$$\text{siendo: } M'_u = M_u/\phi \quad P'_u = P_u/\phi$$

M'_u y P'_u son valores de diseño en los que $\phi = 0.70$ (para - columnas con estribos).

Según el A.C.I.-63 $e_{\min} = 0.1 t$

En donde t = dimensión total de la sección paralela al plano de flexión.

CARGA AXIAL DEL PÓRTICO PRINCIPAL 2-2'

NIVEL	COLUMNA	CORTE	PESO COLUM ton.	Pu Tn.	P' u Tn.
8vo.	A-2	12.65	0.910	13.560	19.35
	B-22'	19.00	1.160	20.160	28.75
	C-2'	8.86	0.910	9.770	13.97
7mo.	A-2	20.935	0.850	35.345	50.50
	B-22'	31.71	1.080	52.950	75.75
	C-2'	21.86	0.850	32.48	46.30
6to.	A-2	23.30	0.850	59.495	85.00
	B-22'	38.34	1.080	92.370	132.00
	C-2'	28.13	0.850	61.46	88.00
5to.	A-2	23.10	0.850	83.445	119.00
	B-22'	39.04	1.080	132.49	189.50
	C-2'	29.80	0.850	92.11	132.00
4to.	A-2	23.10	1.080	107.625	154.00
	B-22'	39.44	1.260	173.19	247.00
	C-2'	30.55	1.080	123.74	176.50
3ro.	A-2	23.30	1.080	132.005	188.50
	B-22'	39.24	1.260	213.69	305.00
	C-2'	30.55	1.080	155.37	221.00
2do.	A-2	23.30	1.080	156.385	224.00
	B-22'	38.44	1.260	253.39	362.00
	C-2'	30.60	1.080	187.05	267.00
1ro.	A-2	23.70	1.300	181.385	258.00
	B-22'	38.14	1.300	292.83	417.00
	C-2'	28.83	1.300	217.18	310.00

NOTA: Como se puede observar en los planos arquitectonicos del E
dificio en estudio, el Pórtico Principal 2-2', no se en -
cuentra debidamente alineado, es decir que los tramos : -
A-BB' y B'B-C; que lo conforman están desfasadas. Sin em -
bargo por ser este desplazamiento una longitud pequeña, -
prescindimos de los efectos que pueda causar tanto en las
vigas como en las columnas que concurren en el nudo de dis -
continuidad. Pero como una medida de seguridad aumentamos
a las cargas axiales de las columnas un 8% de su valor,
(columnas B-22'), también a los momentos superiores e infe -
riores.

CUADRO DE EXCENTRICIDAD DEL PORTICO PRINCIPAL 2-2'

NI VEL	Co- lum na.	bx t	Carga axial Pu Tn	Momentos		E x c e n t r i c i d a d			
				Msup	Minf	e _{sup}	e _{inf}	e _{min}	e _{final}
8vo.	A-2	30x55	13.56	12.57	8.36	92.60	62.00	5.5	92.60
	B-22'	70x30	21.77	9.52	7.47	43.70	32.60	3.0	43.70
	C-2'	30x55	9.77	8.93	4.48	91.50	46.00	5.5	91.50
7mo.	A-2	30x55	35.34	11.59	8.94	32.80	25.30	5.5	32.80
	B-22'	70x30	57.18	9.74	8.53	17.00	14.90	3.0	17.00
	C-2'	30x55	32.48	10.18	8.03	31.40	24.73	5.5	31.40
6to.	A-2	30x55	59.49	13.69	11.00	23.00	18.50	5.5	23.00
	B-22'	70x30	99.75	10.51	10.63	10.53	10.65	3.0	10.65
	C-2'	30x55	61.46	13.34	10.42	21.60	17.00	5.5	21.60
5to.	A-2	30x55	83.44	13.20	10.70	15.80	12.80	5.5	15.80
	B-22'	70x30	143.08	11.29	10.98	7.70	7.68	3.0	7.70
	C-2'	30x55	92.11	12.68	10.98	13.80	11.91	5.5	13.80
4to.	A-2	35x60	107.62	14.20	18.21	13.20	11.35	6.0	13.20
	B-22'	70x35	187.03	12.75	12.61	6.81	6.75	3.5	6.81
	C-2'	35x60	123.74	13.68	11.91	11.10	9.63	6.0	11.10
3ro.	A-2	35x60	132.00	11.70	11.72	8.87	8.89	6.0	8.89
	B-22'	70x35	230.70	11.08	11.12	4.80	4.82	3.5	4.82
	C-2'	35x60	155.37	11.20	11.28	7.20	7.26	6.0	7.26
2do.	A-2	35x60	156.38	10.80	13.64	6.9	8.72	6.0	8.72
	B-22'	70x35	273.03	11.68	11.84	4.28	4.32	3.5	4.32
	C-2'	35x60	187.05	10.56	12.88	5.63	6.90	6.0	6.90
1ro.	A-2	35x70	181.38	9.46	25.15	5.20	13.87	7.0	13.87
	B-22'	70x35	316.22	6.15	7.77	1.95	2.46	3.5	3.5
	C-2'	35x70	217.18	4.68	17.57	2.16	8.10	7.0	8.10

REDUCCION DE RESISTENCIA POR EFECTO DE LA ESBELTEZ

Del A.C.I. -318 - 63 Sección 916

Si $h/r \geq 60$; no se hace reducción.

En donde : h = altura de la columna entre ejes.

r = radio de giro.

$$r = \sqrt{I/A} \quad \text{en donde:} \quad I = 1/12 \quad b \quad t^3$$

$$A = b \times t$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$r = \sqrt{\frac{b \quad t^3}{12 \quad b \quad t}} = 0.28 \quad t$$

Para :

$$h = 2.30 \text{ m.}$$

$$t = 0.55 \text{ m.} \quad h/r = 2.30/(0.28 \times 0.55) = 15.00$$

$$h = 2.30 \text{ m.}$$

$$t = 0.30 \text{ m.} \quad h/r = 2.30/(0.28 \times 0.30) = 27.30$$

$$h = 2.15 \text{ m.}$$

$$t = 0.55 \text{ m.} \quad h/r = 2.15/(0.28 \times 0.55) = 14.00$$

$$h = 2.15 \text{ m.}$$

$$t = 0.30 \text{ m.} \quad h/r = 2.15/(0.28 \times 0.30) = 25.60$$

$$h = 2.15 \text{ m.}$$

$$t = 0.60 \text{ m.} \quad h/r = 2.15/(0.28 \times 0.60) = 12.80$$

$$h = 2.15 \text{ m.}$$

$$t = 0.35 \text{ m.} \quad h/r = 2.15/(0.28 \times 0.35) = 22.00$$

$$h = 2.20 \text{ m.}$$

$$t = 0.70 \text{ m.} \quad h/r = 2.20/(0.28 \times 0.70) = 11.20$$

$$h = 2.20 \text{ m.}$$

$$t = 0.35 \text{ m.} \quad h/r = 2.20/(0.28 \times 0.35) = 22.40$$

ESPACIAMIENTO LIBRE DE ϕ s VERTICALES

$$S_{\min} \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \phi = 3.81 \text{ cms. (considerando varillas de } \phi 1") \\ 1.5 \text{ veces el tamaño del agregado} = 3.81 \text{ (Agregado de } 1") \\ 4 \text{ cms.} \end{array} \right.$$

ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} 16 \phi_s = 35 \text{ cms. (} \phi_s 7/8") \text{ ó } 40 \text{ cms. (} \phi_s 1") \\ 48 \phi_e = 45 \text{ cms. (} \phi_e 3/8") \\ t \text{ ó } b = 30 \text{ cms. (menor dimensión).} \end{array} \right.$$

LIMITES PARA EL REFUERZO EN COLUMNAS. -

$$\text{Refuerzo mínimo} = 0.01 b t \left\{ \begin{array}{l} \text{para : } 30 \times 55 : A_s = 16.50 \text{ cm}^2. \\ \text{para } 70 \times 30 : A_s = 21.00 \text{ cm}^2. \\ \text{para } 35 \times 60 : A_s = 21.00 \text{ cm}^2. \\ \text{para } 70 \times 35 : A_s = 24.50 \text{ cm}^2. \\ \text{para } 35 \times 70 : A_s = 24.50 \text{ cm}^2. \\ \text{para } 70 \times 35 : A_s = 24.50 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$$\text{Refuerzo máximo} = 0.08 b t \left\{ \begin{array}{l} \text{para } 30 \times 55 : A_s = 132.00 \text{ cm}^2. \\ \text{para } 70 \times 30 : A_s = 168.00 \text{ cm}^2. \\ \text{para } 35 \times 60 : A_s = 168.00 \text{ cm}^2. \\ \text{para } 70 \times 35 : A_s = 196.00 \text{ cm}^2. \\ \text{para } 35 \times 70 : A_s = 196.00 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Máximo No. de Varillas en un ancho "b"

.Espaciamiento libre mínimo = 4 cms.

En un ancho b = 30 cms. 4 ϕ 1"

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

a) Cálculo de d/t

$$d = t - (r + \phi' \text{ estribo de } 3/8" + 1/2 \phi \text{ varilla de } 1")$$

$$d = t - (4 + 0.95 + 1.27)$$

$$d = t - 6.22$$

$$\text{Luego : } d/t = \frac{t - 6.22}{t} \text{ para } t = 55 \text{ cms. : } d/t = 0.888$$

$$t = 30 \text{ cms. : } d/t = 0.793$$

$$t = 60 \text{ cms. : } d/t = 0.898$$

$$t = 35 \text{ cms. : } d/t = 0.823$$

$$t = 70 \text{ cms. : } d/t = 0.910$$

b) Cálculo de e'/t

e' es la excentricidad final en el cuadro de columnas.

c) Cálculo de K

$$\text{Fórmula } K = \frac{Pu}{\phi b t f'_c} \quad Pu \text{ en Ton.}$$

$$\text{Aumento } 8\% : 1.- K = \frac{1.08 Pu}{\phi b t f'_c} = \frac{1.08 Pu}{0.70 \times 0.30 \times 0.210} = \frac{1.08 Pu}{4.41 t}$$

$$2.- K = \frac{1.08 Pu}{\phi b t f'_c} = \frac{1.08 Pu}{0.7 \times 0.7 \times 0.210} = \frac{1.08 Pu}{10.27 t}$$

$$3.- K = \frac{1.08 Pu}{\phi b t f'_c} = \frac{1.08 Pu}{0.7 \times 0.35 \times 0.210} = \frac{1.08 Pu}{5.15 t}$$

$$\text{Para } t = 55 \text{ cms} \quad K = \frac{1.08 Pu}{242.00}$$

$$t = 30 \text{ cms.} \quad K = \frac{1.08 Pu}{307.50}$$

$$t = 60 \text{ cms.} \quad K = \frac{1.08 Pu}{310.00}$$

$$t = 35 \text{ cms.} \quad K = \frac{1.08 Pu}{360}$$

$$t = 70 \text{ cms.} \quad K = \frac{1.08 Pu}{360}$$

El valor de Pu se obtiene del cuadro de carga axial de columna.

(Entrando al abaco para (d/t), con (K) y (K e'/t), obtenemos el valor de (p t m)

d) Cálculo de $A_s t$

$$\underline{pt} = \frac{A_s t}{b t} = \frac{A_s}{30 t} \quad (1)$$

$$m = \frac{\frac{As}{70t}}{0.85 \frac{As}{35t}} = \frac{4200}{0.85 \times 210} = 23.50 \quad (2)$$

Multiplicando (1) y (2) tenemos :

$$\begin{aligned} \text{pt m} &= \frac{As_t}{b t} \times m = \\ &= \frac{As_t}{b t} \times 23.50 \text{ de donde : } As_t = \frac{30}{23.5} (t)(\text{pt})(m) \\ &= \frac{As_t}{70t} \times 23.50 \text{ de donde : } As_t = \frac{70}{23.5} (t)(\text{pt})(m) \\ &= \frac{As_t}{35 t} \times 23.50 \text{ de donde : } As_t = \frac{35}{23.5} (t)(\text{pt})(m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ \circ \quad As_t &= 1.28 t \times \text{pt} \times m \\ As_t &= 2.98 t \times \text{pt} \times m \\ As_t &= 1.485 t \times \text{pt} \times m \end{aligned}$$

Para t = 55 cms.	$As_t = 1.28 \times 55 \text{ pt m} = 70.20 \text{ pt m}$
t = 30 cms.	$As_t = 2.98 \times 30 \text{ pt m} = 89.50 \text{ pt m}$
t = 60 cms.	$As_t = 1.485 \times 60 \text{ pt m} = 89.00 \text{ pt m}$
t = 35 cms.	$As_t = 2.98 \times 35 \text{ pt m} = 104.50 \text{ pt m}$
t = 70 cms.	$As_t = 1.485 \times 70 \text{ pt m} = 104.00 \text{ pt m}$
t = 35 cms.	$As_t = 2.98 \times 35 \text{ pt m} = 104.50 \text{ pt m}$

CALCULO DE AREAS DE ACERO EN 1 CAPA DE LAS COLUMNAS DEL PORTICO 22'

PISO	COLUMNA	Sec b x t	d/t	e'/t	K	K e'/t	pt m	As cm ² .	FALLA	Observaciones
8vo.	A-2	30x55	0.888	1.680	0.039	0.066	0.165	11.60	T	∅ mínimo
	B-22'	70x30	0.793	1.455	0.049	0.071	0.200	17.85	T	∅ mínimo
	C-2'	30x55	0.888	1.660	0.028	0.046	0.110	7.72	T	∅ mínimo
7mo.	A-2	30x55	0.888	0.597	0.102	0.061	0.070	-	T	∅ mínimo
	B-22'	70x30	0.793	0.567	0.130	0.074	0.100	8.95	T	∅ mínimo
	C-2'	30x55	0.888	0.570	0.094	0.053	0.040	-	T	∅ mínimo
6to.	A-2	30x55	0.888	0.418	0.172	0.072	0.040	-	C	∅ mínimo
	B-22'	70x30	0.793	0.355	0.228	0.081	0.050	-	C	∅ mínimo
	C-2'	30x55	0.888	0.393	0.178	0.070	0.030	-	C	∅ mínimo
5to.	A-2	30x55	0.888	0.287	0.241	0.069	0.050	-	C	∅ mínimo
	B-22'	70x30	0.793	0.256	0.325	0.083	-	-	C	∅ mínimo
	C-2'	30x55	0.888	0.251	0.266	0.066	-	-	C	∅ mínimo
4to.	A-2	35x60	0.898	0.220	0.343	0.053	0.110	11.45	C	∅ mínimo
	B-22'	70x35	0.823	0.194	0.364	0.071	-	-	C	∅ mínimo
	C-2'	35x60	0.878	0.185	0.279	0.052	-	-	C	∅ mínimo
3ro.	A-2	35x60	0.898	0.148	0.297	0.044	0.07	-	C	∅ mínimo
	B-22'	70x35	0.823	0.138	0.461	0.064	-	-	C	∅ mínimo
	C-2'	35x60	0.898	0.121	0.350	0.043	-	-	C	∅ mínimo
2do.	A-2	35x60	0.898	0.145	0.353	0.051	0.180	18.73	C	∅ mínimo
	B-22'	70x35	0.823	0.123	0.530	0.064	-	-	C	∅ mínimo
	C-2'	35x60	0.898	0.115	0.422	0.048	-	-	C	∅ mínimo
1ro.	A-2	35x70	0.910	0.198	0.343	0.070	0.292	30.40	C	∅ mínimo
	B-22'	70x35	0.823	0.10	0.617	0.062	-	-	C	∅ mínimo
	C-2'	35x70	0.910	0.116	0.420	0.049	-	-	C	∅ mínimo

OBSERVACION. - En el cuadro anterior de columnas los valores de "pt m" dan lugar a valores de pt (cuantía requerida) mucho menores que el uno por ciento, en vista de esto, calcularemos el "Area Estructural", si esta nos saliera mayor que el 50% del "Area Arquitectural" usaremos la cuantía mínima, en caso contrario tomaremos como área de acero el 0.5% del área arquitectural.

Area Estructural ó Sección reducida efectiva. - Es la sección necesaria y suficiente para absorber los esfuerzos que va estar sometida y con refuerzo mínimo del 1%.

Area Arquitectónica. - Es la sección bruta es decir (bxt). "Hay ocasiones en que por alguna razón diferente de la de resistencia se deben usar secciones de columnas tan grandes que los cálculos dan cuantía de acero mucho menores que el mínimo del uno por ciento permitido por el Reglamento A.C.I.- Sin embargo, para estos casos el mismo Reglamento permite que se use una área reducida efectiva no menor que la mitad del área total; para determinar el área mínima de acero y la capacidad de carga".

-Copias Concreto Armado : Ingo. Yamashiro.

COLUMNA 8vo. PISO B-22'

Datos : $P_u = 21.77$ $e'/t = 1.455$; $d/t = 0.80$; $pt = 0.01$

Suponiendo que la sección estructural tiene la misma dimensión t que la sección arquitectónica.

$$\text{Luego : } pt.m = pt.x \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01 x 23.5 = 0.235$$

Entrando al abaco con $e'/t = 1.455$ y $pt.m = 0.235$

Para $d/t = 0.80$, obtenemos $K = 0.060$ valor directo o de rotura.

$$\text{Pero } K = \frac{P_u}{(bt)_{est} f'_c} = \frac{21.77}{(bt)_{est} x .210} = 0.060$$

$$0.0126 (b t) = 21.77$$

$$\text{Area estr} = (bt)_{\text{est}} = \frac{217700}{126} = 1727 \text{ cm}^2.$$

El área de acero total no debe ser menor que

$$0.01 \times 1727 = 17.27 \text{ cm}^2.$$

Ni menor que: $0.01 \times 0.5 (70 \times 30) = 0.01 \times 0.5 \times 2100 = 10.50 \text{ m}.$

Luego el primer valor es el que rige:

$$A_s = 17.27 \text{ cm}^2. \quad 4 \text{ } \phi \text{ 1" (} A_s = 20.20 \text{ cm}^2)$$

NOTA: El área estructural = $17.27 \text{ cm}^2 > 50\%$ del área arq
= 2100

Luego se tomará la cuantía mínima o sea:

$$A_s = 0.01 A_{\text{estr.}}$$

COLUMNA 8vo. PISO C-2'

$$P_u = 9.77 \text{ Ton} ; \quad e'/t = 1.66 ; \quad d/t = 0.90 ; \quad p_t = 0.01$$

$$p_{tm} = p_t \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = 0.01 \times 23.5 = 0.235$$

Entrando al abaco con: $e'/t = 1.66$ y $p_{tm} = 0.235$

Para $d/t = 0.90$ obtenemos ; $K = 0.050$

$$\text{Pero : } K = \frac{P_u}{(bt)_{\text{est.}} f'_c} = \frac{9.77}{(bt)_{\text{estr.}} 0.210} = 0.050$$

$$0.0105 (bt) = 9.77$$

$$\text{Area estr.} = (b t)_{\text{est.}} = 97700/105 = 930 \text{ cm}^2.$$

Como $930 \text{ cm}^2 > 50\%$ de $1650 \text{ cm}^2.$ $(30 \times 55) = 1650 \text{ cm}^2.$

Luego :

$$A_s = 0.01 A_{\text{estr.}} = 0.01 \times 930 = 9.30 \text{ cm}^2.$$

COLUMNA 7mo. PISO B-22'

$$Pu = 57.18 \text{ Ton} ; e'/t = 0.567 ; d/t = 0.80 ; pt = 0.01$$

$$pt\ m = pt \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Entrando al abaco con $e'/t = 0.567$ y $pt\ m = 0.235$
para $d/t = 0.80$ obtenemos $K = 0.220$

$$\text{Pero } K = \frac{Pu}{(bt)_{est} f'_c} = \frac{57.18}{(bt)_{est} 0.210} = 0.220$$

$$\text{Area}_{estr.} = (bt)_{est} = \frac{571800}{0.0462} = 1,240 \text{ cm}^2.$$

$$1240 \text{ cm}^2. > 2100 \text{ cm}^2. (70 \times 30)$$

$$\text{Luego } As = 0.01 A_{est} = 0.01 \times 1240 = 12.40 \text{ cm}^2.$$

COLUMNA 7mo. PISO C-2'

$$Pu = 32.48 \text{ Ton} ; e'/t = 0.57 ; d/t = 0.90 ; pt = 0.01$$

$$pt\ m = pt \times \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Entrando al abaco con $e'/t =$ y $pt\ m = 0.235$

para $d/t = 0.90$, obtenemos $K = 0.230$

$$\text{Pero } K = \frac{Pu}{(bt)_{est} f'_c} = \frac{32.48}{(bt)_{est} 0.210} = 0.230$$

$$\text{Area}_{estruct} = (bt)_{est} = 324800/483 = 671 \text{ cm}^2.$$

$$0.01 \times 671 = 6.71 \text{ cm}^2.$$

$$0.01 \times 0.5 \times 1650 = 8.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Luego } As = 8.25 \text{ cm}^2.$$

COLUMNA 6to. PISO B-22'

$$Pu = 99.75 \text{ Ton} ; e'/t = 0.355 ; d/t = 0.80 ; pt = 0.01$$

$$pt\ m = pt \times \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Entrando al abaco con $e'/t = 0.355$ y $pt\ m = 0.235$

Para $d/t = 0.80$, obtenemos $K = 0.34$

$$\text{Pero } K = \frac{Pu}{(bt)_{est} f'_c} = \frac{99.75}{(bt)_{estr.} 0.210} = 0.34$$

$$\text{Area estruct.} = (bt)_{est.} = \frac{997500}{712} = 1400\ \text{cm}^2.$$

$$1400\ \text{cm}^2 > 50\% \text{ de } 21,000\ \text{cm}^2.$$

$$\text{Luego: } As = 0.01 \times 1400 = 14.00\ \text{cm}^2.$$

COLUMNA 6to. PISO C-2'

$Pu = 61.46\ \text{Ton}$; $e'/t = 0.393$; $d/t = 0.90$; $pt = 0.01$

$$pt\ m = pt \times \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Entrando al abaco con: $e'/t = 0.393$ y $pt\ m = 0.235$

Para $d/t = 0.90$; obtenemos: $K = 0.330$

$$\text{Pero } K = \frac{Pu}{(bt)_{est} f'_c} = \frac{61.46}{(bt)_{est.} 0.210} = 0.330$$

$$\text{Area}_{estruct.} = (bt)_{est} = 614600/692 = 888\ \text{cm}^2.$$

$$\text{Como: } 888\ \text{cm}^2 > 0.5 \times 1650\ \text{cm}^2.$$

$$As = 0.01 \times 888 = 8.88\ \text{cm}^2.$$

COLUMNA 5to. PISO B-22'

$Pu = 143.08\ \text{Ton}$; $e'/t = 0.256$; $d/t = 0.8$; $pt = 0.01$

$$pt\ m = pt \times \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Entrando al abaco con $e'/t = 0.256$ y $pt\ m = 0.235$

Para $d/t = 0.80$, obtenemo: $K = 0.410$

$$\text{Pero : } K = \frac{Pu}{(bt)_{est} f'_c} = \frac{143.08}{(bt)_{est} \cdot 0.210} = 0.410$$

$$\text{Area estr.} = (bt)_{est.} = 1430800/861 = 1660 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Como : } 1660 \text{ cm}^2 > 0.5 \times 2100 \text{ cm}^2.$$

$$As = 0.01 \times 1660 = 16.60 \text{ cm}^2.$$

COLUMNA 5to. PISO C-2'

$$Pu = 92.11 \text{ Ton} ; e'/t = 0.251 ; d/t = 0.90 ; pt = 0.01$$

$$pt_m = pt \times \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Para $d/t = 0.90$ obtenemos del abaco $K = 0.424$

$$\text{Pero : } K = \frac{Pu}{(bt)_{est} f'_c} = \frac{92.11}{(bt)_{est.} \cdot 0.210} = 0.424$$

$$(bt)_{est.} = 921100/830 = 1035 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Como : } 1035 \text{ cm}^2 > 0.5 \times 1650 \text{ cm}^2.$$

$$As = 0.01 \times 1035 = 10.35 \text{ cm}^2.$$

COLUMNA 4to. PISO B-22'

$$Pu = 187.03 \text{ Ton} ; e'/t = 0.194 ; d/t = 0.80 ; pt = 0.01$$

$$pt_m = pt \times \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Para $d/t = 0.80$ obtenemos del abaco: $K = 0.473$

$$\text{Pero } K = \frac{Pu}{(bt)_{est} f'_c} = \frac{18703}{(bt)_{est} \cdot 0.210} = 0.473$$

$$(bt)_{est} = 1870300/993 = 1830 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Como : } 1830 > 0.5 \times 2450 \text{ cm}^2. \quad (70 \times 35)$$

$$As = 0.01 \times 1830 = 18.30 \text{ cm}^2.$$

COLUMNA 4to. PISO C-2'

$$Pu = 123.74 \text{ Ton.} ; e'/t = 0.185 ; d/t = 0.90 ; pt = 0.01$$

$$pt_m = pt \times \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Para $d/t = 0.90$ obtenemos del abaco $K = 0.494$

$$K = \frac{Pu}{(bt)_{est} f'_c} = \frac{123.74}{(bt)_{est} 0.210} = 0.494$$

$$(bt)_{est} = 123740/137 = 900 \text{ cm}^2.$$

Como: $900 \text{ cm}^2 < 0.5 \times 2100$ (35×60)

$$0.01 \times 900 = 9.00 \text{ cm}^2.$$

$$0.01 \times 0.5 \times 2100 = 10.50 \text{ cm}^2.$$

COLUMNA 3er. PISO B-22'

$Pu = 230.76 \text{ Ton.}$; $e'/t = 0.138$; $d/t = 0.80$; $pt = 0.01$

$$pt_m = pt \times \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Para $d/t = 0.80$ obtenemos $K = 0.540$

$$K = \frac{Pu}{(bt)_{estr.} f'_c} = \frac{230.76}{(bt)_{estr.} 0.210} = 0.540$$

$$(bt)_{est} = 2307600/1135 = 2030 \text{ cm}^2.$$

$$2030 \text{ cm}^2 > 0.5 \times 2450 \text{ cm}^2.$$

$$As = 0.01 \times 2030 = 20.30 \text{ cm}^2.$$

COLUMNA 3er. PISO C-2'

$Pu = 155.37 \text{ Ton}$; $e'/t = 0.121$; $d/t = 0.90$; $pt = 0.01$

$$pt_m = pt \times \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Para $d/t = 0.90$, obtenemos $K = 0.570$

$$K = \frac{Pu}{(bt)_{est} f'_c} = \frac{1553700}{(bt)_{est} 0.210} = 0.570$$

$$(bt)_{est} = 1553700/1200 = 1292 \text{ cm}^2.$$

Como : $1292 \text{ cm}^2 > 0.5 \times 2100 \text{ cm}^2$. (35×60)

$$As = 0.01 \times 1292 = 10.92 \text{ cm}^2.$$

COLUMNA 2do. PISO B-22'

$$Pu = 273.63 \text{ Ton.} \quad e'/t=0.123; \quad d/t= 0.80 ; \quad pt = 0.01$$

$$pt \text{ m} = pt \times \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Para $d/t = 0.80$, obtenemos: $K = 0.558$

$$K = \frac{Pu}{(bt)_{\text{estr.}} f'_c} = \frac{273.63}{(bt)_{\text{estr.}} \cdot 0.210} = 0.558$$

$$(bt)_{\text{estr}} = 2736300/1171 = 2,335 \text{ cm}^2.$$

$$2,335 \text{ cm}^2. > 0.5 \times 2450 \text{ cm}^2 \quad (70 \times 35)$$

$$As = 0.01 \times 2,335 = 23.35 \text{ cm}^2.$$

COLUMNA 2do. PISO C-2'

$$Pu = 187.05 ; \quad e'/t= 0.115 ; \quad d/t = 0.90 ; \quad pt = 0.01$$

$$pt \text{ m} = pt \times \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Para $d/t = 0.90$, obtenemos: $K = 0.580$

$$K = \frac{Pu}{(bt)_{\text{estr.}} f'_c} = \frac{187.05}{(bt)_{\text{estr.}} \cdot 0.210} = 0.580$$

$$(bt)_{\text{estr}} = 187050/122 = 1,536 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Como } 1536 > 0.5 \times 2100 \quad (35 \times 60)$$

$$As = 0.01 \times 1536 = 15.36 \text{ cm}^2.$$

COLUMNA 1er. PISO B-22'

$$Pu = 316.22 \text{ Ton} \quad e'/t=0.100; \quad d/t = 0.80 ; \quad pt= 0.01$$

$$pt \text{ m} = pt \times \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Para $d/t = 0.80$, obtenemos : $K = 0.590$

$$K = \frac{Pu}{(bt)_{\text{est}} f'_c} = \frac{316.22}{(bt)_{\text{estr.}} \cdot 0.210} = 0.590$$

$$(bt)_{est} = 316220 / 124 = 2550 \text{ cm}^2.$$

Como : $2550 \text{ cm}^2 > 0.5 \times 2450 \text{ cm}^2$.

$$A_s = 0.01 \times 2550 = 25.50 \text{ cm}^2.$$

COLUMNA 1er. PISO C-2'

$P_u = 217.18 \text{ Tn.}; \quad e'/t = 0.116 \quad ; \quad d/t = 0.90 \quad ; \quad p_t = 0.01$

$$p_{tm} = p_t \times \frac{f_y}{0.85 f'_c} = 0.01 \times 23.50 = 0.235$$

Para $d/t = 0.90$, obtenemos : $K = 0.579$

$$K = \frac{P_u}{(bt)_{estr.} f'_c} = \frac{217.18}{(bt)_{estr.} 0.210} = 0.579$$

$$(bt)_{est} = 2171800 / 1218 = 1780 \text{ cm}^2.$$

Luego:

$$A_s = 0.01 \times 1780 \text{ cm}^2 = 17.80 \text{ cm}^2.$$

OBSERVACIONES:

a. - Por razones de resistencia y de empalmes el diámetro de las varillas de las columnas de piso superior no debe ser mayor que las de piso inferior ni tampoco el número de ellas.

b. - Los abacos consideran solamente armaduras dispuestas en una capa (a ambos lados del eje de flexión)

Como tenemos anchos de $b = 30$ y alojaron $4 \text{ } \phi 1''$ como máximo o sea un total $8 \text{ } \phi 1''$

Si el número de varillas que dá el diseño es mayor que $8 \text{ } \phi 1''$, tendrán que ser dispuestas en 2 o más capas, luego será necesario recalcular el área de acero con el nuevo peralte efectivo, calculado por la nueva disposición de varillas. En este caso:

- Utilizaremos los abacos que nos dan valores aproximados para este caso.

