

# **UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

Ex - Facultad de Ingeniería Civil

## **TESIS DE GRADO**

**J. Alejandro Montoya Sánchez**

**PROMOCION 1966**

Lima - Perú

A MI MADRE

## CONTENIDO

A.. INTRODUCCION.. GENERALIDADES.

1..DISEÑO DE ALIGERADOS.

2..DIMENSIONAMIENTO PREVIO.. METRADO DE CARGAS.

3..ANALISIS SISMICO.

4..ANALISIS ESTRUCTURAL.

5..DISEÑO DE VIGAS.

6.. DISEÑO DE COLUMNAS.

7..DISEÑO DE ZAPATAS.

8..DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN.

9..DISEÑO DEL ASCENSOR.

10..DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO

11..DISEÑO DE LA CISTERNA

12..DISEÑO DE LA ESCALERA

13..DISEÑO DE MEZCLA.

14..PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA.

## GENERALIDADES

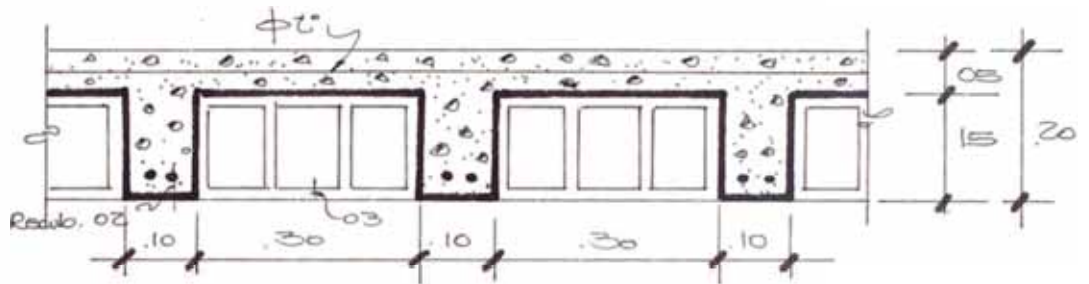


# DISEÑO DE ALIGERADOS

## CAPITULO Nº1

PESO PROPIO DEL ALIGERADO.

Por ser todos los aligerados de  $t = 20\text{cm}$ . se hará un solo metrado de cargas por peso propio.



Peso propio por vigueta: una vigueta + un ladrillo hueco =  $10 + 30 = 40$

Concreto: Losa:  $0.40 \times 0.05 \times 1.00 = 0.020$   
Vigueta:  $0.10 \times 0.15 \times 1.00 = 0.015$   
0.035 m<sup>3</sup>.

Peso del concreto por m<sup>3</sup>. = 2,400 Kg/m<sup>3</sup>.  
Peso del concreto por vigueta =  $2,400 \times 0.035 = 84 \text{ Kg}$ .

Ladrillo hueco Rex (8 Kg/pieza):  $\frac{1.00}{0.30} \times 8 = \frac{27}{111} \text{ Kg}$ .

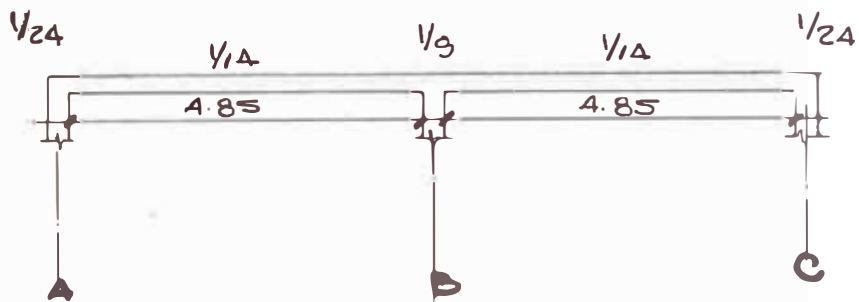
Peso por m<sup>2</sup>. : 2.5 viguetas x 111 Kg = 277.5 Kg/m<sup>2</sup>.  
Digamos : 280 Kg/m<sup>2</sup>.

Peso propio de aligerado :  $t = 20 \text{ cm.} : w = 280 \text{ Kg/m}^2$ .

AZOTEA

A-1

Dos tramos de  $l_1 = 4.85$  m cada uno.



METRADO DE CARGAS

Carga muerta:

Peso propio:	280 Kg/m <sup>2</sup> .
Cobertura de pastelero y cielo raso:	<u>150 " "</u>
Total CM:	430 Kg/m <sup>2</sup> .
<u>Sobrecarga</u> : CV:	125 " "

Carga de rotura de diseño:

$$\begin{aligned}W_u &= 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} \\W_u &= 1.5 \times 430 + 1.8 \times 125 \\W_u &= 645 + 225 \\W_u &= 870 \text{ Kg/m}^2.\end{aligned}$$

Por vigueta:  $\frac{W_u}{2.5} = \frac{870}{2.5} = 348 \text{ Kg/ml.}$

$W_u = 350 \text{ Kg/ml.}$

MOMENTOS FLECTORES: (Por coeficientes del ACI-1963)

Se usarán los coeficientes del ACI por reunir las condiciones anteriormente mencionadas.

$$M = \text{Coef. } Wul_1^2.$$

$$Wul_1^2 = 350 \times (4.85)^2 = 8,233 \text{ Kg - m.}$$

Apoyos: Momentos negativos.

$$M_a^- = \frac{1}{24} Wul_1^2 = \frac{1}{24} \times 8,233 = 343.04 \text{ Kg-m.}$$

$$M_b^- = \frac{1}{9} Wul_1^2 = \frac{1}{9} \times 8,233 = 914.78 \text{ Kg-m.}$$

$$M_c^- = \frac{1}{24} Wul_1^2 = \frac{1}{24} \times 8,233 = 343.04 \text{ Kg-m.}$$

TRAMOS: Momentos positivos.

$$M_{ab}^+ = \frac{1}{14} Wul_1^2 = \frac{1}{14} \times 8,233 = 588.07 \text{ Kg-m}$$

$$M_{ba}^+ = \frac{1}{14} Wul_1^2 = \frac{1}{14} \times 8,233 = 588.07 \text{ Kg-m.}$$

Momentos máximos que pueden tomar las viguetas:

Se calculará para las regiones vecinas a los apoyos donde el ancho de la sección rectangular es 10 cm., ya que el momento es negativo.

$$P_b = 0.85 \frac{Kl f'c}{f_y} = \frac{6,000}{6,000+f_y} \dots \dots \dots \text{(Fórmula 16-2.Reg.ACI-1963).}$$

La cuantía de refuerzo,  $p$ , no excederá de 0.75 de la cuantía  $P_b$ , que produce la condición de falla balanceada.

$$P_{\text{máx}} = 0.75 P_b$$

$$P_{\text{máx}} = 0.75 \times \frac{0.85 K_1 f'_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000+f_y}$$

De donde:

$K_1$  = factor definido en la sección 1503 (g) ---ACI-1963

$$K_1 = 0.85$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

Reemplazando estos valores en la expresión anterior se tiene:

$$P_{\text{máx}} = 0.75 \times 0.85 \times \frac{0.85 \times 210}{2800} \times \frac{6000}{6000 + 2800}$$

$$P_{\text{máx}} = 0.0277$$

Además:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \text{ ----- (Sección 1601 Reg. ACI-1963).}$$

De donde:

$$A_s = p b d$$

$$a = \frac{p f_y d}{0.85 f'_c}$$

Siendo:

$$p = 0.0277$$

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\phi}{2} = 20 - 2.5 - 0.477 = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Reemplazando: } a = \frac{0.0277 \times 2800 \times 17}{0.85 \times 210} = 7.39 \text{ cm.}$$

$$Mu \text{ Máx} = 0.85 f'c b = \left(d \frac{a}{2}\right) \text{ --- (For.16-1) ACI-1963}$$

$$Mu \text{ máx} = 0.85 \times 210 \times 10 \times 7.39 \left(17 - \frac{7.39}{2}\right)$$

$$Mu \text{ máx} = 175,521.44 \text{ Kg-cm.} \quad Mu \text{ máx} = 1,755.21 \text{ Kg-m.}$$

Mu máx 914.78 Kg-m (mayor momento en el aligerado).  
Por consiguiente el acero fluye antes de llegar a la rotura.

#### Areas de Acero.

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d \frac{a}{2}\right)} \quad \text{(De la fórmula 16-1 Reg. ACI-1963).}$$

#### Apoyo A:

$$Mu = 343.04 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 1 \text{ cm.} \quad d \frac{a}{2} = 17 - \frac{1}{2} = 16.5$$

$$As = \frac{343.04}{0.90 \times 2800 \times 16.5} = 0.83 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'c b'} = \frac{0.83 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 1.30 \text{ cm} \quad 1.00 \text{ cm.}$$

$$\text{Se toma: } a = 1.40 \text{ cm.} \quad d \frac{a}{2} = 17 - \frac{1.4}{2} = 16.3 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{343.04}{0.90 \times 2800 \times 16.3} = 0.84 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{0.84 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 1.32 \text{ cm} < 1.4 \text{ cm.} \quad (\text{O.K.})$$

$$A_s = 0.84 \text{ cm}^2. \quad 1\emptyset \ 1/2''$$

Se tomará  $1\emptyset \ 1/2$  ( $A_s=1.267 \text{ cm}^2$ ) por ser el que nos dá la mínima necesaria.

Apoyo B:

$$M_u = 914.78 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 4 \text{ cm.} ; d \frac{a}{2} = 17 - \frac{4}{2} = 15 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{914.78}{0.90 \times 2800 \times 15} = 2.42 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b'} = \frac{2.42 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 3.8 \text{ cm.} \approx 4 \text{ cm!} \quad (\text{O.K.})$$

$$A_s = 2.42 \text{ cm}^2. \quad 2\emptyset \ 1/2''$$

Apoyo C:

$$M_u = 343.04 \text{ Kg-m.}$$

$$a = 1.40 \text{ cm.} \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{1.4}{2} = 16.3 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{343.04}{0.9 \times 2800 \times 16.3} = 0.84 \text{ cm.}$$

$$\bar{A}_s = 0.84 \text{ cm}^2. \quad \underline{1\phi \ 1/2"}$$

\* Tramo AB:

$$M_u = 588.07 \text{ Kg-m.} \quad d - \frac{t}{2} = 17 - \frac{5}{2} = 14.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Aproximadamente: } A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( d - \frac{t}{2} \right)} = \frac{588.07}{0.9 \times 2800 \times 14.5} = 1.61 \text{ cm}^2.$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{1.61}{40 \times 17} = 0.0023$$

Cuando el espesor del a/a es igual o mayor que la profundidad del eje neutro,  $1.18 qd/K_1$ , la sección puede diseñarse por medio de la ecuación,  $M_u = \phi A_s f_y (d - a)$ , que hemos venido utilizando, con el valor de  $q$  calculado <sup>2</sup> como para una viga rectangular que tenga un ancho total del ala dado en la sección 906 del Reglamento ACI-1963.

$$a = 1.18 q d / K_1 = \frac{1.18 \times 0.0023 \times 2800 \times 17}{210 \times 0.85} = 0.72 \text{ cm.} < t$$

Por consiguiente se puede analizar como viga rectangular.

Se tantea valores de "a":

$$\underline{a} = 0.72 \text{ cm.} \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{0.72}{2} = 16.64 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{588.07}{0.9 \times 2800 \times 16.64} = 1.40 \text{ cm}^2.$$



Comprobación:

$$a = \frac{A_s f_y}{\phi f'_c b'} = \frac{1.40 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.20 \text{ cm.} > 0.72 \text{ cm.}$$

$$a = 2.20 \text{ cm.} \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{2.20}{2} = 15.90 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{588.07}{0.9 \times 2800 \times 15.90} = 1.47 \text{ cm}^2.$$

Comprobacion:

$$a = \frac{A_s f_y}{\phi f'_c b'} = \frac{1.47 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.30 \text{ cm.} \approx 2.20 \quad (\text{O.K.})$$

$$A_s = 1.47 \text{ cm}^2. \quad \underline{1\phi 1/2 + 1\phi 3/8}$$

\* Tramo BC:

$$M_u = 588.07 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

$$a = 2.2 \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{2.20}{2} = 15.90 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{588.07}{0.9 \times 2800 \times 15.9} = 1.47 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1.47 \text{ cm}^2. \quad \underline{1\phi 1/2 + 1\phi 3/8}$$

Comprobación por corte.

De los coeficientes del ACI-1963 el máximo corte en la cara del apoyo es el que se produce en el primer apoyo interior.

$$V_{ba} = 0.575 \text{ w1}$$

$$V_{ba} = 0.575 \times 350 \times 4.85 = 976.06 \text{ Kg.}$$

A la distancia "d" de la cara del apoyo

$$V_u = V_{ba} - wd$$

$$V_u = 976.06 - (350) (0.17) = 916.56 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 916.56 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo de corte aplicado en la sección:

$$V_u = \frac{V_u}{b'd}$$

$$V_u = \frac{916.56}{10 \times 17} = 5.39 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$V_u = 5.39 \text{ Kg/cm}^2.$$

El esfuerzo cortante  $V_c$ , que toma un alma sin reforzar no excederá  $0.50 \phi \sqrt{f'_c}$  a una distancia 'd' de la cara del apoyo.

$$V_c = 0.50 \phi \sqrt{f'_c} \quad (\text{Sección 1701-C Reg. ACI-1963})$$

$$V_c = 0.50 \times 0.85 \times \sqrt{210} = 6.14 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$V_c = 6.14 \text{ Kg/cm}^2. \gg V_u \quad (\text{O.K.})$$

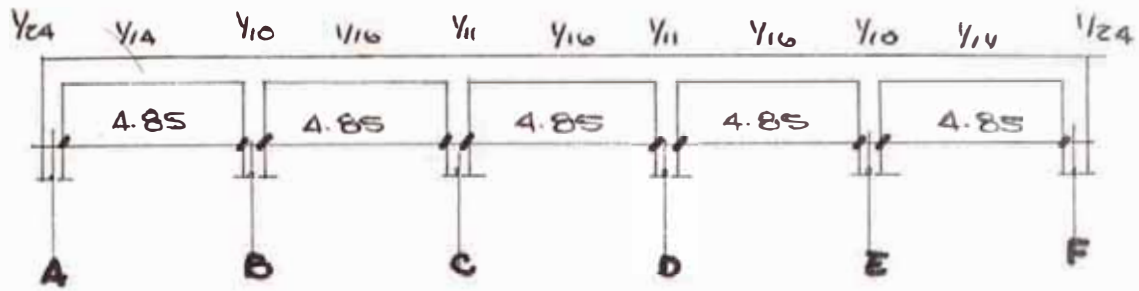
No es necesario en este caso hacer un análisis más detallado debido a que el esfuerzo aplicado es menor que el permisible.

A-2

Aligerado de 5 tramos de  $l. = 4.85 \text{ m.}$  cada uno

4 tramos simétricamente cargados.

1 tramo asimétricamente cargado (cuarto de guardiana)



METRADO DE CARGAS.

a) Carga simétrica.

Carga muerta:

Peso propio: 280 Kg/m<sup>2</sup>.

Cobertura de pastelero

y cielo raso: 150 Kg/m<sup>2</sup>.

Total CM: 430 Kg/m<sup>2</sup>.

Sobrecarga: CV = 125 Kg/m<sup>2</sup>.

Carga de rotura de diseño:

$$W_v = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$$

$$W_v = 1.5 \times 430 + 1.8 \times 125$$

$$W_v = 870 \text{ Kg/m}^2.$$

Por vigueta:  $\frac{W_u}{2.5}$

$$W_u = 348 \text{ Kg/ml.} \hat{=} 350 \text{ Kg/ml.}$$

$$W_u = 350 \text{ Kg/ml.}$$

=14=

b) Carga asimétrica.

Carga muerta:

Peso propio:	280 Kg/m <sup>2</sup> .
Cielo raso y piso terminado:	100 " "
Albañilería:	50 " "
Total CM.	= 430 Kg/m <sup>2</sup> .

Sobrecarga: CV = 200 Kg/M<sup>2</sup>.

Carga de rotura de diseño:

$$W_u = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$$

$$W_u = 1.5 \times 430 + 1.8 \times 200$$

$$W_u = 645 + 360$$

$$W_u = 1,005 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Por vigueta: } \frac{W_u}{2.5} = \frac{1,005}{2.5} = 402 \text{ Kg/ml.}$$

$$\underline{W_u = 400 \text{ Kg/ml.}}$$

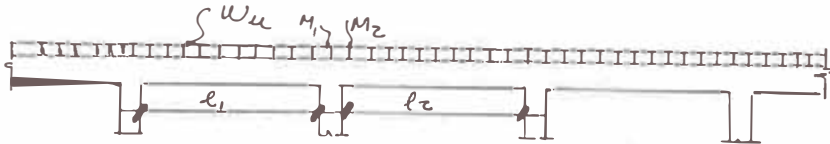
Relación de la carga asimétrica con respecto a la simétrica.

$$\frac{350}{400} \times 100 = 87.5\%$$

Es decir que la carga simétrica es 12.5% menor que la carga asimétrica, con lo cual se pueden encontrar los momentos de flexión utilizando los coeficientes del ACI=1963.

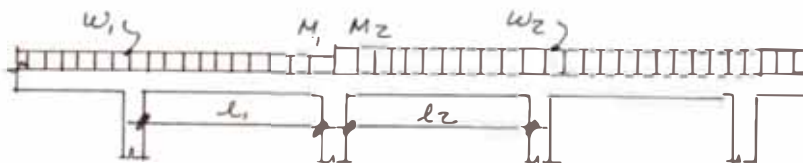
Digo esto porque el ACI en sus especificaciones (904-C) dice que se podrán usar sus coeficientes, cuando el mayor de dos tramos adyacentes no exceda al menor en más de 20%.

Considerando ésto tenemos:



$$\begin{aligned} M_1 &= CW \ l_1^2 \\ M_2 &= CW \ l_2^2 & l_1 &= 0.80 \ l_2 \\ \frac{M_1}{M_2} &= \frac{l_1^2}{l_2^2} = \frac{(0.80 l_2)^2}{l_2^2} = \frac{0.64 \ l_2^2}{l_2^2} = 0.64 \\ & & \frac{M_1}{M_2} &= 0.64 \quad (1) \end{aligned}$$

Para luces iguales y cargas asimétricas se tendría:



Tomando las mismas consideraciones anteriores:

$$\begin{aligned} M_1 &= CW_1 \ l_1^2 \\ M_2 &= CW_2 \ l_2^2 & \frac{M_1}{M_2} &= \frac{W_1}{W_2} \quad (2) \end{aligned}$$

De (2) y (1) se tiene:

$$\frac{W_1}{W_2} = 0.64 \qquad W_1 = 0.64 \ W_2$$

Se obtiene de esta manera que:

Podrán usarse los coeficientes del ACI, cuando las cargas distribuidas de dos tramos adyacentes no excedan la mayor a la menor en 35%.