- Para armaduras de mas de 2 capas, emplearemos el "método de las deformadas"

Las columnas C-2' serán tratadas a flexo-compresión bi axial.

COMPROBACION DE LAS COLUMNAS " C-2' " POR FLEJO COMPRESION BI AXIAL. -

Utilizaremos la fórmula de las inversas del Profesor BORIS BRESLER.

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} + \frac{1}{P'_o}$$

donde: P'_u = carga de rotura con excentricidades e'_x , e'_y

P'_x = Carga de rotura con excentricidades e'_x

P'_y = Carga de rotura con excentricidades e'_y

P'_o = Carga de rotura con excentricidades nulas

Si aplicamos la fórmula encontramos que $P'_u = P_{u \text{ diseño}}$

Las columnas diseñadas en un sentido serán satisfactorias por flexo - compresión bi-axial, en caso contrario - se adjudicaría el problema:

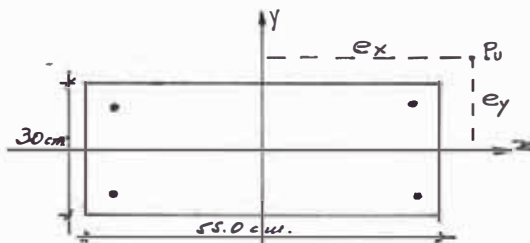
- 1ro. - Aumentando la sección de la columna.
- 2do. - Aumentando el área de acero (sin pasar el máximo de refuerzo)
- 3ro. - Aumentando el f'_c
- 4to. - Aumentando el f'_y

Cálculo de Excentricidades. - (Flexión en el sentido del pórtico de arriostre "C")

Cálculo de Excentricidades. -

PISO	COLUMNA	SECCION b x t	Pu Tn.	Tn - m Momentos		e _y = (cm) Excentricidad			
				M _{sup.}	M _{inf.}	e _{sup}	e _{inf}	e _{min}	e _{final}
8vo.	C-2'	55x30	9.77	1.86	1.30	19.00	13.30	3.00	19.00
7mo	C-2'	55x30	32.48	3.62	2.99	11.20	9.21	3.00	11.20
6to.	C-2'	55x30	61.46	5.87	5.38	9.53	8.73	3.00	9.53
5to.	C-2'	55x30	92.11	7.43	6.70	8.10	7.28	3.00	8.10
4to.	C-2'	60x35	123.74	8.73	8.70	7.06	7.02	3.50	7.06
3ro.	C-2'	60x35	155.37	9.45	9.45	6.10	6.10	3.50	6.10
2do.	C-2'	60x35	187.05	9.89	9.93	5.28	5.30	3.50	5.30
1ro.	C-2'	70x35	217.18	5.12	11.1	2.36	5.10	3.50	5.10

CHEQUEO DE COLUMNA C-2' - 8vo. PISO



$$A_s = 4\phi 3/4" = 11.40 \text{ cm}^2.$$

$$e_x = 91.5 \text{ cms}; \quad e_y = 19 \text{ cms}.$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2; \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_u(\text{admissible}) = ?$$

$$m = 23.5; \quad pt = A_s/bt = \frac{11.40}{30 \times 55} = 0.0069$$

$$pt \ m = 23.5 \times 0.0069 = 0.162$$

$$x \quad d/t = 49/55 = 0.89 \quad 0.90 \quad e_x/t = 91.5/55 = 1.66$$

$$y \quad d/t = 24/30 = 0.80; \quad e_y/t = 19.0/30 = 0.63$$

De los abacos obtenemos: $K_x = 0.033$; $K_y = 0.150$

$$P_x = 0.033 \times 30 \times 55 \times 210 = 11430 \text{ Kg}.$$

$$P_y = 0.15 \times 30 \times 55 \times 210 = 52000 \text{ Kg}.$$

$$P_o = 0.85 f'_c b t + A_s f_y = 0.85 \times 210 \times 30 \times 55 + 11.40 \times 4200 = 342000 \text{ Kg}.$$

Aplicando la fórmula de Bresler tenemos:

$$P_u = \frac{1}{\frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o}}$$

$$P_u = \frac{100,000}{\frac{10^5}{11,430} + \frac{10^5}{52,000} - \frac{10^5}{342,000}} = 9,645 \text{ Kgs}.$$

Luego $P_{u \text{ admisib}} (9,645 \text{ Kg}) < P_{u \text{ actuante}} (13970 \text{ Kg})$, y como no satisface habrá que aumentar el área de acero, luego:

$$\text{Tomaremos: } A_s = 4 \phi 7/8" = 15.52 \text{ cm}^2.$$

Con los datos anteriores en el cual sólo varía $pt \ m$, tenemos:

$$m = 23.5 ; \quad pt = A_s/bt ; \quad pt = 15.52/1650 = 0.0094$$

$$pt\ m = 23.50 \times 0.0094 = 0.2205$$

De los abacos obtenemos: $K_x = 0.0515$, $K_y = 0.190$

$$P_x = 0.0515 \times 30 \times 55 \times 210 = 17,850 \text{ Kg.}$$

$$P_y = 0.190 \times 30 \times 55 \times 210 = 66,000 \text{ Kg.}$$

$$P_o = 0.85 f'_c b t + A_s f_y = 0.85 \times 210 \times 30 \times 55 + 15.52 \times 4200 = 359,200 \text{ Kg.}$$

Aplicando la fórmula de Bresler, tenemos:

$$P_u = \frac{100,000}{\frac{10^5}{17850} + \frac{10^5}{66,000} - \frac{10^5}{359,200}} = \frac{100,000}{5.6 + 1.515 - 0.278}$$

$$P_u = 14,610 \text{ Kg.}$$

Luego: $P_{u(\text{admis})}(14.61) > P_{u(\text{act})}(13.97)$ Chequea.

$$A_s = 4 \phi 7/8''$$

CHEQUEO COLUMNA C-2' - 7mo. PISO



$$A_s = 4 \phi 3/4'' = 11.40 \text{ cm}^2.$$

$$e_x = 31.4 \text{ cm}; e_y = 11.2 \text{ cms.}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2; f_y = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{u(\text{admissible})} = ?$$

$$m = 23.50 ; pt = A_s/bt = 11.40/(30 \times 55) = 0.0069$$

$$pt\ m = 0.0069 \times 23.50 = 0.162$$

$$x \quad d/t = 49/55 = 0.90 \quad e_x/t = 31.40/55 = 0.570$$

$$y \quad d/t = 24/30 = 0.80 \quad e_y/t = 11.20/30 = 0.373$$

De los abacos obtenemos: $K_x = 0.176$; $K_y = 0.292$

$$P_x = 0.176 \times 30 \times 55 \times 210 = 61,050 \text{ Kg.}$$

$$P_y = 0.292 \times 30 \times 55 \times 210 = 102,000 \text{ Kg.}$$

$$P_o = 0.85 f'_c b t + A_s f_y = 0.85 \times 210 \times 30 \times 55 + 11.4 \times 4200 = 342,000 \text{ Kg.}$$

Aplicando la fórmula de Bresler, tenemos:

$$P_u = \frac{100,000}{\frac{10^5}{61,050} + \frac{10^5}{102,000} + \frac{10^5}{342,000}}$$

$$P_u = 42,800 \text{ Kg.}$$

Como: $P_{u_{adm}}(42.8) < P_{u_{act}}(46.30)$; como no chequea debemos aumentar el área de acero, luego tomaremos:

$$A_s = 4 \phi 7/8'' = 15.52 \text{ cm}^2.$$

Con los datos anteriores en el cual sólo varía pt m, tenemos:

$$m = 23.50; \quad pt = A_s/bt = 15.52/1650 = 0.0094$$

$$pt \text{ m} = 23.50 \times 0.0094 = 0.2205$$

De los abacos: $K_x = 0.221$; $K_y = 0.322$

$$P_x = 0.221 \times 30 \times 55 \times 210 = 76,500 \text{ Kg.}$$

$$P_y = 0.322 \times 30 \times 55 \times 210 = 111,200 \text{ Kg.}$$

$$P_o = 0.85 \times f'_c \times bt + A_s f_y = 0.85 \times 210 \times 30 \times 55 + 15.52 \times 4200 = 359,200 \text{ Kg.}$$

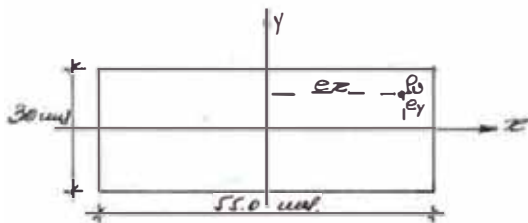
Aplicando la fórmula de Bresler, obtenemos:

$$P_u = \frac{100,000}{\frac{10^5}{76,500} + \frac{10^5}{111,200} + \frac{10^5}{359,200}} = 52,000 \text{ Kg.} \quad (\text{Es valido cuando: } 52,000 \geq 0.10 P_o = 35,920)$$

$P_{u_{adm}}(52,000 \text{ Kg})$ $P_{u_{act}}(46,300 \text{ Kg})$ Chequea.

$$A_s = 4 \phi 7/8''$$

CHEQUEO COLUMNA C-2' - 6to. PISO



$$A_s = 4 \phi 3/4'' = 11.40 \text{ cm}^2.$$

$$e_x = 21.6 \text{ cm}; \quad e_y = 9.53 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}; \quad f_y = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{u_{admisible}} = ?$$

$$m = 23.50 ; \quad pt = A_s/bt = 11.40/30 \times 55 = 0.0069$$

$$pt \text{ m} = 0.0069 \times 23.50 = 0.162$$

$$x \quad d/t = 49/55 = 0.90 \quad e_x/t = 21.6/55 = 0.393$$

$$y \quad d/t = 24/30 = 0.80 \quad e_y/t = 9.53/30 = 0.318$$

De los abacos obtenemos: $K_x = 0.288$; $K_y = 0.330$

$$P_x = 0.288 \times 30 \times 55 \times 210 = 100,000 \text{ Kg.}$$

$$P_y = 0.330 \times 30 \times 55 \times 210 = 114,000 \text{ Kg.}$$

$$P_o = 0.85 \times 210 \times 30 \times 55 + 11.40 \times 4200 = 342,000 \text{ Kg}$$

Aplicando Bresler:

$$P_u = \frac{100,000}{\frac{10^5}{100,000} + \frac{10^5}{114,000} - \frac{10^5}{342,000}} = 63,000 \text{ Kg.}$$

$$P_{u\text{adm}}(63 \text{ Tn}) < P_{u\text{act}}(88 \text{ Tn}) \quad \text{No chequea.}$$

Tomaré $8 \text{ } \phi \text{ 1" } = 40.54 \text{ cm}^2$.

a) Cálculo de P_x para $e_y = 0$

$$m = 23.50; \quad p_t = A_s/bt = 40.54/30 \times 55 = 0.02425$$

$$p_t m = 0.02455 \times 23.50 = 0.579$$

$$e_x/t = 0.393; \quad e_y/t = 49/55 = 0.90$$

Del abaco obtenemos: $K_x = 0.460$

$$\text{Luego: } P_x = 0.460 \times 30 \times 55 \times 210 = 160,000 \text{ Kg.}$$

$$P_x = 160,000 \text{ Kg.}$$

b) Cálculo de P_y para $e_x = 0$. No podemos usar abacos en este caso puesto que hay barras interiores.

$$u = 0.003 \text{ (deformación unitaria del concreto en la rotura)}$$

$$y = f_s/E_s = 4200/(2 \times 10^6) = 0.0021 \text{ (Deformación unitaria del acero)}$$

$$K_u d = \frac{u}{u + y} \times d \quad \text{en donde: } d = t - r = 30 - 6 = 24 \text{ cms.}$$

$$K_u d = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \times 24 = 0.59 \times 24 = 14.12 \text{ cms.}$$

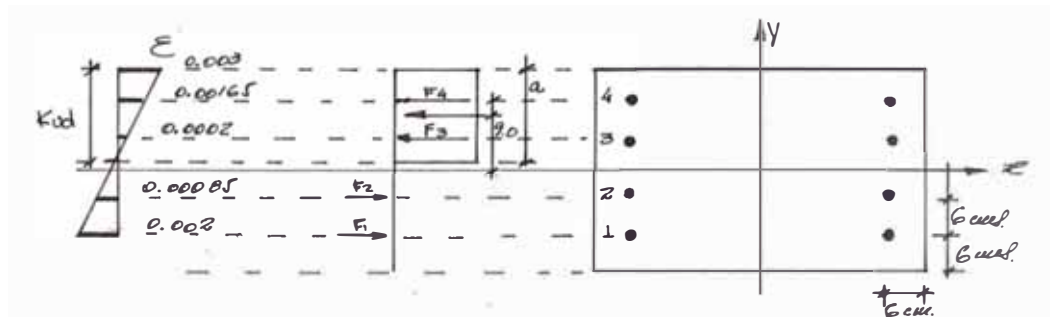
Altura del acero de compresión "a"

$$a = 0.85 K_u d = 0.85 \times 14.12 = 12 \text{ cms.}$$

Brazo de palanca del block de compresión:

$$b_1 = \frac{t - a}{2} = \frac{30 - 12}{2} = 18/2 = 9.00 \text{ cms.}$$

Diagrama de Deformaciones. -

Diagrama de Deformaciones:Cálculo de esfuerzos:

$$fs_1 = \epsilon_1 E_s = 0.0021 \times 2 \times 10^6 = 4,200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$fs_2 = \epsilon_2 E_s = 0.00085 \times 2 \times 10^6 = 1,700 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$fs_3 = \epsilon_3 E_s = 0.0002 \times 2 \times 10^6 = 400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$fs_4 = \epsilon_4 E_s = 0.0017 \times 2 \times 10^6 = 4,200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cálculo de fuerzas y momentos: (estado balanceado)

	Fuerza	Brazo	Momentos
$G_c = 0.85 \times f'_c \times a \times b = 0.85 \times 0.21 \times 12 \times 55 =$	+118.0Tn	9.00cm	1062.0Tn-m
$F_1 = s_1 fs_1 = 10.13 \times (-4.2)$	= -42.5 "	9.00 "	382.5 "
$F_2 = s_2 fs_2 = 10.13 \times (-1.7)$	= -17.22"	3.00 "	51.66 "
$F_3 = s_3 fs_3 = 10.13 \times (+0.40)$	= + 4.50"	3.00 "	13.5 "
$F_4 = s_4 fs_4 = 10.13 \times (+4.2)$	= +42.5 "	9.00 "	382.5 "
	$F_{b_y} = 105.28\text{Tn.}$		$M_{b_y} = 1892.16\text{Tn-m}$

Cálculo de P_o :

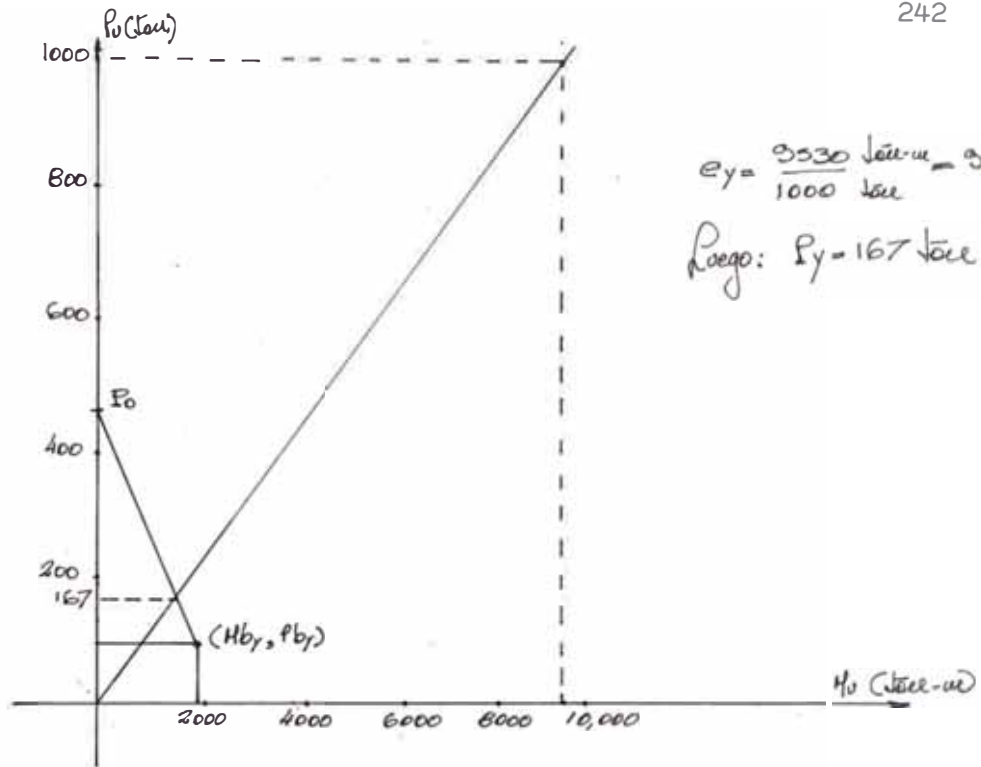
$$P_o = 0.85 \times 0.21 (30 \times 55 - 40.54) + 40.53 \times 4.2 = 457.20 \text{ Ton.}$$

$$P_o = 457.20 \text{ Ton.}$$

Con estos datos dibujaremos el diagrama de interacción.
(Ver diagrama en la página siguiente)

$$e_y = 9,530\text{Ton-m}/1000\text{Ton} = 9.53 \text{ m}$$

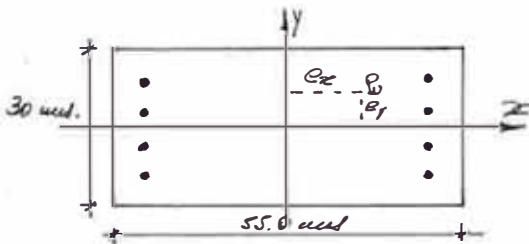
$$\text{Luego } P_y = 167 \text{ Ton.}$$



Aplicando Bresler:
$$P_u = \frac{100,000}{\frac{10^5}{160,000} + \frac{10^5}{167,000} - \frac{10^5}{457,200}} = 100,000 \text{ Kg.}$$

Como $P_{uadm} (100 \text{ Tn}) > (88 \text{ Tn}) P_{uact}$. Chequea.

CHEQUEO COLUMNA C-2' - 5to. PISO



$A_s = 8 \phi 1" = 40.040 \text{ cm}^2$.
 $e_x = 13.8 \text{ cm}$; $e_y = 8.10 \text{ cms}$.
 $f'_c = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$; $f_y = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$.
 $P_u \text{ (admissible)} = ?$

a) Cálculo de P_x para $e_y = 0$

$m = 23.50$; $pt = A_s/bt = 40.54/30 \times 55 = 0.02455$
 $pt \ m = 0.02455 \times 23.50 = 0.579$

$13.8/55 = e_x/t_x = 0.25$; $d_x/t_x = 49/55 = 0.90$

Del abaco obtenemos: $K_x = 0.580$

Luego: $P_x = 0.58 \times 30 \times 55 \times 210 = 205,000 \text{ Kg.}$

b) Cálculo de P_y para $e_x = 0$: No podemos usar abacos en este caso puesto que hay barras interiores.

$u = 0.003$ (deformación unitaria del concreto en la rotura)

$y = f_s/E_s = 4200/(2 \times 10^6) = 0.0021$ (deformación unitaria del acero).

$u d = \frac{u}{u + y} \times d$, en donde : $d = t - r = 30 - 6 = 24$ cms.

$$u d = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \times 24 = 0.59 \times 24 = 14.12 \text{ cms.}$$

Altura del cubo de compresión "a"

$$a = 0.85 K u d = 0.85 \times 14.12 = 12.00 \text{ cms.}$$

Brazo de palanca del block de compresión:

$$b_1 = \frac{t - a}{2} = \frac{30 - 12}{2} = \frac{18}{2} = 9.00 \text{ cms.}$$

Diagrama de deformaciones:

Por ser las características de esta columna idénticas a la del caso anterior, las deformaciones unitarias serán las mismas.

Cálculo de Esfuerzos. -

$$f_{s1} = s_1 E_s = 0.0021 \times 2 \times 10^6 = 4,200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{s2} = s_2 E_s = 0.00085 \times 2 \times 10^6 = 1,700 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{s3} = s_3 E_s = 0.0002 \times 2 \times 10^6 = 400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{s4} = s_4 E_s = 0.0017 \times 2 \times 10^6 = 4,200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cálculo de fuerzas y momentos (Estado balanceado)

		<u>Fuerza</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momentos</u>
$C_c = 0.85 f'_c$	$a b = 0.85 \times 0.210 \times 12 \times 55 =$	118.00	9.00	1062.00
$F_1 = s_1 f_{s1}$	$= 10.13 \times (-4.2)$	-42.50	9.00	382.50
$F_2 = s_2 f_{s2}$	$= 10.13 \times (-1.7)$	-17.22	3.00	51.66
$F_3 = s_3 f_{s3}$	$= 10.13 \times (+0.40)$	+ 4.50	3.00	13.50
$F_4 = s_4 f_{s4}$	$= 10.13 \times (+4.2)$	<u>+42.50</u>	9.00	<u>382.50</u>

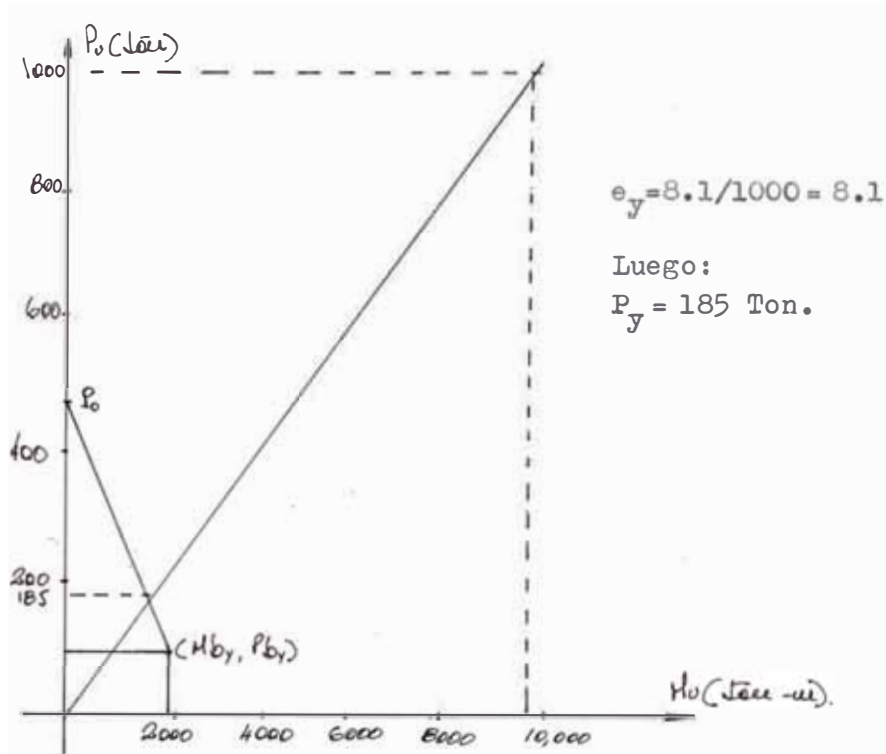
$$P_{b_y} = 105.28 \text{ Tn. } M_{b_y} = 1892.16 \text{ Tn-m}$$

Cálculo de P_o . - ($e_y = 0$, $e_x = 0$)

$$P_o = 0.85 \times 0.21(30 \times 55 - 40.54) + 40.54 \times 4.2 = 457.20 \text{ Ton.}$$

$$P_o = 457.20 \text{ Ton.}$$

Con estos datos dibujaremos el diagrama de interacción.

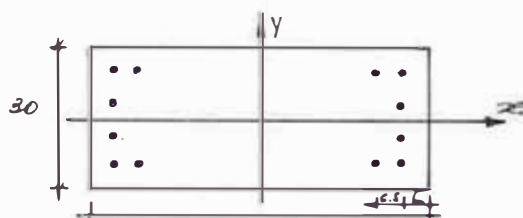


Aplicando Bresler: $P_u = \frac{100,000}{\frac{10^5}{205,000} + \frac{10^5}{185,000} - \frac{10^5}{457,000}} = 124,000 \text{ Kg.}$

Como: $P_{u \text{ adm}} (124 \text{ Ton}) < P_{u \text{ act}} (132 \text{ Ton})$ No chequea.

Aumentaré el área de acero a : $12 \phi 1''$

COLUMNA C-2' - 5to. PISO



$A_s = 12 \phi 1'' = 60.80 \text{ cm}^2,$
 $e_x = 13.8 \text{ cms}; e_y = 8.1 \text{ cms.}$
 $f'_c = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}; f_y = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}.$
 P_u (admissible) = ?

a) Cálculo de P_x para $e_y = 0$

$u = 0.003 \quad y = 0.0021$
 $K_u d = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \times 49 = 28.80 \text{ cms.}$

Altura del cubo de compresión "a" :

$a = 0.85 K_u d = 0.85 \times 28.70 = 24.50 \text{ cms.}$

Brazo de palanca del block de compresión:

$$b_1 = \frac{t - a}{2} = \frac{55 - 24.5}{2} = \frac{30.5}{2} = 15.25 \text{ cms.}$$

Acero:

<u>fs=</u>	<u>Varillas</u>	<u>As</u>	<u>P</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momento</u>
4.2	4 ϕ 1"	20.27	+85.10	+21.50	1830.00
3.4	2 ϕ 1"	10.13	+34.45	+15.00	517.00
2.8	2 ϕ 1"	10.13	+28.45	-15.00	426.00
4.2	4 ϕ 1"	20.27	-85.10	-21.50	1830.00
	12 ϕ 1"	60.80	+ 6.00Ton.		4603.00
					Tn-m
Concreto: $P = 0.85 \times 0.21 \times 24.5 \times 30 =$			+ 131.00	+15.25	2000.00
			$P_{b_x} =$	137.00 Tn.	$M_{b_y} =$ 6603.00
					Tn-m.

Axial: $P_0 = 0.85 \times 0.21(30 \times 55 - 60.8) + 60.8 \times 4.2 = 539 \text{ Ton.}$

Con estos datos entramos al diagrama de interacción para - obtener "Px".

b) Cálculo de " P_y " para $e_x = 0$

$$u = 0.003 \quad ; \quad y = 0.0021$$

$$K_u d = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \times 24 = 14.12 \text{ cms.}$$

$$a = 0.85 \times 14.12 = 12.00 \text{ cms.}$$

Brazo de palanca del block de compresión :

$$b_1 = \frac{t - a}{2} = \frac{30 - 12}{2} = \frac{18}{2} = 9.00 \text{ cms.}$$

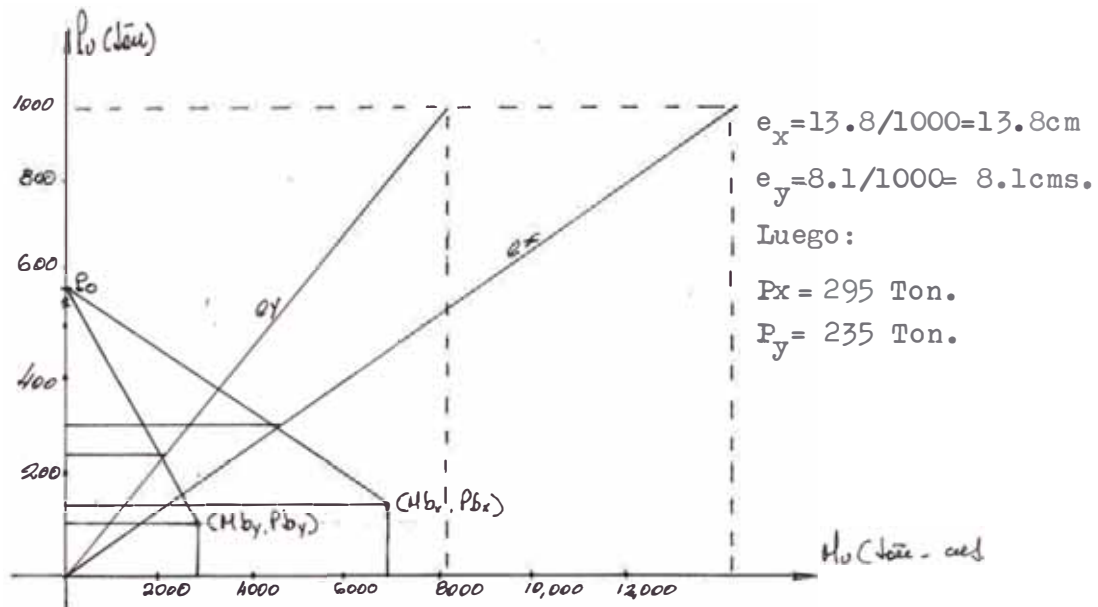
Usando el diagrama de deformaciones obtendré las mismas.

<u>Acero:</u>	<u>fs=</u>	<u>Varillas</u>	<u>As.</u>	<u>P</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momento</u>
	4.2	4 ϕ 1"	20.27	-85.10	- 9.00	766.50
	1.7	2 ϕ 1"	10.13	-17.22	- 3.00	51.66
	0.4	2 ϕ 1"	10.13	+ 4.50	+ 3.00	13.50
	4.2	4 ϕ 1"	20.27	+85.10	+ 9.00	766.50
					- 12.72	1598.16
Concreto: $P = 0.85 \times 0.21 \times 12 \times 55 =$			+ 118.00	+ 9.00	1062.00	
			$P_{b_y} =$	+105.28Tn	$M_{b_y} =$	2660.16
						Tn-m.

Axial : ($e_x = 0$; $e_y = 0$) $P_0 = 0.85 \times 0.21(30 \times 55 - 60.8) \times 60.8 \times 4.2$

$$P_0 = 539 \text{ Ton.}$$

Con estos datos obtenemos en el diagrama "P_y"



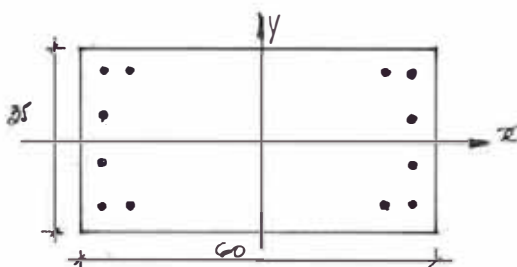
Aplicando Bresler, tenemos:

$$P_u = \frac{100,000}{\frac{10^5}{295,000} + \frac{10^5}{235,000} - \frac{10^5}{539,000}} = 173,000 \text{ Kg.}$$

$$P_u = 173.00 \text{ Ton.}$$

Como : $P_{u \text{ adm}} (173.00 \text{ Ton}) > P_{u \text{ act}} (132.00 \text{ Ton})$ Chequea.

COLUMNA C-2' - 4to. PISO



$$A_s = 16 \text{ } \phi \text{ 1" } = 81.08 \text{ cm}^2.$$

$$e_x = 11.1 \text{ cms}; e_y = 7.06 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2.$$

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

$$P_u \text{ (adm)} = ?$$

$$P_u \text{ (act)} = 176.50 \text{ Ton.}$$

a) Cálculo de "P_x" para $e_y = 0$

$$u = 0.003 ; y = 0.0021$$

$$K_u d = \frac{0.003}{0.003+0.0021} \times 54 = 31.75 \text{ cms.}$$

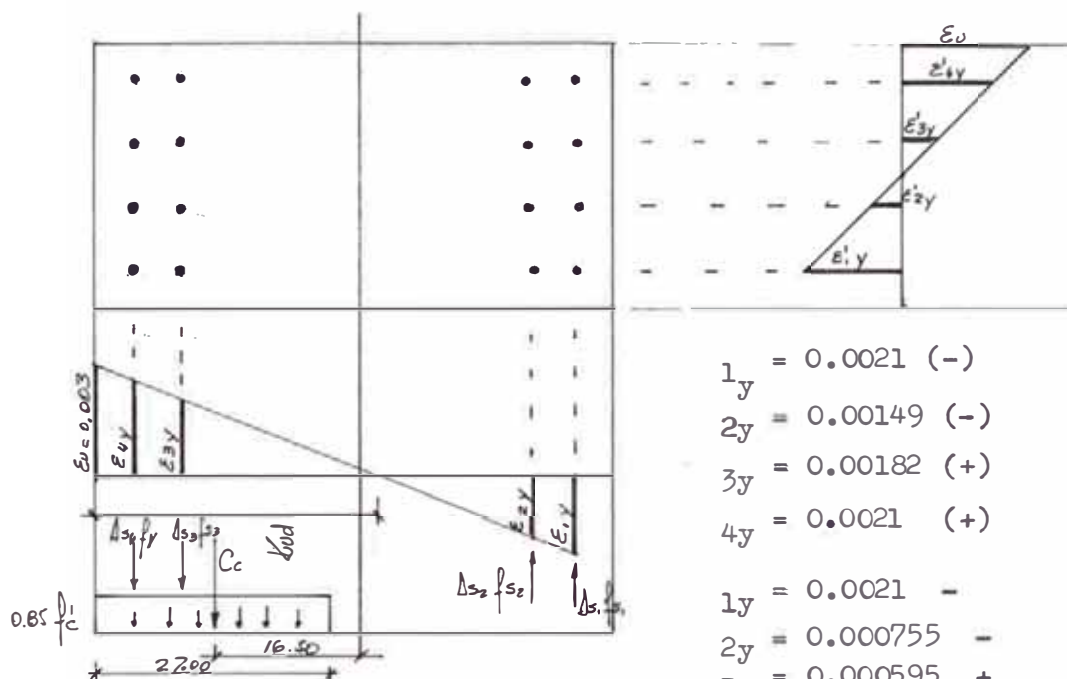
Altura del cubo de compresión "a"

$$a = 0.85 \times K_u d = 0.85 \times 31.75 = 27.00 \text{ cms.}$$

Brazo de palanca del block de compresión:

$$b_1 = \frac{t - a}{2} = \frac{60 - 27}{2} = \frac{33}{2} = 16.5 \text{ cms.}$$

Diagrama de deformaciones. -



1y	= 0.0021 (-)
2y	= 0.00149 (-)
3y	= 0.00182 (+)
4y	= 0.0021 (+)
1y	= 0.0021 -
2y	= 0.000755 -
3y	= 0.000595 +
4y	= 0.0080 +

Acero. -	fs=	Varillas	As	P	Brazo.	Momento
	4.2	4 ∅ 1"	20.27	+85.10	-24.00	2,045 Tn-m
	3.6	4 ∅ 1"	20.27	+73.00	+17.50	1,280 "
	3.0	4 ∅ 1"	20.27	-60.90	-17.50	1,067 "
	4.2	4 ∅ 1"	20.27	-85.10	-24.00	2,045 "
		16 ∅ 1"	81.08	+12.10 Ton		6,437 Tn-m
Concreto.-	P=0.85x0.21x27x35 =			+169.00	+16.50	2800 "
				Pb _y = 181.10 Ton.		Mb _y = 9,237 Tn-m

Carga Axial.- P₀=0.85x0.21(35x60-81.08)+81.08x4.2= 700 Ton.

Con estos datos entramos al diagrama y hallamos el valor de "Px".

b) Cálculo de " P_y " para $e_x = 0$

$$u = 0.003 \quad y = 0.0021$$

$$K_u d = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \times 29 = 17.05 \text{ cms.}$$

Altura del cubo de compresión "a" :

$$a = 0.85 \times K_u d = 0.85 \times 17.05 = 14.50 \text{ cms.}$$

Brazo de palanca del block de compresión:

$$b_1 = \frac{t - a}{2} = \frac{35 - 14.5}{2} = \frac{20.50}{2} = 10.25 \text{ cms.}$$

Acero:	fs=	Varillas	As	P	Brazo	Momentos
	4.2	4 ϕ 1"	20.27	-85.10	-11.50	980.00
	1.5	4 ϕ 1"	20.27	-30.50	- 3.83	117.00
	1.2	4 ϕ 1"	20.27	+24.40	+ 3.83	93.65
	4.2	4 ϕ 1"	20.27	+80.10	+11.50	980.00

$$- 6.10 \quad 2170.65$$

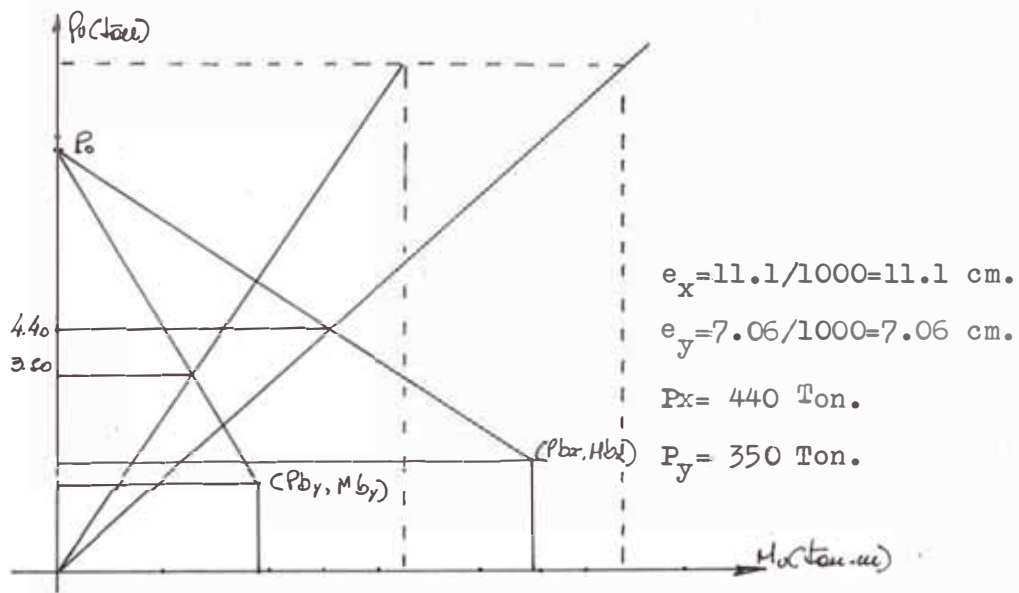
$$\text{Concreto: } P = 0.85 \times 0.21 \times 14.5 \times 60 = +156.00 \quad +10.25 \quad 1600.00$$

$$P_{by} = 150.00 \quad M_{by} = 3770.65 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Axial . - } P_o = 0.85 \times 0.21(35 \times 60 - 81.08) + 81.08 \times 4.2 = 700 \text{ Ton.}$$

Con estos datos entramos al diagrama y obtenemos " P_y "

Diagrama de Interacción:

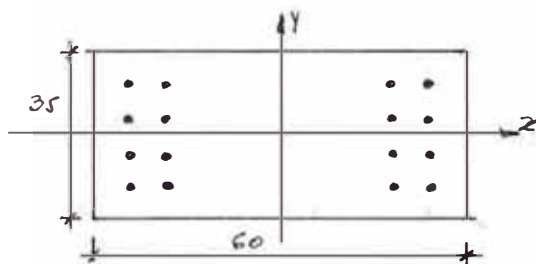


Aplicando Bresler:

$$P_u = \frac{100,000}{\frac{10^5}{440,000} + \frac{10^5}{350,000} + \frac{10^5}{700,000}} = 270.00 \text{ Ton.}$$

Como: $P_{uadm}(270.00 \text{ Ton}) > P_{uact}(176.5 \text{ Ton})$ Chequea.

COLUMNA C-2' - 3er. PISO



$$A_s = 16 \phi 1" = 81.08 \text{ cm}^2.$$

$$e_x = 7.26 \text{ cm}; e_y = 6.1 \text{ cms.}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

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

$$P_u \text{ (admissible)} = ?$$

$$P_{uact} = 224.00 \text{ Ton.}$$

a) Cálculo de P_x para $e_y = 0$

Datos idénticos a la columna del 4to. Piso, luego:

Acero. -	f_s =	Varillas	A_s	P	Brazo	Momentos
	4.2	4 ϕ 1"	20.27	+85.10	24.00	2,045 Tn-m
	3.6	4 ϕ 1"	20.27	+73.00	17.50	1,280 "
	3.0	4 ϕ 1"	20.27	-60.90	17.50	1,067 "
	4.2	4 ϕ 1"	20.27	<u>-85.10</u>	24.00	<u>2,045 "</u>
				+12.10		6,437. "
Concreto: P = 0.85x0.21x27x35 =				<u>+169.00</u>	+16.5	<u>2,800 "</u>
				$P_{bx} = 181.10 \text{ Tn}$		$M_{bx} = 9237.0 \text{ Tn-m}$

$$\text{Carga Axial.} - P_o = 0.85 \times 0.21 (35 \times 60 - 81.08) + 81.08 \times 4.2 = 700 \text{ Ton.}$$

Con estos datos entramos al diagrama y hallamos el valor de " P_x ".

b) Cálculo de " P_y " para $e_x = 0$

Los mismos datos obtenidos anteriormente.

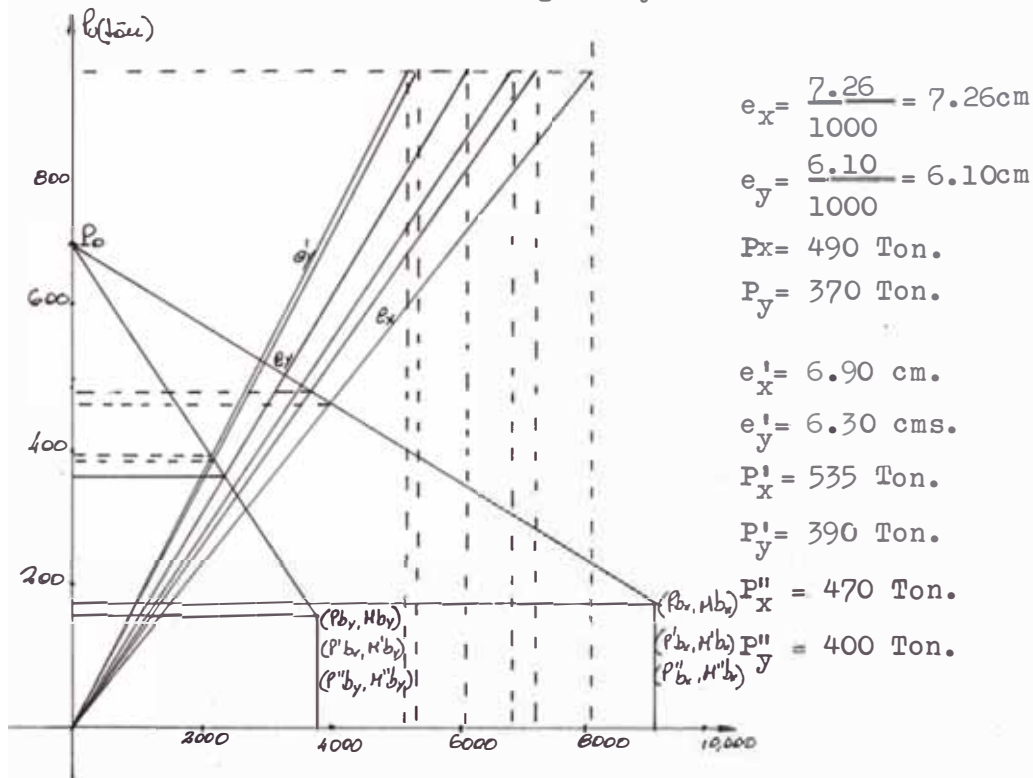
Acero.-	fs=	Varillas	As	P	Brazo	Momentos
	4.2	4 ∅ 1"	20.27	-85.10	-11.50	980.00Tn-m
	1.5	4 ∅ 1"	20.27	-30.50	- 3.83	117.00
	1.2	4 ∅ 1"	20.27	+24.40	+ 3.83	93.65
	4.2	4 ∅ 1"	20.27	<u>+85.10</u>	+11.50	<u>980.00</u>
				- 6.10		2170.65

Concreto: $P = 0.85 \times 0.21 \times 14.5 \times 60 = \underline{156.00} + 10.25 \quad \underline{1600.00}$

$P_{by} = 150.00 \text{Ton.} \quad M_{by} = 3770.65 \text{Tn-m}$

Axial.- $P_0 = 0.85 \times 0.21(35 \times 60 - 81.08) + 81.08 \times 4.2 = 700 \text{ Ton.}$

Con estos valores entramos al diagrama y hallamos:



Aplicando Bresler, tenemos:

$$P_u = \frac{100,000}{\frac{10^5}{490,000} + \frac{10^5}{370,000} + \frac{10^5}{720,000}} = 300.00 \text{ Ton.}$$

Como $P_{uadm}(300.00 \text{Ton}) \quad P_{uact}(224.00 \text{Ton}) \quad \text{Chequea.}$

COLUMNA C-2' - 2do. PISO

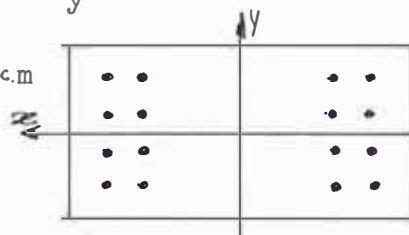
Utilizando el mismo diagrama anterior y teniendo en cuenta que las características de esta columna son idénticas a la del 3er. Piso, tendremos:

a) Cálculo de "Px" para $e_y = 0$

$$P'_{bx} = 181.10 \text{ Ton}$$

$$M'_{bx} = 9,237.00 \text{ Tn-cm}$$

$$P'_o = 700 \text{ Ton.}$$



$$A_s = 16\phi 1" = 81.08$$

$$e'_x = 6.9 \text{ cm}$$

$$e'_y = 5.30 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

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

$$P_u(\text{adm}) = ?$$

b) Cálculo de "Py" para $e_x = 0$

$$P'_{by} = 150.00 \text{ Ton.} \quad M'_{by} = 3770.65 \text{ Ton-m} \quad P'_o = 700 \text{ Ton.}$$

Del Diagrama de Interacción obtenemos los valores :

$$P'_x = 535 \text{ Ton.} \quad P'_y = 390 \text{ Ton} \quad P'_o = 700 \text{ Ton.}$$

Aplicando Bresler:

$$P_u = \frac{100,000}{\frac{10^5}{535,000} + \frac{10^5}{390,000} - \frac{10^5}{700,000}} = 334.00 \text{ Ton.}$$

$$P_u = 334 \text{ Ton.}$$

Como $P_{u\text{adm}}(334.00 \text{ Ton}) > P_{u\text{act}}(267.00 \text{ Ton})$ Chequea.

COLUMNA C-2' - 1er. PISO

De igual forma:

a) Cálculo de "Px" para $e_y = 0$

$$P''_{bx} = 181.10 \text{ Ton.}$$

$$M''_{bx} = 9,237 \text{ Tn-m}$$

$$P''_o = 700 \text{ Ton.}$$

$$A_s = 16\phi 1" = 81.08$$

$$e''_x = 8.10 \text{ cm.}$$

$$e''_y = 5.10 \text{ cm.}$$

b) Cálculo de "Py" para $e_x = 0$

$$\text{Del Diagrama obtengo: } P''_{by} = 150.00 \text{ Ton.} \quad P''_o = 700 \text{ Ton.} \quad M''_{by} = 3770.65 \text{ Tn-m}$$

Aplicando Bresler:

$$P_u = \frac{100,000}{\frac{10^5}{470,000} + \frac{10^5}{400,000} - \frac{10^5}{700,000}} = 314.00 \text{ Ton.}$$

$P_{u\text{adm}}(314 \text{ Ton}) > P_{u\text{act}}(310 \text{ Ton})$ Chequea.

DISEÑO FINAL DE COLUMNAS PORTICO 2-2'

P I S O	COLUMNA	Sección b x t	f' Kg/cm ²	No. de Varillas	ESTRIBOS
8vo. Piso	B-22'	70x30	210	4 ϕ 1"	ϕ 3/8" 30cm
	C-2'	30x55	210	4 ϕ 7/8"	ϕ 3/8" 30cm
7mo. Piso	B-22'	70x30	210	4 ϕ 1"	"
	C-2'	30x55	"	4 ϕ 7/8"	"
6to. Piso	B-22'	70x30	"	4 ϕ 1"	"
	C-2'	30x55	"	8 ϕ 1"	"
5to. Piso	B-22'	70x30	"	4 ϕ 1"	"
	C-2'	30x55	"	12 ϕ 1"	"
4to. Piso	B-22'	70x35	"	4 ϕ 1"	"
	C-2'	35x60	"	12 ϕ 1"	"
3er. Piso	B-22'	70x35	"	8 ϕ 1"	"
	C-2'	35x60	"	16 ϕ 1"	"
2do. Piso	B-22'	70x35	"	8 ϕ 1"	"
	C-2'	35x60	"	16 ϕ 1"	"
1er. Piso	B-22'	70x35	"	8 ϕ 1"	"
	C-2'	35x60	"	16 ϕ 1"	"

CONFINAMIENTO DEL CONCRETO EN COLUMNAS

El dimensionamiento de las columnas y su refuerzo en marcos sísmicos debe recibir una consideración muy cuidadosa. Bajo ciertas circunstancias será necesario el confinamiento completo del concreto en la columna, en las uniones de una viga con una columna, para garantizar la ductilidad requerida. Las consideraciones siguientes para el refuerzo transversal, se basan en ensayos de concreto completamente confinados, siendo por ello bastante conservadores para muchos casos donde puede ser adecuado un confinamiento parcial.

Se recomienda que la cuantía de refuerzo vertical en las columnas, se limite a un mínimo del 1.00 % y a un máximo de 6.00 %, a menos que se haga un estudio cuidadoso para determinar que cada columna tenga la resistencia y la ductilidad requerida para el tipo de carga anticipada.

$$\text{Si se cumple: } \frac{P}{A_g} \leq 0.12 f'_c$$

No se necesita refuerzo transversal.

donde: P = Máxima carga axial de compresión que se supone actuará sobre el miembro en servicio.

A_g = Área total de la sección

f'_c = Resistencia a la compresión.

CHEQUEO DE LA COLUMNA B-22'

NIVEL	V Hipsrs 1.25(CM +CV+S)	Peso Columna.	P Kg	f'_c Kg/cm ²	As cm ²	P/As Kg/cm ²	$0.12f'_c$ Kg/cm ² .
AZO- TEA	17,477	1,160	18,637	210	2100	8.9	25.2
PENT HOUSE	29,270	1,080	48,987	210	2100	23.3	25.2
5to.	35,170	1,080	85,237	210	2100	40.50	25.2
5to.	36,370	1,080	122,687	210	2100	58.30	25.2
4to.	36,755	1,260	160,702	210	2450	65.60	25.2
3ro.	37,060	1,260	199,027	210	2450	81.50	25.2
2do.	35,515	1,260	235,797	210	2450	96.30	25.2
1ro	33,555	1,260	270,612	210	2450	110.00	25.2

NOTA. - Como puede observarse no se requiere refuerzo transver sar especialmente en la azotea y Pent House.

Con el resto de los pisos la condición no se cumple, el concreto en la columna debe confinarse por refuerzo transver sal en una longitud igual a la profundidad total h (siendo h , la mayor dimensión en el caso de columnas rectangulares o el dia metro de una columna circular), pero no menor que 45 cms. a par tir de la cara de la conexión, pero generalmente no es posible hacerlo desde el punto de vista de la colocación del refuerzo. Es más práctico reducir la proporción de refuerzo transversal por $1/3$ del requerido en la cara de la conexión, en cada uno de los dos estados.

El refuerzo transversal puede consistir en refuerzo he licoidal (espiral) en columnas circulares o en estribos indi viduales, en este último caso, cada uno de los estribos deben formar un lado completo y tener un anclaje adecuado, como se in dica en la siguiente figura. - Los estribos utilizados para con fi nar el concreto lo llamaremos anillos.

Si se requiere refuerzo transversal para confinar el concreto puede utilizarse, ya sea refuerzo circular en espiral o anillos rectangulares. Para una espiral circular de diámetro D , la relación volúmetrica del refuerzo transversal colocado - es la sección donde se requiere el confinamiento (especialmente los extremos superior e inferior de la columna); no debe ser menor que:

- 0.008 para alambre estirado en frío.
- 0.010 para barras de acero grado duro.
- ó 0.012 para barras de acero grado intermedio.

Estas especificaciones las dá el Reglamento del A.C.I., para refuerzos en espiral.

Para una columna rectangular o cuadrada de área total: A_g , la longitud máxima admisible " h " del lado mayor de cualquier anillo rectangular es relacionada al diámetro D de una espiral circular, con la misma área del núcleo en una columna circular de la misma área total A_g , por la ecuación siguiente (que toma en cuenta la eficiencia reducida del anillo rectangular - comparada con la de una espiral circular).

$$\frac{h''}{D} = \frac{1}{2} \frac{A_{sh}''}{\frac{1}{4} p'' a} \times \frac{f_{yh}''}{f_y''}$$

de donde:

$$h'' = \frac{2 A_{sh}''}{p'' a} \frac{f_{yh}''}{f_y''} \quad (2)$$

Donde:

a - Espaciamiento centro a centro de los anillos.

p - No debe ser menor que 0.008 para alambre estirado en frío; 0.010 para barras de acero grado duro y 0.012 para barras acero grado intermedio.

A_{sh} - Área de la sección transversal del anillo transversal.

f_y - Esfuerzo límite útil del refuerzo en espiral transversal, a tomarse como el esfuerzo de fluencia para acero grado intermedio y acero grado duro; y el esfuerzo correspondiente a una deformación de 0.005 para el alambre estirado en frío ó acero de alta resistencia sin esfuerzo de fluencia definido.

f_{yh} - Esfuerzo límite útil del refuerzo en anillo, definido de la misma manera que f_y .