MOMENTOS FLECTORES: (Coeficientes del ACI-1963.

$$Wu1_1^2 = 350 (4.85)^2 = 8,233 \text{ Kg-m.}$$

$$Wu1_1^2 = 400 (4.85)^2 = 9,409 \text{ Kg-m.}$$

Apoyos: momentos negativos.

$$M\bar{a} = \frac{1}{24} Wu1_1^2 = \frac{8,233}{24} = 343.04 \text{ Kg-m.}$$

$$M\bar{b} = \frac{1}{10} Wu1_1^2 = \frac{8,233}{10} = 823.30 \text{ Kg-m.} \quad - 5\%$$

$$M\bar{c} = \frac{1}{11} Wu1_1^2 = \frac{8,233}{11} = 748.45 \text{ Kg-m.} \quad -15\%$$

$$M\bar{d} = \frac{1}{11} Wu1_1^2 = \frac{9,409}{11} = 855.36 \text{ Kg-m.} \quad +16\%$$

$$M\bar{e} = \frac{1}{10} Wu1_1^2 = \frac{9,409}{10} = 940.90 \text{ Kg-m.} \quad + 2\%$$

$$M\bar{f} = \frac{1}{24} Wu1_1^2 = \frac{8,233}{24} = 343.04 \text{ Kg-m.}$$

Tramos: momentos positivos.

$$Mab = \frac{1}{14} Wu1_1^2 = \frac{8,233}{14} = 588.07 \text{ Kg-m.}$$

$$Mbc = \frac{1}{16} Wu1_1^2 = \frac{8,233}{16} = 514.56 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{ca} = \frac{1}{16} W u_1^2 = \frac{8,233}{16} = 514.56 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{de} = \frac{1}{16} W u_1^2 = \frac{9,409}{16} = 588.06 \text{ Kg-m.}$$

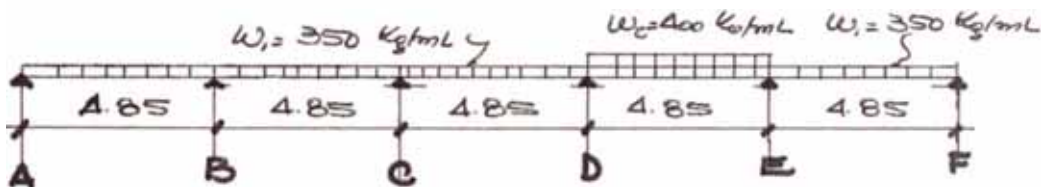
$$M_{ef} = \frac{1}{14} W u_1^2 = \frac{8,233}{14} = 588.07 \text{ Kg-m.}$$

El máximo momento obtenido  $M_e = 940.90 \text{ Kg-m.}$ , es menor que el máximo que puede obtener la sección  $M_{m\acute{a}x.} = 1,755.21 \text{ Kg-m.}$

$$M_{m\acute{a}x} \gg 940.90 \text{ Kg-m.} \quad (\text{OK})$$

#### VERIFICACION DE MOMENTOS

##### METODO DE CROSS



Coef. de Distribución.

$$C_{ab} = 1$$

$$C_{ba} = 0.5 \quad 0.5 \text{ etc.}$$

Momentos de empotramiento.-

$$W_1 l^2 = 8,233 \text{ Kg-m.}$$

$$W_2 l^2 = 9,409 \text{ Kg-m.}$$

$$M_a = M_b = M_c = M_d = M_e = M_f = \frac{1}{12} W_1 l^2 = \frac{8,233}{12} = 686 \text{ Kg.-m.}$$

$$M_{dd} = M_{ei} = \frac{1}{12} W_2 l^2 = \frac{9,409}{12} = 784 \text{ Kg-m.}$$

A	B		C		D		E		F	
	1	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1
-686	+686	-686	+686	-686	+686	-784	+784	-686	+686	
+686	0	0	0	0	+49	+49	-49	-49	-686	
0	+343	0	0	+24.5	0	-24.5	+24.5	-343	-24.5	
0	-171.5	-171.5	-12.25	-12.25	+12.25	+12.25	+159.25	+159.25	+24.5	
-85.75	0	6.125	-85.75	+6.125	-6.125	+79.625	+6.125	+12.25	+79.625	
+85.75	+3.063	+3.063	+39.813	+39.813	-36.75	-36.75	-9.187	-9.188	-79.625	
+1.531	+42.875	+19.906	+1.531	-18.375	+19.906	-4.594	-18.375	-39.812	-4.594	
-1.531	-31.390	-31.390	+8.422	+8.422	-7.656	-7.656	+29.093	+29.093	+4.594	
-15.695	+0.766	+4.211	-15.695	-3.828	+4.211	+14.546	-3.828	+2.297	+14.546	
+15.695	-1.722	-1.722	+9.761	+9.761	-9.378	-9.378	-.765	+0.765	-14.546	
-0.861	+7.847	+4.880	-0.861	-4.880	+4.880	+0.382	-4.689	-7.273	+0.382	
+0.861	-6.363	-6.363	+2.775	+2.775	-2.631	-2.631	+5.981	+5.981	-0.382	
-3.181	+0.430	+1.387	-3.181	-1.387	+1.387	+2.990	-1.315	-0.191	+2.990	
+3.181	-0.908	-0.908	+2.248	+2.248	-2.188	-2.188	+0.753	+0.753	-2.990	
-0.454	+1.590	+1.124	-0.454	-1.094	+1.124	+0.376	-1.094	-1.495	+0.376	
+0.454	-1.357	-1.357	+0.774	+0.774	-0.75	-0.75	+1.294	+1.294	-0.376	
0	+870.80	-870.80	+633.13	-633.13	+713.28	-713.28	+924.27	+924.27	0	

Se puede diseñar el aligerado por los coeficientes.



AREAS DE ACERO

Apoyo A;

$$Mu = 343.04 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de 'a'

$$A = 1.40 \text{ m.}$$

$$d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{1.4}{2} = 16.3 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{34404}{0.9 \times 2,800 \times 16.3} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{As f_y}{\phi f'_c b'} = \frac{0.84 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 10} = 1.32 \approx 1.4 \quad (\text{OK})$$

$$As = 0.84 \text{ cm}^2. \quad \underline{1\phi 1/2"}$$

Apoyo B:

$$Mu = 823.30 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$A = 3.4 \text{ cm.}$$

$$d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{3.4}{2} = 15.30 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{823.30}{0.9 \times 2,800 \times 15.30} = 2.14 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{2.14 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 10} = 3.36 \approx 3.4 \quad (\text{OK})$$

$$As = 2.14 \text{ cm}^2. \quad \underline{2\phi 1/2"}$$

Apoyo C:

$$Mu = 748.45 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$\underline{a=3\text{cm.}}$$

$$d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{3}{2} = 15.5\text{cm.}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{748.46}{0.9 \times 2,800 \times 15.5} = 1.92 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{1.92 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 10} = 3.01 \approx 3.00 \quad (\text{OK})$$

$$As = 1.92 \text{ cm}^2.$$

$$\underline{\underline{1\phi 1/2" + 1\phi 3/8"}}$$

Apoyo D:

$$Mu = 855.36 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 3.4 \text{ cm.}$$

$$d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{3.4}{2} = 15.30 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{855.36}{0.9 \times 2,800 \times 15.30} = 2.22 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{2.22 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 10} = 3.48 \approx 3.40 \quad (\text{OK})$$

$$As = 2.22 \text{ cm}^2.$$

$$\underline{\underline{2\phi 1/2"}}$$

Apoyo E:

$$Mu = 940.40 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a".

$$a = 4$$

$$d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{4}{2} = 15 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{940.90}{0.9 \times 2,800 \times 15} = 2.49 \text{ cm}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{2.49 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 10} = 3.91 \approx 4.0 \quad (\text{OK})$$

$$As = 2.49 \text{ cm}^2 \quad \underline{\underline{2\phi 1/2"}}$$

Apoyo F:

$$Mu = 343.04 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 1.40 \text{ m.}$$

$$d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{1.4}{2} = 18.3$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{343.04}{0.9 \times 2,800 \times 16.3} = 0.84 \text{ cm}^2.$$

$$As = 0.84 \text{ cm}^2 \quad \underline{\underline{1\phi 1/2"}}$$

Tramo AB

$$M^+_{ux} = 588.07 \text{ Kg - m.}$$

$$a = 2.20 \text{ cm.}$$

$$d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{2.2}{2} = 15.90 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{58807}{0.9 \times 2,800 \times 15.9} = 1.47 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1.47 \text{ cm}^2 \quad \underline{\underline{1\phi 1/2 + 1\phi 3/8}}$$

Tramo BC

$$M_u = 514.56 \text{ Kg-m.}$$

se tantea valores de "a".

$$a = 2 \text{ cm.}$$

$$d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{2}{2} = 16 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{31456}{0.9 \times 2,800 \times 16} = 1.28 \text{ cm}^2.$$

Comprobación.

$$a = \frac{1.28 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.0 = 2.0 \quad (\text{OK})$$

$$A_s = 1.26 \text{ cm}^2. \quad \underline{\underline{1\phi 1/2}}$$

Tramo CA

$$M_u = 514,56 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = 1.28 \text{ cm}^2 \quad 1 \phi 1/2''$$

Tramo DE

$$M_u = 588.06 \text{ Kg-m}$$

$$a = 2.20$$

$$d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{2.2}{2} = 15.9$$

$$A_s = \frac{588.06}{0.9 \times 2,800 \times 15.9} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.47 \text{ cm}^2. \quad \underline{\underline{1\phi 1/2 + 1\phi 3/8}}$$

Tramo EF

$$M_u = 588.07 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = 1.47 \text{ cm}^2.$$

$$\underline{\underline{1\phi 1/2" + 1\phi 3/8"}}$$

Comprobación por corte: (Cof. del ACI-1963).

Corte en la cara derecha del apoyo E

$$V = 0.575 W_u l_1$$

$$V = 0.575 \times 350 \times 4.85 = 976.06 \text{ Kg.}$$

$$V = 976.06 \text{ Kg.}$$

Corte en la cara izquierda del apoyo E

$$V = 0.5 W_u l_1$$

$$V = 970 \text{ Kg.}$$

Luego el corte máximo está a la derecha de la cara del apoyo E:

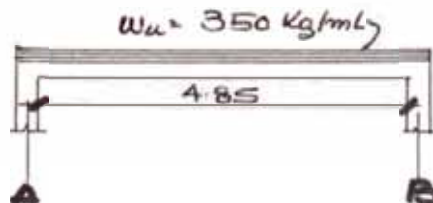
$$V = 976.06 \text{ Kg.}$$

La verificación para este corte se hizo en el aligerado A-1 con lo cual, éste aligerado no necesita ensanche de viguetas.

A-3

Aligerado de 1 Tramo

$$l_1 = 4.85 \text{ m.}$$



Carga de rotura de diseño

$$W_u = 350 \text{ Kg/ml.}$$

MOMENTOS FLECTORES: (Coeficientes del ACI-1963)

$$Wu_1^2 = 350 (4.85)^2 = 8,233 \text{ Kg-m.}$$

Apoyos: Momentos negativos

$$M\bar{a} = \frac{1}{24} Wl_1^2 = \frac{8,233}{24} = 343.04 \text{ Kg-m.}$$

$$M\bar{b} = \frac{1}{24} Wl_1^2 = \frac{8,233}{24} = 343.04 \text{ Kg-m.}$$

Tramo: Momento positivo.

$$Mab = \frac{1}{2} Wl^2 = \frac{8,233}{12} = 686.08 \text{ Kg-m.}$$

El máximo momento obtenido  $Mab = 686.08 \text{ Kg-m}$ , es menor que el máximo que pueda tomar la sección.

$$Mm\acute{a}x = 1.755,21 \text{ Kg-m} > Mab = 686.08 \text{ Kg-m.}$$

AREAS DE ACERO

Apoyo A = Apoyo B

$$Mu = 343.04 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 1.40 \text{ cm.}$$

$$d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{1.4}{2} = 16.3 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} = \frac{343.04}{0.9 \times 2,800 \times 16.3} = 0.84 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{A_s f_y}{\phi f'_c b} = \frac{0.84 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 10} = 1.32 \approx 1.4 \quad (\text{OK}).$$

$$A_s = 0.84 \text{ cm}^2 \quad \underline{\underline{1\phi \ 1/2''}}$$

Tramo AB

$$M_u = 686.08 \text{ Kg}\cdot\text{m}.$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 2.7 \text{ cm.} \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{2.7}{2} = 15.55 \text{ cm}.$$

$$A_s = \frac{686.08}{0.9 \times 2,800 \times 15.65} = 1.74 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{1.74 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.72 \approx 2.7 \quad (\text{OK})$$

$$A_s = 1.74 \text{ cm}^2. \quad \underline{\underline{1\phi \ 1/2'' + 1\phi \ 3/8''}}$$

Comprobación por corte.-

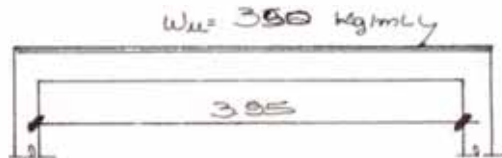
$$V = 0.5 W_l = 0.5 \times 350 \times 4.85 = 848.75 \text{ Kg}.$$

Corte menor que el del aligerado A-1 por lo cual éste no necesita ensanche de viguetas.

A-4

Aligerado de 1 Tramo

$$l_1 = 3.95 \text{ m.}$$



Carga de rotura de siño

$$W_u = 350 \text{ Kg/m.}$$

MOMENTOS FLECTORES: (Coeficientes del ACI-1963).

$$W_u l_1^2 = 350 (3.95)^2 = 5,461 \text{ Kg-m.}$$

Apoyos:

$$M_a = \frac{1}{24} W_u l_1^2 = \frac{5,461}{24} = 227.54 \text{ Kg-m.}$$

Tramo:

$$M_{ab} = \frac{1}{12} W_u l_1^2 = \frac{5,461}{12} = 455.08 \text{ Kg-m.}$$

El momento máximo obtenido:  $M_{ab} = 455.08 \text{ Kg m.}$  Máx.

AREAS DE ACERO.

Apoyo

$$M_u = 227.54 \text{ Kg-m.}$$

Tanteando valores de "a".

$$a = 1 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{a}{2} = 17 - \frac{1}{2} = 16.5$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{227.54}{0.9 \times 2,800 \times 16.5} = 0.55 \text{ cm}^2$$



Comprobación:

$$a = \frac{A_s f_y}{\phi F'_{cb}} = \frac{0.55 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 10} = 0.86 \approx 1 \quad (\text{OK}).$$

$$A_s = 0.55 \text{ cm}^2$$

1 Ø 3/8"

Tramo AB.

$$M_u = 455.08 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 1.7 \quad d = \frac{a}{2} = 17 \times \frac{1.7}{2} = 14.45 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{455.08}{0.9 \times 2,800 \times 14.45} = 1.12 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{1.12 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 10} = 1.75 \approx 1.7 \quad (\text{OK})$$

$$A_s = 1.12 \text{ cm}^2.$$

1 Ø 1/2"

Comprobación por corte:

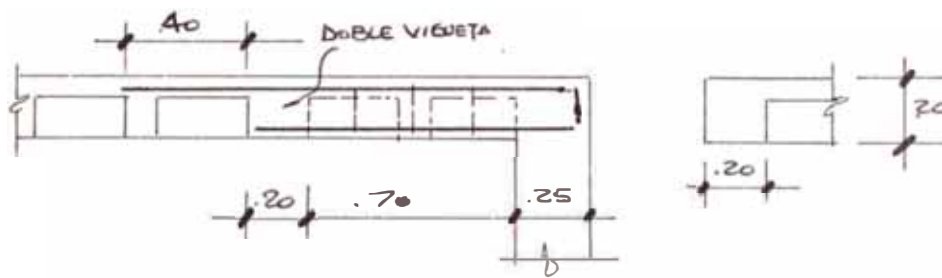
$$V = 0.5 W_1 = 0.5 \times 350 \times 3.95 = 691.25$$

$$V = 691.25 \text{ Kg} < V_{\text{máx}} \quad (\text{OK})$$

No necesita ensanche de vigueta.

V.CH.-1

De acuerdo a la estructuración del aligerado se ha visto la necesidad de colocar una viga chata sobre la cual se apoyará una sección de aligerado para que de esta manera se logre el ducto que aparece en los planos de arquitectura.



METRADO DE CARGAS.

Carga muerta:

Aligerado	280 Kg/m <sup>2</sup> .
Cobertura pastelero y cielo raso.	150 Kg/m <sup>2</sup>
	430 Kg/m <sup>2</sup> . x $\frac{3.80}{2}$ = 817 Kg/m.

Peso propio:  $0.20 \times 0.20 \times 1.00 \times 2,400 = 96$  Kg/m.  
CM = 913 Kg/m.

Sobrecarga: S/c =  $125 \text{ Kg/m}^2 \times \frac{3.80}{2} = 237.50$  Kg/m.

Carga de rotura de diseño:

$W_u = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$   
 $W_u = 1.5 \times 913 + 1.8 \times 237.50$   
 $W_u = 1,369.50 + 427.50$   
 $W_u = 1,797 \text{ Kg/m.}$   $W_u = 1,800 \text{ Kg/m.}$

MOMENTOS FLECTORES.

Debido a la rigidez de la viga (por ser intermedia), con respecto a la viga chata, se le puede dar, de los coeficientes del ACTI, un semi-empotramiento en los apoyos de 1/16 y para el tramo se le puede considerar 1/12.

$$w_1 l^2 = 1,800 (0.70)^2 = 882 \text{ Kg-m.}$$

Apoyos.

$$M^- = \frac{1}{16} w_1 l^2 = \frac{882}{16} = 55.12 \text{ Kg-m.}$$

Tramo

$$M^+ = \frac{1}{12} w_1 l^2 = \frac{882}{12} = 73.50 \text{ Kg-m.}$$

Se puede apreciar que los momentos obtenidos son despreciables prácticamente y que nos darían un área de acero menor que la cuantía mínima, por lo tanto el área de acero se calculará por cuantía mínima especificada en el Reglamento ACTI :  $p=0.0020$

$$A_s = 0.0020 \text{ bt}$$

$$A_s = 0.0020 \times 20 \times 20 = 0.80 \text{ cm}^2,$$

$$\underline{\underline{2\phi 3/8''}}$$

Por ser la viga de pequeña longitud y por lo tanto por consideraciones constructivas cualquier sección de viga será de la siguiente característica:

$$\underline{\underline{4 \phi 3/8''}}$$

Verificación por corte.

$$V = 0.5 Wl$$

$$V = 0.5 \times 1800 \times 0.70$$

$$V = 630 \text{ Kg.}$$

A la distancia "d"

$$V_u = V - Wd = 630 - 0.17 \times 1800$$

$$V_u = 324 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo de corte aplicado:

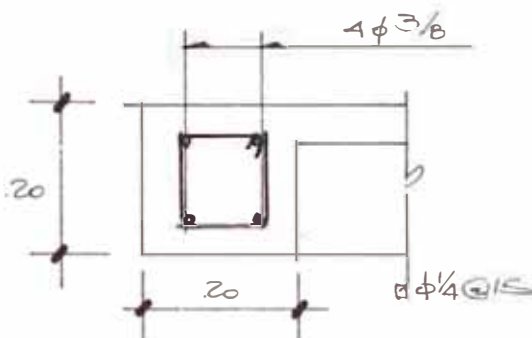
$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{324}{20 \times 17} = 0.95 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$v_u = 0.95 \text{ Kg/cm}^2.$$

Esfuerzo de corte que puede tomar el concreto:

$$v_c = 6.14 \text{ Kg/cm}^2. \quad 0.95 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

Pero de igual manera, por consideraciones prácticas, se colocarán estribos ( $\phi 1/4$ ) espaciados  $S=15\text{cm}$ .



PISO TIPICO.

METRADO DE CARGAS.

Carga muerta:

Peso propio  $280 \text{ Kg/m}^2.$

Piso + cielo raso  $100 \text{ Kg/m}^2.$

Tabiquería  $100 \text{ Kg/m}^2.$

$CM=480 \text{ Kg/m}^2.$   $CV = 200 \text{ Kg/m}^2$

Carga de rotura de diseño:

$$\begin{aligned}W_u &= 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} \\W_u &= 1.5 \times 480 + 1.8 \times 200 \\W_u &= 720 + 360 \\W_u &= 1,080 \text{ Kg/m}^2.\end{aligned}$$

Por vigueta :  $W_u = \frac{W_u}{2.5} = \frac{1,080}{2.5} = 432$

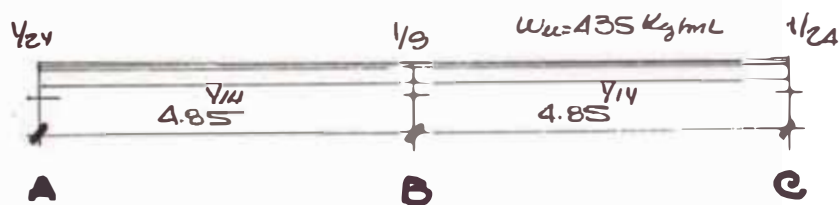
$$W_u = 432 \text{ Kg/m}$$

Se toma:

$$\underline{\underline{W_u = 435 \text{ Kg/m.}}}$$

A-1

Dos tramos de  $l_1 = 4.85 \text{ m}$  cada uno



MOMENTOS FLECTORES; (por coeficientes del ACI-1963).

$$Wu l_1^2 = 435 \times (4.85)^2 = 10,232 \text{ Kg-m.}$$

Apoyos: momentos negativos

$$M_a = \frac{1}{24} Wl_1^2 = \frac{10,232}{24} = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

$$M_b = \frac{1}{9} W l_1^2 = \frac{10.232}{9} = 1,136.89 \text{ Kg-m.}$$

$$M_c = \frac{1}{24} W l_1^2 = \frac{10,232}{24} = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

Tramos: momentos positivos.

$$M_{ab} = \frac{1}{14} W l_1^2 = \frac{10,232}{14} = 730.86 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{bc} = \frac{1}{14} W l_1^2 = \frac{10,232}{14} = 730.86 \text{ Kg-m.}$$

Momento máximo que pueden tomar las viguetas:

$$M_{\text{máx}} = 1.755.21 \text{ Kg-m.}$$

$$\therefore M_{\text{máx}} > M_b = 1,136.89 \text{ Kg-m.}$$

AREAS DE ACERO.

Fórmulas a emplearse:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

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

Apoyo A=C

$$M_u = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$\underline{a} = 1.80$$

$$d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{1.6}{2} = 16.2 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{426.33}{0.9 \times 2,800 \times 16.2} = 1.04 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{1.04 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 1.63 = 1.60 \quad (\text{OK})$$

$$A_s = 1.04 \text{ cm}^2. \quad \underline{\underline{1\emptyset 1/2''}}$$

Apoyo B

$$M_u = 1,136.89 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 4 \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{4}{2} = 15 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{1136.89}{0.9 \times 2800 \times 15} = 3.00 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{3 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 10} = 4.70 > 4$$

$$\text{Se toma: } a = 4.80 \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{4.8}{2} = 14.60$$

$$A_s = \frac{3.09 \times 2800}{0.9 \times 2800 \times 14.6} = 3.09 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{3.09 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 4.84 \approx 4.80 \quad (\text{OK})$$

$$A_s = 3.09 \text{ cm}^2. \quad \underline{\underline{1\emptyset 1/2'' + 1\emptyset 5/8''}}$$

Tramo AB = BC:

$$M_u = 730.86 \text{ Kg-m.}$$

Comprobación: Si la vigueta se puede analizar como rectangular:

$$d - \frac{t}{2} = 17 - \frac{5}{2} = 14.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Aproximadamente: } A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{t}{2})} = \frac{73088}{0.9 \times 2800 \times 14.5} = 2.00 \text{ cm}^2.$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.00}{40 \times 17} = 0.0029$$

$$a = 1.18 \phi d / K_1 = \frac{1.18 \times 0.0020 \times 2800 \times 17}{210 \times 0.85} = \frac{162.8872}{178.5}$$

$$a = 0.912 \text{ cm} \quad t = 5 \text{ cm.}$$

Por consiguiente se puede analizar como viga rectangular.