Mayores Dimensiones (h") de Anillos Rectangulares

p 0.004 0.005 0.006 0.008 0.010 0.012 0.015 0.020 0.024 0.032

Diámetro de la barra.

3/8"

1/2"

5/8"

3/4"

7/8"

1"

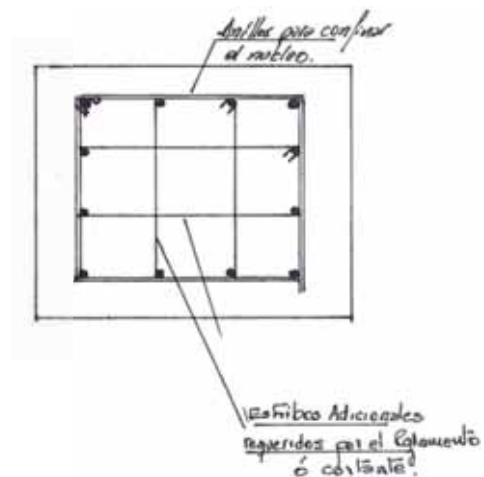
Este cuadro dá las longitudes máximas "h" de anillos rectangulares determinados por la ecuación (2), para un espaciamiento centro a centro de $a_c=7.5\text{cms.}$, diversos porcentajes "p" y tamaño de refuerzo transversal.

Para otros valores de "a" puede obtenerse la longitud "h" por relación directa.

Donde la longitud "h" sea menor que la longitud de un lado de la columna rectangular ó cuadrada, debe proporcionarse un número suficiente de anillos traslapados para evitar excederse el valor límite de "h" dado por la ecuación (2).

El espaciamiento libre entre anillos no debe exceder 7.5cm. (máximo $a_c=10\text{cm}$, centro a centro) ni ser menor que 3.5cm. (mínimo $a_c=4.5\text{cm}$, centro a centro ó 1 1/2 vez el tamaño máximo del agregado grueso utilizado. El mínimo diámetro de anillos transversales de acero grado duro ó intermedio debe ser $\phi 3/8"$

En la figura adjunta se muestran estribos suplementarios en adición a los anillos perimétricos ya que bajo circunstancias extremas pueden necesitarse por cortante. Sin embargo no se consideran necesarios estribos suplementarios para prevenir el pandeo ya que el estrecho espaciamiento de los anillos está diseñado por ser equivalente a un espiral.



Cuando no es necesario el confinamiento del concreto debe confinarse en una longitud de 15cm, es decir un anillo a 5cm y otro a 10 cm.

METRADO Y DISEÑO DE LAS PLACAS

Para la verificación de los esfuerzos permisibles, cesaremos la placa más cargada, en éste caso la placa P-B, será la que esta sometida a mayores cargas, ya que las placas P-4', P-4" a pesar de ser más cargas soportan tan sólo la acción de su peso propio y del aligerado.

Siguiendo las recomendaciones del A.C.I. para el diseño de placas de concreto armado (de carga) en los 12 mts. superiores del edificio su estudio adoptó como espesor de placa, $t = 20\text{cms.}$ y a partir del 5^{to} nivel para abajo aumento el espesor a: $t = 25\text{cms.}$

Metrado de cargas de elementos que actúan sobre el nivel de la azotea.-

Peso del tanque elevado:

Tapa (0.10x305x1.75) 2.4	1.28 Tn.
Paredes del tanque (0.10x9.60x2.35) 2.4.....	5.41 Tn.
Peso del agua (2.75x1.45x2.10) 1.00.....	<u>8.40 Tn.</u>

$$D_u = 15.09 \text{ Tn.}$$

$$1.5 D_{c/p} = \frac{1.5 \times 15.02}{4} = 1.5 \times 3.8$$

$$\text{Carga de rotura } D = 5.70 \text{ Tn.}$$

Cargas Caseta de máquinas:

Peso tapa caseta maquina..(0.15x3.05x2.51) 2.4	2.76 Tn.
Peso fondo caseta maq. (0.15x3.05x2.51) 2.4	<u>2.76 Tn.</u>

$$D_4 = 5.52 \text{ Tn.}$$

$$\text{Carga de trabajo: } \nu = 1.38 \text{ Tn.}$$

$$\text{S/c. de maquinarias: (2.15x2.55x1.00) = 5.50 Tn.}$$

$$L_4 = 5.50 \text{ Tn.}$$

$$\text{Carga de trabajo } L = 1.375 \text{ Tn.}$$

Peso de placas: (presentaremos en la tabulación de c/p.)

CARGA DE ROTURA (SOBRE LA AZOTEA)

$$W_u = 1.5 \times 1.38 + 1.5 \times 3.80 + 1.8 \times 1.375$$

$$W_u = 10.25 \text{ Ton.}$$

METRADO PLACA P-B

Esta placa estará sometida a la acción de su peso propio, la viga principal y vigas de arriostre empotradas en ella, también el aligero en el nivel de la azotea.

A estas cargas se incrementarán las debidas a los elementos que estan por encima de la azotea.

PLACA P-B

NIVEL	PARCIAL D(Kg)				PARCIAL L(Kg)			Total D+L	Total 1.5D+1.8L
	Vig. Arrt.	Vig. Arris.	Alig.	P. prop	Vig. prin	Vig. Arris.	alig.		
(Azotea) Pent House	1.59	(1890) 2.445	0.760	1.89	0.246	0.35	0.208	7.489	11.45
7°	8.45	1.11	--	1.89	2.10	--	--	13.950	21.700
6°	8.45	2.80	--	1.89	3.13	--	--	16.27	25.385
5°	8.45	2.80	--	1.89	3.13	--	--	16.27	25.385
4°	8.45	2.80	--	2.36	3.13	--	--	16.74	26.085
3°	8.45	2.80	--	2.36	3.13	--	--	16.74	26.085
2°	8.45	2.80	--	2.36	3.13	--	--	16.74	26.085
1°	8.45	2.80	--	2.45	3.13	--	--	16.83	26.155
Placa sobre azotea: 2.40					--			2.40	3.60
Tanque y casa de máq. 5.18					1.375			6.555	10.25
CARGA ACTUANTE EN EL 1^{er} PISO								$\Sigma = 129.98$	$\Sigma = 202.18 \text{ Ton}$

METRADO PLACAS (P-4') Y (P-4")

Estas dos placas son idénticas, en dimensiones y sistema de cargas. (El peso propio y aligerado que soportan). Al igual que el anterior se incrementará el peso que se encuentra por encima de la azotea.

PLACAS (P-4') Y (P-4")

NIVEL	PARCIAL D(Kg)		PARCIAL L(Kg)		TOTAL D + L	TOTAL 1.5D+1.8L
	Peso propio	Aligerado	Aligerado			
(Azotea) Pent House	3.55	1.95	0.516	-	6.016	9.185
7 ^o	3.55	2.46	2.060	-	8.070	12.720
6 ^o	3.55	2.46	2.060	-	8.070	12.720
5 ^o	3.55	2.46	2.060	-	8.070	12.720
4 ^o	4.45	2.46	2.060	-	8.970	14.075
3 ^o	4.45	2.46	2.060	-	8.970	14.075
2 ^o	4.45	2.46	2.060	-	8.970	14.075
1 ^o	4.60	2.46	2.060	-	9.120	14.300
Casa de máquina						
Tanque de aguas:	5.18		1.375		6.555	10.250
Placa sobre azotea:	4.55		-		4.550	6.820
Carga Actante en el 1 ^{er} Piso					77.361	120.940 Tn.

METRADO PLACA P-B'

Esta placa esta sometida a la acción de su peso propio, y la losa que la une con la viga de arriostre V-5. Además sólo le habrá que aumentar el peso que soporta debida a los elementos que se encuentran sobre la azotea. Es la placa donde se han colocado las puertas del ascensor.

NIVEL	PARCIAL D(Kg)			PARCIAL L(Kg)		TOTAL D + L	TOTAL 1.5D+1.8L
	Peso prop	Losa	Viga Asc.	Losa	Viga Asc.		
Pent house	1.10	1.146	1.156	0.289	0.242	3.933	6.057
7°	1.10	1.378	1.352	0.999	0.844	5.673	9.070
6°	1.10	1.378	1.352	1.059	0.892	5.781	9.260
5°	1.10	1.378	1.352	1.059	0.892	5.781	9.260
4°	1.36	1.378	1.352	1.059	0.892	6.041	9.63
3°	1.36	1.378	1.352	1.059	0.892	6.041	9.63
2°	1.36	1.378	1.352	1.059	0.892	6.041	9.63
1°	1.46	1.378	1.352	1.059	0.892	6.141	9.81
LOSA:							
Cas. de máq y tanque de agua:				5.18	1.375	6.555	10.25
Placa sobre la azotea:				0.835	-	0.835	1.25
CARGA ACTUANTE EN EL 1 ^{er} PISO				$\Sigma = 52.82$		$\Sigma = 83.84$	

VERIFICACION DEL ESFUERZO DE COMPRESION

Usando la fórmula empírica que da el A.C.I. para muros de cargas de concreto armado, el esp. de compresión permisible es:

$$f_c = 1.9 \times 0.225 f_c \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right]$$

El caso más desfavorable será para el mayor "h" o sea:

$$h = 2.80 \quad ; \quad t = 25 \text{ cms.} \quad ; \quad f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 83 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (permisible)}$$

Para los niveles donde: $h = 2.70$; $t = 20\text{cms.}$ $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_c = 81.80 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (permisible)}$$

Esf. de compresión en el nivel del 5° Piso donde: $t = 20\text{cms.}$ (aquí cambia t a $t = 25\text{cms.}$)

$$f_c = \frac{83.920}{20 \times 150} = 28.0 \text{ Kg/cm}^2 \quad 81.80 \text{ Kg/cm}^2 \quad \dots \text{ chequea}$$

Esf. de compresión en el nivel del 1^{er} piso donde: $h = 2.80$; $t = 25 \text{ cms.}$

$$f_c = \frac{202180}{25 \times 150} = 67.3 \text{ Kg/cm}^2 \quad 83 \text{ Kg/cm}^2 \quad \dots \text{ chequea}$$

REFUERZOS MINIMOS: SUPERPOSICION DE EFECTOS SENTIDO EJE PRINCIPAL Y DEARRIOSTRERefuerzo Horizontal

Ash = 0.0025 bt; (para 1 mts. de alto de placa)

$$Ash = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cms}^2$$

Usaré 2 papas con ϕ 1/2" a 40 cms c/u.

Refuerzo Vertical

Asv = 0.0015 bt (para 1 mt. de ancho de placa)

$$Asv = 0.0015 \times 100 \times 25 = 3.75 \text{ cms}^2$$

Usaré 2 capas con ϕ 3/8" a 35 cms c/u.

CIMENTACION DE LAS PLACAS

Cargas transmitidas por cada placa : cargas (D + L)

Placa P-B 129.980 Tn.

Placa P-B' 52.820

Placa P-4' 77.361

Placa P-4" 77.361

TOTAL: P = 377.522 Tn.

Esta carga total transmitida por la caja de ascensor serán repartidas al terreno por una losa de cimentación.

Peso asumido de la losa = $0.05 \times 377.52 = 16.85$ Ton.

$$\text{Area necesaria} = \frac{377.520 + 16.850}{4} = \frac{354.370}{4} = 88,400 \text{ cms}^2$$

Area que encierran las placas: $305 \times 175 = 53,400 \text{ cms}^2$

Como no es suficiente, tomaré un área mayor.

Dimensionamiento de la losa.-

$$B \times T = \frac{P_t}{4} \text{ en donde: } B = 2x + 175$$

$$T = 2x + 305$$

$$\text{Luego: } (2x + 175)(2x + 305) = 88,400 \text{ cms}^2$$

de donde obtenemos: $x = 32.2$ cms.

tomaremos $x = 35.00$ cms.

Luego: $B = 245 \text{ cms.}$

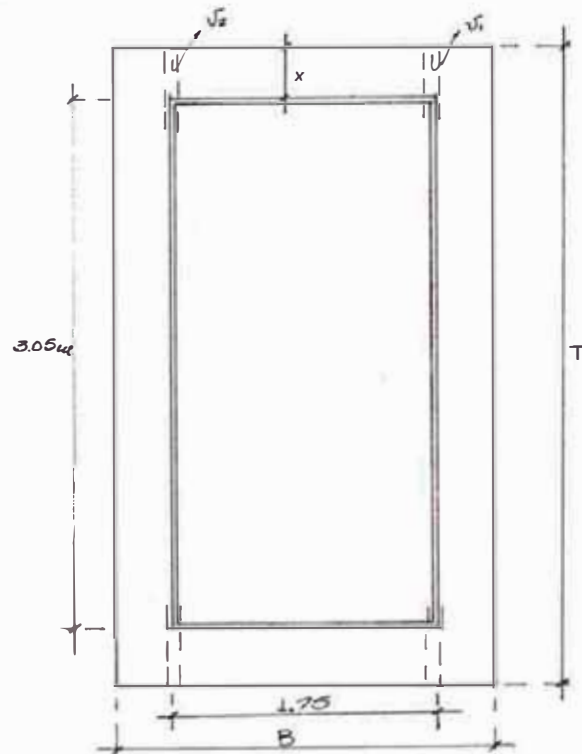
$T = 375 \text{ cms.}$

Area de Cimentación: $B \times T = 92,000 \text{ cms}^2$

También: $P_u = 527,900 \text{ Kg.}$

La presión neta será:

$$q_u = \frac{P_u}{B \times T} = \frac{527,900}{245 \times 375} = 5.75 \text{ Kg/cm}^2 = 57.5 \text{ Ton/m}^2$$



Cálculo del peralte por Punzonamiento.-

Según Código:

$$V_c = 1.06 \phi f'_c = 1.06 \times 0.85 \times 210 = 13.1 \text{ Kg/cm}^2$$

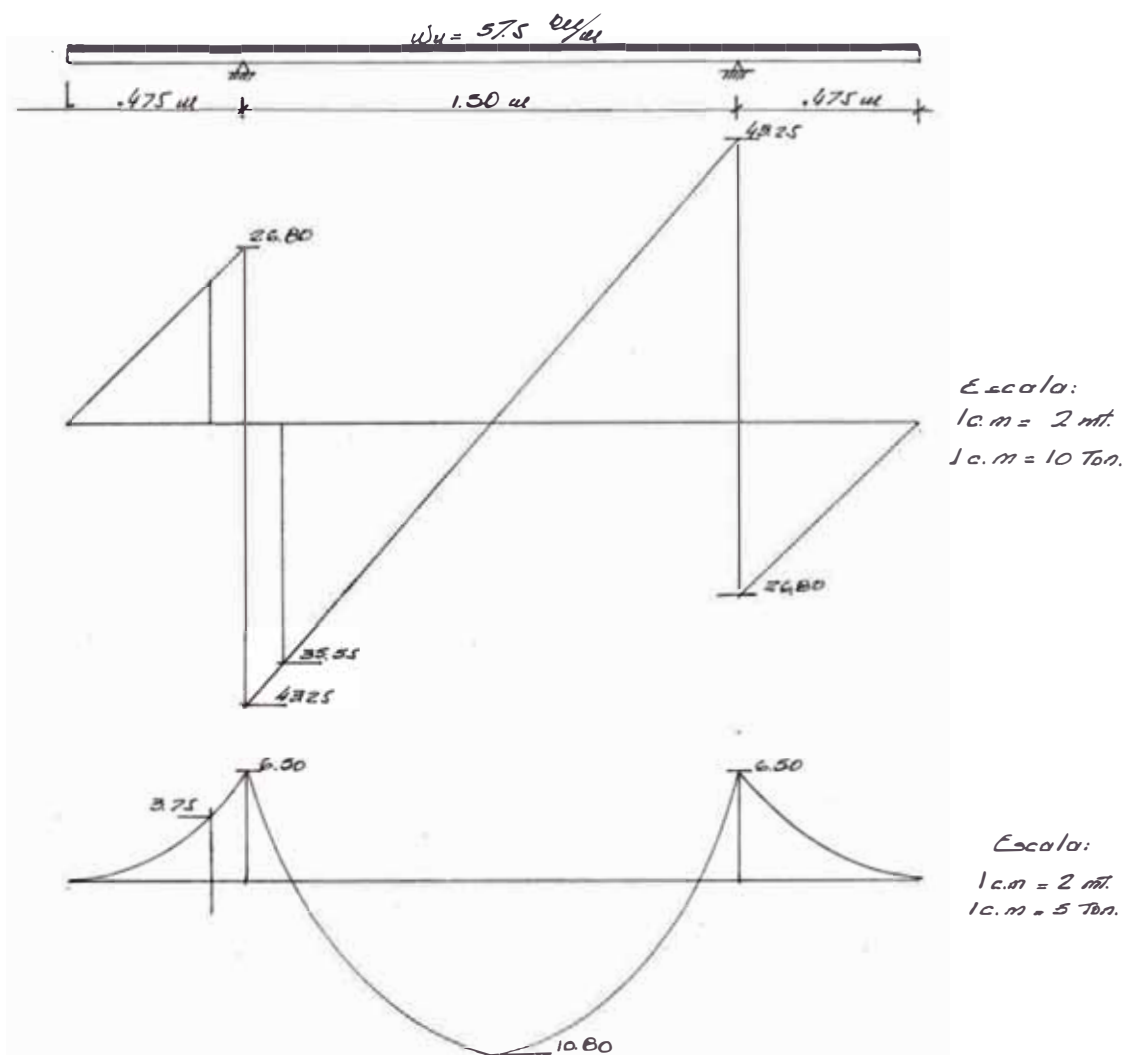
Luego:

$$13.1 = \frac{527,900 - 5.75 (1.75+d)(3.05+d) - (1.25-d)(2.55-d)}{2(1.75+d) + 2(3.05+d) + 2(1.25-d) + 2(2.55-d)} d$$

Resolviendo obtenemos: $d = 14.72$

Usaremos: $n = 25 \text{ cms}^2$; $d = 15 \text{ cms.}$

Comprobación por Corte.-



Tomaremos el mayor corte, que corresponde a la cara interior del apoyo

Luego:

$$v_u = \frac{35550}{100 \times 15} = 23.70 \text{ Kg/cm}^2 \quad 6.54 \text{ Kg/cm}^2$$

Tomando: $h = 70 \text{ cms}$; $d = 60$

$$v_u = \frac{35550}{100 \times 60} = 5.92 \text{ Kg/cm}^2 \quad 6.54 \text{ Kg/cm}^2$$

Usaremos : $h = 70 \text{ cms}$; $d = 60 \text{ cms}$.

Comprobación del peso de la zapata.-

$$\text{Peso zapata} = 2.45 \times 3.75 \times 0.70 \times 2400 = 15,450 \text{ Kg} \quad 16,850 \text{ kg.}$$

Momentos de diseño. -- Como: $M_v = \frac{1}{24} WL^2$; 6.50 Ton-m; tomaremos este momento.

	0.00	1.00		1.00	0.00
	-6.50	10.80		-10.80	+6.50
M.F.	-6.50	+6.50		-6.50	+6.50

$$M_b = 1/8 WL^2 = 1/8 \times 57.50 \times 1.5^2 = 16.25 \text{ Ton-m.}$$

Luego: $M_{\text{máx.}}(\uparrow) = 10.80 \text{ Tn-m}$

$$M_{\text{máx.}}(-) = 3.75 \text{ Tn-m (cara de apoyo, volado)}$$

Acero. --

Acero positivo: asumo $a = 2 \text{ cms.}$

$$A_s(\uparrow) = \frac{1080000}{0.9 \times 4200(60-1)} = 4.84 \text{ cms}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{4.84 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 1.13 \cong 2 \quad \therefore \text{chequea}$$

Luego:

$$A_s(\uparrow) = 4.84 \text{ cms}^2$$

Acero negativo: asumo $a = 2 \text{ cms.}$

$$A_s(-) = \frac{375000}{0.9 \times 4200(60-1)} = 1.69 \text{ cms}^2$$

Comprobación :

$$a = \frac{1.69 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 2$$

$$A_s \text{ mín.} = 0.0018 \times 100 \times 70 = 12.60 \text{ cms}^2 \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 5/8" \text{ a } 14\text{cm}$$

Usaré acero mín. $= A_s = 12.60 \text{ cms}^2$

Diseño de vigas: V_1 y V_2 .- Sección: 40 x 70

$$\text{Reacción del terreno} = 1.225 \times 57.5 = 70 \text{ ton/m.l.}$$

Momento de diseño

$$M_u = \frac{WL^2}{2} = \frac{70 \times 0.35^2}{2} = 4.30 \text{ ton-m.}$$

Momento máximo permisible

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

$$P_{m\acute{a}x.} = 0.75 pb = 0.75 \times \frac{0.85 \times 0.85 \times 210 \times 6090}{4200(6090 + 4200)} = 0.016$$

$$q_{m\acute{a}x.} = P_{m\acute{a}x.} \times \frac{i_y}{f'_c} = 0.016 \times \frac{4200}{210} = 0.32$$

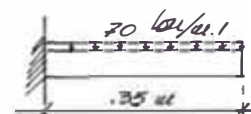
$$M_u \text{ m\acute{a}x.} = 0.9 \times 40 \times 60^2 \times 210 \times 0.32(1-0.5 \times 0.32) = 7'090,000 \text{ Kg-mms.}$$

$$M_u \text{ m\acute{a}x.} = 70.9 \text{ Ton-m} \quad 4.30 \text{ Ton-m} \quad \therefore \text{ chequea}$$

Area de Acero.-

$$\text{Asumo; } a = 2 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{43,000}{0.9 \times 4200(60-1)} = 1.94 \text{ cms}^2$$



Comprobación.

$$a = \frac{1.94 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 4.5$$

$$A_s \text{ m\acute{i}n.} = \frac{0.14}{f_y} \times b \times d = 0.003 \times 40 \times 60 = 8.00 \text{ cms}^2$$

4 ϕ 5/8"Usaré acero m\acute{i}n. = $A_s = 8.00 \text{ cms}^2$ Chequeo del corte.-

$$\text{Corte permitido} = V_c = v_c \times b \times d = 6.16 \times 40 \times 60 = 14700 \text{ Kg} = 14.7 \text{ Tn}$$

$$\text{Corte existente en la secci3n cr\acute{i}tica es: } V_u = 70 \text{ Tn/m. l.} \times 0.60 = 42 \text{ Tn.}$$

Ser\acute{a} necesario colocar estribos, usar\acute{e} ϕ 3/8"

Espaciamiento:

$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - V_c} = \frac{0.85 \times 1.42 \times 4.2 \times 60}{42 - 14.7} = 11.2 \text{ cms.} \quad (\text{I})$$

El espaciamiento obtenido demuestra que la selecci3n del di\`ametro de los estribos es acertado.

Longitud te3rica que necesita estribos.

$$x = 0.35 \times \frac{42 - 14.7}{42} = 0.23 \text{ mts.}$$

De acuerdo al A.C.I. debe usarse estribos por una longitud adicional igual al peralte efectivo, tendre que usar en toda la longitud del volado.

$$x = 0.23 + 0.60, \quad 0.35$$

$$x_{\text{total}} = 0.35 \text{ mts.}$$

$$S_{\text{máx.}} = \underline{s} = \frac{d}{2} = \frac{bU}{2} = 0.30 \text{ mts.}$$

$$\delta \frac{A_v}{0.0015b} = \frac{1.42}{0.0015 \times 40} = 0.236 \text{ mts} \quad 23 \text{ mts.}$$

Corte correspondiente a este $S_{\text{máx.}}$:

$$V_u - v_{uc} = \frac{0.85 \times 1.42 \times 4.20 \times 60}{23} = 13.25 \text{ ton.}$$

Esto ocurre a:

$$x = \frac{13.25}{42 - 14.7} \approx 0.35 = 0.17$$

Esto es a: $0.35 - 0.17 = 0.18$ de la cara del apoyo los estribos colocados con el $S_{\text{máx.}}$ a partir de 0.18 mts. de la cara del apoyo caen fuera del volado por lo que pondre un estribo con un S intermedio de $S = 15$ cms. finalmente tendré.

1 $3/8"$ a 5 cms.; 2 a 10 cms.; 1 a 15 cms.

CALCULO DE LOS MOMENTOS EN 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.

SENTIDO DE ARRIOSTRE					SENTIDO PRINCIPAL				
NIVEL	V_f (Tn)	h (m)	$\frac{h}{V_f}$	M	NIVEL	V_f (Tn)	h (m)	$\frac{h}{V_f}$	M
8°	2.362	2.50	5.90	5.90	8°	0.073	2.50	0.182	0.182
7°	5.258	2.50	13.13	19.03	7°	0.754	2.50	1.89	2.072
6°	7.71	2.50	19.40	38.43	6°	3.56	2.50	8.90	10.972
5°	9.88	2.50	24.70	63.13	5°	7.80	2.50	19.50	30.472
4°	11.80	2.50	29.50	92.63	4°	12.81	2.50	32.00	62.472
3°	12.98	2.50	32.45	125.08	3°	19.70	2.50	49.20	111.672
2°	13.80	2.50	34.50	159.58	2°	21.45	2.50	53.60	165.272
1°	14.19	2.70	38.25	197.83	1°	17.60	2.70	47.50	212.77

DISEÑO DE PLACAS

Vamos a diseñar las placas como si fueran una columna ó un conjunto solidario, sometido a efecto de corte, momento y carga axial; por lo tanto utilizaremos el método general para elementos sometidos a flexo - compresión.

Para el análisis sísmico, se considera que el sismo actúa íntegramente en una dirección, como una condición desfavorable y viciversa pero la superposición de dichas defectos en ambas direcciones es demasiado conservador, razón por la cual se diseñaran: primero suponiendo que el sismo entra por una dirección sea (x) sentido de las vigas principales y luego en la dirección (y) sentido de las vigas de arriostre.

Tendremos dos situaciones:

$$M = M_v - M_1 \quad (1)$$

$$M = M_v + M_2 \quad (2)$$

Cuando M_v es pequeño (últimos pisos) mandará la expresión (1) en cambio cuando M_v es grande mandará la expresión (2)

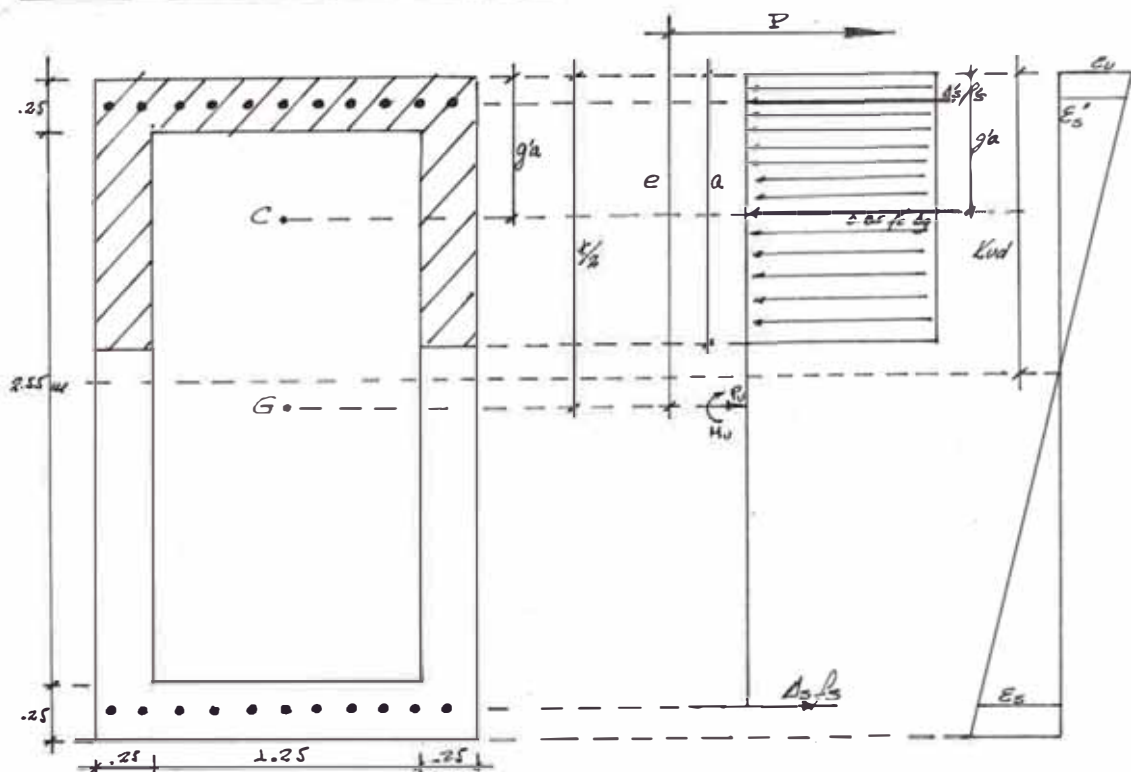
DISEÑO DE LAS PLACAS DEL ASCENSOR

Dirección sentido vigas principales (x):

Cálculo curva interacción.-

Se va a encontrar para diferentes posiciones de la fibra nuestra, la carga P_u y el momento M_u a la que trabaja la sección.

Como se sabe el centro de aplicación de la carga axial pura se encuentra ubicado en el llamado "Centro Plástico" que para el caso de secciones simétricas con refuerzo también simétricas coincidirá con el centro de gravedad de la sección, que para nuestro caso puede considerarse así: Se calculará una curva para una determinada

DIAGRAMAS ESFUERZO-DEFORMACION.-DEDUCCION DE LAS FORMULAS.-

Haciendo equilibrio.-

$$F = 0$$

$$M = 0 \quad \text{deducimos:}$$

$$F_u = 0.85 f'_c A_g + A'_s f'_s - A_s f_s$$

$$M_u = 0.85 f'_c A_g (d - g'_a) + A'_s f'_s (d - d') - P_u (x/2 - d')$$

Donde: A_g = Area de la parte comprimida (sombreada)

g'_a = Posición del centro de gravedad de la zona comprimida .

Centro de gravedad de la zona comprimida.-

$$g'_a = \frac{0.25 \times 1.75 \times \frac{0.25}{2} + 2(a - 0.25) \left(\frac{a - 0.25}{2} + 0.25 \right) \times 0.25}{0.25 \times 1.75 + 2(a - 0.25) \times 0.25}$$

$$g'_a = \frac{0.0548 + 0.25(a - 0.25)(a + 0.25)}{0.4375 + 0.50(a - 0.25)} \quad (I)$$

CONSTRUCCION DEL DIAGRAMA DE INTERACCION.-

1^{er} Tanteo: ρ_{sumo} en $\rho_t = 0.0015$ (cuantía mínima para el diseño de placas)

$$A_s = \rho_t \cdot A_g$$

$$A_s = 0.0015 \times 2(0.25 \times 1.75 + 0.25 \times 3.05)$$

$$A_s = 0.0015 \times 2.4 = 0.0036$$

$$A_s = 36 \text{ cms}^2$$

$$\therefore A_s' = A_s = 18 \text{ cms}^2$$

1° Fuerza Axial P_o' .-

$$P_o = 0.85 f_c' A_g + f_s' A_s' + f_s A_s$$

en donde: $A_g = 2(0.25 \times 1.75 + 0.25 \times 2.55) = 2.151 \text{ m}^2$

Luego: $P_o = 0.85 \times 2100 \times 2.151 + 4.2 \times 36$

$$P_o = 3991 \text{ ton.}$$

Para diseño:

$$P_o' = 0.70 \times 3991 \times 2800 \text{ Ton.}$$

2° Punto de fluencia babuceada.-

$$(Kud)_b = \frac{u}{u + y} \times d$$

$$(Kud)_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.0014} \times d = 0.682d$$

$$(Kud)_b = 0.682 \times 3.00 = 2.044m.$$

$$a_b = K' (Kud)_b$$

$$a_b = 0.85 \times 2.044 = 1.74m.$$

Reemplazando este valor en la ecuación (I) tendremos:

$$(g_a')_b = \frac{0.0548 + 0.25 (174 - 0.25) (1.74 + 0.25)}{0.4375 + 0.50 (1.74 - 0.25)}$$

$$(g_a')_b = 0.68 \text{ mts.}$$

También: $A_g = 0.4375 + 0.50 (1.74 - 0.25)$

$$A_g = 1.1825 \text{ m}^2$$

$$\therefore (P_u)_b = 0.85 \times 2100 \times 1.1825 = 2,115 \text{ Ton.}$$

$$(M_u)_b = 0.85 \times 2100 \times 1.1825 (3.00 - 0.68) + 18 \times 4.2 (3.00 - 0.005) - 2115 \left(\frac{3.05}{2} - 0.005 \right)$$

Para diseño:

$$(P_u')_b = 0.70 \times 2115 = 1480 \text{ ton.}$$

$$(M_u')_b = 0.70 \times 1998 = 1400 \text{ ton-m.}$$

3° Punto de fluencia por lexión.-

Cuando: $e = 00$

$$P_u = 0$$

$$M_u = T (d - g_a')$$

$$a = q \cdot \frac{d}{0.85}$$

$$q = p f_y / f'_c$$

$$q = 0.0025 \times \frac{4200}{210} = 0.050$$

$$a = 0.050 \times \frac{3.00}{0.85} = 0.1765 \text{ m.}$$

Por ser: $a = 0.1765 < 0.25$ se tendrá

$$g'_a = a/2$$

$$g'_a = \frac{0.1765}{2} = 0.0883 \text{ m.}$$

$$A_g = a \times 1.75$$

$$A_g = 0.0883 \times 1.75 = 0.1545 \text{ m}^2$$

$$M_o = 18 \times 4.2 (3.00 - 0.0883) = 220 \text{ Ton.-m.}$$

$$M'_o = 0.90 \times 220 = 198 \text{ Ton.-m.}$$

4° Punto de rotura por flexión.-

Para $a \quad ab$

Para $a = 1.00 \text{ mts.}$

$$g'_a = \frac{0.0548 + 0.25 (1.00 - 0.25) (1.00 + 0.25)}{0.4375 + 0.50(1.00 - 0.25)}$$

$$g'_a = 0.355 \text{ m.}$$

$$A_g = 0.4375 + 0.50 (1.00 - 0.25)$$

$$A_g = 0.8125 \text{ m}^2$$

$$P_u = 0.85 \times 2100 \times 8125 = 1452 \text{ Ton.}$$

$$M_u = 0.85 \times 2100 \times 0.8125 (3.00 - 0.355) + 18 \times 4.2 (3.00 - 0.05) - 1452 (1.525 - 0.05)$$

$$M_u = 1855 \text{ Ton.-m.}$$

Para diseño:

$$P'_u = 0.70 \times 1452 = 1018 \text{ ton.}$$

$$M'_u = 0.70 \times 1855 = 1300 \text{ ton.-m.}$$

5° Punto de rotura por fluencia.-

Para: $a = 0.20 \text{ mt.}$

$$A_g = 0.20 \times 1.75 = 0.35 \text{ m}^2$$

$$g'_a = \frac{0.20}{2} = 0.10 \text{ mt.}$$

$$P_u = 0.85 \times 2100 \times 0.35 = 625 \text{ ton.-m.}$$

$$M_u = 0.85 \times 2100 \times 0.35 \times (3.00 - 0.10) + 18 \times 4.2 (3.00 - 0.05) - 625 (1.525 - 0.05)$$

$$M_u = 1084 \text{ ton.-m.}$$

Para diseño:

$$P_u^i = 0.70 \times 625 = 437.5 \text{ Ton.}$$

$$M_u^i = 0.70 \times 1084 = 760 \text{ ton-m.}$$

6° Punto de rotura por fluencia.-

Para: $a = 0.10\text{m.}$

$$A_g = 0.10 \times 1.75 = 0.175\text{m}^2$$

$$g_a^i = \frac{0.10}{2} = 0.05$$

$$P_u = 0.85 \times 2100 \times 0.175 = 313 \text{ ton.}$$

$$M_u = 0.85 \times 2100 \times 0.175 (3.00 - 0.10) + 18 \times 4.2 (3.00 - 0.05) - 313(1.525 - 0.05)$$

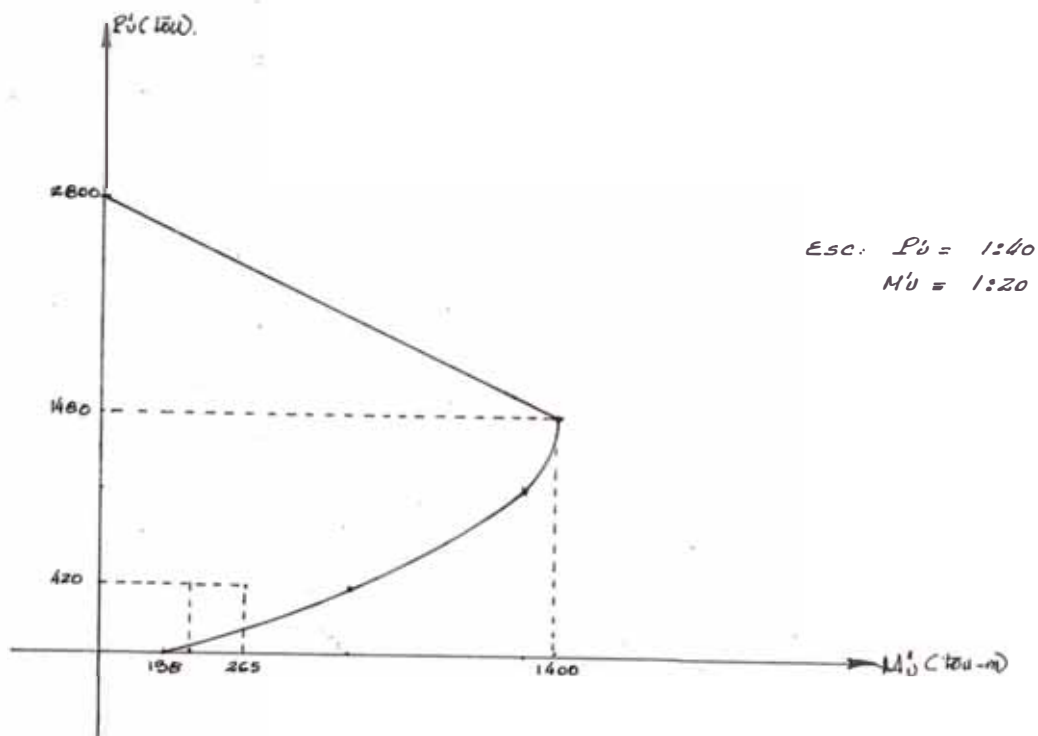
$$M_u = 653 \text{ ton-m.}$$

Para diseño:

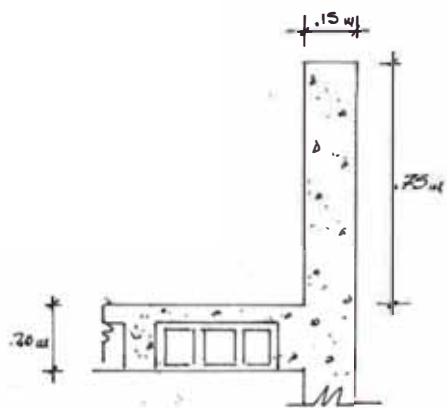
$$P_u^i = 0.70 \times 313 = 220 \text{ ton.}$$

$$M_u^i = 0.70 \times 653 = 457 \text{ ton-m.}$$

Curva interacción (sentido x)



DISEÑO DE PARAPETOS



Este parapeto se encuentra en el natio de servicio en la fachada posterior.

Estará sobre la viga de borde (viga de arrio tre) y tendrá una altura de 0.75mts.

Será diseñado de acuerdo a las Normas Peruanas de diseño antisismico.

W = Peso propio

C_2 = Coeficientes sismicos.

$$P = WC_2$$

$$W = 1.00 \times 0.75 \times 0.15 \times 2400 = 270 \text{ Kg/m.l.}$$

$$C_2 = 0.6$$

$$P = 270 \times 0.6 = 162 \text{ Kg.}$$

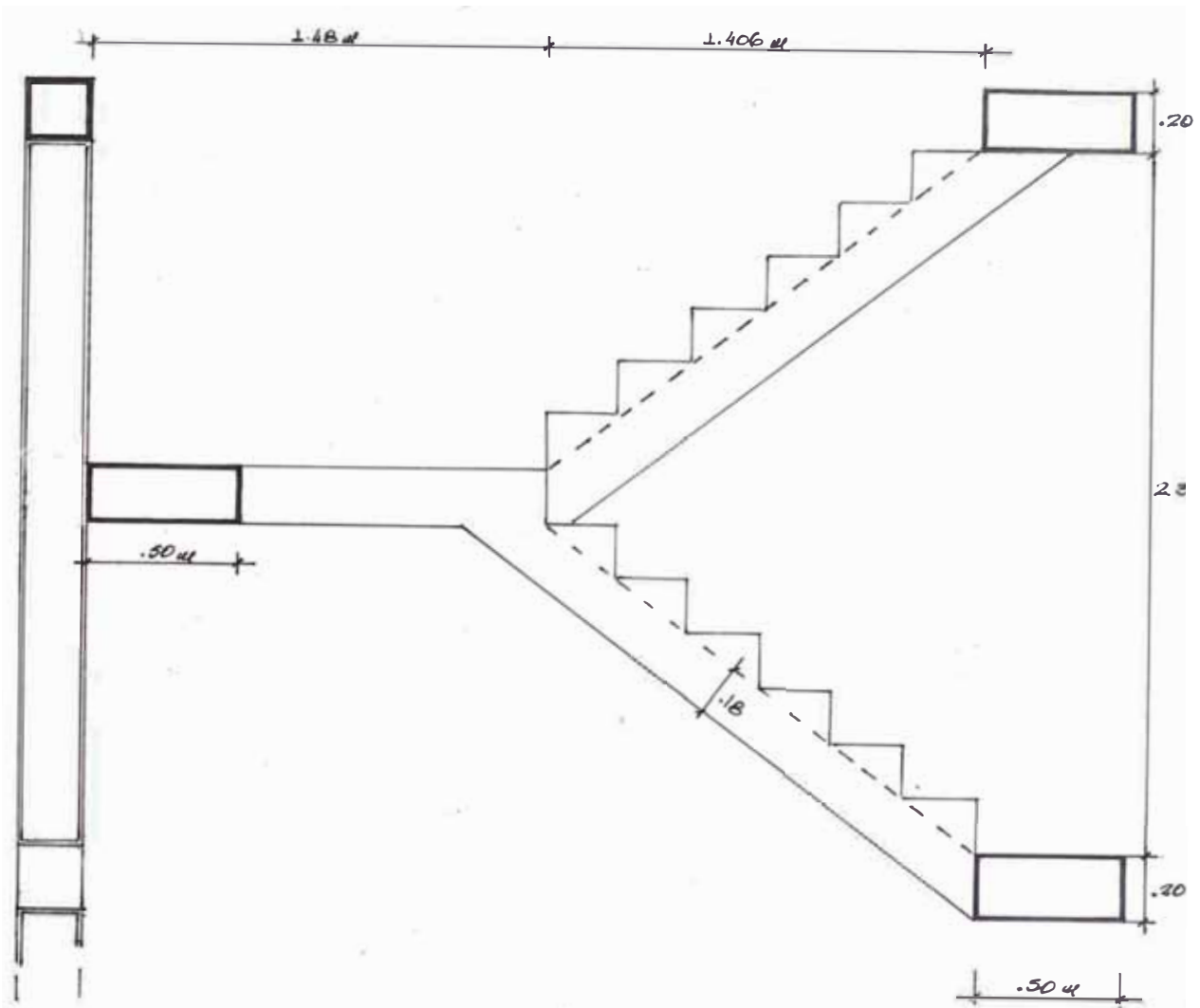
$$\text{Momento} = M = PL = 162 \times 0.75 = 122 \text{ Kg-mts.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s d} = \frac{12200}{2100 \times 7/8 \times 12} = 0.70 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min.} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cms}^2 \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \text{ a } 26 \text{ cm}$$

Acero horizontal:

$$A_s = 0.0025bt = 0.0025 \times 100 \times 15 = 3.75 \text{ cms}^2 \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \text{ a } 20$$

ESCALERAS

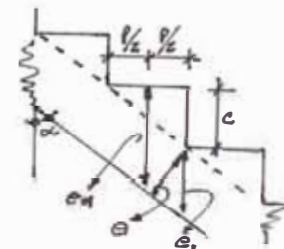
$$e = 0.180\text{m.}$$

$$c = 0.1770\text{m.l.}$$

$$P = 0.2343\text{m.}$$

$$\text{tg } x = \frac{0.2343}{0.1770} = 1.323$$

$$\text{Sen } x = 0.800$$



Peso propio de escalera por m^2 :

$$e_m = -e + c/2$$

$$e_m = \frac{e}{\text{sen } x} + \frac{0.1770}{2}$$

$$e_m = 0.225 + 0.0885 = 0.3135$$

$$\therefore \text{Peso propio por } \text{m}^2 = 2400\text{Kg/m}^3 \times 0.3135 = 750\text{Kg/m}^2$$

1.- Metrado de Cargas.-

- Peso propio(losa y peldaños).....	750 Kg/m ²
- Piso acabado.....	<u>100 Kg/m²</u>
	D = 850 Kg/m ²
- S/c.....	L = 400 Kg/m ²

2.- Carga de diseño.-

$$W_u = 0.5 \times 850 + 1.8 \times 400 = 1275 + 720 = 1,995 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Tomando 1 mt. de ancho: } W_u = 1,995 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{Luz de diseño} = 2.75\text{m.}$$

3.- Momentos de diseño.-

$$-M_u = M_{izq.} = M_{der.} = 1/24 \times 1995 \times 2.75^2 = 630 \text{ Kg-m.}$$

$$+M_u = M_E = 1/10 \times 1995 \times 2.75^2 = 1510 \text{ Kg-m.}$$

4.- Armadura principal.-

$$d = 18 - 3 = 15 \text{ cms.}$$

$$\text{Asumiendo : } a = 4 \text{ cms.}$$

$$As(+)= \frac{151000}{0.9 \times 4200(15-2)} = \frac{151000}{0.9 \times 4200 \times 12} = 3.325 \text{ cms}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{3.325 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 7.82 \text{ cms.}$$

Asumiendo:

$$a = 8 \text{ cms.}$$

$$As(+)= \frac{151000}{0.9 \times 4200(15-4)} = 3.63 \text{ cms}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{3.63 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 8.5 = 8.00$$

$$\therefore As(+)= 3.63 \text{ cms}^2 \quad \phi \ 3/8" \text{ a } 20 \text{ cms.}$$

$$As(-)= \frac{63000}{0.9 \times 4200(15-2)} = 1.28 \text{ cms}^2$$

Asumiendo:

$$a = 4 \text{ cms.}$$

Comprobación:

$$a = \frac{1.28 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 3.00 \text{ cms.}$$

Asumiendo:

$$a = 3.00 \text{ cms}$$

$$As(-) = \frac{63000}{0.9 \times 4200(15-1.5)} = 1.233 \text{ cms}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{1.233 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 2.90 \text{ cms.} = 3.00 \text{ cms.}$$

$$As(-) = 1.233 \text{ cms}^2 \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \text{ a } 30 \text{ cms.}$$

5.- Armadura de temperatura.-

$$As = 0.002 \times 100 \times 18 = 3.6 \text{ cms}^2 \quad \phi \text{ } 3/8'' \text{ a } 20 \text{ cms.}$$

6.- Comprobación por corte.-

$$\text{Esf. permisible: } v_{uc} = 0.5 \phi f'_c = 6.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Corte crítico; } V_u = 0.5 \times 1995 \times 2.75 = 2740 \text{ Kg.}$$

$$\text{Esf. actuante: } v_{ua} = \frac{2740}{100 \times 15} = 1.823 \text{ Kg/cms}^2 \quad 6.16 \text{ Kg/cm}^2$$

. . chequea

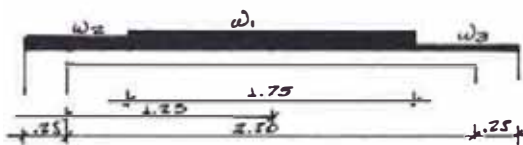
7.- Adherencia y anclaje.- Se dará la longitud de desarrollo y las varillas hasta el esf. de fluencia.

DISEÑO DE VIGAS DE APOYO DE ESCALERAS.-

VIGA 9v-5 (Nivel Azotea): Luz libre = 2.50 mts.

(Reacción losa) $w_1 = 513 \text{ Kg/m.l:CM; } 230 \text{ Kg/m:}$

C.V.



(Reac. escalera) $w_2 = 1170 \text{ Kg/m.l: CM}$

550 Kg/m.l: C.V.

(Peso propio) $w_3 = 240 \text{ Kg/m.l.}$

Como se podrá observar existen varios sistemas de cargas. lo que originará un cálculo más intenso. Sin embargo teniendo en cuenta que en los pisos típicos la carga de la escalera (sobre la viga) es uniforme en toda la longitud podemos sumar todas las cargas; resultándonos por lo tanto:

1.- Metrado de Cargas.-

$$\text{-Peso propio} = 0.50 \times 0.20 \times 2400 = 240 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{-Peso de escalera} = 850 \times 2.75 / 2 = 1170 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{-Peso losa (Hall)} = 892 \times 1.15 / 2 = \underline{513 \text{ Kg/m.l.}}$$

$$D = 1923 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{-S/c} = \left(\frac{2.75 + 1.15}{2} \right) \times 400 = L = 780 \text{ Kg/m.l.}$$

$$w_u = 1.5 \times 1923 + 1.8 \times 780 = 2885 + 1405 = 4.290 \text{ Kg/m.l.}$$

2.- Momentos de diseño.-

$$(-) M_u = 1/24 \times 4290 \times 2.50^2 = 1117 \text{ Kg-m.}$$

$$(+) M_u = 1/10 \times 4290 \times 2.50^2 = 2680 \text{ Kg-m.}$$

3.- Acero:

$$d = 20 - (4 + 0.635 + 1/2 \times 1.270) = 14.9 = 15 \text{ cms.};$$

Asumiendo:

$$a = 6 \text{ cms.}$$

$$A_s(+) = \frac{268000}{0.9 \times 4200 (15 - 3)} = 5.90 \text{ cms}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{5.90 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 50} = 2.77$$

Asumiendo:

$$a = 3 \text{ cms.}$$

$$A_s(+) = \frac{268000}{0.9 \times 4200 (15 - 1.5)} = 5.23 \text{ cms}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{5.23 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 50} = 2.46 = 3.00 \quad \therefore \text{ chequea}$$

Luego:

$$A_s(+) = 5.23 \text{ cms}^2 \quad 3 \text{ } \phi \text{ } 5/8''$$

$$\text{Asumiendo (+)} = 2.50 \text{ cms}^2 \quad 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$A_s(-) = \frac{111700}{0.9 \times 4200 (15 - 1.5)} \quad a = 3 \text{ cms.}$$

$$= 2.18 \text{ cms}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{2.18 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 50} = 1.03 = 3 \quad \therefore \text{ chequea.}$$

$$w_u = 1.5 \times 1410 + 1.8 \times 550 = 2110 + 990 = 3,100 \text{ Kg/m.l.}$$

1.- Momento de Diseño.-

$$(-) M_u = 1/24 \times 3100 \times 2.50^2 = 808 \text{ Kg-m.}$$

$$(+) M_u = 1/10 \times 3100 \times 2.50^2 = 1940 \text{ Kg-m.}$$

3.- Acero.-

$$d = 20 - 5 = 15 \text{ cms.}$$

Asumiendo:

$$a = 3 \text{ cms.}$$

$$As(+)= \frac{194000}{0.9 \times 4200 (15+1.5)} = 5.80 \text{ cms}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{3.80 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 50} = 1.79 = 3 \quad \dots \text{ Chequea}$$

$$As \text{ min.} = 2.50 \text{ cms}^2$$

Luego:

$$As(+)= 3.80 \text{ cms}^2 \quad 3 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$As(-)= \frac{80800}{0.9 \times 4200 (15.-1)}$$

Asumiendo:

$$a = 2 \text{ cms.}$$

$$As(-)= 1.52 \text{ cms}^2$$

$$As \text{ min.} = 2.50 \text{ cms}^2 \quad 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' \quad (\text{Acero m\u00ednimo})$$

4.- Dise\u00f1o de Estribos

$$v_c = 6.54 \text{ Kg/cms}^2 \quad \text{corte tomado por el concreto.}$$

$$\text{Corte cr\u00edtico: } V_u = 0.5 \times 3100 \times 2.50 - 3100 \times 0.15 = 3410 \text{ Kg.}$$

$$\text{Esf. cortante: } v_u = \frac{3410}{50 \times 15} = 4.55 \text{ Kg/cms}^2 \quad 6.54 \text{ Kg/cms}^2$$

Usaremos estribos de montaje:

$$S = d/2 \quad \text{longitud} = 2d = 30 \text{ cms.}$$

$$1/4'' \quad 1 \text{ a } 5 \text{ cms. ; } 3 \text{ a } 30 \text{ cms.}$$

Comprobación:

$$a = \frac{310 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 6.20$$

$$As(+) = \frac{151000}{0.90 \times 4200 (15-4)} = 3.63 \text{ cms}^2 \quad a = 8$$

$$a = 8.5 = 8$$

$$As = 3.63 \text{ cms}^2 \quad \phi \text{ } 3/8" \text{ a } 20 \text{ cms.}$$

$$As(-) = \frac{63000}{0.9 \times 4200 (15+1.5)} = 1.233 \text{ cms}^2 \quad a = 3$$

Comprobación:

$$a = 2.90 = 3 \quad \dots \text{ chequea}$$

$$As(-) = 1.233 \text{ cms}^2$$

Luego: usaré

$$As(-) \text{ min.} = 3.00 \text{ cms}^2 \quad \phi \text{ } 3/8" \text{ a } 20 \text{ cms.}$$

4.- Diseño de Cimentación.-

$$\text{Reacción} = R = 1/2 wL = 1/2 \times 1995 \times 2.75^2 = 2750 \text{ Kg.}$$

Verificación del esfuerzo de corte:

$$V_c = 0.5 \times \phi \times f'_c \times bd = 0.5 \times 0.85 \times 210 \times 100 \times 14 = 8630 \text{ Kg} > 2750$$

... chequea

Carga que trasmite la escalera:

$$R = 2,750$$

Peso asumido de la cimentación = $0.05 \times 2750 = 138 \text{ Kg.}$

$$\text{Area de Cimentación} = \frac{2750 + 138}{4} = 722 \text{ cms}^2$$

Como estamos tomando por metro de ancho:

$$b = \frac{722}{100} = 7.22 \text{ cms.}$$

El Reglamento establece un "b" mínimo = 20 cms.

Usaré: $b = 20 \text{ cms.}$

C I M E N T A C I O N

C I M E N T A C I O N

El edificio en estudio se supone esta descansando en un suelo de condiciones satisfactorias lo que hace posible usar cimentaciones denominadas ZAPATAS; en caso contrario se tendrá que usar pilotes o caissons.

Estas estructuras tienen por objeto repartir las cargas incidentes, y se les denomina también como cimentaciones de repartición y este será el único tipo que trataremos en este estudio.

D I S E Ñ O D E Z A P A T A S

El diseño se hará por el método de la rotura y se diseñarán las zapatas del pórtico principal 2-2'.

En general consideraremos "zapatas aisladas". El Reglamento tolera una excentricidad de 10 cms. de la carga axial. Si no se rebaja este límite puede considerarse : ZAPATAS CONCEN TRADAS a la columna, de lo contrario las zapatas serán consideradas excéntricas. En nuestro caso por ser la excentricidad menor que 10 cm. en las zapatas B-22' y C-2'. Se toma carga - concéntrica.

Sin embargo en la zapata A-2 la excentricidad es mayor que 10 cms. por lo que será necesario considerar con carga excentrica.