Se tantea valores de "a"

$$a = 2.8 \text{ cm.} \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{2.8}{2} = 15.60 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{73086}{0.9 \times 2800 \times 15.6} = 1.86 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{1.86 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.91 \text{ cm} > 2.8$$

Se toma  $a = 3 \text{ cm.}$   $d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{3}{2} = 15.5 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{73086}{0.9 \times 2800 \times 15.5} = 1.87 \text{ cm.}$$

Comprobación:

$$a = \frac{1.87 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.93 \approx 3.0 \quad (\text{OK})$$

$$A_s = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\underline{1 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' + 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''}}$$



Comprobación por corte: Coef. del ACI.

$$V = 0.575 Wl$$

$$V = 0.575 \times 435 \times 4.85 = 1,213 \text{ Kg.}$$

A la distancia "d" de la cara del apoyo

$$V_u = V - Wd$$

$$V_u = 1,213 - 435 \times 0.17 = 1,139 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 1,139 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo de corte aplicado en la sección:

$$V_u = \frac{V_u}{b'd} = \frac{1,139}{10 \times 17} = 6.70 \text{ Kg/cm}^2.$$

Esfuerzo cortante que puede tomar el coconcreto en un alma sin reforzar:

La sección 1701-C del reglamento da:

$$V_c = 0.50 \phi V F'c = 6.14 \text{ Kg/cm}^2 < 6.70 \text{ Kg/cm}^2.$$

Pero indica luego que si es necesario, se puede hacer un análisis más detallado de acuerdo a 1701-d y 1701-c.

$$V_c = \phi \left( 0.50 V F'c + \frac{1.75 P_w V_d}{M} \right) \quad (17-2)$$

En donde:

$$\phi = 0.85$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_w = \frac{A_s}{b'd} = \frac{3.246}{10 \times 17} = 0.019$$

V = Fuerza cortante.

D = 17 cm.

M = momento flector.

$$V_c = 0.85 (0.50 V_{210}) + 0.85 \left( \frac{1.75 \times 1,213 \times 0.019 \times 17}{113689} \right)$$

$$V_c = 6.14 + 0.56$$

$$V_c = 6.70 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$V_c = V_u = 6.70 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

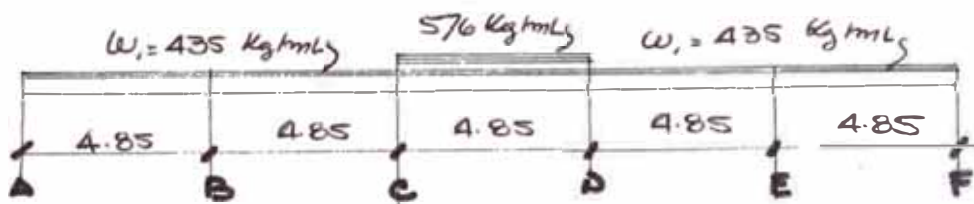
No se necesita hacer ensanche de vigueta

A-2

Aligerado de 5 tramos de  $l_1 = 4.85 \text{ m.}$  cada uno:

4 tramos simétricamente cargados

1 tramo asimétricamente cargado (Hall s/c =  $400 \text{ Kg/m}^2$ ).



METRADO DE CARGAS.

Carga simétrica de rotura:  $W_u = 435 \text{ Kg/m.}$

Carga asimétrica de rotura:

$$C.M. = 480 \text{ Kg/m}^2.$$

$$C.V. = 400 \text{ Kg/m}^2.$$

$$W_u = 1.5 \times 480 + 1.8 \times 400$$

$$W_u = 720 + 720$$

$$W_u = 1,440 \text{ Kg/m}^2.$$

Por vigueta  $W_u = \frac{W_u}{2.5}$

$$W_u = \frac{1,440}{2.5} = 576 \text{ Kg/m.} \quad W_u = 576 \text{ Kg/m.}$$

Relación de la carga asimétrica con respecto a la simétrica:

$$\frac{435}{576} \times 100 = 75.5 \%$$

Es decir que la carga simétrica es 24.5% menor que la carga asimétrica.

De lo demostrado anteriormente (Pág. 15) se podrían utilizar los coeficientes del ACI-1963.

Lo que se hará es utilizar los coeficientes y luego mediante un Cross, verificamos los momentos obtenidos.

MOMENTOS FLECTORES (Coef. del ACI-1963).

$$W_1 l_1^2 = 435 \times (4.85)^2 = 10,232 \text{ Kg-m.}$$

$$W_2 l_1^2 = 576 \times (4.85)^2 = 13,549 \text{ Kg-m.}$$

Apoyos: momentos negativos.

$$M_a = \frac{1}{24} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{24} = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

$$M_b = \frac{1}{10} W_2 l_1^2 = \frac{13,549}{10} = 1,023.20 \text{ Kg-m.}$$

$$M_c = \frac{1}{11} W_2 l_1^2 = \frac{13,549}{11} = 1,231.72 \text{ Kg-m.}$$

$$M_d = \frac{1}{11} W_2 l_1^2 = \frac{13,549}{11} = 1,231.72 \text{ Kg-m.}$$

$$M_e = \frac{1}{10} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{10} = 1,023.20 \text{ Kg-m.}$$

$$M_f = \frac{1}{24} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{24} = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

Tramos: momentos positivos.

$$M_{ab} = \frac{1}{14} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{14} = 730.86 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{bc} = \frac{1}{16} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{16} = 639.50 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{cd} = \frac{1}{16} W_2 l_1^2 = \frac{13,549}{16} = 846.81 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{de} = \frac{1}{16} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{16} = 639.50 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{ef} = \frac{1}{14} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{14} = 730.86 \text{ Kg-m.}$$

Máximo momento que puede tomar la sección:

$$M_{\text{máx}} = M_e = 1,231.72 \text{ Kg-m.} \quad (\text{CK})$$

VERIFICACION DE MOMENTOS. (Método de Hardy Cross).

Coefficientes de distribución:

$$C_{ab} = 1 \quad C_{bc} = 0.5$$

$$C_{cd} = 0.5 \quad \text{resto} = 0.5$$

Momentos de empotramiento perfecto:

$$M_a = M_b = M_c = M_d = M_e = M_f = \frac{1}{12} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{12} = 853 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{cd} = M_{di} = \frac{1}{12} W_2 l_1^2 = \frac{13,549}{12} = 1,129 \text{ Kg-m.}$$

METODO DE CROSS.

A	B		C		D		E		F
1	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1
-853	+853	-853	+853	-1,129	+1,129	-853	+853	-853	+853
+853	0	0	+138	+138	-138	-138	0	0	-853
0	+426.5	+69	0	-69	+69	0	-69	-426.5	0
0	-247.75	-247.75	+34.5	+34.5	-34.5	34.5	+247.75	+247.75	0
-123.88	0	+17.25	-123.88	-17.25	+17.25	+123.88	-17.25	0	+123.88
+123.88	-8.13	-8.13	+70.56	+70.56	-70.56	-70.56	+8.13	+8.13	-123.88
-4.06	+61.94	+35.28	-4.06	-35.28	+35.28	+4.06	-35.28	-61.94	+4.06
+4.06	-48.61	-48.61	+19.67	+19.67	-19.67	-19.67	+48.61	+48.61	-4.06
-24.30	+2.03	+9.84	-24.30	-9.84	+9.84	+24.30	-9.84	-2.03	+24.30
+24.30	-5.94	-5.94	+17.07	+17.07	-17.07	-17.07	+5.94	+5.94	-24.30
-2.97	+12.15	+8.53	-2.97	-8.53	+8.53	+2.97	-8.53	-12.15	+2.97
+2.97	-10.34	-10.34	+5.75	+5.75	-5.75	-5.75	+10.34	+10.34	-2.97
-5.17	+1.48	+2.88	-5.17	-2.88	+2.88	+5.17	-2.88	-1.48	+5.17
+5.17	-2.18	-2.18	+4.02	+4.02	-4.02	-4.02	+2.18	+2.18	-5.17
-1.09	+2.58	+2.01	-1.09	-2.01	+2.01	+1.09	-2.01	-2.58	+1.09
+1.09	-2.29	-2.29	+1.55	+1.55	-1.55	-1.55	+2.29	+2.29	-1.09
-1.14	+0.55	+0.77	-1.14	-0.77	+0.77	+1.14	-0.77	-0.55	+1.14
+1.14	-0.66	-0.66	+0.95	+0.95	-0.95	-0.95	+0.66	+0.66	-1.14
0	1,034.33	1,033.34	982.46	982.49	982.49	982.49	1033.34	1034.33	0

Momentos obtenidos por los coef.

Momentos obtenidos por Cross.

Ma = 426.33 Kg-m.  
Mb = 1,023.20 Kg-m.  
Mc = 1,231.72 Kg-m.  
Md = 1,231.72 Kg-m.  
Me = 1,023.20 Kg-m.  
Mf = 426.33 Kg-m.

Ma = 0 (Por haberse considerado como simplemente apoyado)  
Mb = 1,034 Kg-m.  
Mc = 982.50 Kg-m.  
Md = 982.50 Kg-m.  
Me = 1,034 Kg-m.  
Mf = 0

De donde la máxima variación de momentos está dado en un:

$$\frac{982.50}{1231.72} \times 100 = 80\%$$

20% en exceso utilizando los coeficientes del ACI- 1963, error que bien puede o no considerarse, por ser de pequeña magnitud.

Además se puede observar que:

- a) La carga asimétrica es 24.5% mayor que la simétrica.
- b) Si se utilizara como coeficiente  $\frac{1}{13.80}$ , nos daría un momento de Mc=982.50Kg-m.(Hardy Cross).
- c) Ahora bien, si el coeficiente que le correspondía (1/11) se disminuye en un 24.5%, que era el exceso de carga, se obtiene:

$$\frac{1}{11} \times \frac{100}{124.5} = \frac{1}{13.7}$$

- d) Se observa pues que estos dos coeficientes son semejantes:

$$\frac{1}{13.8} \approx \frac{1}{13.7}$$

De igual manera ocurre con el Aligerado A-2 de Azotea:

Se observa:

- a) La carga asimétrica es 12.5% mayor que la simétrica.
- b) Si se utilizara un coeficiente  $\frac{1}{13.20}$  en vez de  $\frac{1}{11}$  (Apoyo D) nos daría un momento:

$$Md = 713.28 \text{ (Hardy Cross).}$$

c) Ahora bien, si el coeficiente que le correspondía (1/11) se disminuye en un 12.5% que era el exceso de carga, se obtiene:

$$\frac{1}{11} \times \frac{100}{112.5} = \frac{1}{12.4} \quad \text{y que nos da un momento de } 758.80 \text{ Kg-m.}$$

con un error menor al obtenido anteriormente (855.36 Kg-m).

De estas observaciones y de lo enunciado anteriormente en la pág. 15, se puede decir:

"Podrán usarse los coeficientes del ACI-1963, cuando las cargas distribuidas de dos tramos adyacentes no excedan la mayor a la menor en 35%, siempre y cuando se corrijan los coeficientes para dicho tramo, con el mismo porcentaje, que el obtenido de la relación de cargas, con excepción del 1er. tramo interior"

Sólo para momentos negativos.

#### MOMENTOS FLECTORES DE DISEÑO.

Apoyos: momentos negativos.

$$M_a = \frac{1}{24} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{24} = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

$$M_b = \frac{1}{10} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{10} = 1,023.20 \text{ Kg-m.}$$

$$M_c = \frac{1}{11} \times \frac{100}{124.5} W_2 l_1^2 = \frac{1}{13.7} W_2 l_1^2 = \frac{13,549}{13.7} = 988.98 \text{ Kg-m.}$$

$$M_d = \frac{1}{11} \times \frac{100}{124.5} W_2 l_1^2 = \frac{1}{13.7} W_2 l_1^2 = \frac{13,549}{13.7} = 988.98 \text{ Kg-m.}$$

$$M_e = \frac{1}{10} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{10} = 1,023.20 \text{ Kg-m.}$$

$$M_f = \frac{1}{24} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{24} = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

Tramos: momentos positivos.

$$M_{ab} = \frac{1}{14} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{14} = 730.86 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{bc} = \frac{1}{16} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{16} = 639.50 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{cd} = \frac{1}{16} W_2 l_1^2 = \frac{13,549}{16} = 846.81 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{de} = \frac{1}{16} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{16} = 639.50 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{ef} = \frac{1}{14} W_1 l_1^2 = \frac{10,232}{14} = 730.86 \text{ Kg-m.}$$

AREAS DE ACERO.

Apoyo A = F:

$$M_u = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 1.60 \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{1.6}{2} = 16.2 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{42633}{0.9 \times 2800 \times 16.2} = 1.04 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{1.04 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 1.63 \approx 1.60 \quad (\text{OK})$$

$$A_s = 1.04 \text{ cm}^2. \quad \underline{\underline{1\emptyset 1/2''}}$$

Apoyo B = E

$$M_u = 1,02320 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 4 \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{4}{2} = 15$$



$$A_s = \frac{1023.20}{0.9 \times 2800 \times 15} = 2.70 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{2.70 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 4.23 \text{ cm} > 4.0$$

Se toma:  $a = 4.4$        $d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{4.4}{2} = 14.8$

$$A_s = \frac{1023.20}{0.9 \times 2800 \times 14.8} = 2.74 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{2.74 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 4.30 \approx 4.4 \quad (\text{OK})$$

$$A_s = 2.74 \text{ cm}^2. \quad \underline{\underline{1\emptyset 1/2" + 1\emptyset 5/8"}}$$

Apoyo C = D:

$$M_u = 988.98 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 4 \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{4}{2} = 15 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{988.98}{0.9 \times 2800 \times 15} = 2.62 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{2.62 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 4.1 \approx 4.0 \quad (\text{OK})$$

$$A_s = 2.62 \text{ cm}^2. \quad \underline{\underline{1\emptyset 1/2" + 1\emptyset 5/8"}}$$

Tramo: Comprobación si la vigueta se puede analizar como rectangular.

$$M^+_{\text{máx}} = 846.81 \text{ Kg-m.}$$

$$d - \frac{t}{2} = 17 - \frac{5}{2} = 14.5 \text{ cm.}$$

Aproximadamente:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{t}{2})} = \frac{846.81}{0.9 \times 2800 \times 14.5} = 2.32 \text{ cm}^2.$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.32}{40 \times 17} = 0.0034$$

$$a = 1.18 \phi \frac{d}{K_i} = \frac{1.18 \times 0.0034 \times 2800 \times 17}{210 \times 0.85} = \frac{190.9542}{178.5000} = 1.07 \text{ cm}.$$

$$a = 1.07 \text{ cm.} < t = 5 \text{ cm.}$$

Por consiguiente se puede analizar como viga rectangular.

Tramo AB = EF:

$$M_u = 730.86 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 3 \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{3}{2} = 15.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{73086}{0.9 \times 2800 \times 15.5} = 1.87 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{1.87 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.93 \approx 3.0 \quad (\text{OK})$$

$$A_s = 1.87 \text{ cm}^2. \quad \underline{\underline{1\emptyset 1/2'' + 1\emptyset 3/8''}}$$

Tramo BC = DE:

$$M_u = 639.50 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 2.4 \text{ cm.} \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{2.4}{2} = 15.8 \text{ cm.}$$



Comprobación por corte: (Coef. ACI.)

Corte en la cara izquierda del apoyo B

$$V = 0.575 Wl$$

$$V = 0.575 \times 435 \times 4.85 = 1,213 \text{ Kg.}$$

$$V = 1,213 \text{ Kg.}$$

Corte en la cara derecha del apoyo C

$$V = 0.5 Wl$$

$$V = 0.5 \times 576 \times 4.85 = 1,396.80 \text{ Kg.}$$

$$V = 1,396.80 \text{ Kg.}$$

El corte máximo se produce en el apoyo C

$$V = 1,396.80 \text{ Kg.}$$

A la distancia "d" de la cara del apoyo

$$V_u = V - Wd$$

$$V_u = 1,396.80 - 576 \times 0.17 = 1,298.88 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 1,298.88 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo de corte aplicado en la sección

$$V_u = \frac{V_u}{b'd} = \frac{1,298.88}{10 \times 17} = 7.64 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$V_u = 7.64 \text{ Kg/cm}^2.$$

Esfuerzo de corte que puede tomar la sección:

$$V_c = 1.1 \phi 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} = 7.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$V_c = 7.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$V_u > V_c$$

(Es necesario hacer ensanche de vigueta).

Con el objeto de que en la práctica, sea suficiente que en el extremo del aligerado (o sea en el apoyo) se retire alternadamente un ladrillo, se verificará si a una distancia de 40 cms. (dimensión longitudinal del ladrillo) del apoyo, la sección ( $b' = 10$  cm.) satisface por corte.

$$V' = V - W (0.40)$$

$$V' = 1,396.80 - 576 \times 0.40 = 1,166.40$$

$$V' = 1,166.40 \text{ Kg.}$$

$$V' = \frac{V'}{b'd} = \frac{1,166.40}{10 \times 17} = 6.86$$

$$V' = 6.86 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$V' < V_c \quad (\text{OK})$$

Verificación del ensanche:



Se tiene  $b' = 25$  cm.

$$\therefore V_a = \frac{V_u}{b'd} = \frac{1,298.88}{25 \times 17}$$

$$V_a = 3.06 \text{ Kg/cm}^2.$$

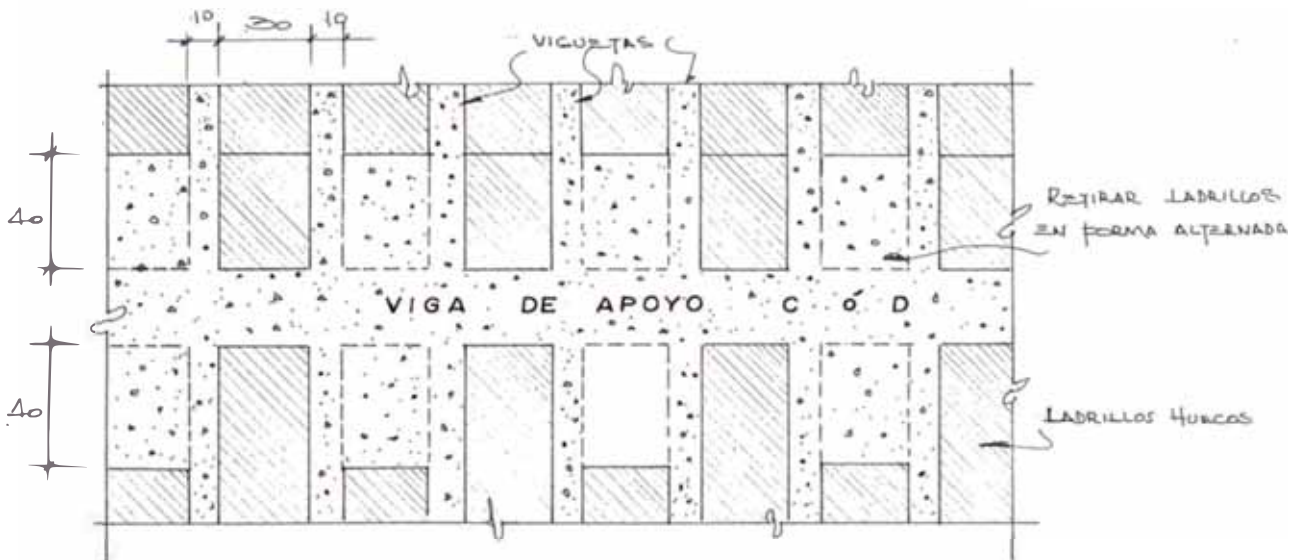
$$V_a < V_c \quad (\text{OK})$$

La sección satisface.

Por lo tanto habrá que retirar alternadamente un ladrillo en la proximidad de los apoyos C y D.

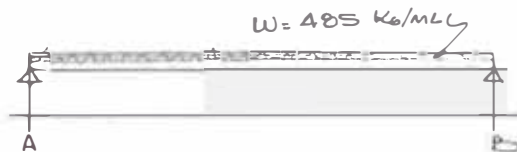
Para los demás apoyos debido a que la sección satisface no se necesitará hacer ensanche de viguetas.

Para los apoyos C y D se tendrá:



A-3

Aligerado de un tramo  $l_1 = 4.85 \text{ m.}$



Carga de rotura:  $W_u = 435 \text{ Kg/m.}$

MOMENTOS FLECTORES. (Coeficientes del ACI-1963).

$$W_u l_1^2 = 435 (4.85)^2 = 10,232 \text{ Kg-m.}$$

Apoyos: Momentos negativos.

$$M_a = \frac{1}{24} W_u l_1^2 = \frac{10,232}{24} = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

$$M_b = \frac{1}{24} W_u l_1^2 = \frac{10,232}{24} = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

Tramo: Momento positivo.

$$M_{ab} = \frac{1}{12} W_u l_1^2 = \frac{10,232}{12} = 852.67 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{\text{máx}} = 1,755.21 \text{ Kg-m} > M_{\text{ab}} = 852.67 \text{ Kg-m.}$$

AREA DE ACERO.