Datos Generales. -

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f'_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$
$$= 4 \text{ Kg/cm}^2 = F_t$$

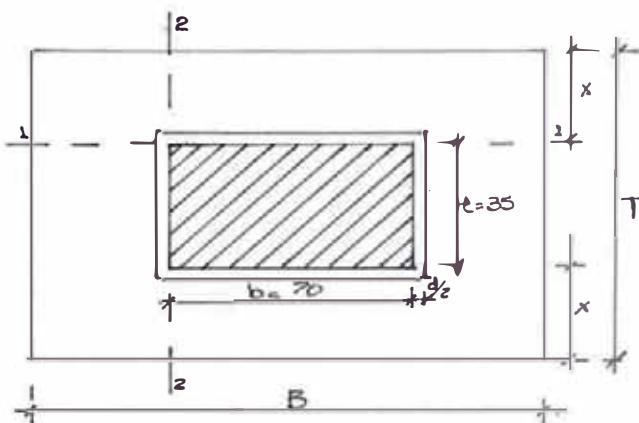
ZAPATA: Z- B22' :

$$P_u = 417.00 \text{ Tn.}$$

$$P(D+L) = 260.00 \text{ Tn.}$$

$$A_s = 8 \text{ } \phi \text{ 1"}$$

El valor de
P(D+L) lo obtendré -



mos dividiendo P_u por 1.6 (considerando como promedio de los factores de carga 1.5D + 1.8L).

Esto debido que para hallar la dimensión de la zapata se trabaja con $P_{servicio} = 260,000$ Kgs. en este caso.

1. - Dimensiones de la Zapata:

$$B \times T = \frac{P_{total}}{F_t} \dots (1)$$

en donde:

$$B = 2x + b = 2x + 70$$

$$T = 2x + t = 2x + 35$$

$$P_{total} = P_{(D+L)} + P_{Zapata}$$

$$P_{Zapata} : \text{para } = 4 \text{ Kg/cm}^2. \quad P_{Zapata} = 0.05 P_{(D+L)}$$

$$P_{Zapata} = 0.05 \times 260,000 = 13,000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso total} = 260,000 + 13,000 = 273,000 \text{ Kg.}$$

Reemplazando en la ecuación (1):

$$4 (2x + 35) (2x + 70) = 273,000$$

$$4x^2 + 210x - 65,850 = 0$$

Resolviendo tenemos:

$$x = \frac{-210 \pm 1253}{8} = 130 \text{ cms.}$$

$$\dots B = 2(130) + 70 = 330 \text{ cms.}$$

$$T = 2(130) + 35 = 295 \text{ cms.}$$

2. - Presión neta del terreno.

$$n = \frac{P_u}{B \times T} = \frac{417,000}{330 \times 295} = 4.28 \text{ Kg/cm}^2.$$

3. - Cálculo del peralte "d"

a) Por flexión: en las secciones 1-1 y 2-2

$$M_{1-1} = \frac{1}{2} w l^2 \quad l = x = 1.30 \text{ m.}$$

$$w = n \times B = 4.28 \times 330 = 1412 \text{ Kg/cm.}$$

$$M_{1-1} = \frac{1}{2} 1412 \times 130^2 = 1,193 \times 10^4 \text{ Kg-cms.}$$

$$M_u = \phi p_{m\acute{a}x} b d f_y (2 - a/2) \text{ en donde } a = \frac{p_{m\acute{a}x} f_y d}{0.85 f'_c}$$

$$a = \frac{0.016 \times 4.2 \times d}{0.85 \times 0.21} = 0.376 d ; a/2 = 0.188 d$$

Luego: $M_u = 0.90 \times 0.016 \times 330 \text{ d} \times 4200 \text{ (d=0.188d)}$

$$M_u = 20,000 \text{ d}^2 - 2180 \text{ d}^2 = 17,820 \text{ d}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{17,820}} = \sqrt{\frac{1,193 \times 10^4}{17,820}} = 10^2 \sqrt{670}$$

$$d = 25.82 \text{ cms.}$$

b) Por Punzonamiento. -

El esfuerzo permisible de corte por punzonamiento es:

$$v_{u_c} = \phi \sqrt{f'_c} = 0.85 \sqrt{210} = 12.30 \text{ Kg/cm}^2.$$

El perímetro de la sección crítica es b_o

$$b_o = 2 (b + 2 \text{ d}/2 + t + 2 \text{ d}/2)$$

$$b_o = 2 \times 35 + 2d + 2 \times 70 + 2 \text{ d} = 4 \text{ d} + 210$$

El cortante interior que puede absorber la sección es:

$$V_{u_c} = v_{u_c} \times b_o \times d = 12.30 (4d + 210) \text{ d} \dots (2)$$

El corte en esta sección crítica se halla como la carga de la columna, menos la presión neta en el área dentro - de dicho perímetro, es decir:

$$V_{u_c} = 417,000 - 4.28(35+d)(70+d) \dots (3)$$

Igualando las ecuaciones (2) y (3) :

$$49.2 \text{ d}^2 + 2580 \text{ d} = 417,000 - 10050 - 450 \text{ d} - 4.28 \text{ d}^2$$

$$53.48 \text{ d}^2 + 3030 \text{ d} - 406,950 = 0$$

Resolviendo obtenemos : $d = 63.30 \text{ cms.}$

La altura de la zapata:

$$h = d + 1.5 \text{ diámetros} + 7.5$$

$$h = 63.30 + 3.00 + 7.5$$

$$h = 73.80 \text{ cms.}$$

Tomamos $h = 74 \text{ cms.}$ Luego $d = 74 - 10.5$

$$d = 63.50 \text{ cms.}$$

4.- Comprobación por Corte

Se hace a una distancia d de la cara de la columna.

El corte en esta sección es : $V = 4.28 \times 330(130-63.50)$

$$V = 94,000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Luego : } v_u = \frac{94,000}{330 \times 74.5} = 3.82 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\begin{aligned} \text{El esfuerzo permisible es } v_{uc} &= 0.5 \phi f'_c = \\ &= 0.5 \times 0.85 \times 210 \\ &= 6.16 \text{ Kg/cm}^2. \end{aligned}$$

$$\text{Luego : } v_{uc \text{ perm}} (6.16 \text{ Kg/cm}^2) > v_u (3.82 \text{ Kg/cm}^2.)$$

Transferencia de esfuerzos en la base de la columna

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo de compresión en la base } f_c &= \frac{417,000}{35 \times 70} = \\ f_c &= 170 \text{ Kg/cm}^2. \end{aligned}$$

$$\text{El máximo permisible: } f_{cu} = 1.9 \times 0.375 f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

Como : $f_{cu} < f_c$ se requiere de pedestal, tomando las dimensiones de 50 x 85 x 10; donde la altura es 10 cms. El esfuerzo de compresión en la base del pedestal es :

$$f_c = \frac{417,000}{50 \times 85} = 98 \text{ Kg/cm}^2. < 150 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cálculo de la longitud de penetración de los dowells. -

a) Longitud de penetración hacia la columna: Para

$$L = 24 D \text{ (para } f'_c \geq 210 \text{ ; } f_y \leq 4200 \text{)}$$

$$\phi \text{ columna} = 1" = \phi \text{ dowells.}$$

$$\text{Luego } L = 24 D = 61 \text{ cms. (por lo menos).}$$

b) Longitud de penetración en la zapata (L')

Como la losa está en compresión, el esfuerzo de adherencia por anclaje es:

$$U = 3.4 \phi \sqrt{f'_c} = 3.4 \times 0.85 \sqrt{210} = 41.9 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$U = 41.9 \text{ Kg/cm}^2. < 56 \text{ Kg/cm}^2.$$

La longitud de anclaje requerida será:

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\phi U} = \frac{5.07 \times 4200}{7.98 \times 41.9} = 63 \text{ cms.}$$

$$\text{La longitud disponible es } h = 73.80 + 10 = 83.80 \text{ cm.}$$

$$83.80 \text{ cms. } > 63.00 \text{ cms.}$$

Por consiguiente no será necesario colocar los ramales horizontales, sin embargo por razones constructivas se emplean para fijar adecuadamente los dowells.

4. - Comprobación por corte del peso de la zapata.

Peso de la zapata = $3.30 \times 2.95 \times 0.74 \times 2.4 = 17.25$ Ton.

Es un valor aproximado al valor asumido de 13.80 Ton.

DISEÑO DEL REFUERZO

El Momento en la sección crítica 1 - 1 es:

$$M_{1-1} = 1,193 \times 10^4 \text{ Kg} - \text{m.} \quad d = 63.50 \text{ cms.}$$

NOTA: Por ser pequeño el pedestal no será necesario tomar en cuenta

Asumiendo $a = 5$ cms.

$$A_s = \frac{1.193 \times 10^4}{0.9 \times 4200(63.50 - 2.5)} = 51.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Comprobación: } a = \frac{51.60 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 330} = 3.68 \quad 5 \text{ cms.}$$

Distribución paralela al ancho T

$$\frac{\text{Refuerzo ancho T}}{\text{Refuerzo total direc T}} = \frac{Z}{S+1}$$

$$\text{En donde : } S = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}} = \frac{3.30}{2.95} = 1.12$$

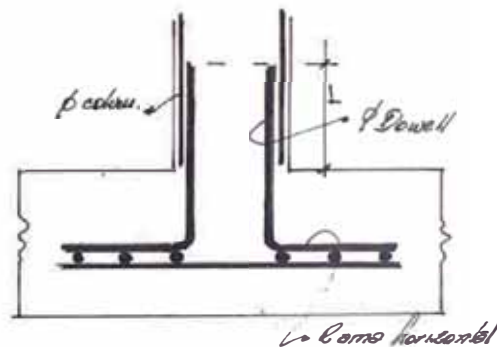
$$\frac{\text{Refuerzo ancho T}}{51.60} = \frac{2}{1.12+1} \quad \text{de donde:}$$

Refuerzo ancho T = 48.70 cms.

Luego en la parte centrada de ancho T se usará 13 ϕ 7/8" = 50.40 cm².

El espaciamiento es:

$$S = \frac{295}{13 - 1} = 24.53 \text{ cm.}$$



Resta $\frac{1}{2} (51.60 - 48.70) = 1.45$ cm². para cada extremo en un ancho de 20 cms. , dando con 1 ϕ 7/8" = 3.88 cm².

Distribución paralela a la dirección B. -

Es uniforme en todo el ancho T, y se calcula el A_s con el mismo d anterior $B > T$

$$M_{2-2} = \frac{1}{2} w l^2 \quad \text{en donde : } l = x = 1.30 \text{ cmts.}$$

$$w = \sigma_n \times T = 4.28 \times 295 = 1265 \text{ Kg/cm}$$

$$M_{2-2} = \frac{1}{2} \times 1265 \times 130^2 = 107 \times 10^5$$

Tomando : $a = 4$ cms.

$$A_s = \frac{107 \times 10^5}{0.9 \times 4,200(63.5 - 2)} = 46 \text{ cm}^2.$$

Comprobación: $a = \frac{46 \times 4,200}{0.85 \times 210 \times 295} = 3.66 \text{ cm} < 4 \text{ cms.}$

Usaremos 12 ϕ 7/8" = 46.52 cm² @ $\frac{330}{13} = 25.40$ cms.

Comprobación por Adherencia. -

Esfuerzo permisible de adherencia por anclaje:

$$U = \frac{0.8 \times 6.4 \sqrt{210}}{2.22} = 33.4 \text{ Kg/cm}^2 < 56 \text{ Kg/cm}^2.$$

Longitud de desarrollo: $L_d = \frac{3.879 \times 4200}{6.98 \times 33.4} = 70 \text{ cms.}$

Longitud disponible : $x - r = 130 - 7.5 = 122.50 > 70 \text{ cms.}$

Luego las varillas no necesitan ganchos.

ZAPATA : Z - C-2'

$P_u = 310,000 \text{ Kgs.}$ $P(D+L) = 194,000 \text{ Kgs.}$

$A_s = 16 \phi 1"$

1. - Dimensiones de la zapata:

$$B \times T = \frac{P_{\text{total}}}{F_t} \dots \dots \dots (1)$$

en donde:

$$B = 2x + 35$$

$$T = 2x + 60$$

$$P_{\text{TOTAL}} = P(D+L) + P_{\text{Zapata}}$$

Peso zapata = $0.05 \times 194,000 = 9,700 \text{ Kg.}$

$P_{\text{TOTAL}} = 9,700 + 194,000 = 203,700 \text{ Kg.}$

Reemplazando en (1) tendremos:

$$4(2x + 60)(2x + 35) = 203700$$

$$4x^2 + 190x - 48,825 = 0$$

Resolviendo tenemos $x = 89 \text{ cms.}$

∴ $B = 2 \times 89 + 35 = 213 \text{ cms.}$

$T = 2 \times 89 + 60 = 238 \text{ cms.}$

2. - Presión neta. -

$$q_u = \frac{P_u}{B \times T} = \frac{310,000}{213 \times 238} = 6.1 \text{ Kg/cm}^2.$$

3. - Cálculo del peralte por Punzonamiento

$$V_{u_c} = 12.30 (4d + 190) d$$

$$V_u = 310,000 - 6.10(35+d)(60+d) \dots (2)$$

Igualando (1) y (2), obtenemos $d = 51.4 \text{ cms.}$

$$\dots h = 52 + 3 + 7.5 = 62.50 \text{ cms.}$$

Tomamos $h = 65 \text{ cms.}$; luego $d = 65 - 10.5 = 54.5 \text{ cm.}$

NOTA: No es necesario calcular el peralte por flexión por no ser crítico.

4. - Comprobación por corte. -

Corte en la sección crítica es:

$$V_c = 6.10 \times 238(89 - 54.5) = 50,000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Luego : } v_u = \frac{50,000}{238 \times 54.5} = 3.85 \text{ Kg/cm}^2 < 6.16 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Esfuerzo permisible es: } v_{u_c} = 0.5 \phi \sqrt{f'_c} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2.$$

\dots Chequea, el peralte es adecuado por corte.

- Transferencia de esfuerzos. -

$$\text{El esfuerzo de compresión en la base: } f_c = \frac{310,000}{35 \times 60}$$

$$f_c = 148 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{El máximo permisible : } f_{cu} = 1.5 \times 0.375 f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $f_{cu} > f_c$ Chequea \dots No necesitamos pedestal.

- Longitud de penetración de los dowells. -

a) Longitud de penetración hacia la columna:

$$L = 24 D = 61 \text{ cms. (} \phi \text{ colum} = \phi \text{ dowells} = 1" \text{)}$$

b) Longitud de penetración en la zapata (L')

Por estar las barras en compresión, el esfuerzo de adherencia por anclaje es:

$$U = 3.6 \phi \sqrt{f'_c} = 41.9 \text{ Kg/cm}^2 < 56 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$L_d = \frac{A_s f_y}{E_o U} = 63.0$$

Longitud disponible $h = 65 > 63$ (Ld)

Luego no será necesario doblar y colocar horizontalmente los dowells.

- Comprobación del peso de la zapata. -

Peso de la zapata = $2.13 \times 2.38 \times 0.65 \times 2.4 = 7.93$ Ton.

Es un valor aproximado al valor asumido = 9.70 Ton.

DISEÑO DEL REFUERZO

a) Acero paralelo al lado T: $T > B$

$$M_{1-1} = \frac{1}{2} w l^2 \quad \text{en donde:} \quad l = x = 89 \text{ cms.}$$

$$w = \sigma_n \times B = 6.10 \times 213$$

$$M_{1-1} = \frac{1}{2} 6.10 \times 213 \times 89^2 = 5'155,000 \text{ Kg - cms.}$$

Asumiendo $a = 5$ cms.

$$A_s = \frac{5'155,000}{0.9 \times 4200(54.5 - 2.5)} = 26.30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Comprobación: } a = \frac{26.30 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 213} = 2.9 \quad 5 \text{ cms.}$$

Distribución del refuerzo. - Se coloca diámetros iguales a espaciamientos iguales

$$A_{s1-1})/T$$

$$A_s = 26.30 \text{ cm}^2 \quad 7 \phi 7/8''$$

$$\phi 7/8'' \quad 29.80 \text{ cms.}$$

$$S = \frac{T}{7 + 1} = 29.80 \text{ cms.}$$

b) Acero paralelo al lado B:

$$M_{2-2} = \frac{1}{2} w l^2 = \frac{1}{2} 6.10 \times 238 \times 89^2 = 7'740,0000 \text{ Kg - cm.}$$

Asumiendo $a = 5$ cms.

$$A_s = \frac{7'740,000}{0.9 \times 4200(54.5 - 2.5)} = 39.50 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Comprobación: } a = \frac{39.50 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 238} = 3.9 \text{ cms} \leq 5 \text{ cms.}$$

Distribución del Refuerzo. - A_{s2-2}/B se divide en 2 partes.

1. - En un ancho B colocamos : $A_s(2-2)^x \frac{2}{S+1}$

En donde, $S = 238/213 = 1.12$

Luego: Refuerzo ancho B = 39.22 cm². o sea 11 \emptyset 7/8"

2. - En los espacios adyacentes al ancho B tomado anteriormente, se coloca el resto, tomando b/2 para cada uno de estos espacios.

El resto $\frac{1}{2} (39.50) - (38.22) = 0.30/2 = 0.15$, para cada extremo es decir 1 \emptyset 7/8" = 3.88 cm².

Comprobación por adherencia. -

$$U = \frac{0.80 \times 6.4 \times 210}{2.22} = 33.4 \text{ Kg/cm}^2 < 56 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$L_d = \frac{A_s \cdot f_y}{\epsilon_o \times U} = \frac{3.88 \times 4200}{6.98 \times 33.4} = 70.00 \text{ cms.}$$

Longitud disponible: $L' = x - r = 89 - 7.5 = 81.5 > 70$

(Luego las varillas no necesitan ganchos).

TANQUE ELEVADO

T A N Q U E E L E V A D O

CAJAS DE AGUA. -

Cálculo del volumen de agua:

No. de Departamentos	14
No. de personas por departamento	6
Dotación por habitante	300 Lts/día
Consumo promedio diario = 300x6x14	= 25200 Lts/día
T O T A L	= 25200 Lts/día

Para que la dotación de agua sea funcional y adecuada.

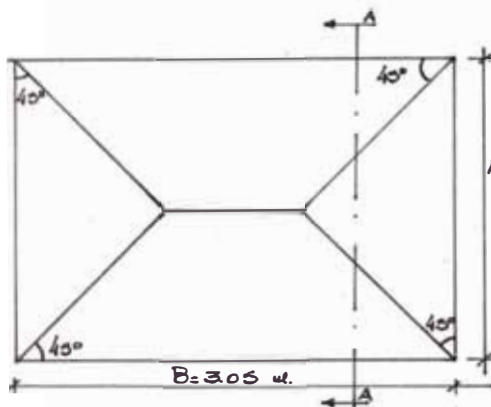
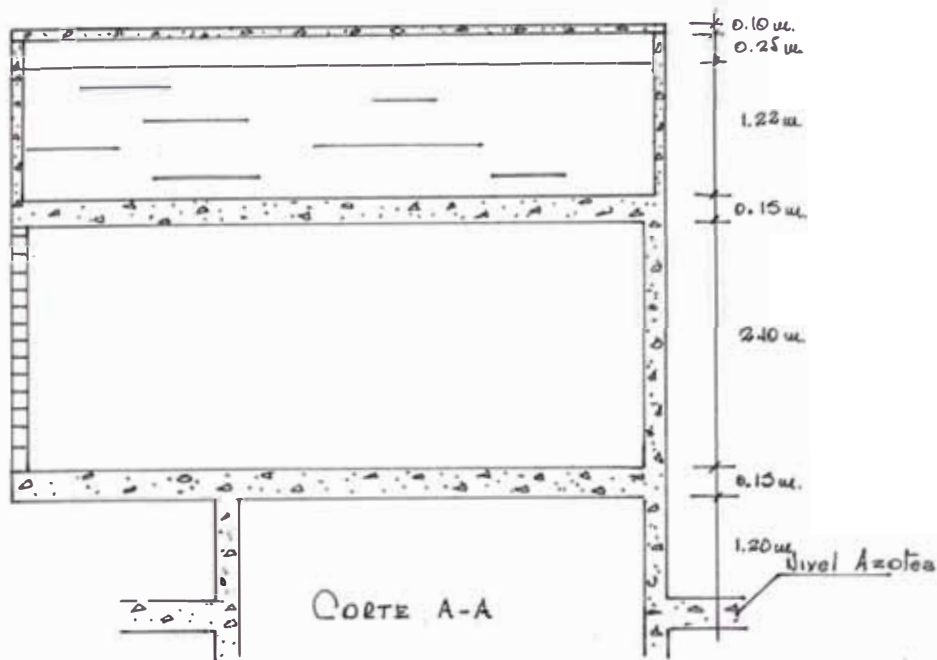
Considero: Volumen cisterna = 2/3 del volumen máximo

Volumen tanque e- = 1/3 " " "
levado

DIMENSION E. - Teniendo en cuenta lo anterior adoptaré las siguientes dimensiones:

TANQUE ELEVADO. -

Largo_{int.} = 2.75 mts.
Ancho_{int.} = 2.30 mts.
Alt. total_{int} = 1.220 mts + Rebose
= 1.22 + 0.25 = 1.47
Alt. total_{int.} = 1.47 mts.



Estas mismas dimensiones tendrá la Caseta de Máquinas. (en planta)

CASETA DE MAQUINAS

Largo_{ext} = 3.05 mts.

Ancho_{ext} = 2.50 mts.

Alt. libre = 2.10 mts.

a) Losa de techo (Tanque Elevado). - La unión de las paredes con la tapa se considera rotulada.

Dimension interior: 2.85 x 2.30

Dimensionamiento de t : (espesor de la losa)

$$t = \frac{\text{Perímetro} \cdot 10.30}{180 \cdot 180} \cdot 6$$

Asumimos: t = 0.10 mts.

$$m = \frac{A}{B} = \frac{2.30}{2.85} = 0.81 \quad 0.80 \quad 0.5 \quad \text{Armaremos en 2 sentidos.}$$

Metrado de Cargas: (a la vuelta)

Metrado de Cargas:Carga muerta:

Peso propio $0.10 \times 2,400 = 240 \text{ Kg/ml.}$

Acabado $= 50$

$$W_D = 290 \times 1.5 = 435 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_D = 435 \text{ Kg/m (m ancho)}$$

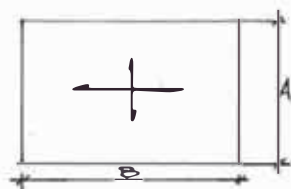
Cargas vivas

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

$$W_L = 100 \times 1.8 = 180 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_L = 180 \text{ Kg/m (m ancho)}$$

$$W_T = W_D + W_L = 435 + 180 = 615 \text{ Kg/ml (por m de ancho)}$$



$$A = 2.30$$

$$B = 2.85$$

$$\frac{A}{B} = 0.80$$

De las tablas del A.C.I. obtenemos los coeficientes de momentos y cortantes.

Momentos:Cargas muertas:

$$M_A (+) = 0.056 \times 435 \times 2.30^2 = 129.0 \text{ Kg - m.}$$

$$M_B (+) = 0.023 \times 435 \times 2.85^2 = 81.0 \text{ Kg - m.}$$

Cargas vivas:

$$M_A (+) = 0.056 \times 180 \times 2.30^2 = 53.30 \text{ Kg - m.}$$

$$M_B (+) = 0.023 \times 180 \times 2.85^2 = 33.55 \text{ Kg - m.}$$

Esfuerzos cortantes:

$$V_A = 0.71 \times 615 \times 2.30/2 = 501 \text{ Kg/ml.}$$

$$V_B = 0.29 \times 615 \times 2.85/2 = 255 \text{ Kg/ml.}$$

Cálculo de las áreas de acero:

$$h = 10 \text{ cm.}; \quad d = 7 \text{ cms.}; \quad b = 100 \text{ cms.}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot 100} = 0.235 A_s$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) \quad A_s = 29.80 \pm \sqrt{888 - \frac{M_u}{445}}$$

Para $M_A(+)$ = 129.0 + 53.30 = 182.30 Kg - m.

$$A_s = 0.73 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 b t = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \phi \text{ } 3/8" \text{ @ } 30 \text{ cm.} \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2" \text{ @ } 47 \text{ cm.}$$

Para: $M_B(+)$ = 81.0 + 33.55 = 114.55 Kg - m.

$$h = 10 \text{ cms.}; \quad d = 6 \text{ cms.}; \quad b = 100 \text{ cms.}$$

$$a = 0.235 A_s \quad A_s = + \frac{51}{2} \pm \sqrt{650.25 - \frac{M_u}{445}}$$

$$A_s = 0.50 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 b t = 1.8 \text{ cm}^2.$$

$$1 \text{ } \phi \text{ } 3/8" \text{ @ } 30 \text{ cms.} \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2" \text{ @ } 47 \text{ cms.}$$

Comprobación por corte:

Para el cortante más desfavorable:

$$V_u = 501 \text{ Kgs.}$$

$$V_u = 6.54 \times 100 \times 7 = 4,560 \text{ Kg} > V_u \quad \therefore \text{Chequea}$$

NOTA: En los apoyos subiremos 2 ϕ cada 3 del positivo para absorber los momentos negativos que se produzcan.

- b) Fondo de Tanque ó Tapa de Caseta de Máquinas.- Esta losa - también se armará en 2 sentidos, siguiendo el método 3 del Reglamento del A.C.I. La unión de las paredes con la losa se considerará empotrada.