Apoyo A = B

$$M_u = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 1.60 \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{1.6}{2} = 16.2 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{42633}{0.9 \times 2800 \times 16.2} = 1.04 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{A_s f_y}{\phi f'_{cb'}} = \frac{1.04 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 1.63 \approx 1.6 \quad (\text{OK})$$

$$A_s = 1.04 \text{ cm}^2. \quad \underline{\underline{1\emptyset 1/2''}}$$

Tramo AB

$$M_u = 852.67 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 3.4 \text{ cm.} \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{3.4}{2} = 15.30 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{85267}{0.9 \times 2800 \times 15.3} = 2.21 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{2.21 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 3.46 \text{ cm.} \approx 3.4 \quad (\text{OK})$$

$$A_s = 2.21 \text{ cm}^2. \quad \underline{\underline{2\emptyset 1/2''}}$$

Comprobación por corte:

$$\text{Máximo corte: } V = 0.5 W_l.$$

$$V = 0.5 \times 435 \times 4.85 = 1,055 \text{ Kg.}$$

A la distancia "d":

$$V_u = V - Wd$$

$$V_u = 1055 - 435 \times 0.17 = 981.05 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 981.05 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo de corte aplicado:

$$V_u = \frac{V_u}{b'd} = \frac{981.05}{10 \times 17} = 5.77 \text{ Kg/cm}^2.$$

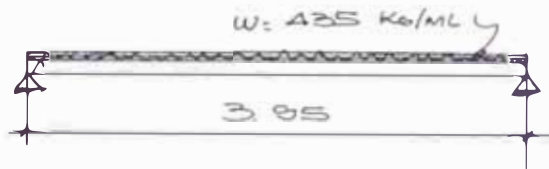
$$V_u = 5.77 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$V_u < V_c$$

No se necesita hacer ensanche de vigueta.

**A-4.**

Aligerado de 1 tramo  $l_1 = 3.95 \text{ m.}$



Carga de rotura:  $W_u = 435 \text{ Kg/m.}$

MOMENTOS FLECTORES. (Coef. del ACI-1963).

$$W_u l_1^2 = 435 (3.95)^2 = 6,787 \text{ Kg-m.}$$

Apoyo A = B

$$M_a = \frac{1}{24} W l_1^2 = \frac{6787}{24} = 282.79 \text{ Kg-m.}$$

Tramo AB

$$\frac{1}{12} W l_1^2 = \frac{6787}{12} = 565.58 \text{ Kg-m.}$$



AREAS DE ACERO.

Apoyo A:

$$Mu = 282.79 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a":

$$a = 1 \text{ cm.} \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{1}{2} = 16.5 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{0.28279}{0.9 \times 2800 \times 16.5} = 0.68 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{0.68 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 1.06 \approx 1.0 \quad (\text{OK})$$

$$As = 0.68 \text{ cm}^2. \quad \underline{\underline{1\emptyset 3/8''}}$$

Tramo AB

$$Mu = 565.58 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 2.4 \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{2.4}{2} = 15.8$$

$$As = \frac{56558}{0.9 \times 2800 \times 15.8} = 1.42 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{1.42 \times 2800}{0.9 \times 210 \times 10} = 2.23 \approx 2.4 \quad (\text{OK})$$

$$As = 1.42 \text{ cm}^2. \quad \underline{\underline{2\emptyset 3/8''}}$$

Comprobación por corte:

$$V = 0.5 \text{ Wl}$$

METRADO DE CARGAS:

Carga muerta:

Aligerado	280 Kg/m <sup>2</sup> .
Piso + cielo raso	100 " "
Tabiquería	100 " "
	<hr/>
	480 Kg/m <sup>2</sup> x $\frac{3.80}{2}$ = 912 Kg/m.

Peso propio :  $0.20 \times 0.20 \times 1.00 \times 2,400 = \underline{96 \text{ Kg/m.}}$

CM=1,008 Kg/m.

Sobrecarga: CV =  $200 \times \text{Kg/m}^2 \times \frac{3.80}{2} = 380 \text{ Kg/m.}$

Carga de rotura de diseño:

Wu = 1.5 CM + 1.8 CV

Wu = 1.5 x 1,008 + 1.8 x 380

Wu = 1,512 + 684

Wu = 2,196 Kg/m.

MOMENTOS FLECTORES. (Coef. del ACI).

$Wu l^2 = 2,196 (0.70)^2 = 1,076 \text{ Kg-m.}$

Apoyos: momentos negativos

$Ma = \frac{1}{16} Wl_1^2 = \frac{1076}{16} = 67.25 \text{ Kg-m.}$

Tramo: Momento positivo.

$Mt = \frac{1}{12} Wl_1^2 = \frac{1076}{12} = 89.67 \text{ Kg-m.}$

Por ser estos momentos muy pequeños, nos daría una área de acero

$$V = 0.5 \times 435 \times 4.85 = 1213 \text{ Kg.}$$

$$V = 1,213 \text{ Kg.}$$

A la distancia "d" de la cara del apoyo:

$$V_u = V - Wd$$

$$V_u = 1213 - 435 \times 0.17 = 1,139.05$$

$$V_u = 1,139.05 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo de corte aplicado

$$V_u = \frac{V_u}{b'd} = \frac{1,139.05}{10 \times 17} = 6.70$$

$$V_u = 6.70 \text{ Kg/cm}^2.$$

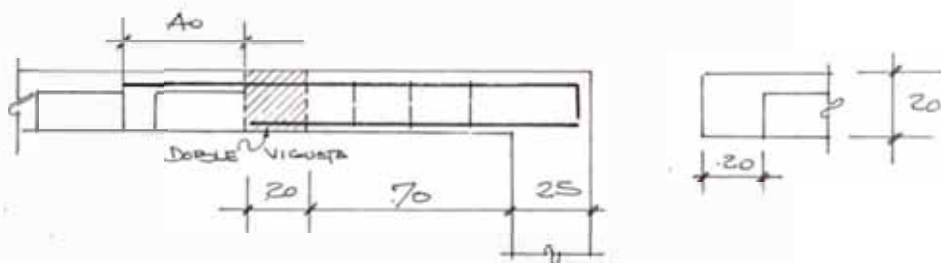
Esfuerzo de corte que puede tomar el concreto

$$V_c = 7.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$V_c \geq V_u \quad (\text{No se necesita ensanche}).$$

V.CH.-1

Por las mismas consideraciones del aligerado de la azotea, se ha visto la necesidad de colocar una viga chata.



V C H I (20x20)

menor que la mínima, por lo tanto se diseñara por cuantía mínima especificada en el reglamento ACI-  $p = 0.0020$

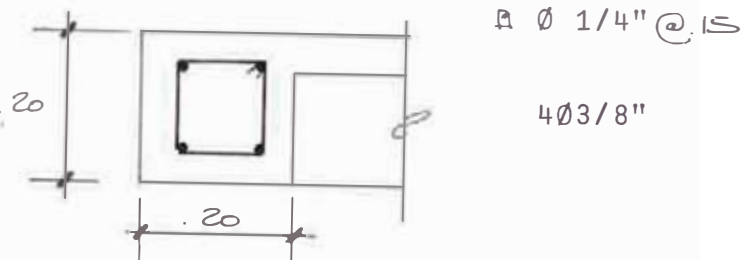
$$A_s = 0.002 b t$$

$$A_s = 0.002 \times 20 \times 20 = 0.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.80 \text{ cm}^2.$$

$$\underline{\underline{2\phi 3/8''}}$$

Por razones constructivas se colocarán estribos de  $\phi 1/4 @ 15\text{cm}$ . (Especificaciones).



Aligerado 1er. Piso:

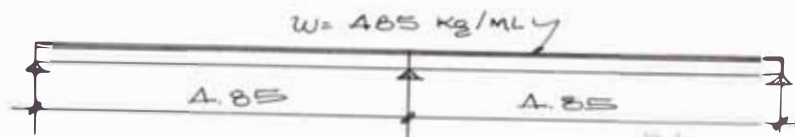
METRADO DE CARGAS:

Por ser el mismo aligerado que el del piso típico y tener la misma sobrecarga se tendrá el mismo metrado de cargas.

$$\underline{\underline{W_u = 435 \text{ Kg/m.}}}$$

A-1

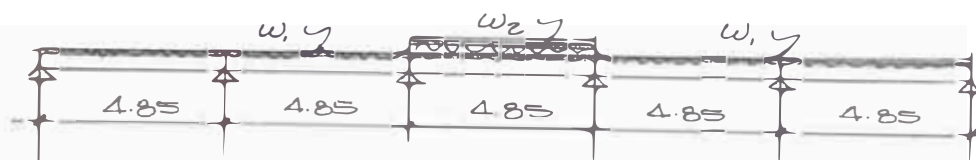
Dos tramos de  $l_1 = 4.85 \text{ m}$ . cada uno.



Ver el análisis y diseño del aligerado A-1 del piso típico.

A-2.

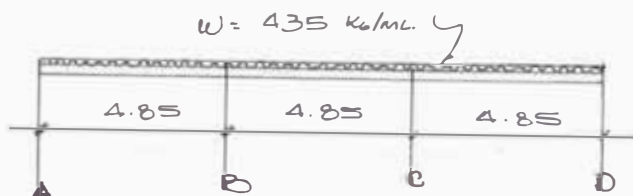
Aligerado de 5 tramos de  $l_1 = 4.85$  m. cada uno.



Ver el análisis y diseño del aligerado A-2 del piso típico.

A-3

Aligerado de 3 tramos de  $l_1 = 4.85$  m. cada uno.



Carga de Rotura:  $W_u = 435$  Kg/m.

MOMENTOS FLECTORES (Por coeficientes del ACI-1963).

$$Wu l_1^2 = 435 (4.85)^2 = 10,232 \text{ Kg-m.}$$

Apoyos: Momentos negativos

$$Ma = \frac{1}{24} Wu l_1^2 = \frac{10232}{24} = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

$$Mb = \frac{1}{10} Wu l_1^2 = \frac{10232}{10} = 1,023.20 \text{ Kg-m.}$$

$$M_c = \frac{1}{10} W u l_1^2 = \frac{10232}{10} = 1,023.20 \text{ Kg-m.}$$

$$M_d = \frac{1}{16} W u l_1^2 = \frac{10232}{16} = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

Tramos: Momentos Positivos

$$M_{ab} + \frac{1}{14} W u l_1^2 = \frac{10232}{14} = 730.86 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{bc} = \frac{1}{16} W u l_1^2 = \frac{10232}{16} = 639.50 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{cd} = \frac{1}{14} W u l_1^2 = \frac{10232}{14} = 730.86 \text{ Kg-m.}$$

Momento máximo que puede tomar la vigueta:

$$M_{\text{máx}} = 1,755.21 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{\text{máx}} > M_b = 1,023.20 \text{ Kg-m.}$$

Areas de Acero:

Apoyo A = D

$$M_u = 426.33 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 1.60 \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{1.60}{2} = 16.2 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_v (d - \frac{a}{2})} = \frac{42633}{0.9 \times 2800 \times 16.2} = 1.04 \text{ cm?}$$

comprobación:

$$a = \frac{1.04 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 1.63 \approx 1.60 \quad (\text{OK}).$$

$$A_s = 1.04 \text{ cm?} \quad \underline{\underline{1\phi 1/2''}}$$

Apoyo B = C

$$M_u = 1,023.20 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 4.3 \text{ cm.} \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{4.3}{2} = 14.85$$

$$A_s = + \frac{102320}{0.85 \times 2800 \times 14.85} = 2.73 \text{ cm}^2$$

comprobacion

$$a = \frac{2.73 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 4.28 \approx 4.30 \quad (\text{OK}).$$

$$A_s = 2.73 \text{ cm}^2 \quad \underline{\underline{1\phi 1/2" + 1\phi 5/8"}}$$

TRAMOS: comprobación si la vigueta se puede analizar como rectangular.

$$M_{\max}^+ = 730.86 \text{ Kg.-m.}$$

$$d - \frac{t}{2} = 17 - \frac{8}{2} = 14.5 \text{ cm.}$$

Apróximadamente

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{t}{2}\right)} = \frac{730.86}{0.9 \times 2800 \times 14.5} = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.00}{40 \times 17} = 0.0029$$

$$a = 1.18 qd/ki = \frac{1.18 \times 0.0029 \times 2800 \times 17}{210 \times 0.85} = \frac{162.8872}{178.5000} = 0.91$$

$$a = 0.91 \text{ cm.} \quad \leq \quad t = 8 \text{ cm.}$$

La vigueta se puede analizar como viga rectangular

Tramo AB = Cd

$$M_u = 730.86 \text{ Kg.-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 3 \text{ cm.} \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{3}{2} = 15.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{73086}{0.9 \times 2800 \times 15.5} = 1.87 \text{ cm}^2$$

Comprobación

$$a = \frac{1.87 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.93 \times 3.0 \quad (\text{OK}).$$

$$A_s = 1.87 \text{ cm}^2 \quad \underline{\underline{1\phi 1/2" + 1\phi 3/8"}}$$

Tramo BC

$$M_u = 639.50 \text{ Kg-m.}$$

Se tantea valores de "a"

$$a = 2.6 \text{ cm} \quad d - \frac{a}{2} = 17 - \frac{2.6}{2} = 15.7$$

$$A_s = \frac{63950}{0.9 \times 2800 \times 15.7} = 1.62 \text{ cm}^2$$

Comprobación

$$a = \frac{1.62 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.54 \times 2.6 \quad (\text{OK}).$$

$$A_s = 1.62 \text{ cm}^2 \quad 1\phi 1/2" = 1\phi 3/8"$$

Comprobación por corte. (Coef. del ACI).

Corte en la cara izquierda del apoyo B

$$V = 0.575 Wl_1$$

$$V = 0.575 \times 435 \times 4.85 = 1,213 \text{ Kg.}$$

$$V = 1,213 \text{ Kg.}$$

A la distancia "d" de la cara del apoyo

$$V_u = V - Wd$$

$$V_u = 1213 - 435 \cdot (0.17)$$

$$V_u = 1,139 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo de corte aplicado

$$N_u = \frac{V_u}{b'd} = \frac{1,139}{10 \times 17} = 6.70 \text{ Kg-m}^2$$

$$N_u < N_c$$

No necesita ensanche de vigueta.



DIMENSIONAMIENTO PREVIO

METRADO DE CARGAS

CAPITULO Nº2

CAPITULO IIDIMENSIONAMIENTO PREVIO:Dimensionamiento de Vigas.

El peralte de las vigas se ha dado de acuerdo a la luz de la viga y al uso o función que va tener en el edificio.

Uso.	Dep. y oficinas Piso Típico.	Hall	Azotea.
s/c Kg/m <sup>2</sup> .	200	400	100
h	1/11	1/10	1/15

El ancho de las vigas, se ha dado en función del ancho de la franja de influencia (B) de la viga.

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

En el caso de tratarse de vigas exteriores, B se incrementará en 20%.

Para cambiar de dimensiones sin alterar la cuantía de las vigas, se ha tomado la relación:

$$b_0 h_0^2 = b_1 h_1^2$$

AZOTEA

## Vigas principales

V - P-1-1 (Exterior)

L = luz libre

L = 6.00 - 0.40 = 5.60 m.

$$h_o = \frac{L}{15}$$

$$h_o = \frac{560}{15} = 37.33 \text{ cm.}$$

$$b_o = \frac{B}{20} \quad B = \frac{4.85}{2} \text{ m.}$$

Por ser viga exterior había que incrementar el valor de B en 20%.

$$b_o = \frac{\frac{4.85}{2} \times 1.2}{20} = \frac{4.85 \times 0.6}{20} = 14.55 \text{ cm.}$$

Para  $h_1 = 30 \text{ cm.}$

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

$$b_1 = 14.55 \left( \frac{37.33}{30.00} \right)^2 = 22.37 \text{ cm.}$$

Por facilidad constructiva

$$b \times h = 25 \times 30$$

VP-2-2 (interior).

$$h_o = \frac{L}{15}$$

$$h_o = \frac{560}{15} = 37.33 \text{ cm.}$$

$$b_o = \frac{B}{20} = \frac{\frac{4.85}{20}}{20} = \frac{4.85}{40} = 12.12 \text{ cm.}$$

Para  $h_1 = 30 \text{ cm.}$

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

$$b_1 = 12.12 \left( \frac{37.33}{30} \right)^2$$

$$b_1 = 18.64 \text{ cm.}$$

Por facilidad constructiva se adopta  $b_1 = 25 \text{ cm.}$

$$b \times h = 25 \times 30$$

Por tener las vigas de los otros pórticos, las mismas condiciones que las analizadas, tendrán la misma sección transversal.

$$\text{VP: Azotea } b \times h = 25 \times 30$$

#### Vigas de Amarre:

VA-A-A (Exterior)

$$h_o = \frac{L}{15} \quad \begin{array}{l} L = \text{luz libre} \\ L = 4.85 \text{ m.} \end{array}$$

$$h_o = \frac{485}{15} = 32.33 \text{ cm}$$

$$b_o = \frac{1.2B}{20} \quad B = \frac{5.60}{2} = 2.80 \text{ m.}$$

$$b_o = \frac{1.2 \times 280}{20} = 16.80 \text{ cm.}$$

Para  $h_1 = 2\theta \text{ cm.}$  (se ha tratado que la viga de amarre sea chots).

$$b_1 = b_o \frac{(h_o)^2}{h}$$

$$b_1 = 16.80 \left( \frac{32.33}{20.00} \right)^2$$

$$b_1 = 32.93 \text{ cm.}$$

Por capacidad constructiva:  $b \times h = 35 \times 23$

VA-B-B (Interior)

$$h_o = \frac{L}{15}$$

$$h_o = \frac{485}{15} = 32.33 \text{ cm}$$

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

$$b_o = \frac{280}{20} = 14 \text{ cm}$$

Para  $h_1 = 23 \text{ cm}$ .

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

$$b_1 = 14 \left( \frac{32.33}{23} \right)^2$$

$$b_1 = 27.44$$

Se considera

$$b \times t = 35 \times 23$$

Por las mismas consideraciones adoptadas en las vigas principales, todas las vigas de amarre de la azotea tendrán la misma sección transversal.

$$\text{VA Azotea } b \times h = 35 \times 23$$

PISO TIPICO:

Vigas principales:

VP-1-1 (Exterior).

$$L = 5.60$$

$$h_o = \frac{L}{11}$$

$$h_o = \frac{560}{11} = 50.90 \text{ cm.}$$

$$b_o = \frac{1.2B}{20} \quad B = \frac{4.85}{2} \text{ m}$$

$$b_o = \frac{1.2 \frac{4.85}{2}}{20} = 14.55 \text{ cm.}$$

Para:

$$h_1 = 40 \text{ cm.}$$

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

$$B_1 = 14.55 \left( \frac{50.90}{40.00} \right)^2$$

$$b_1 = 23.47 \text{ cm.}$$

Por facilidad constructiva:

$$b \times h = 25 \times 40$$

VP-2-2 (Interior).

$$h_o = \frac{L}{11}$$

$$h_o = \frac{560}{11} = 50.90$$

$$b_o = \frac{B}{20} = \frac{\frac{485}{2}}{20} = 12.12 \text{ cm.}$$

Para  $h_1 = 40 \text{ cm.}$

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

$$b_1 = 12.12 \left(\frac{50.90}{40}\right)^2$$

$$b_1 = 19.55 \text{ cm.}$$

Por razones constructivas:

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

$$b \times h = 25 \times 40$$

Por tener, las vigas de los otros pórticos, las mismas condiciones que las analizadas, todos tendrán la misma sección transversal.

V P. Piso Tipico  $b \times h = 25 \times 40$

### VIGAS DE AMARRE

V.A. A-A (Exterior)

$$h_o = \frac{L}{11}$$

$$L = 4.85 \text{ m.}$$

$$h_o = \frac{485}{11} = 44.09 \text{ cm}$$

$$b_o = \frac{1.2B}{20} \quad B = \frac{5.60}{2} = 2.80 \text{ m.}$$

$$b_o = \frac{1.2 \times 2.80}{20} = 16.80 \text{ cm.}$$

Para:

$$h_1 = 23 \text{ cm.} \quad (\text{Para que la viga de amarre sea chata}).$$

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

$$b_1 = 16.80 \left( \frac{44.04}{23} \right)^2$$

$$b_1 = 61.28 \text{ cm.} \quad \text{es excesivo.}$$

luego se tomará:

$$h_1 = 30 \text{ cm.}$$

$$b_1 = 40 \text{ cm.}$$

$$h_1^2 = \frac{16.80}{40} - (44.09)^2$$

$$h_1 = 28.70 \text{ cm.}$$

$$h_1 = 30$$

$$b \times h = 40 \times 30$$

VA-B-B (Interior).

$$h_o = \frac{L}{11}$$

$$h_o = \frac{485}{11} = 44.09 \text{ cm.}$$

$$b_o = \frac{B}{20} \frac{2.80}{20} = 14 \text{ cm.}$$



Para  $h_1 = 25$  cm.

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

$$b_1 = 14 \left( \frac{44.09}{25} \right)^2$$

$$b_1 = 43.37 \text{ cm.}$$

Se tomará:

$$b \times h = 40 \times 25$$

METRADO DE CARGAS EN ALIGERADO:

Nivel	Espesor	Peso propio	Piso acabado cielo raso	Tabiquería	Wa	Wl
Azotea	20cm.	280	100	----	380	100
Piso Típico	20cm.	280	100	100	480	200

METRADO DE CARGAS SOBRE VIGAS.

Viga	Tramo	Long.	Area de Influencia.	CARGA MUERTA.				CARGA VIVA.	
				Aligerado	P.P.	Ventana o muro.	W <sub>a</sub>	Aligerado	W <sub>l</sub>
VPA66	CA	6.70	2.55	969Kg/m.	180Kg/m	160Kg/m	1309	100	255Kg/m.
VPA66	BC	6.00	2.55	969	180	160	1309	100	255
VPA66	AB	4.60	2.55	969	180	160	1309	100	255
VP 55	CA	7.00	5.10	1938	180	-	1309	100	255
VP 55	BC	6.00	5.10	2448	180	-	2118	100	510
VP 551	AB	4.60	5.10	1938	180	-	2118	100	510
VP 44	CD	6.20	2.55	969	180	160	1309	100	255
VP 44	BC	4.00	5.10	2448	180	-	2628	200	1020
VP 44	AB	4.60	2.55	969	180	160	1309	100	255
VP 33	FG	5.70	2.55	969	180	160	1309	100	255
VPA33	EF	6.00	2.55	969	180	160	1309	100	255
VPA33	DE	6.00	2.55	969	180	160	1309	100	255
VPA33	CA	4,85	2.55	969	180	160	1309	100	255
VPA33	BC	4.00	5.10	1938	180	-	2118	100	510
VPA33	AB	4.60	2.55	969	180	160	1309	100	255
VPA22	FG	5.90	5.10	1938	180	-	2118	100	510
VPA22	EF	6.00	5.10	1938	180	-	2118	100	510

Viga	Tramo	Long.	Area de Influencia	CARGA MUERTA.				CARGA VIVA.	
				Aligerado	P.P.	Ventana o muro	Wa	Aligerado	Wl
VPA22	DE	6.00	5.10	1938Kg/m	180Kg/m	-	2118	100	510Kg/m
VPA22	CA	6.00	5.10	1938	180	-	2118	100	510
VPA22	BC	6.00	5.10	1938	180	-	2128	100	510
VPA22	AB	4.60	5.10	1938	180	-	2118	100	510
VPA11	FG	6.00	2.55	969	180	160	1309	100	255
VPA11	EF	6.00	2.55	969	180	160	1309	100	255
VPA11	DE	6.00	2.55	969	180	160	1309	100	255
VPA11	CD	6.00	2.55	969	180	160	1309	100	255
VPA11	BC	6.00	2.55	969	180	160	1309	100	255
VPA11	AB	4.60	2.55	969	180	160	1309	100	255
VP.PT.66	CD	6.70	2.55	1224	240	250	1714	200	510
VP.PT.66	BC	6.00	2.55	1224	240	150	1614	200	510
VP.PT.66	AB	4.60	2.55	1224	240	150	1614	200	1020
VP.PT.55	CA	7.00	5.10	2448	240	-	2688	200	1020
VP.PT.55	BC	6.00	5.10	2448	240	-	2688	200	1020

Viga	Tramo	Long.	Area de Influencia	CARGA MUERTA				CARGA VIVA		
				Aligerado	P.P.	Ventana o muro	W <sub>o</sub>	Aligerado	W <sub>l</sub>	
VP.PT.55	AB	4.60	5.10	2448	240	200	2888	200	1020	
VP.PT.44	CD	6.20	2.55	1224	240	150	1614	200	510	
VP.PT.44	BC	4.00	5.10	2448	240	-	2688	200 y 400	1530	
VP.PT.44	AB	4.60	2.55	1224	240	150	1614	200	510	
VP.PT.33	FG	5.70	2.55	1224	240	150	1614	200	510	
VP.PT.33	EF	6.00	2.55	1224	240	150	1614	200	510	
VP.PT.33	DE	6.00	2.55	1224	240	150	1614	200	510	
VP.PT.33	CA	4.85	2.55	1224	240	150	1614	200	510	
VP.PT.33	BC	4.00	5.10	2448	240	-	2688	200 y 400	1530	
VP.PT.33	AB	4.60	2.55	1224	240	150	1614	200	510	
VP.PT.22	FG	5.90	5.10	2448	240	-	2688	200	1020	
VP.PT.22	EF	6.00	5.10	2448	240	-	2688	200	1020	
VP.PT.22	DE	6.00	5.10	2448	240	-	2688	200	1020	
VP.PT.22	CD	6.00	5.10	2448	240	-	2688	200	1020	
VP.PT.22	BC	6.00	5.10	2448	240	-	2688	200	1020	
VP.PT.22	AB	4.60	5.10	2448	240	-	2688	200	1020	
VP.PT.11	FG	6.00	2.55	1224	240	200	1664	200	510	
VP.PT.11	EF	6.00	3.85	1560	240	200	2000	200	650	

Viga	Tramo	Longitud	Area de Influencia	CARGA MUERTA				CARGA VIVA		
				Aligerado	P.P.	Ventana o muro	Wa	Aligerado	Wl	
VP.PT.11	DE	6.00	2.55	1224	240	200	1664	200	510	
VP.PT.11	CD	6.00	3.25	1560	240	200	2000	200	650	
VP.PT.11	AB	4.60	2.55	1224	240	200	1664	200	510	
VP-1P.44	FG	5.60	2.55	1224	240	150	1614	100	255	
VP-1P.44	DE	4.50	2.55	1224	240	480	1944	400	1020	
VP-1P.33	FG	5.70	5.10	2448	240	150	2838	100 y 200	765	
VP-1P.33	DE	6.00	5.10	2448	240	150	2838	200 y 400	1530	
VP.1P.11	EF	6.00	3.15	1512	240	480	2232	200	630	
VP-1P.11	DE	6.00	3.55	1704	240	480	2424	200	710	
VP-1P.11	CD	6.00	4.00	1920	240	200	2360	200	800	
VP-1P.11	BC	6.00	4.35	2088	240	200	2528	200	870	
VP-1P.11	AB	4.60	4.80	2304	240	200	2744	200	960	
V Amarre (40x30)	ver plano		-	-	288	-	-	-	-	
V Amarre (40x25)	ver plano		-	-	240	-	-	-	-	
V Amarre (35x23)	ver plano		-	-	195	-	-	-	-	

Reducción de sobrecargas en Vigas.

El criterio a usarse en la reducción de sobrecargas que será válida solo para el diseño de vigas ya que para columnas, y zapatas se emplea otro criterio de reducción de sobrecargas.

La sobre carga de diseño de cualquier elemento sobre el que inciden  $15 \text{ m}^2$  ó más, puede reducirse a razón de 0.8% por cada  $\text{m}^2$  de area so portada,

La reducción no excederá el 60% ni el valor dado por la fórmula.

$$R = 23.1 \left( 1 + \frac{D}{L} \right)$$

No habrá reducción para sobrecargas de  $400 \text{ Kg/m}^2$

VPA-6-6 Tramo CD

$$A_i = 6.70 \times 2.55 = 17 \text{ m}^2 > 15 \text{ m}^2 \quad (\text{hay reducción}).$$

$$R = 17 \times 0.8\% = 13.6 \sim 14\% \quad (86\% > 60\% \quad (\text{hay reducción}).$$

$$R = 23.1 \left( 1 + \frac{1309}{255} \right) = 141\% > 86\% \quad (\text{no hay reducción}).$$

VPA-6-6 Tramo BC

$$A_i = 6.00 \times 2.55 = 15.30 \text{ m}^2 > 15 \text{ m}^2 \quad (\text{hay reducción}).$$

$$R = 15.30 \times 0.8\% = 12.24 \sim 12.5\% \quad (87.5\% > 60\%).$$

$$R = 23.1 \left( 1 + \frac{1309}{255} \right) = 141\% > 87.5\% \quad (\text{No hay reducción}).$$

VPA-5-5 Tramo CD

$$A_i = 7.00 \times 5.10 = 35.70 \text{ m}^2 > 15 \text{ m}^2 \quad (\text{hay reducción}).$$

$$R = 35.70 \times 0.8 = 28.56\% \sim 28.5\% \quad (71.5\% > 60\%).$$

$$R'' = 23.1 \left( 1 + \frac{2118}{510} \right) = 119\% > 71.5\% \quad (\text{No hay reducción}).$$

VPA-5-5 Tramo BC

$$A_i = 6.00 \times 5.10 = 30.60 \geq 15 \text{ m}^2 \quad (\text{hay reducci3n}).$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{2628}{1020}\right) = 82.46\% > 75.5\% > 60\% \quad \text{OK.}$$

$$R' = 30.60 \times 0.8\% = 24.5\%$$

$$\dots W_L = 1020 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.825 \times 1020 = 841.50$$

$$W_L^R = 842 \text{ Kg/m.}$$

VPA-5-5 Tramo AB

$$A_i = 4.60 \times 5.10 = 23.46 \text{ m}^2 > 15 \text{ m}^2 \quad (\text{Hay reducci3n}).$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{2118}{510}\right) = 119.00\%$$

$$R = 23.46 \times 0.8\% = 119\% > 100\% \quad (\text{No hay reducci3n}).$$

VPA-4-4 Tramo CD

$$A_i = 6.20 \times 2.55 = 15.81 \text{ m}^2 > 15$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{1306}{255}\right) = 141\% > 100\% \quad (\text{No hay reducci3n}).$$

VPA-4-4 Tramo BC

$$A_i = 4.00 \times 5.10 = 20.40 \text{ m}^2 \geq 15$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{2628}{1020}\right) = 82.46\%$$

$$R' = 20.40 \times 0.8 = 16.32\% \quad (83.68\% > 60.00\%).$$

$$\dots W_L = 1020 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.8368 \times 1020 = 853$$

$$W_L^R = 855 \text{ Kg/m.}$$

VPA-3-3 Tramo EF

$$A_i = 6.00 \times 2.55 = 15.30 \text{ m}^2 > 15$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{1309}{255}\right) = 141\% > 100\% \quad (\text{No hay reducción}).$$

VP.PT-6-6 Tramo BC

$$A_i = 6.00 \times 2.55 = 15.30 > 15$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{1614}{510}\right) = 96\%$$

$$R' = 15.30 \times 0.8\% = 12.5\% \quad (87.5\% > 96\% \geq 60\%).$$

$$W_L = 510 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.96 \times 510 = 489.60$$

$$W_L^R = 490 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT-5-5 Tramo CD

$$A_i = 7.00 \times 510 = 35.70 \text{ m}^2 > 15 \text{ m}^2$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{2688}{1020}\right) = 83.85\%$$

$$R' = 35.70 \times 0.8\% = 28.56\% \quad (83.85\% > 71.44\% \geq 60\%).$$

$$W_L = 1020 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.8385 \times 1020 = 855.27$$

$$W_L^R = 855 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT-5-5 Tramo BC

$$A_i = 6.00 \times 5.10 = 30.60 > 15$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{2688}{1020}\right) = 83.85\%$$

$$R' = 30.60 \times 0.8\% = 24.48\% \quad (83.85\% > 75.52\% \geq 60\%).$$



$$W_L = 1020 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.8385 \times 1020 = 855.22$$

$$W_L^R = 855 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT-5-5 Tramo BB

$$A_i = 4.60 \times 5.10 = 23.46 \geq 15 \text{ m}^2$$

$$R = 23.1 \left( 1 + \frac{2888}{1020} \right) = 88.47\%$$

$$R = 23.46 \times 0.8\% = 1880\% \quad (88.47 > 81.20 > 60\%).$$

$$W_L = 1020 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.8847 \times 1020 = 902.39$$

$$W_L^R = 905 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.44-CD

$$A_i = 6.20 \times 2.55 = 15.81 \text{ m}^2 \geq 15 \text{ m}^2$$

$$R = 23.1 \left( 1 + \frac{1614}{510} \right) = 96\%$$

$$R = 15.81 \times 0.8\% = 12.65\% \quad (96\% > 87.35\% > 60\%).$$

$$W_L = 510 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.96 \times 510 = 489.60$$

$$W_L^R = 490 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.33-EF

$$A_i = 6.00 \times 2.55 = 15.30 > 15$$

$$R = 23.1 \left( 1 + \frac{1614}{510} \right) = 96\%$$

$$R = 15.30 \times 0.8\% = 12.24\% \quad (96\% > 87.76\% > 60\%).$$

$$W_L = 510 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.96 \times 510 = 489.60$$

$$W_L^R = 490 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.33-DE

$$A_i = 6.00 \times 2.55 = 15.30 \geq 15$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{1614}{510}\right) = 96\%$$

$$W_L^R = 490 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.22-FG

$$A_i = 5.90 \times 5.10 = 30.09 \geq 15$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{2688}{1020}\right) = 83.85\%$$

$$R' = 0.8 \times 30.09 = 24\% \quad (83.85\% \geq 76\% \geq 60\%).$$

$$W_L = 1020 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.8385 \times 1020 = 855.27 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 855 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.22-EF

$$A_i = 6.00 \times 5.10 = 30.60 \text{ m}^2 \geq 15 \text{ m}^2$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{2688}{1020}\right) = 83.85\%$$

$$R' = 0.8 \times 30.60 = 24.48\% \quad (83.85\% \geq 75.52\% \geq 60\%).$$

$$W_L^R = 855 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.22-DE

$$A_i = 30.60 \text{ m}^2$$

$$R = 83.85\%$$

$$R' = 24.48\%$$

$$W_L^R = 855 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.22-CD

$$A_i = 30.60 \text{ m}^2$$

$$R = 83.85\%$$

$$R' = 24.48\%$$

$$W_L^R = 855 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.22-BC

$$A_i = 30.60 \text{ m}^2$$

$$R = 83.85\%$$

$$R' = 24.48\%$$

$$W_L^R = 855 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.22-AB

$$A_i = 4.60 \times 5.10 = 23.46 \text{ m}^2 \geq 15 \text{ m}$$

$$R = 83.85\%$$

$$R' = 0.8 \times 23.46 = 18.77\% \rightarrow 81.23\% \leq 83.85\%$$

$$W_L^R = 855 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.11-FG

$$A_i = 6.00 \times 2.55 = 15.30 \text{ m}^2 \Rightarrow 15 \text{ m}^2$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{1664}{510}\right) = 98.40\%$$

$$R' = 0.8\% \times 15.30 = 12.24\% \rightarrow 87.76\% \leq 98.40\%$$

$$W_L = 510 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.984 \times 510 = 501$$

$$W_L^R = 500 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.11-EF

$$A_i = 6.00 \times 3.25 = 19.50 \text{ m}^2 \geq 15 \text{ m}^2$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{2000}{650}\right) = 94\%$$

$$R' = 0.8\% \times 19.50 = 15.60\% \rightarrow 84.4\% \leq 94\%$$

$$W_L = 650 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.94 \times 650 = 611$$

$$W_L^R = 610 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.11-DE

$$A_i = 6.00 \times 2.55 = 15.30 \text{ m}^2 \geq 15 \text{ m}^2$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{1664}{510}\right) = 98.40\%$$

$$R' = 0.8\% \times 15.30 = 12.24\% \rightarrow 87.76\% \leq 98.40\%$$

$$W_L = 510 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.984 \times 510 = 501$$

$$W_L^R = 500 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.11-CD

$$A_i = 6.00 \times 3.25 = 19.50 \text{ m}^2 \geq 15 \text{ m}^2$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{2000}{650}\right) = 94\%$$

$$R' = 15.60\%$$

$$W_L^R = 610 \text{ Kg/m.}$$

VP.PT.11-BC

$$A_i = 19.50 \text{ m}^2$$

$$R = 94\%$$

$$R' = 15.60\%$$

$$W_L^R = 610 \text{ Kg/m.}$$

VP.IP.33-DE

$$A_i = 6.00 \times 5.10 = 30.60 \text{ m}^2 \geq 15 \text{ m}^2$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{2838}{1530}\right) = 65.84\%$$

$$R' = 0.8\% \times 30.60 = 24.48\% \rightarrow 75.52\% \geq 65.84\%$$

$$W_L = 1530 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 1,530.00 \times 0.7552 = 1,155.45$$

$$W_L^R = 1,155 \text{ Kg/m.}$$

VP.IP.11-CA

$$A_i = 6.00 \times 4.00 = 24.00 \text{ m}^2 \geq 15 \text{ m}^2$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{2360}{800}\right) = 91\%$$

$$R' = 0.8\% \times 24 = 19.20\% \rightarrow 80.80\% \leq 91\%$$

$$W_L = 800 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.91 \times 800 = 728$$

$$W_L^R = 730 \text{ Kg/m.}$$

VP.IP.11-BC

$$A_i = 6.00 \times 4.35 = 26.10 \text{ m}^2 \quad \geq 15$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{2528}{870}\right) = 90\%$$

$$R' = 0.8 \times 26.10 = 20.88\% \quad \rightarrow 79.12\% \quad \leq 90\%$$

$$W_L = 870 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.90 \times 870 = 783$$

$$W_L^R = 780 \text{ Kg/m.}$$

VP.IP.11-AB

$$A_i = 4.60 \times 4.80 = 22.08 \text{ m}^2 \quad > 15$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{2744}{960}\right) = 88.93\%$$

$$R' = 0.8 \times 22.08 = 17.66\% \quad \rightarrow 82.34\% \quad \leq 88.93\%$$

$$W_L = 960 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L^R = 0.8893 \times 960 = 853.72$$

$$W_L^R = 855 \text{ Kg/m.}$$

METRADO DE CARGAS SOBRE COLUMNAS

Se ha empleado el criterio de área de influencia.

En este metrado no están considerados los pasos de las columnas.

## NIVEL AZOTEA

OLUMNAS	VIGA P.	VIGA A.	P D	VIGA P	100% Pl.	50% Pl.	PA+50% Pl.
C6 -A	4 385.15	734.00	5 119.55	854.25	854.25	427.12	5 546.67
C6 -C	8 312.15	612.00	8 924.15	1 619.25	1 619.25	809.62	9 733.77
C6 -B	6 937.70	612.00	7 542.70	1 351.50	1 351.50	675.75	8 218.45
C6 -A	3,010.70	734.40	3,745.10	586.50	586.50	298.25	4,043.35
C5 -A	7 413.00	1 468.80	8 881.80	1 785.00	1 785.00	892.50	9 774.30
C5 -C	15 297.00	1 224.00	16 521.00	4 311.00	4 311.00	2 155.00	18 676.50
C5 -B	12 755.40	1 224.00	13 979.40	3 699.00	3 899.00	1 849.50	15 828.90
C5 -A	4 871.40	1 468.80	6 340.20	1 173.00	1 173.00	586.50	6 926.70
C4 -A	4,057.90	734.40	4 792.30	790.50	790.50	395.25	5 187.55
C4 -B	8 266.70	1 224.00	9 490.70	2 626.50	2 626.50	1 313.25	10 803.95
C4 -A	3 010.70	1 468.80	4 479.50	586.50	586.50	293.25	4 772.75
C3 -G	3 730.65	734.40	4 465.05	726.75	726.75	363.37	4 828.42
C3 -F	7 657.65	612.00	8 269.65	1 491.75	1 491.75	745.87	9 015.52
C3 -E	7 854.00	612.00	8 466.00	1 530.00	1 531.00	765.00	9 231.00
C3 -A	7 101.32	612.00	7 713.32	1 383.38	1 382.38	691.19	8 404.51
C3 -B	7 246.30	7 346.40	8 593.10	1 606.50	1 606.50	803.25	9 396.35
C3 -A	3 010.70	1 468.80	4 479.50	586.50	586.50	293.25	4 772.75
C2 -G	6 248.10	1 468.80	7 716.90	1 504.50	1 504.50	752.25	8 469.15
C2 -F	12 602.10	1 224.00	13 826.10	3 034.50	3 034.50	1 517.25	15 343.35
C2 -E	12 708.00	1 224.00	13 932.00	3 060.00	3 060.00	1 530.00	15 462.00
C2 -A	12 708.00	1 224.00	13 932.00	3 060.00	3 060.00	1 530.00	15 462.00
C2 -B	11 225.40	1 224.00	12 449.40	2 703.00	2 703.00	1 351.50	13 800.90
C2 -A	4 871.40	1 468.80	6 340.20	1 173.00	1 173.00	586.50	6 926.70
C1 -G	3 927.00	734.40	4 661.40	765.00	765.00	382.50	5 043.90
C1 -F	7 854.00	612.00	8 466.00	1 530.00	1 530.00	765.00	9 231.00
C1 -E	7 854.00	612.00	8 466.00	1 530.00	1 530.00	765.00	9 231.00
C1 -A	7 854.00	612.00	8 466.00	1 530.00	1 530.00	765.00	9 231.00
C1 -C	7 854.00	612.00	8 466.00	1 530.00	1 530.00	765.00	9 231.00
C1 -B	6 937.70	612.00	7 549.70	1 351.50	1 351.50	675.75	8 225.45
C -A	3 010.70	734.40	3 745.10	586.50	586.50	293.25	4 038.35