CASO 2

Dimensionamiento de t:

$$t = \frac{\text{Perímetro}}{180} = \frac{9.60}{180} = 5.3 \quad 6$$

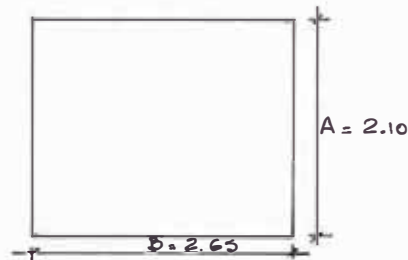
$$\text{Asumiremos : } t = 15 \text{ cms.}$$

Metrado de Cargas: (A la vuelta)

Metrado de Cargas:Cargas muertas

$$\begin{aligned} \text{Peso propio :} & \quad 0.15 \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Peso del agua :} & \quad 1.22 \times 1000 = \underline{1220} \text{ "} \end{aligned}$$

$$W_u = 1580 \times 1.5 = 2,370 \text{ Kg/m}^2$$



$$A = 2.10 \text{ m.}$$

$$B = 2.65 \text{ m.}$$

$$\frac{A}{B} = 0.80$$

De lastabras del A.C.I.:

Momentos:

$$M_A (+) = 0.026 \times 2370 \times 2.10^2 = 271 \text{ Kg - m.}$$

$$M_B (+) = 0.011 \times 2370 \times 2.65^2 = 183 \text{ Kg - m.}$$

$$M_A (--) = 0.065 \times 2370 \times 2.10^2 = 677 \text{ Kg - m.}$$

$$M_B (-) = 0.027 \times 2370 \times 2.65^2 = 450 \text{ Kg - m.}$$

Esfuerzos cortantes:

$$V_A = 0.71 \times 2370 \times 2.10/2 = 1760 \text{ Kg}$$

$$V_B = 0.29 \times 2370 \times 2.65/2 = 911 \text{ Kg}$$

Cálculo de las áreas de acero:

$$h = 15 \text{ cms; } d = 12 \text{ cms. ; } b = 100 \text{ cms.}$$

Para:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) \quad A_s = 0.7 \text{ cm}^2 \quad M_A (+) = 271 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = 51 \frac{1}{4} \sqrt{2601 - \frac{M_u}{445}} \quad A_s (-) = 1.5 \text{ cm}^2 \quad M_A (-) = 677 \text{ Kg-m.}$$

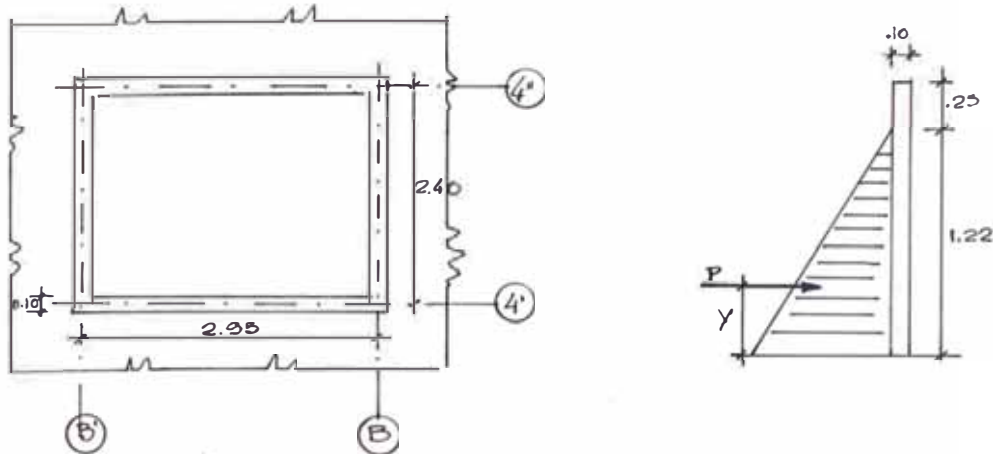
$$\text{Para: } M_B (+) = 183 \text{ Kg - m} \quad A_{sB(+)} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$M_B (-) = 450 \text{ Kg - m} \quad A_{sB(-)} = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 3/8" @ 25 \text{ cms.}$$

- c) Paredes del Tanque. - Por ser pequeña la relación de altura y longitud de la pared en la dirección más larga del tanque, las paredes serán diseñadas como cantiliver.



$$\frac{H}{L} = \frac{1.47}{2.95} = 0.48 < 0.50$$

$$P = \frac{1}{2} w h^2 ; \quad w = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$h = 1.22 \text{ m.}$$

$$P = 1000 \times \frac{1.22^2}{2} = 744 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{h}{3} = \frac{1.22}{3} = 0.406$$

$$M_{(-)} = P \times y = 1000 \times \frac{1.22^2}{6} = 248 \text{ Kg - m.}$$

$$Mu_{(-)} = 1.5 \times 248 = 372 \text{ Kg - m.}$$

Areas de Acero. - (por metro lineal)

$$a = \frac{4200 \text{ As}}{210 \times 0.85 \times 100} = 0.235 \text{ As}$$

$$M = \phi \text{ As } f_y \left(d - \frac{0.235 \text{ As}}{2} \right)$$

$$\text{Para : } d = 7 \text{ cms.}$$

$$\text{As} = 29.80 \pm \sqrt{888 - \frac{Mu}{445}}$$

$$\text{Para : } M_{(-)} = 37200 \text{ Kg - m.}$$

$$\text{As} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{As}_{\min} = 0.0018 b t = 0.0018 \times 100 \times 10 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\circ 3/8'' @ 33 \text{ cms.}$$

Para el momento positivo. -

Consideraremos empotrada en la base y apoyada en la parte superior.

$$M (+) = \frac{1}{16} w l^2$$

$$w = 1000 \times 1.22/2 = 610 \text{ Kg/m}$$

$$w_u = 1.5 \times 610 = 715 \text{ Kg/m}$$

$$M(+)= 1/16 \times 915 \times 1.22^2 = 85.00 \text{ Kg - m.}$$

$$M = \phi As f_y \left(d - \frac{0.235 As}{2} \right)$$

$$M(+)= 85.00 \text{ Kg - m.}$$

$$As = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/8 @ 33 \text{ cm.}$$

Por Corte:

$$V_u = w l = 915 \times 1.22 = 1,118 \text{ Kg}$$

$$v_c = 0.53 \phi \sqrt{210} = 6.54 > v_u = \frac{1118}{100 \times 7} = 1.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Para $H/L = 1.47/2.40 = 0.61 > 0.50$, tendremos que armar en 2 sentidos, considerando que la losa está empotrada en la base y rotulada en los 3 apoyos restantes, por lo tanto utilizaremos el Método 3 del A.C.I.

CASO 6 :

$$A = 1.47$$

$$w = 1000 \times 1.22/2 = 610 \text{ Kg/m}^2 = 610 \text{ Kg/m}$$

$$B = 2.40$$

$$w_u = 1.5 \times 610 = 915 \text{ Kg/m}^2 = 915 \text{ Kg/m (m.de ancho)}$$

$$a/B = 0.60$$

Momentos:

$$M_{(-)A} = 0.095 \times 915 \times 1.47^2 = 188 \text{ Kg - m.}$$

$$M_{(+)A} = 0.073 \times 915 \times 1.47^2 = 145 \text{ Kg - m.}$$

$$M_{(+)B} = 0.012 \times 915 \times 2.40^2 = 63.4 \text{ Kg-m.}$$

Cortantes:

$$V_A = 0.95 \times 915 \times 1.47/2 = 640 \text{ Kg.}$$

$$V_B = 0.05 \times 915 \times 2.40/2 = 55 \text{ Kg.}$$

Areas de Acero:

$$h = 10 \text{ cm.}; d = 7 \text{ cm.}; b = 100 \text{ cms.}$$

$$M_u = \phi As f_y \left(d - \frac{0.235 As}{2} \right) \quad As = 29.8 \pm \sqrt{888 - \frac{M_u}{445}}$$

Para: $M_{A(+)} = 14,500 \text{ Kg- m} \quad \rightsquigarrow \quad As = 0.63 \text{ cm}^2$

$M_{B(+)} = 6,340 \text{ Kg- m} \quad \rightsquigarrow \quad As = 0.30 \text{ cm}^2$

$$Mu_{A(-)} = 18,800 \text{ Kg} - \text{cm} \quad As = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 0.0018 \times b \times t = 1.8 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8" @ 30 cm. Usaré acero mínimo.

Comprobaremos por corte: El cortante más desfavorable es:

$$Vu = 640 \text{ Kg.}$$

$$Vc = v_c b d = 6.54 \times 100 \times 7 = 4,500 > 640 = Vu$$

. . . Chequea.

Las paredes laterales como vigas:

Ejes 4' y 4" (sentido de la luz corta)

Carga de las losas (losa tapa + losa fondo) : $615 \times 2370 = 2985 \text{ Kg/m}$

Peso propio $1.5 \times 353 = 530 \text{ "}$

$3515 \frac{\text{Kg}}{\text{ml.}}$

$$M_{(-)} = 1/24 w l'^2 = 1/24 \times 3515 \times 2.30^2 = 780 \text{ Kg} - \text{m.}$$

$$M_{(+)} = 1/8 w (l')^2 = 1/8 \times 3,515 \times 2.30^2 = 2340 \text{ Kg} - \text{m.}$$

Para : $M (+) = 2,340 \text{ Kg} - \text{m.}$

$$a = 2.35 \text{ As}$$

$$Mu = \phi f_y As (d - a/2); \quad d = 147 - 15 = 132 \text{ cm.}$$

$$As = 56 \pm \sqrt{3136 - \frac{Mu}{4450}}$$

$$As = 0.70 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 0.0033 b t = 0.0033 \times 10 \times 132 = 4.356 \text{ cm}^2$$

2 ϕ 3/4"

Para el momento negativo también usaré 2 ϕ 5/8"

$$\text{Por corte: } v_u = \frac{Vu}{b d} = \frac{3400 \times 1.15}{10 \times 132} = 3.0 \text{ Kg/cm}^2. (\text{actuante})$$

$$v_c = \phi 0.53 \sqrt{210} = 6.54 \text{ Kg/cm}^2 > v_u$$

. . . Chequea.

Por Adherencia: $Vu = 3900 \text{ Kg.}$

$$V_{\max} = \phi j E_o d u_p$$

$$= 0.85 \times 0.875 \times 10 \times 132 \times 39.4$$

$$= 38,700 \text{ Kg} > 3,900 = Vu \quad . . \text{ Chequea.}$$

EJES B' y B. - (Sentido de la mayor luz)Carga de las losas:(Losa tapa+losa fondo): $615 \times 2370 = 2985$ Kg/m

Peso propio 530 "
 3515 Kg/m

$$M_{(-)} = 1/24 w l^2 = 1/24 \times 3515 \times 2.85^2 = 1200 \text{ Kg- m.}$$

$$M_{(+)} = 1/8 w l^2 = 1/8 \times 3515 \times 2.85^2 = 3600 \text{ Kg- m.}$$

Para : $M_{(+)} = 3,600$ Kg - m.

$$a = 2.35 \text{ As}$$

$$M_u = \phi f_y A_s (d - a/2); \quad d = 147 - 15 = 132 \text{ cms.}$$

$$A_s = 56 \pm \sqrt{3136 - \frac{M_u}{4450}}$$

$$A_s = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0033 b t = 0.0033 \times 10 \times 132 = 4.356 \text{ cm}^2.$$

Usaré 2 ϕ 3/4"Para el momento negativo usaré 2 ϕ 5/8" $\approx \frac{A_s(+)}{3}$ Por corte: $v_u = 3.00$ Kg/cm²

$$v_c = 6.54 \text{ Kg/cm}^2 > v_u \quad \cdot \cdot \text{ Chequea.}$$

Por adherencia: $V_u = 3,900$ Kg.

$$V_{\max} = 38700 \text{ Kg.} > 3,900 = V_u \quad \cdot \cdot \text{ Chequea.}$$

Acero Transversal. - (Para ambas paredes)

$$A_s = 0.0018 b t = 0.0018 \times 100 \times 10 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Tomaré 2 cm de ϕ 3/8" @ 35 cms en c/capa

Losa Inferior - Casa Máquinas. - Esta losa se armará en un sentido, siguiendo la dirección de la menor luz.

Dimensionamiento de t . -

$$t = \frac{\text{Perimetro}}{180} = \frac{11.10}{180} = 6.2$$

. . Asumiré : $t = 15$ cms.

Metrado de cargas:

Cargas Muertas:

Peso propio : $0.15 \times 2400 = 360$

Piso acabado = 100

$$W_D = 460 \text{ Kg/m}^2$$

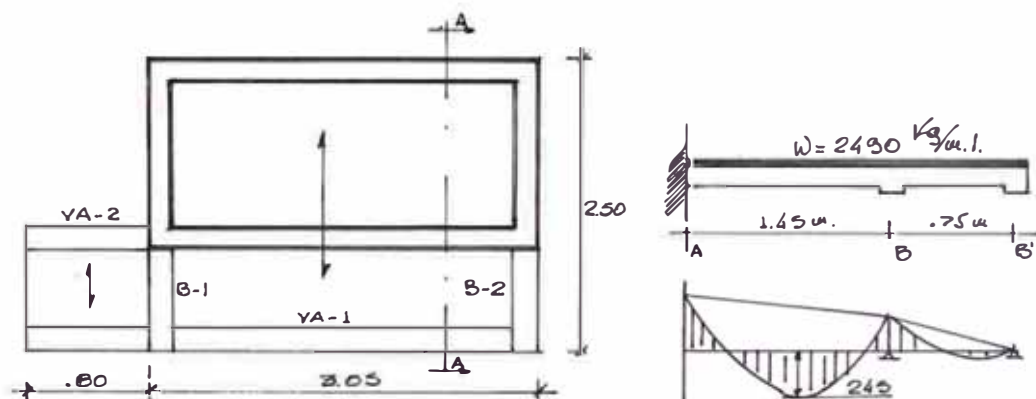
Cargas vivas:

s/c Peso de maquinaria $W_L = 1000 \text{ Kg/m}^2$

Carga de Rotura: $W_T = 1.5 \times 460 + 1.8 \times 1000 = 2490 \text{ Kg/m}^2$

$$= 2490 \text{ Kg/ml (m de ancho)}$$

DISEÑO:



Siguiendo el método de Hardy Cross obtenemos:

$$M_A = 497 \text{ Kg-m.} \quad M_{A-B} = R_A x - w x^2/2 = 2490/2 \times 1.45 \times 0.726 - 2490 \times 0.726^2/2 =$$

$$M_B = 320 \text{ Kg-m.} \quad M_{A-B} = 1310 - 656 = 245.5 \text{ Kg-m.}$$

$$M_B = 0 \quad V_u = 1810 \text{ Kg (en el eje A)}$$

Por Flexión:

$$a = \frac{A_s f_y}{.85 \times f'_c b} = 0.235 A_s$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) \quad d = 12 \text{ cm. y } b = 100 \text{ cms.}$$

$$A_s = 51 - \sqrt{2601} \frac{M_u}{445}$$

Para: $M_A = 497 \text{ Kg} - \text{m}.$

$$A_s = 51 - \sqrt{2601} \frac{49700}{445} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.70 \text{ cm}^2 \quad \phi 1/2" @ 47 \text{ cms.}$$

Usaré acero mínimo.

Para $M_u = 320 \text{ Kg} - \text{m}.$ \checkmark Usaré acero mínimo.

$M_u(A-B) = 245.5 \text{ Kg-m}.$ \checkmark Usaré acero mínimo.

Por corte:

$$V_u = 1810 \text{ Kg.}$$

$$V_c = v_c \cdot b \cdot d = 6.54 \times 100 \times 12 = 7850 \text{ Kg} > V_u$$

. . . Chequea.

Por adherencia:

$$V_u = 1810 \text{ Kg}$$

$$V_{\max} = U_p \cdot j \cdot d \cdot E_o \quad U_p = 56.2 \text{ Kg/cm}^2 \checkmark \phi 1/2"$$

$$= 0.85 \times 0.875 \times 56.2 \times 12 \times 8$$

$$= 4,000 \text{ Kg} > V_u = 1810 \text{ Kg} \quad . . \text{ Chequea.}$$

Acero de Temperatura:

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/8" @ 25 \text{ cm.}$$

Viga V_{A-1} : Esta viga irá apoyada en los braqueteros B-1 y B-2; consta de 2 tramos, uno a la derecha que soporta la unión de la tabiquería y de las losas, y otro, izquierdo - que recibirá la acción del descanso de la escalera.

Dimensiones: $b = 20 \text{ cms.}$

$$h = 30 \text{ cms.}$$

Metrado de Cargas. - (tramo derechos)

$$\text{Peso propio} \quad 0.20 \times 0.30 \times 2,400 \times 1.00 = 144 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de la tabiquería} \quad 200 \times 2.10 \times 1.00 \times \underline{420} "$$

$$564 \text{ Kg/m.}$$

$$w_D = 1.5 \times 564 = 850 \text{ Kg/m.}$$

$$w_T = w_D + R(\text{losa inf. del corss}) + R(\text{losa superior})$$

$$R(\text{losa inf. del corss}) = 642 \text{ Kg/m.}$$

$$R(\text{losa superior}) = V_u(\text{tapa de tanque}) + \text{Area inf.} \times \text{Peso Agua} +$$

$$! \text{ Peso pared tanque} + \text{Peso propio.}$$

$$R(\text{losa superior}) = 501 + 1760 + 2400 \times 1.47 \times 0.10 = 2,614$$

$$\text{Luego: } W_T = 850 + 642 + 2614 = 4,106 \text{ Kg/ml.}$$

Metrado de Cargas (Tramo izquierdo)

$$\text{Peso propio: } 0.20 \times 0.30 \times 2,400 \times 1.00 \times 1 = 210 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Piso acabado: } 0.55 \times 1.00 \times 100 = 55 \text{ "}$$

$$\text{Peso losa } 0.55 \times 0.15 \times 2,400 \times 1 = \underline{198 \text{ "}}$$

$$463 \text{ Kg/ml.}$$

$$w_D = 1.5 \times 463 = 693 \text{ Kg/ml.}$$

$$s/c = 400 \times 1.00 \times 0.55 = 220 \text{ Kg/ml.}$$

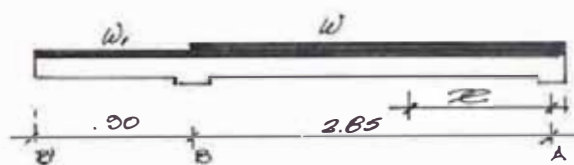
$$w_L = 1.8 \times 220 = 396 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_T = 1089 \text{ Kg/ml.}$$

DISEÑO :

$$w = 4,106 \text{ Kg/ml.}$$

$$w_1 = 1,089 \text{ "}$$



$$M_A = 0$$

$$M_B = M_u = \frac{1089 \times 0.9^2}{2} = 441 \text{ Kg-m} < M = \frac{w \cdot 2.85^2}{24} = 1390 \text{ Kg-m.}$$

Luego tomaremos:

$$M_{A-B} = 4200 \text{ Kg-m.} = \frac{w \cdot l^2}{8}$$

Por flexión:

$$a = \frac{As \cdot f_y}{.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{As \times 4200}{.85 \times 210 \times 20} = 1.175 \text{ cms.}$$

$$M_u = \phi \cdot As \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad d = 25 \text{ cms.}$$

$$As(+)= 2127 \pm \sqrt{452.4 - \frac{M_u}{2220}}$$

Para: $M_u = 4,200 > M_{\max}$ (Chequear por deflexiones)

$$As = 5.07 \text{ cm}^2. \rightarrow 4 \phi 1/2''$$

$$As_{\min} = 0.0033 \times 20 \times 25 = 1.65 \text{ cm}^2.$$

En los apoyos A y B, $As(+)/3$

$$As(-) = 5.07/3 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 1/2''$$

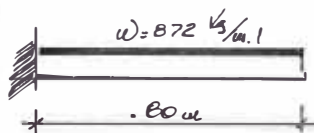
$$W_D = 318 \times 1.5 = 477 \text{ Kg/ml.}$$

$$s/c : 400 \times 1.00 \times 0.15 = 220 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_L = 1.8 \times 220 = 395 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_T = W_D + W_L = 872 \text{ Kg/ml.}$$

DISEÑO:



Por flexión :

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

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) \quad d = 20 \text{ cms.}$$

$$A_s = 17 \pm \sqrt{289 - M_u/2200}$$

$$M_u = w l^2/2 = 872 \times 0.64/2 = 280 \text{ Kg - m.}$$

$$A_s = 17 - 16.6 = 0.40 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0033 \times 20 \times 20 = 1.32 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8''$$

Por corte:

$$V_u = w l = 872 \times 0.8 = 700 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 6.54 \times 20 \times 20 = 2,630 \text{ Kg} > 700 \quad \therefore \text{Chequea.}$$

Por adherencia:

$$V_u = 700 \text{ Kgs.} \quad V_{\max} = \phi u_p j d E_o$$

$$V_{\max} = 0.85 \times 56.2 \times 0.875 \times 20 \times 6$$

$$= 5,000 \text{ Kg} > V_u \quad \therefore \text{Chequea}$$

BRAQUET B-1 :

Dimensiones: $b = 20 \text{ cms.}$ $h = 30 \text{ cms.}$

Metrado de Cargas:

$$\text{Peso propio: } .15 \times .20 \times 0.35 \times 2400 = 315 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Peso de tabiquería } 200 \times 2.1 \times 1.5 = 620 \text{ ''}$$

$$\text{Peso (tapa de tanque) } .80 \times .525 \times 615 = 258 \text{ ''}$$

$$\text{Peso (fondo tanque + Agua) } .8 \times .525 \times 2370 = 990 \text{ ''}$$

$$\text{Peso pared tanque } 1.47 \times 0.10 \times 2400 = \underline{530 \text{ ''}}$$

$$W_T = 2723 \text{ Kg/ml.}$$

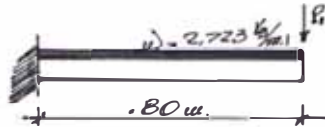
Reacción de la viga V_{A-1} . -

$$R_d = 4,106 \times 2.85/2 = 5,700$$

$$\underline{980}$$

$$P_1 = 6,680$$

DISEÑO:



$$w_T = 2,723 \text{ Kg/ml.}$$

$$P_1 = 6,680 \text{ Kg.}$$

Por flexión. -

$$a = \frac{A_s f_y}{.85 f'_c b} = 1.175 A_s; \quad \mu = \phi A_s f_y (d-a/2)$$

$$d = 25 \text{ cms.}$$

$$A_s = 21.27 \pm \sqrt{452.4 - \mu/2220}$$

Para :
$$\mu = 6,680 \times 0.80 + \frac{2723 \times 0.64}{2} = 5,330 + 872$$

$$\mu = 6,202 \text{ Kg - m.}$$

$$A_s = 21.27 \pm \sqrt{452.4 - 620200/2220}$$

$$A_s = 8.17 \text{ cm}^2. > A_{s_{\text{máx}}} = 8.00 \text{ cm}^2.$$

Asumiré:

$$d = 30 \text{ cm}; \quad h = 35 \text{ cm.}$$

$$A_s = 51 \pm \sqrt{2,601 - \mu/2220}$$

Para: $\mu = 6,202 \text{ Kg - m.}$

$$A_s = 2.75 \text{ cm}^2. \rightarrow 3 \phi 1/2''$$

Por corte: -

$$V_u = 6,680 + 2,723 \times 0.8 = 6,680 + 2,305 = 8,985 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{máx}} = 6.54 \times 20 \times 30 = 3,930 < V_u = 8,985 \text{ Kg.}$$

Necesito estribos: $V'_u = 5,055 \text{ Kg.}$

$$\text{Longitud de estribos} = l' = \frac{5055 \times l}{8985 - 6680} = \frac{5055 \times 0.80}{2305} = 1.77 \text{ m.}$$

Luego pondremos estribos en toda la longitud: $l = 80 \text{ cm.}$

$$S = d/2 = 30/2 = 15 \text{ cm.}$$

Estribos: $1 \phi \#2 @ 8 \text{ cm.} - 4 \phi \#2 @ 15 \text{ cms.}$

BRAQUET B-2 :

Dimensiones: $b = 20 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$.

Metrado de Cargas:

Peso propio :	$15 \times 0.20 \times 0.35 \times 2400$	$= 315 \text{ Kg/ml}$.
Peso tabiquería	$200 \times 2.10 \times 1.5$	$= 630 \text{ Kg/ml}$.
Peso (losa tapa tanque)		$= 258 \text{ ''}$
Peso (losa fondo tanque + agua)		$= 990 \text{ ''}$
Peso pared tanque		$= 530 \text{ ''}$

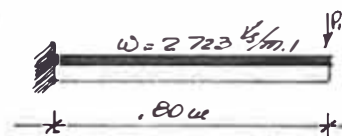
$$W_T = 2723 \text{ Kg/ml}.$$

Reacción de la viga V_{A-1} :

$$R = 5,700 \text{ Kg/m}$$

$$P_1 = 5,700 \text{ Kg}.$$

DISEÑO:



$$W_T = 2,723 \text{ Kg/ml}.$$

$$P_1 = 5,700 \text{ Kg}.$$

$$A_s = 51 \pm \sqrt{2601 - Mu/2220}$$

Para : $Mu = 5,422 \text{ Kg} - \text{m}$.

$$A_s = 2.5 \text{ cm}^2. \quad \rightarrow 2 \phi 1/2''$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0033 \times 20 \times 30 = 1.98 \text{ cm}^2.$$

Por corte:

$$V_u = 5,700 + 2,723 \times 0.8 = 8,005 \text{ Kg}.$$

$$V_{\text{máx}} = 6.54 \times 20 \times 30 = 3,930 < V_u = 8005 \text{ Kg}.$$

Necesitaré estribos : $V'_u = 4,070 \text{ Kg}$.

$$\text{Longitud de estribos} = l' = \frac{4,070 \text{ Kg}}{8005 - 5700} = \frac{4070 \text{ Kg}}{2300} = 1.77 \times 0.82$$

$$l' = 1.42.$$

Luego necesitaremos en toda la longitud $l = 0.80 \text{ m}$.

$$s = d/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}.$$

$$\text{Estribos: } 1 \square \#2 @ 8 \text{ cm.} - 4 \square \#2 @ 15 \text{ cm}.$$

Por adherencia:

$$V_u = 8000 \text{ Kg}.$$

$$V_{\text{máx}} = 0.85 \times 0.875 \times 56.2 \times 30 \times 8 = 10,000$$

$$V_{\text{máx}} = 10,000 \text{ Kg} > V_u = 8,000 \text{ Kg}.$$

. . Chequea.

DISEÑO DE CISTERNA

DISEÑO DE CISTERNA

La cisterna estará enterrada y sus dimensiones son:

- Dimensiones interiores : Base = L^2 ; h = L'
- Volumen de Agua : $V = 2/3$ (Volumen máximo)
 $V = 16.80 \text{ m}^3$

$$\text{Igualando : } L^2 \times L' = 16.80 \text{ m}^3$$

$$\text{Asumiendo : } L' = h = 2.30 \text{ mts.}$$

$$L^2 \times 2.30 = 16.80$$

$$L^2 = 16.80/2.30 = 7.30 \text{ m}^2$$

$$L = 2.70 \text{ mts.}$$

Espesor de las paredes = 10 cms.

Espesor de la tapa y fondo = 15 cms.

Rebase = 10 cms.

Finalmente: Dimensiones Interiores : L = 2.70 mts.

$$h = L' = 2.40 \text{ mts.}$$

Dimensiones Exteriores: L = 2.90 mts.

$$h = 2.70 \text{ mts.}$$

Observando las dimensiones, sacamos que la cisterna corresponde a cajas de aguas armadas en más de una dirección, aplicaremos el cálculo por el proceso que aplica el autor Anderson Moreira, que consiste en calcular las losas como armadas - en cruz, por la teoría de Marcus; seguidamente usaremos el método 3 de diseño de losas armadas en 2 sentidos del A.C. I.

Las aristas serán consideradas en cada caso, como empujamiento o apoyos simples, teniendo en cuenta para ello que - las aristas que poseen grandes momentos debidos a continuidad, tienen valores que se aproximan a empujamiento perfecto y las aristas que poseen pequeños momentos, pueden ser asimilados a apoyos simples.

Las aristas verticales que unen las paredes en

tre si, serán del tipo de empotramiento perfecto y en las aristas horizontales debemos considerar 2 casos:

- 1 - Cuando la cisterna está vacía, en todas las uniones se presentan grandes momentos debido a la continuidad de las losas, luego se considera empotrada.
- 2 - Si la cisterna está llena, las uniones de la tapa y con las paredes, poseen pequeños momentos, pudiendo considerarse como apoyos simples.

Metrado de Cargas : a.- Tapa

- Peso propio . . . $0.15 \times 2,400 = 360 \text{ Kg/m}^2$.

- piso acabado 100 = 100 "

$$D = 460 \text{ Kg/m}^2.$$

s/c $500 \text{ Kg/m}^2 = L$ (Por ser estacionamiento de carros).

$$w_u = 1.5 \times 460 + 1.8 \times 500 = 690 + 900 = 1590 \text{ Kg/m}^2.$$

b.- Fondo

- Debido a cargas de la tapa: $460 + 500 = 960 \text{ Kg/m}^2$.

- Peso de paredes repartida: w

$$w = \frac{4 \times 2.70 \times 2.80 \times 0.10 \times 2,400}{2.80 \times 2.80} = 925 \text{ Kg/m}^2.$$

- Reacción del terreno = 1885 Kg/m²

$$w_u = 1.5 \times 925 + 1590 = 1390 + 1590 = 2,980 \text{ Kg/m}^2.$$

c.- Carga sobre el terreno:

La losa del fondo sirve como cimentación, hay que agregar a la carga obtenida el peso de agua y de la losa del fondo.

$$\sigma_t = 1885 + 2.70 \times 1000 + 0.15 \times 2400 = 4,945 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\sigma_t = 0.4945 < 2.5 \text{ Kg/cm}^2. (\text{valor admisible})$$

.*. Chequea

d.- Paredes

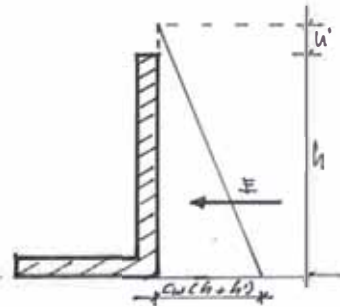
- Empuje de agua: $2.70 \times 1000 = 2,700 \text{ Kg/m}^2$ (en el fondo)

$$\text{Carga repartida a lo alto: } w = \frac{2700 + 0}{2} = 1,350 \text{ Kg/m}^2.$$

- Empuje de tierra:

Altura equivalente a la sobrecarga, se convierte en una altura equivalente de tierra cuya expresión es :

$$h' = \frac{s/c}{w} = \frac{500}{1850} = 0.30 \text{ m.}$$



Consideraré como si el terreno está formado por arena o grava gruesa poco permeable cuyo peso específico es: $w=1850\text{Kg/m}^3$. y cuyo ángulo de fricción interna es $\phi= 35^\circ$ (Valor de Terzaghi)

El empuje es: $E= \frac{1}{2} wh (h + 2h') C$ donde $C = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$

$$C = \frac{1 - \text{sen } 35^\circ}{1 + \text{sen } 35^\circ} = \frac{0.425}{1.575} = 0.27$$

$$h = \text{altura de la pared de la cisterna} = 2.70 \text{ m.}$$

Luego : $E = (1/2) \times 1850 \times 2.70 (2.70 + 2 \times 0.30) \times 0.27 = 2230 \text{ Kg/m}$

Repartiendo "E" en forma uniforme a todo lo alto:

$$w = 2230 / 2.70 = 828 \text{ Kg/m}^2.$$

Diferencia de empujes: $w = 1350 - 828 = 522 \text{ Kg/m}^2$.