COLUMNAS	VIGA P	VIGA Ama	P d.	VIGA Pl.	100% Pl.	50% Pl.	Pd + 50%Pl
C 6-D	5,741.90	734.40	6,476.30	1,708.50	1,708.50	854.25	7,330.55
C 6-C	10,583.90	612.00	11,195.90	3,178.50	3,178.50	1,589.25	12,785.15
C 6-B	8,554.20	612.00	9,166.20	2,643.00	2,643.00	1,321.50	10,487.70
C 6-A	3,712.20	734.40	4,446.60	1,173.00	1,173.00	586.50	5,033.10
C 5-D	9,408.00	1,468.80	10,876.80	2,992.50	2,992.50	1,496.25	12,373.05
C 5-C	17,472.00	1,224.00	18,696.00	5,557.50	5,557.50	2,778.75	21,474.75
C 5-B	14,706.40	1,224.00	15,930.40	4,646.50	4,646.50	2,323.25	18,253.65
C 5-A	6,642.40	1,468.80	8,111.20	2,081.50	2,081.50	1,040.75	9,151.95
C 4-D	5,003.40	734.40	5,737.80	1,519.00	1,519.00	759.50	6,497.30
C 4-B	9,088.20	1,224.00	10,312.20	4,233.00	4,233.00	2,116.50	12,428.70
C 4-A	3,712.20	1,468.80	5,181.00	1,173.00	1,173.00	586.50	5,767.50
C 3-G	4,599.90	734.40	5,334.30	1,453.50	1,453.50	726.75	6,061.05
C 3-F	9,441.90	612.00	10,053.90	2,923.50	2,923.50	1,461.75	11,515.65
C 3-E	9,684.00	612.00	10,296.00	2,940.00	2,940.00	1,470.00	11,766.00
C 3-D	8,755.95	612.00	9,367.95	2,706.80	2,706.80	1,353.40	10,721.30
C 3-B	9,088.20	1,224.00	10,312.20	4,233.00	4,233.00	2,116.50	12,428.70
C 3-A	3,712.20	1,468.80	5,181.00	1,173.00	1,173.00	586.50	5,767.50
C 2-G	7,929.60	1,468.80	9,398.40	2,522.26	2,522.26	1,261.13	10,659.53
C 2-F	15,993.60	1,224.00	17,217.60	5,087.26	5,087.26	2,543.63	19,761.20
C 2-E	16,128.00	1,224.00	17,352.00	5,130.00	5,130.00	2,565.00	19,917.00
C 2-D	16,128.00	1,224.00	17,352.00	5,130.00	5,130.00	2,565.00	19,917.00
C 2-C	16,128.00	1,224.00	17,352.00	5,130.00	5,130.00	2,565.00	19,917.00
C 2-B	14,246.40	1,224.00	15,470.40	4,531.50	4,531.50	2,265.75	17,736.15
C 2-A	6,182.40	1,468.80	7,651.20	1,966.50	1,966.50	983.25	8,634.45
C 1-G	4,992.00	734.40	5,726.40	1,500.00	1,500.00	750.00	6,476.40
C 1-F	10,992.00	612.00	11,604.00	3,330.00	3,330.00	1,665.00	13,269.00
C 1-E	10,992.00	612.00	11,604.00	3,330.00	3,330.00	1,665.00	13,269.00
C 1-D	10,992.00	612.00	11,604.00	3,330.00	3,330.00	1,665.00	13,269.00
C 1-C	12,000.00	780.00	12,780.00	3,660.00	3,660.00	1,830.00	14,610.00
C 1-B	9,827.20	696.00	10,523.20	3,003.00	3,003.00	1,501.50	12,024.70
C 1-A	3,827.20	734.40	4,561.60	1,173.00	1,173.00	586.50	5,148.10



## 2º NIVEL (1P)

COLUMNAS	VIGA P.	VIGA Ama.	Escal.	Pd.	VIGA Pl.	100% Pl.	50% Pc.	Pd.+ <sup>50%</sup> Pl.
C 4-G	4,519.20	734.40		5,253.60	714.00	714.00	357.00	5,610.60
C 4-F	4,519.20	612.00		5,131.20	714.00	714.00	357.00	5,488.20
C 4-E	4,374.00	612.00		4,986.00	2,295.00	2,295.00	1,147.50	6,133.50
C 4-D	9,371.40	734.40		10,111.80	3,814.00	3,814.00	1,907.00	12,018.80
C 3-G	8,088.30	1,468.80		9,557.10	2,180.26	2,180.26	1,090.13	10,647.23
C 3-F	12,930.30	1,224.00		14,154.30	3,650.26	3,650.26	1,825.13	15,979.43
C 3-E	13,356.00	1,224.00		14,580.00	4,935.00	4,935.00	2,467.50	17,047.50
C 3-A	12,427.95	612.00		13,039.95	4,701.75	4,701.75	2,350.88	15,390.83
C 1-F	11,688.00	696.00		12,384.00	3,390.00	3,390.00	1,695.00	14,079.00
C 1-E	13,968.00	792.00		14,760.00	4,020.00	4,020.00	2,010.00	16,770.00
C 1-D	14,352.00	888.00		15,240.00	4,320.00	4,320.00	2,160.00	17,400.00
C 1-C	14,664.00	984.00		15,648.00	4,530.00	4,530.00	2,265.00	17,913.00
C 1-B	13,895.20	1,104.00		14,999.20	4,306.50	4,306.50	2,153.25	17,152.45
C 1-A	6,311.20	1,411.20		7,722.40	1,966.50	1,966.50	983.25	8,705.65

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS:

Se ha dimensionado las columnas para soportar una carga de 1.65 (D+0.SL) con una excentricidad que varía de acuerdo al tipo de columna, y para una cuantía de 1% como mínimo.

La excentricidad de las columnas interiores está dado por 0.030 h. para todos los niveles.

La excentricidad de las columnas exteriores estará dado por la relación:

$$E_{ext} = \frac{P_{o \text{ interior}}}{P_{o \text{ exterior}}} \times E \text{ interior}$$

De donde:

$$P_o = 1.65 P_T$$

siendo

$$P_T = (P_D + 0.5P_L) + \text{Peso Propio}$$

$$E = 0.030 h$$

$$P_T = 0.01$$

$$M = \frac{f_y}{0.85 f' c} r$$

Se utiliza los gráficos de Whitney para piezas rectangulares sometidas a una carga excéntrica.

En donde se entra al abaco con:  $d/t$  y  $e'/t$ .

Obteniendo K

que será reemplazado en  $b \times t = \frac{P_u}{\phi K f' c}$

Obteniendo de esta manera la sección de la columna.

COLUMNAS : TIPOS

Se han agrupado las columnas en un número de tipos, tales que cada uno de estos, reúnan a aquellos de cargas semejantes, así como también de acuerdo a su ubicación.

Así se tiene:

Tipo C-1: Agrupa a las columnas esquineras:  
C6-D, C4-D, C4-A, C3-G, C3-A, C1-G,  
C6-A.

Tipo C-2: Agrupa a las columnas extremas:  
C6-C, C6-B, C5-D, C5-A, C3-F, C3-E,  
C3-A, C3-B, C2-G, C2-A, C1-F, C1-E,  
C1-A, C1-C, C1-B.

Tipo C-3 : Agrupa a las columnas interiores:  
C5-C, C5-B, C4-B, C2-F, C2-E, C2-A,  
C2-C, C2-B.

Para el dimensionamiento de las columnas, se tomará la columna de mayor carga de cada tipo, y se generalizará el resultado para cada tipo.

COLUMNAS C - 1

NIVEL AZOTEA (Soportan piso azotea).

Dimensión Aproximada: 25 x 30

Peso de 1 columna:  $0.25 \times 0.30 \times 2.65 \times 2,400 = 477.02 \text{ Kg.}$

$$P_T = (PA + 50\% P_C) + P.P.$$

$$P_T = (5,546,67) + (477.02)$$

$$P_T = 6,023 \text{ Kg.}$$

$$P_u = 1.65 P_T$$

$$P_u = 1.65 \times 6,023.69 = 9,939.08 \text{ Kg.}$$

$$P_u = 9,939 \text{ Kg.}$$

$$e' = \frac{P_u \text{ interior}}{P_u \text{ exterior}} \times e \text{ interior}$$

$$P_u \text{ interior} = (15,462 + 477) 1.65$$

$$P_u \text{ interior} = 26,299.35$$

$$P_u \text{ interior} = 26,300 \text{ Kg.}$$

$$e \text{ interior} = 0.03 \text{ h.}$$

$$e \text{ interior} = 0.03 \times 2.65 = 0.0795$$

$$e' \text{ exterior} = \frac{26,300}{9,939} \times 0.0795 = 0.20988$$

$$e' \text{ exterior} = 0.2099$$

$$P_t = 0.01$$

$$m = \frac{f_y}{\phi f'_c} \quad \begin{array}{l} f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2 \\ f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

$$m = \frac{2800}{0.85 \times 140} = 23.529$$

$$p_{tm} = 0.235$$

Entrando al abaco

$$d/t = \frac{25}{30} = 0.83$$

$$e'/t = \frac{0.2099}{0.30} = 0.69$$

Para

$$d/t = 0.80 \quad \rightarrow \quad K = 0.18$$

$$d/t = 0.85 \quad \rightarrow \quad K = 0.21$$

$$\begin{array}{r} \text{Si para } 0.05 \quad \quad \quad 0.030 \\ \quad \quad \quad 0.02 \quad \quad \quad x \end{array}$$

$$x = 0.012$$

$$\text{Para } d/t = 0.83 \quad \rightarrow \quad K = 0.198$$

reemplazando estos valores en:

$$b \times t = \frac{P_u}{0.70 k f'_c}$$

$$b \times t = \frac{9.939}{0.70 \times 0.198 \times 140} = 512.20 \text{ cm}^2$$

$$b \times t = 25 \times 30 = 750 \text{ cm}^2$$

$$b \times t = 25 \times 30 \text{ cm.} \quad \underline{\underline{P_t = 0.01}}$$

Niveles: 4 - 3° (soporta azotea y 4° niveles).

Dimensión aproximada 25 x 40

Peso de 1 columna 0.25 x 0.40 x 2.65 x 2400 = 636 Kg.

$$P_t = (P_a + 50\% P_1) + P.P.$$

$$P_t = 7,330.55 + 636$$

$$P_t = 7,966.55 \text{ Kg}$$

$$P_u = 9,939 + 1.65 (7,966.55)$$

$$P_u = 9,939 + 13,145$$

$$P_u = 23,084 \text{ Kg.}$$

$$e' = 0.2099$$

$$P'c = 140 \text{ Kg/cm.}$$

$$P_t = 0.01$$

$$m = 23.529$$

$$P_{tm} = 0.235$$

$$d/t = \frac{35}{40} = 0.875$$

$$d = t - s = 40 - 5 = 35$$

$$e'/t = \frac{0.2099}{0.40} = 0.524$$

Entrando al abaco:

$$d/t = 0.85$$

$$K = 0.32$$

$$d/t = 0.90$$

$$K = 0.33$$

$$d/t = 0.875$$

$$K = 0.325$$

reemplazando valores:

$$b \times t = \frac{P_u}{0.7 k_f' c}$$

$$b \times t = \frac{23,084}{0.7 \times 0.325 \times 140} = 724.77 \text{ cm.} < 1,000 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 40 \quad P_o = 0.01 \quad f'_c = 140$$

Nivel 3°- 2° (Soporta azotea, 4°y 3°Niveles).

Dimensión aproximada: 25 x 40

Peso de la columna: 636 Kg.

$$P_u = 23,084 + 1.65 (7,966.55).$$

$$P_u = 23,084 + 13,145$$

$$P_u = 36,229 \text{ Kg.}$$

$$e'/t = 0.524$$

$$f'_c = 140$$

$$d/t = 0.875$$

$$m = 23.529$$

$$P_t = 0.015$$

$$P_{tm} = 0.353$$

Entrando al abaco

$$d/t = 0.85$$

$$K = 0.40$$

$$d/t = 0.90$$

$$K = 0.43$$

$$d/t = 0.875$$

$$K = 0.415$$

reemplazando valores

$$b \times t = \frac{P_u}{0.70 K f'_c}$$

$$b \times t = \frac{36.229}{0.70 \times 0.415 \times 140} = 890 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 40$$

$$P_t = 0.015$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/m.}$$

Nivel 2°- 1° (Soporta azotea, 4°, 3°, y 2° niveles).

Dimensión aproximada: 25 x 40

Peso de la columna: 636 Kg.

$$P_u = 36,229 + 13,145$$

$$P_u = 49,374 \text{ Kg.}$$

$$e/t = 0.524$$

$$d/t = 0.875$$

$$P_t = 0.25$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/m.}$$

$$m = 23.529$$

$$P_{tm} = 0.588$$

Entrando al abaco

$$d/t = 0.85$$

$$d/t = 0.90$$

$$\therefore d/t = 0.875$$

$$K = 0.50$$

$$K = 0.54$$

$$K = 0.52$$

reemplazando valores

$$b \times t = \frac{P_u}{0.70 K f'_c}$$

$$b \times t = \frac{49374}{0.70 \times 0.52 \times 140} = 969 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 40 = 1,000 \text{ cm}^2 \quad 969 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 40$$

$$P_t = 0.025$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/m.}$$



COLUMNAS C - 2

Nivel: Azotea- 4º nivel (Soporta nivel azotea).

Dimensión aproximada 25 x 30

Peso de 1 columna: 477.02 Kg.

$$P_t = (P_a + 50\% P_c) + P.P.$$

$$P_t = 9,774.30 + 477.02$$

$$P_t = 10,251.32 \text{ Kg.}$$

$$P_u = 1.65 P_t$$

$$P_u = 1.65 \times 10,251.32$$

$$P_u = 16,915 \text{ Kg.}$$

$$e' = \frac{P_u \text{ interior}}{P_u \text{ exterior}} e' \text{ interior}$$

$$P_u \text{ interior} = (15,462 + 477,02) 1.65 = 26,299 \text{ Kg.}$$

$$e' \text{ interior} = 0.03h = 0.0795$$

$$e' = \frac{26,299}{16,915} \times 0.0795$$

$$e' = 0.1232$$

$$e'/t = \frac{0.1232}{0.3000} = 0.41$$

$$d/t = \frac{25}{30} = 0.83$$

$$P_t = 0.01$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm.}$$

$$m = \frac{f_y}{\phi f'_c} = \frac{2800}{0.85 \times 140} = 23.529$$

$$P_{tm} = 0.235$$

Entrando al abaco

$$d/t = 0.85$$

$$k = 0.41$$

$$d/t = 0.80$$

$$k = 0.40$$

$$\therefore d/t = 0.83$$

$$k = 0.406$$

reemplazando valores

$$b \times t = \frac{P_u}{0.70 k f'_c}$$

$$b \times t = \frac{16,915}{0.70 \times 0.406 \times 140} = 425 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 30 = 750 \text{ cm}^2 > 425 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 30 \text{ cm}$$

$$P_t = 0.01$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/m.}$$

Niveles 4°- 3° (Soporta azotea y 4°niveles).

Dimensión aproximada 25 x 40

Peso de 1 columna : 636 Kg.

$$P_u = 16,915 + 1.65 (12,373 + 636)$$

$$P_u = 16,915 + 21,465$$

$$P_u = 38,380 \text{ Kg.}$$

$$e' t = 0.308$$

$$d/t = 0.875$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/m.}$$

$$P_t = 0.01$$

$$m = 23.529$$

$$P_{tm} = 0.235$$

Entrando al abaco

$$d/t = 0.85$$

$$k = 0.51$$

$$d/t = 0.90$$

$$k = 0.54$$

$$\therefore d/t = 0.875$$

$$k = 0.525$$

reemplazando valores

$$b \times t = \frac{P_u}{0.70 k f'_c}$$

$$b \times t = \frac{38,380}{0.70 \times 0.525 \times 140} = 745 \text{ cm}$$

$$b \times t = 25 \times 40 = 1,000 \text{ cm}^2 > 745 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 40$$

$$P_t = 0.01$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/m.}$$

Nivel 3°- 2° (soporta azotea, 4° y 3° niveles).

Dimensión aproximada

$$P_u = 38,380 + 21,465$$

$$P_u = 59,845 \text{ Kg.}$$

$$e't = 0.308$$

$$d/t = 0.875$$

$$P_t = 0.018$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/m.}$$

$$m = 23.529$$

$$P_{tm} = 0.424$$

Entrando al abaco:

$$d/t = 0.85$$

$$k = 0.60$$

$$d/t = 0.90$$

$$k = 0.65$$

$$\therefore d/t = 0.875$$

$$k = 0.625$$

reemplazando valores:

$$b \times t = \frac{P_u}{0.70 k f'_c}$$

$$b \times t = \frac{59,845}{0.70 \times 0.625 \times 140} = 977 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 40 = 1,000 \text{ cm}^2 > 977 \text{ cm}^2$$

$$b \times t = 25 \times 40$$

$$P_t = 0.018$$

$$f'_c = 140$$

Nivel 2° - 1° (Soporta azotea 4°, 3°, y 2° niveles).

Dimensión aproximada 25 x 40

Peso de 1 columna: 636 Kg.

$$P_u = 59,845 + 21,465$$

$$P_u = 81,310 \text{ Kg}$$

$$e't = 0.308$$

$$d/t = 0.875$$

$$P_t = 0.040$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/m.}$$

$$P_{tm} = 0.94$$

$$m = 23.529$$

Entrando al abaco

$$d/t = 0.85$$

$$k = 0.85$$

$$d/t = 0.90$$

$$k = 0.88$$

$$d/t = 0.875$$

$$k = 0.865$$

reemplazando valores:

$$b \times t = \frac{P_u}{0.70 k f'_c}$$

$$b \times t = \frac{81,310}{0.70 \times 0.865 \times 140} = 959 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 40 = 1,000 \text{ cm}^2 \geq 959 \text{ cm}^2$$

$$b \times t = 25 \times 40$$

$$.Pt = 0.04$$

$$f'_c = 140$$

COLUMNAS C-3

Nivel azotea - 4º nivel (soportan piso azotea).

Dimensión aproximada 25 x 30

Peso de 1 columna: 477.02 Kg.

$$P_t = (P_a + 50\% P_l) + P.P.$$

$$P_t = 18,676.50 + 477.02$$

$$P_t = 19,153.52 \text{ Kg.}$$

$$P_u = 1.65 P_r$$

$$P_u = 1.65 \times 19,153.52$$

$$P_u = 31,603 \text{ Kg.}$$

$$c' = 0.03h = 0.0795$$

$$c'/t = \frac{0.0795}{0.3000} = 0.265$$

$$P_t = 0.01$$

$$P_{tm} = 0.235$$

$$d/t = 0.83$$

$$f'_c = 140$$

$$m = 23.529$$

Entrando al abaco

$$d/t = 0.80$$

$$k = 0.52$$

$$d/t = 0.85$$

$$k = 0.55$$

$$\therefore d/t = 0.83$$

$$k = 0.538$$

reemplazando valores:

$$b \times t = \frac{P_u}{0.70 k f'_c}$$

$$b \times t = \frac{31,603}{0.7 \times 0.53 \times 140} = 599.40 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 30 = 750 > 599.40 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 30 \quad Pt = 0.01$$
$$f'c = 140$$

Nivel 4°- 3° (soportan azotea y 4 niveles).

Dimensión aproximada 25 x 40

Paso de 1 columna 686 Kg.

$$Pu = 31,603 + 1.65(21,474.75$$

$$Pu = 31,603 + 36,483$$

$$Pu = 68,086 \text{ Kg.}$$

$$e'/t = \frac{0.0795}{0.4000} = 0.198$$

$$f'c = 140$$

$$d/t = 0.875$$

$$m = 23.529$$

$$pt = 0.015$$

$$Ptm = 0.353$$

Entrando al abaco :

$$d/t = 0.85$$

$$K = 0.70$$

$$d/t = 0.90$$

$$K = 0.72$$

$$d/t = 0.825$$

$$K = 0.71$$

reemplazando valores :

$$b \times t = \frac{Pu}{0.70 \times K \times f'c}$$

$$b \times t = \frac{68,086}{0.70 \times 0.71 \times 140} = 978.52 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 40 = 1000 \text{ cm}^2 \quad 978 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 40 \quad Pt = 0.015$$
$$f'c = 140$$

Nivel 3° - 2° (soportan azotea 4° y 3° niveles).

Dimensión aproximada 25 x 40

Peso de 1 columna 636 Kg.

$$Pu = 68,086 + 36,483$$

$$Pu = 104,569 \text{ Kg.}$$

$$e'/t = 0.198$$

$$f'c = 140$$

$$d/t = 0.875$$

$$m = 23.529$$

$$Pt = 0.042$$

$$Ptm = 0.99$$

Entrando al abaco

$$d/t = 0.85$$

$$k = 1.0$$

$$d/t = 0.90$$

$$k = 1.08$$

$$d/t = 0.875$$

$$k = 1.055$$

reemplazando valores:

$$b \times t = \frac{Pu}{0.70 k f'c}$$

$$b \times t = \frac{104.569}{0.70 \times 1.055 \times 140} = 1,011$$

$$b \times t = 25 \times 40 = 1000 \quad 1,011$$

$$b \times t = 25 \times 40$$

$$Pt = 0.042$$

$$f'c = 140$$



Nivel 2° - 1° (soportan azotea 4°, 3°, y 2° niveles).

Dimensión aproximada 25 x 40

$$P_u = 104,569 + 36,483$$

$$P_u = 141,052 \text{ Kg.}$$

$$e'/t = 0.198$$

$$f'_c = 140$$

$$d/t = 0.875$$

$$m = 23.529$$

$$P_t = 0.70$$

$$P_{tm} = 1.45$$

Entrando al abaco

$$d/t = 0.85$$

$$k = 1.44$$

$$d/t = 0.90$$

$$k = 1.48$$

$$\therefore d/t = 0.875$$

$$k = 1.46$$

reemplazando valores:

$$b \times t = \frac{P_u}{0.70 \cdot k \cdot f'_c}$$

$$b \times t = \frac{141,052}{0.70 \times 1.46 \times 140} = 985.82 \text{ cm.}$$

$$b \times t = 25 \times 40 = 1000 \text{ cm.} \quad \geq \quad 985.82$$

$$b \times t = 25 \times 40$$

$$P_t = 0.07$$

$$f'_c = 140$$

ANALISIS SISMICO

CAPITULO N°3

### ANALISIS SISMICO

El análisis se basará en el "Proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisismico" y para el cálculo de los valores "D" y distribución del cortante entre los elementos resistentes (columnas y placas), se usará el Método del Dr. Kiyoshi Muto.

El análisis de la estructura se hará a partir del 1º nivel, sin considerar el semi sótano, ya que este tiene gran rigidez, debido a la presencia de los muros de contención.

El procedimiento general a seguir es el siguiente.

- I - Metrado de cargas.
- II - Cálculo del cortante en la base y su distribución en los diferentes niveles del edificio.
- III - Cálculo de los valores "D" y cortantes en columnas y placas:
  - a) Cálculo de rigideces de vigas; rigideces, valores D y puntos de inflexión de columnas.
  - b) Análisis de placas: ascensor y tanque elevado, valores A y fuerzas cortantes.- comprobación por corte.
- IV - Cálculo del Momento de Torsión
  - a) Determinación del centro de gravedad geométrico de cada piso.
  - b) Determinación del centro de masas o de corte (G) de cada piso.
  - c) Cálculo del centro de rigidez (R) de cada piso.
  - d) Cálculo de excentricidades y momentos de Torsión.
- V - Cortante final corregido por torsión sísmica.
  - a) Cálculo del cortante final en cada pórtico.
  - b) Cálculo del cortante final en cada elemento del pórtico.
- VI - Momentos de Flexión en las columnas .
- VII- Momentos de Flexión en las vigas.

VIII - Fuerza axial en las columnas.

IX - Corrección debida al grado de empotramiento de la columna base (por la consideración anterior no se hará tal corrección).

1.- METRADO DE CARGAS.

El metrado se hará considerando el area tributaria de cada pórtico principal; y además por facilidad del trabajo el peso debido a muros perimetrales y tabiquería, se calculará por piso midiendo su extensión lineal horizontal según planos arquitectónicos, descontando previamente los vaños existentes. Dichos cálculos aparecen en una sección aparte.

AZOTEA

Pórtico 6

Peso de Aligerado (t= 20 cm).= (6.25 + 5.60 + 4.40)280 =	=	11.60 Ton.
Peso de Acabado = 2.55(6.70 +6.00+4.80)0.100	=	4.46
Peso de Vigas Principales = (2.5x.30x17.80)2.4	=	3.20
Peso de Vigas de Amarre = (35x.23x10.20)2.4	=	1.97
Peso 1/2 (4xcolumnas)=(1/2x4x.25x30x6.65)2.4	=	<u>0.95</u>
		22.18 Ton.

Pórtico 5

Peso de Aligerado (t=20cm).= 5.10(6.70+5.60+4.40).28	=	23.86 Ton.
Peso de Acabado = 5.10(6.95+6.00+4.85)0.1	=	9.08
Peso de Vigas Principales = (.25x.30x18.15)2.4	=	3.27
Peso de Vigas de Amarre = (.35x.23x20.40)2.4	=	3.94
Peso 1/2 x4 Col.sep.+ (1/2x4x.25x.30x2.65)2.4	=	<u>0.95</u>
		41.09 Ton.

Pórtico 4

Peso de Aligerado (t=20 cm.)=2.55(7.00+5.80+4.50+3.90)		
.28 =	=	15.14 Ton.
Peso de Acabado = 2.55(22.15)0.10	=	5.65
Peso de Vigas Principales= (.25x.30x14.30)2.4	=	2.57
Peso de Vigas de Amarre = (.35x.23x15.30)2.4	=	2.96
Peso de 1/2 x 3 Col. inferior =1/2x3x.25x.30x2.65)2.4 =	=	<u>0.72</u>
		27.04 Ton.

Pórtico 3.

Peso de Aligerado (t=20 cm).=2.55(3x5.65+4.65+2x3.95+		
4.50)28 =	=	24.28 Ton.
Peso de Acabado = 2.55x38.55x0.10	=	9.83
Peso de Vigas Principales = (.25x.30x29.80)2.4	=	5.36
Peso de Vigas de Amarre = (.35x.23x22.95)2.4	=	4.43
Peso de 1/2 x6xCol. inf.=1/2x6x.25x.30x2.65x2.4	=	1.43
Peso (1/2 placa sismica)=1/2x3.15x0.25x2.65x24	=	<u>2.50</u>
		47.83 Ton.

Pórtico 2.

Peso de Aligerado (t=20 cm). =	$5.10(5.60 \times 5 + 4.55) \cdot 2.8$	=	46.48
Peso de Acabado =	$5.10 \times 34.55 \times 0.20$	=	17.62
Peso de Vigas Principales =	$(.25 \times .30 \times 32.80) \cdot 2.4$	=	6.80
Peso de Vigas de Amarre =	$(.35 \times .23 \times 35.70) \cdot 2.4$	=	6.90
Peso de 1/2 x 7 x Col. inf. =	$1/2 \times 7 \times .25 \times .30 \times 2.65 \times 2.4$	=	<u>1.67</u>
			79.47 Ton.

Pórtico 1.

Peso de Aligerado (t=20 cm.) =	$2.55(5.60 \times 5 + 4.55) \cdot 2.8$	=	23.24 Ton.
Peso de Acabado =	$2.55 \times 34.55 \times 0.10$	=	8.81
Peso de Vigas Principales =	$(.25 \times .30 \times 32.80) \cdot 2.4$	=	6.80
Peso de Vigas de Amarre =	$(.35 \times .23 \times 17.85) \cdot 2.4$	=	3.45
Peso de 1/2 x 7 Col. Inf. =	$1/2 \times 7 \times .25 \times .30 \times 2.65 \times 2.4$	=	<u>1.67</u>
			43.97 Ton.

Peso de la Sobrecarga en la Azotea.

Debido a que en la azotea existen 2 tipos de sobrecarga (s/c = 200 Kg/m<sup>2</sup>. en la zona de guardiana y s/c = 100 Kg/m<sup>2</sup>. en el resto de la azotea), se tomarán 2 areas de influencia.

$$A_1 = 507.00 \text{ m}^2 \quad (\text{s/c} = 100 \text{ Kg/m}^2.)$$

$$A_2 = 36.52 \text{ m}^2 \quad (\text{s/c} = 200 \text{ Kg/m}^2.)$$

$$P_1 = 507.00 \times 100 = 50700 \text{ Kg.} = 50.70 \text{ Ton.}$$

$$P_2 = 36.52 \times 200 = 7304 \text{ Kg.} = 7.304 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso total} = 58.004 \text{ Ton.}$$

De acuerdo al proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisísmico se tomará el 25% de la sobrecarga por tratarse de un edificio destinado a oficinas y departamentos de vivienda.

$$\text{Peso a considerarse} = 0.25 \times 58.004 = 14.50 \text{ Ton.}$$

$$\text{Ps/c} = 14.50 \text{ Ton.}$$

PISO TIPICO (4° - 3° Niveles).

Pórtico 6.

Peso de Aligerado (t=20 cm.)	=	2.55(6.25+5.60+4.40).28	=	11.60 Ton.
Peso de Acabado	=	2.55x(6.70+6.00+4.80)0.10	=	4.46
Peso de Vigas Principales	=	(0.25x0.40x16.25)2.4	=	3.90
Peso de Vigas de Amarre	=	(0.40x0.25x10.20)2.4	=	2.45
Peso(1/2x4 Col.Sup.+1/2x4 Col. Inf.)		$\left[ (1/2x4x.25x30x2.65) + (1/2x4x.25x.40x2.65) \right]$		24
			=	<u>2.22</u>
				24.63 Ton.

Pórtico 5.

Peso de Aligerado (t=20 cm.)	=	5.10(6.55+5.65+4.40).28	=	23.70 Ton.
Peso de Acabado	=	5.10x(17.75)0.10	=	9.05
Peso de Vigas Principales	=	(0.25x0.40x16.60)2.4	=	3.98
Peso de Vigas de Amarre	=	(0.40x0.25x20.40)2.4	=	4.90
Peso 1/2x4 Col.Sup. +1/2x4 Col.Inf.	=	$\left[ (1/2x4.25x.30x2.65) + (1/2x4x.25x40x2.65) \right]$		2.4
			=	<u>2.22</u>
				43.85 Ton.

Pórtico 4.

Peso de Aligerado (t=20 cm.)	=	2.55(20.85).28	=	14.87 Ton.
Peso de Acabado	=	2.55(22.05)0.10	=	5.67
Peso de Vigas Principales	=	(0.25x0.40x14.25)2.4	=	3.42
Peso de Vigas de Amarre	=	(0.40x0.25x15.30)2.4	=	3.67
Peso 1/2x3 Col.Sup. +1/2x3 Col.Inf.	=	$\left[ 1/2x3x0.25x0.30x2.65 + 1/2x3x0.25x0.40x2.65 \right]$		2.4
			=	<u>1.67</u>
				29.25 Ton.



Pórtico 3

Peso de Aligerado (t=20 cm.)=2.55(33.20).28	=	23.70 Ton.
Peso de Acabado = 2.55(38.50)0.10	=	9.82
Peso de Vigas Principales = (0.25x0.40x29.40)2.4	=	7.06
Peso de Vigas de Amarre = (0.40x0.25x22.95)2.4	=	5.51
Peso de 1/2 Col.Sup.+1/2x6 Col.Inf.= $\left[ (1/2x6x0.25x0.30x2.65) + (1/2x6x0.25x0.40x2.65) \right]$ 2.4	=	3.34
Peso de 1/2 Placas sísmica inf. y sup.= 1/2x3.15x0.25x2.65 x2x2.4	=	<u>5.00</u>
		54.43 Ton.

Pórtico 2.

Peso de Aligerado (t=20 cm.)= 5.10(32.20)0.28	=	45.98 Ton.
Peso de Acabado = 5.10x34.55x0.10	=	17.62
Peso de Vigas Principales = (0.25x0.40x32.20)2.4	=	7.73
Peso de Vigas de Amarre = (0.40x0.25x35.70)2.4	=	8.57
Peso de 1/2x7 Col.Sup.+1/2 Col.Inf.= $\left[ (1/2x7x0.25x0.30x2.65) + (1/2x7x0.25x0.40x2.65) \right]$ 2.4	=	<u>3.90</u>
		83.80 Ton.

Pórtico 1.

Peso de Aligerado (t=20 cm.)= 2.55(32.40)0.28	=	23.13 Ton.
Peso de Acabado = 2.55x34.70x0.10	=	8.85
Peso de Vigas Principales = (0.25x0.40x32.40)2.4	=	7.78
Peso de Vigas de Amarre = (0.40x0.25x17.85)2.4	=	4.28
Peso de 1/2x7 Col.sup.+1/2 Col.inf. = $\left[ (1/2x7x0.25x0.30x2.65) + 1/2x7x0.25x0.40x2.65 \right]$ 2.4	=	<u>3.90</u>
		47.94 Ton.

Peso de la sobrecarga en Piso Típico

Debido a que en el Hall principal de distribución existen otros tipos de sobrecarga (s/c = 400 Kg/m<sup>2</sup>) se tomará también 2 areas.

$$A_1 = 522.10 \text{ m}^2. \quad (\text{s/c} = 200 \text{ Kg/m}^2.)$$

$$A_2 = 21.42 \text{ m}^2. \quad (\text{s/c} = 400 \text{ Kg/m}^2.)$$

$$P_1 = 522.10 \times 200 = 104,420 \text{ Kg} = 104.42 \text{ Ton.}$$

$$P_2 = 21.42 \times 400 = 8,568 \text{ Kg.} = 8.568 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso total} = 112.988 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso a considerarse} = 0.25 \times 112.988 = 28.25 \text{ Ton.}$$

$$\text{Ps/c} = 28.25 \text{ Ton.}$$

2dº NIVEL

Pórtico 6

Peso Aligerado (t=20 cm.) = $2.55(16.25)0.28$	=	11.60 Ton.
Peso de Acabado = $2.55 \times 17.50 \times 0.10$	=	4.46
Peso de Vigas Principales = $(0.25 \times 0.40 \times 16.25)2.4$	=	3.90
Peso de Vigas de Amarre = $(0.40 \times 0.25 \times 16.25)2.4$	=	2.45
Peso $1/2 \times 4$ Col.sup.+ $1/2 \times 4$ Col.inf.= $2(1/2 \times 4 \times 0.25 \times 0.40 \times 2.875)2.4$	=	<u>2.76</u>
		25.17 Ton.

Pórtico 5.

Peso de Aligerado (t=20 cm.) = $5.10 (16.60)0.28$	=	23.70 Ton.
Peso de Acabado = $5.10 \times 17.75 \times 0.10$	=	9.05
Peso de Vigas Principales = $(0.25 \times 0.40 \times 16.60)2.4$	=	3.98
Peso de Vigas de Amarre = $(0.40 \times 0.25 \times 20.40)2.4$	=	4.90
Peso de $1/2 \times 4$ Col.sup.+ $1/2 \times 4$ Col.int. = $2(1/2 \times 4 \times 0.25 \times 0.40 \times 2.875)2.4$	=	<u>2.76</u>
		44.89 Ton.

Pórtico 4.

Peso de Aligerado (t=20 cm.) = $2.55(31.80)0.28$	=	22.71 Ton.
Peso de Acabado = $2.55 \times 33.60 \times 0.10$	=	8.57
Peso de Vigas Principales = $(0.25 \times 0.40 \times 28.25)2.4$	=	6.78
Peso de Vigas de Amarre = $(0.40 \times 0.25 \times 22.95)2.4$	=	5.51
Peso $1/2 \times 3$ Col.sup.+ $1/2 \times 6$ Col.inf. = $\left[ 1/2(3 \times 0.25 \times 0.40 \times 2.65) + 1/2(6 \times 0.25 \times 0.40 \times 3.10) \right] 2.4$	=	<u>3.19</u> Ton.
		46.76

Pórtico 3.

Peso de Aligerado (t=20 cm.) = $2.55(44.10)0.28$	=	31.49 Ton.
Peso de Acabado = $2.55 \times 48.30 \times 0.10$	=	12.32
Peso de Vigas Principales = $(0.25 \times 0.40 \times 29.35)2.4$	=	7.04
Peso de Vigas de Amarre = $(0.40 \times 0.25 \times 80.60)2.4$	=	7.34
Peso de 1/2x6 Col.sup. +1/2x6 Col.inf.= $2(1/2 \times 6 \times 0.25 \times 0.40 \times 2.875)2.4$	=	4.14
Peso de 1/2 Placa sismica inf. y sup. = $3.15 \times 0.25 \times 2.875 \times 2.4$	=	<u>5.43</u>
		67.76 Ton.

Pórtico 2.

Peso de Aligerado (t=20 cm.) = $5.10 \times 32.20 \times 0.28$	=	45.98 Ton.
Peso de Acabado = $5.10 \times 34.55 \times 0.10$	=	17.62
Peso de Vigas Principales = $(0.25 \times 0.40 \times 32.20)2.4$	=	7.73
Peso de Vigas de Amarre = $(0.40 \times 0.25 \times 35.70)2.4$	=	8.57
Peso de 1/2 Col.sup.+1/27 Col.inf.= $(7 \times 0.25 \times 0.40 \times 2.875)2.4$	=	<u>4.83</u>
		84.73 Ton.

Pórtico 1.

Peso de Aligerado = $3.85(32.40)0.28$	=	34.93 Ton.
Peso de Acabado = $3.85 \times 34.70 \times 0.10$	=	13.36
Peso de Vigas Principales= $(0.25 \times 0.40 \times 32.40)2.4$	=	7.78
Peso de Vigas de Amarre = $(0.40 \times 0.25 \times 17.85)2.4$	=	4.28
Peso de 1/2 7 Col.sup. +1/2 7 Col.Inf. = $2(1/2 \times 7 \times 0.25 \times 0.40 \times 2.875)2.4$	=	<u>4.83</u>
		65.18 Ton.

Peso de la sobrecarga en 2º Nivel.

Del mismo modo que para los pisos típicos, existirán 2 tipos de sobrecarga, por lo tanto habrán dos áreas de influencia.

$$A_1 = 630.76 \text{ m}^2. \quad (\text{s/c} = 200 \text{ Kg/m}^2)$$

$$A_2 = 21.42 \text{ m}^2. \quad (\text{s/c} = 400 \text{ Kg/m}^2)$$

$$P_1 = 630.76 \times 200 = 126,152 \text{ Kg} = 126.152 \text{ Ton.}$$

$$P_2 = 21.42 \times 400 = 8,568 \text{ Kg} = 8.568 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso total} = 134.72 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso a considerarse} = 0.25 \times 134.72 = 33.68 \text{ Ton.}$$

$$\text{Ps/c} = 33.68 \text{ Ton.}$$

CALCULO DE PESOS NO CONSIDERADOS EN LOS PORTICOS

1.- Peso de muro perimétrico en Azotea:

Longitud perimental	=	156.70 m.
Altura	=	0.80
Peso unitario	=	360 Kg/m <sup>2</sup> .
Peso de muro perimétrico	=	45.13 Ton.
* Ver atraz.		

2.- Peso de Dpto.de Guardián:

Aligerado (t = 20 cm.)	=	4.40x8.30x0.28 =	10.23 Ton.
Muro de Cabeza	=	17.00x2.40x0.36 =	14.69
Muro de Soga	=	8.20x2.40x0.20 =	3.94
Acabado	=	4.40x8.30x0.10 =	<u>3.65</u>
			32.51 Ton.

Sobrecarga: s/c = 100 Kg/m<sup>2</sup>.

Area = 4.40x8.30x0.10 = 3.65 Ton.

Ps/c = 0.25x3.65 = 0.91 Ton.

Ps/c = 0.91 Ton.

33.42 Ton.

3.- Peso de la caja del Ascensor por piso:

Perímetro	=	3.15 m.	
Altura	=	2.65 m.	
Espesor	=	0.25 m.	
P <sub>1</sub>	=	3.15x2.65x0.25x2.4=	5.00 Ton.
Perímetro	=	7.95 m.	
Altura	=	2.65 m.	
Espesor	=	0.20 m.	
P <sub>2</sub>	=	7.95x2.65x0.20x2.4=	10.11 Ton.

Perímetro = 1.80 m.  
Altura = 2.65 m.  
Espesor = 0.15 m.

$$P_3 = 1.80 \times 2.65 \times 0.15 \times 2.4 = 1.72 \text{ Ton.}$$

Perímetro = 2.40 m'  
Altura = 0.45 m.  
Espesor = 0.20 m.

$$P_4 = 2.40 \times 0.45 \times 0.20 \times 2.4 = 0.52 \text{ Ton.}$$

Peso de la caja de Ascensor

$$P = 5.00 + 10.11 + 1.72 + 0.52$$
$$P = 17.35 \text{ Ton.}$$

#### 4.- Peso de Escalera por Piso.

Por ser la escalera de dos tramos idénticos, el metrado se hará para un solo tramo y medio descanso, y luego el resultado se duplicará.

Distancia horizontal = 1.80 m.  
Distancia vertical = 1.14 m.  
Ancho de la escalera = 1.20 m.  
Espesor de la losa = 0.12 m.

$$1/2 \text{ Dimensión del descanso} = 1.25 \times 1.20$$

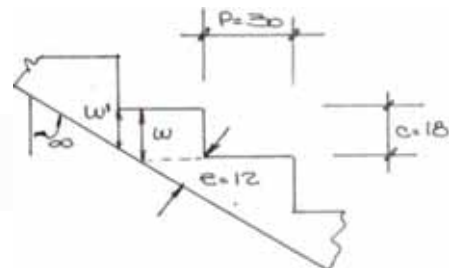
a) Peso de un tramo (incluyendo peldaños).

$$\text{Peso por } m^2 = 2.4 \times W \quad (\text{Ton}/m^2).$$

De donde:

$$W = W' + \frac{e}{2}$$

$$W' = \frac{e}{\text{sen } \alpha}$$



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{30}{18} = 1.666$$

$$\operatorname{Sen} \alpha = 0.5145$$

$$W = \frac{0.12}{0.5145} + \frac{0.18}{2}$$

$$W = 0.23 + 0.09$$

$$W = 0.32 \text{ m.}$$

$$\therefore \text{Peso Propio} = 2.4 \times 0.32 = 0.768 \text{ T/m}^2.$$

$$P_1 = 1.80 \times 1.20 \times 0.768 = 1.66 \text{ T.}$$

b) Peso de la losa de descanso:

$$P_2 = 1.25 \times 1.20 \times 0.12 \times 2.4 = 0.43 \text{ Ton.}$$

c) Peso de Acabado

$$P_3 = (1.25 \times 1.20 + 1.80 \times 1.20) 0.10 = 0.37 \text{ Ton.}$$

d) Peso de sobrecarga:

$$P_4 = 0.25(1.25 \times 1.20 + 1.80 \times 1.20) 0.40 = 0.37 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso total} = 2(P_1 + P_2 + P_3 + P_4)$$

$$\text{Peso total} = 2(1.66 + 0.43 + 0.37 + 0.37)$$

$$\text{Peso total} = 2(2.83).$$

$$P = 5.66 \text{ Ton.}$$

#### 5.- Peso del Cuarto de Máquinas:

Se considera parte de la caja de Ascensor que está en azotea.

$$P_1 = (9.20 \times 0.20 \times 0.90) 2.4 = 3.98 \text{ Ton.}$$



Peso de la losa del piso:

$$P_2 = (1.80 \times 2.40 \times 0.10) 2.4 = 1.04 \text{ Ton.}$$

Peso de la losa del techo:

$$P_3 = 1.04 \text{ Ton.}$$

Peso de las Paredes Laterales:

$$P_4 = (9.10 \times 2.50 \times 0.20) 2.4 = 10.92 \text{ Ton.}$$

Peso de sobrecarga: (400 Kg/m<sup>2</sup>).

$$P_5 = 1.80 \times 2.40 \times 0.4 = 1.73 \text{ Ton.}$$

Peso total  $P = 18.71 \text{ Ton.}$

6.- Peso de tanque elevado:

Peso de la losa del fondo:

$$P_1 = (2.85 \times 2.50 \times 0.15) 2.4 = 2.57$$

Peso de la losa superior:

$$P_2 = (2.85 \times 2.50 \times 0.10) 2.4 = 1.71$$

Peso de las paredes laterales:

$$P_3 = (4.50 \times 3.15 \times 0.25 + 1.20 \times 3.15 \times 0.20 + 2.30 \times 5.00 \times 0.15) 2.4 = 14.45$$

Peso de Agua:

$$P_4 = 2.50 \times 2.85 \times 1.90 \times 1.00 = 13.54 \text{ Ton.}$$

Peso total  $P = 32.27 \text{ Ton.}$

7.- CARGAS A CONSIDERAR EN PRIMER NIVEL.