(hacia afuera)

- Cargas a considerar:

Cisterna vacía : + 828 Kg/m² (hacia adentro)

Cisterna llena : - 522 Kg/m² (hacia afuera)

- Cargas finales

Cisterna vacía : $1.5 \times 828 = + 1243 \text{ Kg/m}^2$.

Cisterna llena : $1.5 \times 522 = - 783 \text{ Kg/m}^2$.

NOTA. - Al convertir las cargas triangulares en repartidas uniformemente se ha cometido un pequeño error que se considera despreciable.

CALCULO DE MOMENTOS. -

a. - Losa de la tapa:

$$A = 2.90 ; B = 2.90 ; A/B = 1$$

El sistema de cargas en la tapa de la cisterna es la misma estando la cisterna llena o vacía.

Losa armada en 2 sentidos: Método 3 del A.C.I-63

Cisterna llena: $M(+)$ máx (rotulada en los bordes)

$$w_V = 900 \text{ Kg/m}^2. \quad w_M = 690 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\begin{aligned} (+)M_A &= (+)M_B = 0.036 \times 690 \times 2.90^2 + 0.036 \times 900 \times 2.90^2 \\ &= 208 + 272 = 480 \text{ Kg} - \text{m}. \end{aligned}$$

Cisterna vacía:

$M(-)\text{máx}$ (empotrada en los bordes)

$$(-)M_A = (-)M_B = 0.045 \times 1590 \times 2.90^2 = 600 \text{ Kg} - \text{m}.$$

b. - Losa de las paredes:

Las 4 paredes son iguales.

$$A = 2.70 ; B = 2.90 ; A/B = 0.93$$

Cisterna llena: se considera las aristas verticales empotradas.

Cisterna vacía: se considera las 4 aristas empotradas.

1.- Cisterna llena - Caso 3

$$(-) M_A = 0$$

$$(-) M_B = 0.0712 \times 723 \times 2.9^2 = 433 \text{ Kg} - \text{m}.$$

$$(+) M_A = 0.0226 \times 723 \times 2.7^2 = 120 \text{ Kg} - \text{m}.$$

$$(+) M_B = 0.0246 \times 723 \times 2.9^2 = 150 \text{ Kg} - \text{m}.$$

2.- Cisterna vacía - Caso 2

$$(-) M_A = 0.052 \times 1263 \times 2.70^2 = 470 \text{ Kg} - \text{m}.$$

$$(-) M_B = 0.0394 \times 1243 \times 2.90^2 = 412 \text{ Kg} - \text{m}.$$

$$(+) M_A = 0.0208 \times 1243 \times 2.70^2 = 189 \text{ Kg} - \text{m}.$$

$$(+) M_B = 0.0152 \times 1243 \times 2.90^2 = 159 \text{ Kg} - \text{m}.$$

c. - Losa del fondo:

Las cargas sobre la losa del fondo son iguales para cisterna llena o vacía, ya que la sección del terreno se incrementa en el mismo valor del peso del agua, cuando la cisterna está llena, dando lugar a 2 fuerzas iguales y contrarias que se anulan y luego la reacción del terreno tiene el mismo valor que cuando la cisterna está vacía.

Cisterna vacía $M(-)\text{máx}$ (empotrada en los 4 bordes).

Cisterna llena $M(+)\text{máx}$ (rotulada en los 4 bordes).

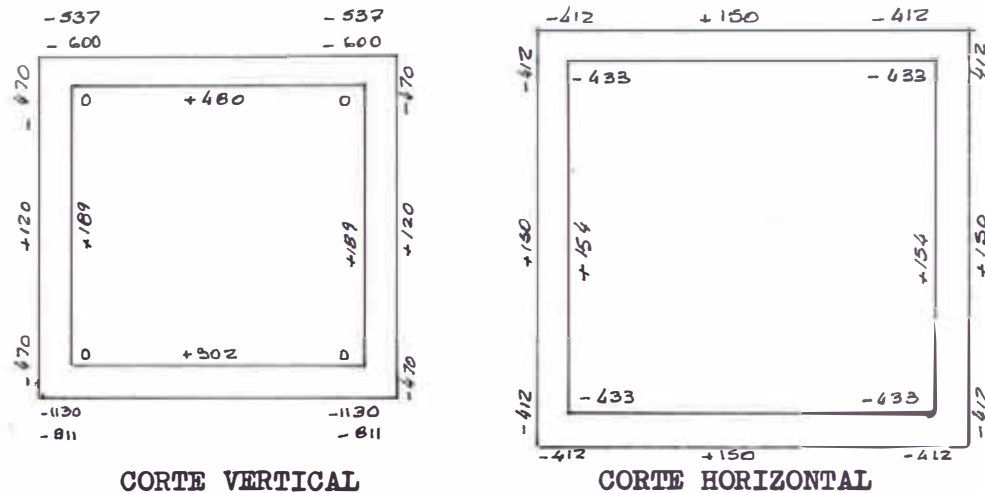
1.- Cisterna vacía: $A/B = 1$ $w_u = 2980 \text{ Kg/m}^2$.

$$(-)M_A = (-)M_B = 0.045 \times 2980 \times 2.9^2 = 1130 \text{ Kg} - \text{m}.$$

2.- Cisterna llena: $w_u \text{ viva} = 900 \text{ Kg/m}^2$.

$$\begin{aligned}
 w_u \text{ muerta} &= 1390 + 690 = 2,080 \text{ Kg/m}^2. \\
 (+)M_A &= (+)M_B = 0.036 \times 900 \times 2.9^2 + 0.036 \times 2080 \times 2.9^2 = \\
 &= 272 + 630 = 902 \text{ Kg - m.}
 \end{aligned}$$

Momentos en la losa. -



NOTA.- En los nudos que tienen mas de 80% de diferencia, se repartirá proporcionalmente a sus rigideces a fin de balancear dichos momentos. Estos momentos balanceados encerrados en rectángulos y sirven para el diseño.

Así: $K_1 = 1/270 = 0.37$; $K_2 = 1/290 = 0.345$

$$\Delta M = 660$$

$$C_1 = \frac{0.37}{0.37 + 0.345} = 0.517; \quad C_2 = \frac{0.345}{0.715} = 0.482$$

$$M_1 = -(470 + 660 \times 0.517) = -(470 + 341) = -811$$

$$M_2 = -(1130 - 660 \times 0.482) = -(1130 - 318) = -811$$

Cuando $\Delta M = 130$

$$M_1 = -(470 + 130 \times 0.517) = -(470 + 67) = -537$$

$$M_2 = -(600 - 130 \times 0.482) = -(600 - 63) = -537$$

CALCULO DE AREAS DE ACERO

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} \quad \text{en donde: } \phi = j = 0.90; \quad f_y = 4200 \text{ Kg/m}^2$$

Para $h = 10 \text{ cm.}$ \rightarrow $A_s = M_u/238$ ($d = 7 \text{ cms.}$)

$h = 15 \text{ cm.}$ \rightarrow $A_s = M_u/376$ ($d = 11.5 \text{ cms.}$)

L O S A	e cm.	Mu(Kg-m)	As cm ²	Refuerzo y es- paciamento.
TAPA	15	-537	1.43	∅ 1/2" 30 cm.
		+480	1.28	∅ 1/2" 30 cm.
PAREDES	10	-537	2.25	∅ 1/2" 30 cm.
		+120	0.50	∅ 1/2" 30 cm.
		+189	0.79	∅ 1/2" 30 cm.
		-811	3.40	∅ 1/2" 30 cm.
		+150	0.63	∅ 1/2" 30 cm.
		+139	0.58	∅ 1/2" 30 cm.
		-412	1.73	∅ 1/2" 30 cm.
		-433	1.82	∅ 1/2" 30 cm.
FONDO	15	+902	2.40	∅ 1/2" 30 cm.
		-811	2.15	∅ 1/2" 30 cm.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 3.0 \text{ cm}^2$$

∅ 1/2" @ 40 cms. ó ∅ 5/8" @ 45 cms.

"d" necesarios:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{0.145 f'_c b}} = \sqrt{\frac{Mu}{.145 \times 210 \times b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{30.3 b}}$$

Tapa : $d = \sqrt{53700/3030} = 4.27 < 7 \text{ cms. (chequea)}$

Fondo: $d = \sqrt{81100/3030} = 5.16 < 11.5 \text{ cms. "}$

Paredes: $d = \sqrt{30200/3030} = 5.5 < 7 \text{ cms. "}$

ESFUERZOS CORTANTES. - Emplearemos método 3- ACI-63

1. - En la tapa : $A/B = 1$

$$\text{Cisterna llena: } V_A = V_B = 0.5 \times 1590 \times 2.9/2 = 1195 \text{ Kg.}$$

2. - En las paredes: $A/B = 2.70/2.90 = 0.93$ - Caso 3

$$\text{Cisterna llena: } V_A = 0.212 \times 723 \times 2.70/2 = 206 \text{ Kg.}$$

$$V_B = 0.788 \times 723 \times 2.90/2 = 830 \text{ Kg.}$$

$$\text{Cisterna vacía: } V_A = 0.57 \times 1243 \times 2.70/2 \text{ - Caso 2}$$

$$V_B = 0.43 \times 1243 \times 2.90/2$$

$$V_A = 960 \text{ Kg.} \quad V_B = 780 \text{ Kg.}$$

3. - En el fondo: $A/B = 1$

$$\text{Cisterna llena : } V_A = V_B = 0.5 \times 2980 \times 2.9/2 = 2160 \text{ Kg.}$$

$$\text{Cisterna vacía : } V_A = V_B = 2160 \text{ Kg.}$$

4. - Cortantes que absorbe el concreto. - Igual que para el tanque.

$$\text{Tapa y fondo: } V_c = 3700 \quad V_{\text{actuante}} \quad \cdot \cdot \text{ Chequea}$$

$$\text{Paredes : } V_c = 7870 \quad V_{\text{actuante}} \quad \cdot \cdot \text{ Chequea.}$$

D I S E Ñ O D E M E Z C L A S

D I S E Ñ O D E M E Z C L A S

Emplearemos el Método 1 del A.C.I. - 318- 63.

Para una resistencia de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$. el Reglamento dá para este valor una relación agua - cemento : A/C = 0.576 por peso como máximo permisible incluyendo la humedad superficial.en los agregados.

Datos necesarios para la dosificación por peso:

1. - Relación A/c= 0.576 para $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
2. - Peso específico del concreto = 3150 Kg/m³. (Cemento Por - tland Normal Tipo I - Normas ASTM C - 150).
3. - Peso específico de los agregados = 2700 Kg/m³. (arena y piedra).
4. - Peso volumétrico de la piedra apisonada (tablas del A.C. I, emplearemos piedra partida).
5. - Módulo de fineza de la arena = 2.8 (Empleando arena de La Molina").
6. - Asentamiento recomendado según el tipo de estructuras.
7. - Tamaño máximo de la piedra para el tipo de estructuras.
8. - % de aire estimado en un m³. de concreto.

Con los datos conocidos se obtendrán los que faltan pa ra el diseño.

Para	Tamaño máx.piedra asentamiento	Tabla A	% de aire estimado en un m ³ . de concreto. Agua en litros por m ³ . de con creto.
Para	Tamaño máximo pie- dra. Módulo de fineza arena	Tabla B	Vol. de piedra apisonada "se- ca" por unidad de volumen de concreto (en m ³ .).
Para	Tamaño de piedra		Peso volumétrico seco de la piedra apisonada.

Valores dados por el A.C.I - 318-63 (A la vuelta).

VALORES DADOS POR EL A. C. I. - 318 - 63

f'_c (Kg/cm ²)	Relación A/C en peso
	concreto sin aire incluido
175	0.642
210	0.576
245	0.510
280	0.443

NOTA: Incluyendo humedad superficial libre en los agregados.

T A B L A A

AGUA EN LITROS POR m³. DE CONCRETO

Tamaño máximo del agregado	% de aire natural estimado probable.	Asentamientos en pulgadas		
		1" a 2"	3" a 4"	6" a 7"
3/8"	3 %	208	228	242
1/2"	2.5	198	218	228
3/4"	2	183	203	213
1"	1.5	178	173	203
1 1/4"	1	164	178	188
2"	0.5	154	168	178
3"	0.3	144	158	168
6"	0.2	124	138	148

TABLA B (En la siguiente página)

T A B L A BVOLUMEN DE PIEDRA POR UNIDAD DE VOLUMEN DE CONCRETO

Tamaño máximo de piedra en pulgadas.	Volumen de piedra apisonada seca por unidad de volumen de concreto para diferentes módulos de fineza de la arena.			
M. F.	2.40	2.60	2.80	3.00
3/8"	0.46	0.44	0.42	0.40
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
3"	0.89	0.82	0.80	0.78
6"	0.90	0.88	0.86	0.84

T R A B A J A B I L I D A D

Encofrados Dimen - siones.	Vigas, colum - nas, muros - de concreto armado	Muros sin armar	Losas muy armadas	Losas sin armar
6cm. a' 12cm	1/2" á 3/4"	3/4"	3/4" á 1"	3/4" á 1 1/2"
15 a 28	3/4" a 1 1/2"	1 1/2"	1 1/2"	1/2" a 3"
30 a 72	1 1/2" a 3"	3"	1 1/2" a 3"	3"
75 y más	1 1/2" a 3"	6"	1 1/2" a 3"	3" a 6"

Según lo anterior obtenemos los siguientes datos:

Mezcla	Tipo de Estructuras	Tamaño máximo de piedra.	Asentamientos.	% de aire natural estimado.	Agua en $\frac{1}{m^3}$ de concreto	Vol. de piedra por m^3 de concreto	Peso V ₁ piedra apison. $\frac{Kg}{m^3}$.
A	Aligerado, vigas, losas, escaleras.	3/4"	4"	2%	203	0.610	1480
B	Columnas	1"	6"	1.5%	203	0.660	1520
C	Zapatas	1 $\frac{1}{2}$	3	1%	178	0.720	1560
D	Placas	3/4	5"	2%	208	0.610	1480

MEZCLA A. -

Agua	= 203 litros o Kg.	Vol. de agua	= 0.203 m ³
Cemento	= 203 / .576 = 352 Kg.	Vol. de cemento	$\frac{352}{3150} = 0.112$ "
Piedra	= 0.610 x 1480 = 903 Kg.	Vol. piedra	$\frac{903}{2700} = 0.335$ "
		% de aire	= 0.020"
			0.670 m ³

∴ Vol. de arena = 1.000 - 0.670 = 0.330 m³.

peso de arena = 0.330 x 2700 = 892 Kg.

Lo anterior se refiere a los agregados en condiciones secas. Haremos el diseño para las condiciones de " Humedad Superficial " en los agregados tal como se encuentran en obra.

Para ello, corregimos los pesos hallados teniendo en cuenta el % en peso de H.S. en los agregados.

Para arena húmeda : H.S. = 2%

Para piedra húmeda: H.S. = 2%

Volumen de agua en la arena = $0.02 \times 892 = 18$ Kg.o lts.

Volumen de agua en la piedra = $0.02 \times 903 = 18$ Kg.o lts.

TOTAL 36 Kg.ó lts.

Cantidad que se debe quitar al agua existente, pero como el A.C.I, incluye la H.S. en la relación A/C, no será necesario tal disminución.

Los pesos corregidos de los agregados son:

Arena = $892 + 18 = 910$ Kg.

Piedra = $903 + 18 = 921$ Kg.

MEZCLA B . -

Agua = 203 lts.	Vol. de agua	= 0.203m ³
Cemento= $203/.576= 352$ Kg	Vol. de cemento=	$352/3150= 0.112$ m ³ .
Piedra = $0.650 \times 1520=1004$ Kg	Vol.de piedra=	$1004/2300 = 0.372$ "
	% de aire	= <u>0.015</u>
		0.702m ³

. . Vol de arena = $1.000 - 0.702 = 0.298$ m³.

Peso arena = $0.298 \times 2700 = 805$ Kg.

Corrección por H.S.

Vol de agua en la arena = $0.02 \times 805 = 16$ Kg.

Peso arena = $805 + 16 = 821$ Kg.

Vol. de agua en la piedra = $0.02 \times 1004 = 20$ Kg.

Peso piedra = $1004 + 20 = 1024$ Kg.

MECLA C . -

Agua = 178 lts.	Vol. de agua	= 0.178m ³ .
Cemento= $178/.576=309$ Kg.	Vol. de cemento=	$309/3150 = 0.098$ "
Piedra=.720x1560= 1122Kg.	Vol.de piedra=	$1122/2700 = 0.416$ "
	% de aire	= <u>0.010</u> "
		0.702m ³

. . Vol. de arena = $1.000 - 0.702 = 0.298$

Peso de arena = $0.298 \times 2700 = 805$ Kg.

Corrección por H.S.

Vol. de agua en arena = $0.02 \times 805 = 16$ Kg.

Peso arena = $805 + 16 = 821$ Kg.

Vol. de agua en piedra = $0.02 \times 1122 = 22$ Kg.

Peso piedra = $1122+22 = 1144$ Kg.

MEZCLA D . -

Agua = 208 lts. Vol. de agua = 0.208 m³.
 Cemento = $208 / .576$ Vol de cemento: $361 / 3150$ = 0.1145 m³.
 = 361 Kg.
 Piedra = $.610 \times 1480$ Vol. de piedra: $903 / 2700$ = 0.335 m³.
 = 903 Kg. % de Aire = 0.020 m³
 0.6775 m³.
 Volumen de arena = $1.000 - 0.6775$ = 0.3885 m³.
 Peso de arena = 0.3885×2700 = 870 Kg.

Corrección por H.S.:

Vol. de agua en arena = 0.02×870 = 17 Kg.
 Peso arena = $870 + 17$ = 887 Kg.
 Vol. de agua en piedra = 0.02×903 = 18 Kg.
 Peso piedra = $903 + 18$ = 921 Kg.

R E S U M E N

MATERIAL	Mezcla A Aligerados, vigas, losas y escaleras	Mezcla B Columnas	Mezcla C Zapatas	Mezcla D Placas
Agua	203 lts	203 lts	178 lts	208 lts
Cemento	352Kg(8.285)	352Kg(8.285)	309Kg(7.275)	361Kg(8.5)
Arena	910 Kg	821 Kg.	821 Kg.	887 Kg.
Piedra	921 Kg.	1024 Kg.	1144Kg.	921 Kg.

Haríamos también el diseño de mezclas para las co -
 lumnas que requieren un cambio de f'_c , por razones de cambios
 exagerados de áreas de acero o cuando se haga el cálculo de
 flexión axial como también bi-axial.

P R E S U P U E S T O

M E T R A D O Y P R E S U P U E S T O

A.- Metrado de Materiales.

L.-Aligerdos.

Nivel	Fierro		Concreto m ³	Encofrado m ²	Nº de Ladrillos	
	Ø	Longitud Total				Peso Total
Azotea	3/8"	484.67	270.93	11.62	121.87	1139
	"	125.42	124.49			
	1/4"	673.76	167.26			
Pent House	3/8"	548.62	306.67	15.12	160.93	1490
	1/2"	229.21	227.50			
	1/4"	698.98	173.54			
Pisos Típicos	3/8"	3660.3	2046.06	89.04	951.60	8880
	1/2"	994.14	986.76			
	1/4"	4193.9	1041.24			
	Total		5344.45	115.78	1234.40	11509

Nota: Para el fierro se incluye 5% de desperdicio, lo mismo que para el concreto y para el ladrillo el 2% de desperdicio. Estos porcentajes se consideró al efectuar los metrados respectivos.

2.- Vigas Principales.

Nivel	Ø	Fierro		Concreto	Encofrado
		Longitud (m)	Peso (kg)	m ³	m ²
Azotea	3/8"	5.35	3.00	1.75	9.70
	3/4"	24.94	55.85		
	7/8"	58.90	179.00		
Pent House	3/8"	7.45	4.17	3.95	22.28
	3/4"	56.80	127.20		
	7/8"	58.40	178.00		
7 ^{mo} Piso	3/8"	7.45	4.17	3.95	22.28
	3/4"	15.70	35.15		
	7/8"	116.20	353.00		
6 ^{to} Piso	3/8"	7.45	4.17	3.95	22.28
	3/4"	27.90	62.35		
	7/8"	107.40	226.00		
5 ^{to} Piso	3/8"	7.45	4.17	3.90	22.04
	3/4"	34.20	76.70		
	7/8"	116.00	353.00		
4 ^{to} Piso	3/8"	7.45	4.17	3.90	22.04
	3/4"	24.60	55.85		
	7/8"	112.70	352.50		
3 ^{ro} Piso	3/8"	7.45	4.17	3.90	22.04
	3/4"	20.40	45.65		
	7/8"	90.70	275.50		
	1"	11.10	44.08		
2 ^{do} Piso	3/8"	7.45	4.17	3.81	21.89
	3/4"	23.90	53.53		
	7/8"	87.90	267.20		
		Total	2872.20	29.11	166.11

3.- Vigas de Arriostre.

Nivel	Fierro			Concreto m ³	Encofrado m ²
	Ø	Longitud (m)	Peso (kg)		
Azotea	1/4"	23.56	5.69	.845	6.06
	5/8"	28.92	45.00		
Pent House	1/4"	57.83	14.45	1.605	11.30
	5/8"	67.62	105.00		
7 ^{mo} Piso	1/4"	57.83	14.45	1.605	11.30
	5/8"	67.62	105.00		
6 ^{to} Piso	1/4"	57.83	14.45	1.605	11.30
	5/8"	67.62	105.45		
5 ^{to} Piso	1/4"	68.54	16.60	1.605	11.00
	5/8"	67.62	105.00		
4 ^{to} Piso	1/4"	68.54	16.60	1.605	11.00
	5/8"	55.54	86.08		
	3/4"	12.18	27.25		
3 ^{ro} Piso	1/4"	68.54	16.60	1.605	11.00
	5/8"	55.54	86.08		
	3/4"	12.18	27.25		
2 ^{do} Piso	1/4"	68.54	16.60	1.605	11.00
	5/8"	67.62	105.00		
		Total	807.02	12.08	83.96

Columna: B- 22'.

NIVEL	Ø	Fierro		Concreto (m ³)	Encofrado (m ²)
		Longitud	Peso		
Pent House	3/8"	12.80	7.15	.525	5.25
	1"	10.00	39.70		
7 ^{mo} Piso	3/8"	12.80	7.15	.525	5.25
	1"	12.80	50.82		
6 ^{to} Piso	3/8"	12.80	7.15	.525	5.25
	1"	12.80	50.82		
5 ^{to} Piso	3/8"	12.80	7.15	.525	5.25
	1"	12.80	50.82		
4 ^{to} Piso	3/8"	17.60	9.86	.612	5.50
	1"	12.95	52.02		
3 ^{ro} Piso	3/8"	13.60	7.62	.612	5.50
	1"	25.90	102.86		
2 ^{do} Piso	3/8"	13.60	7.62	.612	5.50
	1"	25.90	102.86		
1 ^{ro} Piso	3/8"	13.60	7.62	.612	5.50
	1"	25.90	102.86		
		Total	644.67	4.64	43.00

Columna: C- 21.

NIVEL	Fierro			Concreto (m ³)	Encofrado (m ²)
	Ø	Longitud (m)	Peso (Kg)		
8vo Piso	3/8"	10.72	5.99	0.4125	4.50
	7/8"	10.00	30.48		
7mo Piso	3/8"	10.72	5.99	0.4125	4.50
	7/8"	12.80	39.02		
6to Piso	3/8"	10.72	5.99	0.4125	4.50
	1"	25.60	101.57		
5to Piso	3/8"	10.72	5.99	0.4125	4.50
	1"	39.20	155.81		
4 to. Piso	3/8"	16.50	9.22	0.525	5.25
	1"	38.80	154.22		
3ro Piso	3/8"	12.00	6.70	0.525	5.25
	1"	51.20	203.51		
2do Piso	3/8"	12.00	6.70	0.525	5.25
	1"	51.20	203.51		
1er Piso	3/8"	12.00	6.70	0.525	5.25
	1"	51.20	203.51		
		TOTAL	1.202.15	3.82	39.00

ZAPATAS Z - (B-22') y Z- (C-2').-

EJES	FIERRO			Concreto m ³	Encofrado m ²
	∅/ 1"	Longitud (m)	Peso (Kg.)		
C-22'	7/8"	77.95	237.85	7.37	--
	1"	14.30	56.89		
C-2'	7/8"	40.09	122.34	5.21	--
	1"	56.60	101.81		
		TOTAL	544.83	12.83	

P R E S U P U E S T O

ARTIDA	ESPECIFICACIONES	D.	ANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
1.00	<u>ALIGERADO</u>					
1.01	Ladrillos (block de	U ^o _π	11,509	6.00	69,000	
1.02	Fierro	Kg.	5,344.45	12.00	64,100	
1.03	Concreto; f' _c = 210 Kg. cm ²	m ³	115.78	820.00	94,100	
1.04	Encofrado	m ²	1,234.40	60.00	71,650	298,850
2.00	<u>VIGAS PRINCIPALES</u>					
2.01	Fierro	Kg.	2,872.75	12.00	34,500	
2.02	Concreto; f' _c = 210 Kg. cm ²	m ³	29.11	780.00	22,650	
2.03	Encofrado	m	166.11	92.00	15,280	72,430
3.00	<u>VIGAS DE ARRIOSTRE</u>					
3.01	Fierro	K	807.02	12.00	9,700	
3.02	Concreto; f' _c = 210 Kg. cm ²	m ³	12.08	780.00	9,340	
3.03	Encofrado	m	83.96	92.00	7,710	26,750
4.00	<u>COLUMNAS.- (C-B22')</u>					
4.01	Fierro	K	644.67	12.00	7,730	
4.02	Concreto; f' _c = 210 Kg. cm ²	m ³	4.64	860.00	3,990	
4.03	Encofrado	m	43.00	110.00	4,735	16,455
5.00	<u>COLUMNA.- (C-2')</u>					
5.01	Fierro	K	1,202.15	12.00	14,400	
5.02	Concreto; f' _c = 210 Kg. cm ²	m ³	3.82	860.00	3,290	
5.03	Encofrado	m	39.00	110.00	4,295	21,985
6.00	<u>ZAPATAS: (Z-B22') (Z-C2').-</u>					
6.01	Fierro	K	544.83	12.00	6,545	
6.02	Concreto; f' _c = 210	m ³	12.83	700.00	9,000	15 545
				T O T A L	S/.	452,015

BIBLIOGRAFIA

- DESIGNED OF CONCRETE STRUCTURES
- REINFORCED CONCRETE FUNDAMENTALS
- CALCULO DE PORTICOS DE VARIOS PISOS
- REGLAMENTO A.C.I PARA CONSTRUCCIONES DE CONCRETO ARMADO
- PROYECTO DE NORMAS PERUANAS DE DISEÑO ANTISISMICO
- DISEÑO ANTISISMICO .METODO DE MUTTO
- ABACOS PARA EL DISEÑO DE CONCRETO ARMADO A LA ROTURA
- CURSO PRACTICO DE CONCRETO ARMADO
- MANUAL PARA CALCULO DE PLACAS
- EL METODO DE CROSS
- APUNTES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO
- METODO SIMPLE DE DISEÑO DE MEZCLAS
- George Winter.
- Phil M. Ferguson.
- G. Kani.
- (A.C.I 318-63).
- Ing. Julie Kuroiwa.
- Ing. R. Montés.
- Charles S. Whitney.
- Edward Cohen.
- A. Moreira da Rocha.
- A. S. Kalmanovk.
- P. Charón
- Ing. J. de la S. Casas
- Ing. Enrique Riva Lopez.

FIN.