Debido a que el análisis sísmico del edificio se hará a partir del primer piso, el peso de este piso estará conformado solamente por la mitad: del peso de columnas, placas sismica, caja

de ascensor, escalera, tabiquería y muro perimétrico.

#### RESUMEN DE CARGAS

Con el resumen de cargas, se obtendrá el peso total de cada piso, de acuerdo al criterio sísmico (1/2 Area de influencia del piso superior y 1/2 Area de influencia del piso inferior.)

Se hace notar que el peso del cuarto de máquinas y del tanque elevado son incluidos en el de la azotea.

Así mismo se hace ver que las correcciones de peso debidas al cambio de sección de columnas en el nivel de azotea con el 4° Nivel; han sido consideradas en el resumen de cargas del 3° Nivel.

Los cálculos del metrado de cargas de tabiquería no se han incluidos pero los valores aparecen en cada resumen.

AZOTEA

Peso Pórtico 6	22.18 Ton.
Peso Pórtico 5	41.09
Peso Pórtico 4	27.04
Peso Pórtico 3	47.83
Peso Pórtico 2	79.47
Peso Pórtico 1	43.97
Peso de Muro Perimétrico	45.13
Peso 1/2 Muro Perimétrico piso inferior	49.68
Peso 1/2 tabiquería inferior	26.00
Peso 1/2 caja de Ascensor piso inferior	8.68
Peso 1/2 escalera piso inferior	2.83
Peso de Dpto, de Guardián	33.42
Peso de cuarto de Máquinas	18.71
Peso de Tanque elevado	32.27
Peso de 25% de sobrecarga	<u>14.50</u>
Total	492.80 Ton.

CUARTO NIVEL (4 N.)

Peso Pórtico 6	24.63 Ton.
Peso Pórtico 5	43.85
Peso Pórtico 4	29.25
Peso Pórtico 3	54.43
Peso Pórtico 2	83.80
Peso Pórtico 1	47.94
Peso 1/2 muro perimétrico superior	49.68
Peso de 1/2 muro perimétrico inferior	49.68
Peso de 1/2 tabiquería superior	26.00
Peso de 1/2 tabiquería inferior	26.00
Peso de media caja de Ascensor superior	8.68
Peso de 1/2 caja de Ascensor inferior	8.68
Peso de 1/2 escalera superior	2.83
Peso de 1/2 escalera inferior	2.83
Peso de 25% de sobrecarga	<u>28.25</u>
Total	486.53 Ton.

TERCER NIVEL (3 N.)

Peso Pórtico 6	24.95 Ton.
Peso Pórtico 5	44.17
Peso Pórtico 4	29.48
Peso Pórtico 3	54.91
Peso Pórtico 2	84.36
Peso Pórtico 1	48.50
Peso de 1/2 muro perimétrico superior	49.68
Peso de 1/2 muro perimétrico inferior	49.68
Peso de 1/2 tabiquería superior	26.00
Peso de 1/2 tabiquería inferior	26.00
Peso de 1/2 caja de Ascensor superior	8.68
Peso de 1/2 caja de Ascensor inferior	8.68
Peso de 1/2 escalera superior	2.83
Peso de 1/2 escalera inferior	2.83
Peso de 25% de sobrecarga	<u>28.25</u>
Total	489.00 Ton.

SEGUNDO NIVEL (2°N).

Peso pórtico 6	25.17 Ton.
Peso Pórtico 5	44.39
Peso Pórtico 4	46.76
Peso Pórtico 3	67.76
Peso Pórtico 2	84.73
Peso Pórtico 1	65.18
Peso de 1/2 muro perimétrico superior	49.68
Peso de 1/2 muro perimétrico inferior	70.00
Peso de 1/2 tabiquería superior	26.00
Peso de 1/2 tabiquería inferior	31.50
Peso de 1/2 caja de Ascensor superior	8.68
Peso de 1/2 caja ascensor inferior	10.23
Peso de 1/2 escalera superior	2.83
Peso de 1/2 escalera inferior	3.14
Peso de 25% de sobrecarga	<u>33.68</u>
Total	569.73 Ton.

PRIMER NIVEL (1°N.)

Peso Pórtico 6	1.56 Ton.
Peso Pórtico 5	1.56
Peso Pórtico 4	2.34
Peso Pórtico 3	5.41
Peso Pórtico 2	2.73
Peso Pórtico 1	2.73
Peso de 1/2 muro perimétrico superior	70.00
Peso de 1/2 tabiquería superior	31.50
Peso de 1/2 caja de ascensor superior	10.23
Peso de 1/2 escalera superior	<u>3.14</u>
Total	131.20

RESUMEN DE CARGAS EN EL EDIFICIO

<u>Piso</u>	<u>Wi</u>
Nivel Azotea	492.80 Ton
Nivel 4°	486.53
Nivel 3°	489.00
Nivel 2°	569.73
Nivel 1°	<u>131.20</u>
Total	2,169.26Ton.

## II.- CORTANTE EN LA BASE

El cortante en la base se calcula empleando la fórmula dada por las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, que nos da la mínima fuerza horizontal que se tendrá en cuenta para diseñar un edificio:

$$H = UKCP$$

Donde:

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

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

Ver tabla 1 (Proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisísmico).

K = Coeficiente que depende del tipo de estructuración escogido para el edificio. Es un factor de modificación, en el que se tiene en cuenta la respuesta de una estructura a una excitación sísmica de acuerdo a su grado de amortiguamiento, flexibilidad, ductilidad y capacidad de absorción de energía.

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

P = Peso muerto del edificio más un porcentaje de la sobrecarga que debe tomarse, según las normas éste porcentaje corresponde a 25% ;  $P = (CM+25\% s/c)$ .



Factores que se tienen en cuenta en el Diseño Sísmico.

1.- Consideraciones de sismicidad.-

El territorio peruano se divide en tres regiones sísmicas.

Región 1.- Comprende el departamento de Arequipa y la parte sur del departamento de Ica.

Región 2.- Comprende toda la costa, la sierra y la ceja de selva, exceptuando la parte clasificada en la región 1 también se considera en esta región, la parte de la selva central.

Región 3.- Comprende la región selvática, exceptuando la parte central, incluida en la región 2.

El edificio a analizar se encuentra en la provincia de Ica, parte central, luego pertenece a la región 2.

2.- Uso de la edificación:

Las construcciones atendiendo a su uso, serán clasificadas según los siguientes tipos:

A.- Viviendas populares hasta de 2 pisos.

B.- Construcciones Comunes: constituidas por edificios de oficinas, edificios de departamentos, casas residenciales, etc.

Es el caso del edificio a analizar.

C.- Edificios públicos.

D.- Construcciones especiales.

3.- Coeficiente K.

Las normas dan diferentes valores al coeficiente K, según sea la estructura del edificio, y son los siguientes:

Tipo P.-  $K = 1.3$ .- Para edificios con estructuras "Tipo Cajón" en los que los pórticos no son diseñados para resistir toda la carga vertical.

Tipo Q.-  $K = 1.0$ .- Para edificios con pórticos diseñados para soportar la carga vertical, carga permanente y por paredes u otro elemento de arriostre que tome la fuerza horizontal.

Tipo R.-  $K = 0.8$ .- Se toma este valor para edificios cuyos pórticos se diseñan para resistir por lo menos el 25% de la fuerza horizontal total y el 100% debe ser soportado por todos los elementos resistentes, haciendose la distribución de acuerdo al principio de las rigideces relativas.

Este tipo corresponde al edificio por analizar.

Tipos.-  $K = 0.67$ .- Se toma este valor para edificios en los cuales la fuerza horizontal total es resistida solamente por los pórticos, teniendo éstos la necesaria ductilidad.

#### 4.- Coeficiente C.

Este factor que determina el porcentaje de la carga permanente más una parte de la sobrecarga que debe tomarse como cortante en la base está expresado por la siguiente fórmula:

$$c = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

El periodo fundamental  $T$ , se determinará en función de las características estructurales y de distribución de masas de la edificación o en su defecto se podrán emplear las siguientes fórmulas:

1.- Para edificios donde los elementos resistentes a la fuerza lateral están formados solamente por pórticos y placas de Hormigón armado de la caja de ascensor, sin paredes exteriores ni interiores o contruidos en tal forma que no rigidecen la estructura;

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

2.- Para edificios con pocas placas de concreto armado, grandes ventanas y pocos muros de relleno de ladrillos:

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

3.- Para edificios con gran cantidad de placas de concreto armado en la dirección que se esta estudiando:

$$T = \frac{0.05h}{\sqrt{D}}$$

D = dimensión del edificio en la dirección considerada.

5.- Coeficiente U

De acuerdo a la regionalización sísmica y el uso de la edificación.

REGION.	REGION.		
	1	2	3
A	Diseñar y construir de acuerdo a las recomendaciones dadas en apéndice A de las normas.		
B	1	0.8	0.4
C	1.2	1.0	0.6
D	De acuerdo a 2.02 A		

CORTANTE EN LA BASE:

$$H = UKCP$$

De donde:

$$U = 0.8$$

$$K = 0.8$$

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

Periodo "T" en ambas direcciones (x,y)

$$T_x = \frac{0.07h}{\sqrt{A}}$$

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

$$h_x = 11.20 \text{ m.}$$

$$D_x = 25.75 \text{ m.}$$

$$T_x = \frac{0.07 \times 11.20}{\sqrt{25.75}}$$

$$T_x = 0.154$$

$$h_y = 11.20 \text{ m.}$$

$$D_y = 35.10 \text{ m.}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 11.20}{\sqrt{35.10}}$$

$$T_y = 0.170$$

Coefficiente sísmico "C" en ambas direcciones (x,y).

$$C_x = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.154}}$$

$$C_x = 0.093$$

$$C_y = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.170}}$$

$$C_y = 0.092$$

Cortante en la base en ambas direcciones (x,y).

$$H_x = 0.8 \times 0.8 \times 0.093 \times 2,169.26 = 129.11 \text{ Ton.}$$

$$H_y = 0.8 \times 0.8 \times 0.092 \times 2,169.26 = 127.73 \text{ Ton.}$$

$$H_x = 129.11 \text{ Ton}$$

$$H_y = 127.73 \text{ Ton.}$$

Distribución del Cortante en los Diferentes Niveles del Edificio.

Se hace la distribución según la fórmula:

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

De donde:

$F_i$  = fuerza horizontal en el nivel "i"

$W_i$  = Peso del piso en el nivel "i", incluyendo el 25% de s/c.

$h_i$  = altura del nivel "i" respecto a la base.

$\sum W_i h_i$  = Suma de los productos " $W_i h_i$ " para todos los pisos del edificio.

El  $F_i$  para las dos direcciones sera:

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

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

Las constantes usadas (m) son:

$$M_x = \frac{H_x}{\sum W_i h_i} \quad M_y = \frac{H_y}{\sum W_i h_i}$$

Piso	Ah(m)	hi(m)	Wi Ton	Wihi	Fix	Fiy	Vx	Vy
Azotea	→	11.20	492.80	5,519.36	49.43	48.90	49.43	48.90
	2.65							
4P	→	8.55	486.53	4,159.83	37.26	36.86	86.69	85.76
	2.65							
3P	→	5.90	489.00	2,885.10	25.84	25.56	112.53	111.32
	2.65							
2P	→	3.25	569.73	1,851.62	16.58	16.41	129.11	127.73
	3.25							
1P	→	0.00	131.20	0	0.00	0.00	129.11	127.73
Total			2,169.26	14,415.91				

$$M_x = \frac{H_x}{\sum W_i h_i} = \frac{129.11}{14,415.91} = 0.008956$$

$$M_y = \frac{H_y}{\sum W_i h_i} = \frac{127.73}{14,415.91} = 0.00886$$

Fix= 0.008956 (Wihi)

Fiy =0.008860 (Wihi).

III.- CÁLCULO DE LOS VALORES D Y FUERZA CORTANTES EN COLUMNAS.

a) Cálculo de Rigideces de Vigas; Rigideces, Valores D y Puntos de Inflexión de Columnas.

Fórmula del coeficiente de rigidez absoluto (vigas y columnas).

$$K = \frac{I}{L} \quad \begin{array}{l} I = \text{Momento de Inercia de la sección} \\ L = \text{Longitud de la Viga o columna.} \end{array}$$

Los coeficientes de rigidez relativas son:

- Vigas:  $R_u = \frac{K_u}{K_o}$

- Columnas  $R_c = \frac{K_c}{K_o}$        $K_o = \text{coeficiente de comparación.}$   
 $K_o = 100$

Fórmula general del valor D para un entramado (Muto).

$$D = \frac{R_u R_c}{R_u + R_c} \left[ \frac{12 E K_o}{h^2} \right]$$

Donde  $\left[ \frac{12 E K_o}{h^2} \right]$  Se considera una unidad común para los pisos típicos.

E = módulo de elasticidad

h = altura de la columna:

Luego el valor D relativo es:

$$D = \frac{R_u R_c}{R_u + R_c}$$

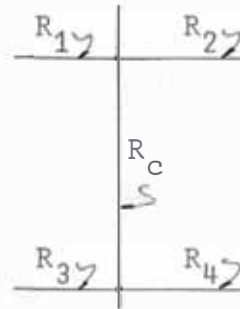
La fórmula equivalente que usaré es:

$$D = a R_c$$

Valores de A:

Caso 1: General

$$a = \frac{\bar{R}}{2+\bar{R}} ; \bar{R} = \frac{\sum R_v}{2R_c} = \frac{R_1+R_2+R_3+R_4}{2R_c}$$

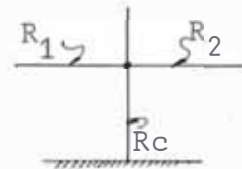


$R_1, R_2, R_3,$  y  $R_4$ : son los coeficientes de rigideces relativas de las vigas, arriba y abajo, que llegan a la columna considerada.

Nota: Si  $(R_1+R_2)$  es mucho mayor que  $(R_3+R_4)$  ó si  $(R_3+R_4)$  es mucho mayor que  $(R_1+R_2)$ ; el valor de "a" no debe ser mayor que aquel obtenido aplicando la fórmula para el siguiente caso 2, en que se considera un extremo fijo.

Caso 2: Un extremo fijo (empotrado)

$$a = \frac{0.5+R}{2+\bar{R}} \quad \bar{R} = \frac{\sum R_v}{R_c} = \frac{R_1+R_2}{R_c}$$



Punto de Inflexión:

Para obtener el punto de inflexión en las columnas usaremos las tablas dadas por Muto, que se han obtenido en base A:

- 1.- Rigideces de vigas iguales
- 2.- Altura de entrepisos iguales
- 3.- Diagrama de cargas rectangular (puede ser usada para carga triangular).

El punto de inflexión se calcula con la fórmula siguiente:

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



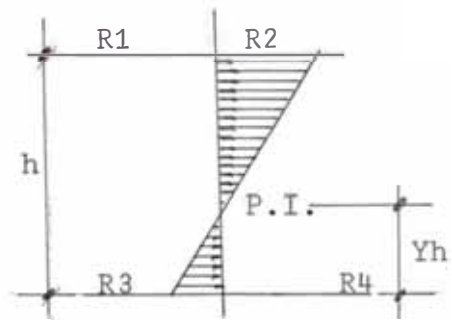
Donde:

Y = Valor final del punto de inflexión en % h

Yo = Porcentaje inicial de la altura standard "h" que se determina con el valor de  $\bar{R}$  y la ubicación del piso "n" en un edificio de "m" pisos. Tabla 1A.

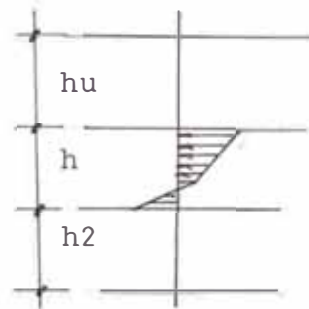
Y<sub>1</sub> = Término de corrección debido a la variación de valores entre rigideces de las vigas superiores e inferiores. Se da en la tabla 2 como función del valor.

$$\alpha_1 = \frac{R_1 + R_2}{R_3 + R_4}$$



Y<sub>2</sub> = Término de Corrección debido a la variación de altura del piso adyacente superior. Se da en la tabla 3 como una función del valor.

$$\alpha_2 = \frac{h_u}{h}$$



Y<sub>3</sub> = Término de Corrección debido a la variación de la altura del piso adyacente inferior. Se da en la tabla 3 como una función del valor.

$$\alpha_3 = \frac{h_2}{h}$$

Las correcciones son aditivas o sustractivas.

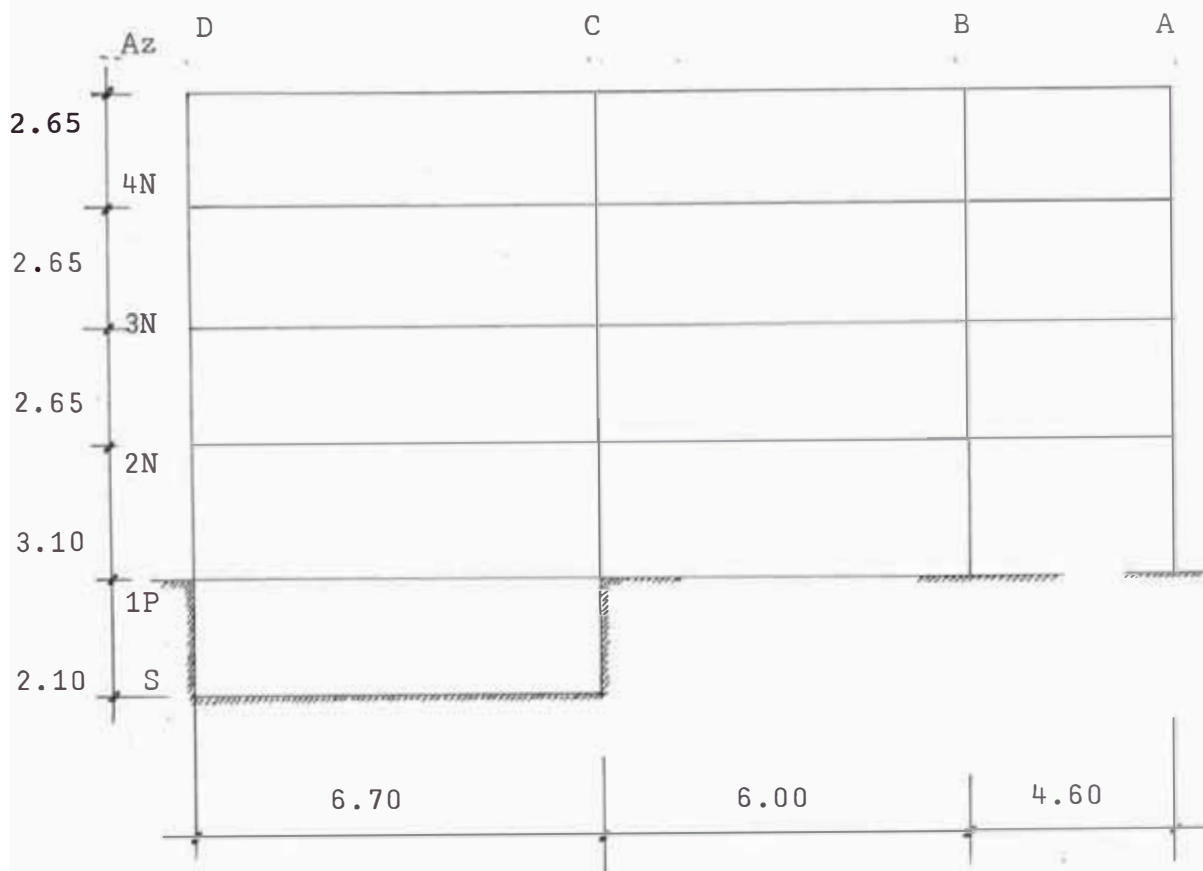
Se hace notar que en el caso del presente edificio habrá corrección de altura (1/2 , 1/3) por tener la estructura el primer piso (1°N) una altura diferente a los pisos típicos.

A continuación presento los cálculos tabulados para todos los pórticos: principales y de arrastre.

En el primer piso, no se corrige por  $\alpha_1$  (excepto las columnas interiores).

### PORTICOS PRINCIPALES

#### Pórtico 6



a) Rigideces:

Elementos	Piso	Tramo	Dimensiones (cm).			I cm <sup>2</sup> .	Rv
			b	h	L		
Vigas	Azotea	A-B	25	30	4.60	56,250	1.22
		B-C	25	30	6.00	56,250	0.94
		C-A	25	30	6.70	56,250	0.84
	4P a 2P	A-B	25	40	4.60	133,333	2.90
		B-C	25	40	6.00	133,333	2.22
		C-A	25	40	6.70	133,333	1.99

	Piso	Denomina Columna	Dimensiones (cm).			I cm <sup>2</sup> .	Rc
			b	t	h		
Columna	4P	Ga,Gb,Gc Gd.	25	30	2.65	56,250	2.12
	3P-2P	Ga,Gb,Gc Gd.	25	40	2.65	133,333	5.03
	1P	Ga,Gb,Gc Gd.	25	40	3.10	133,333	4.30

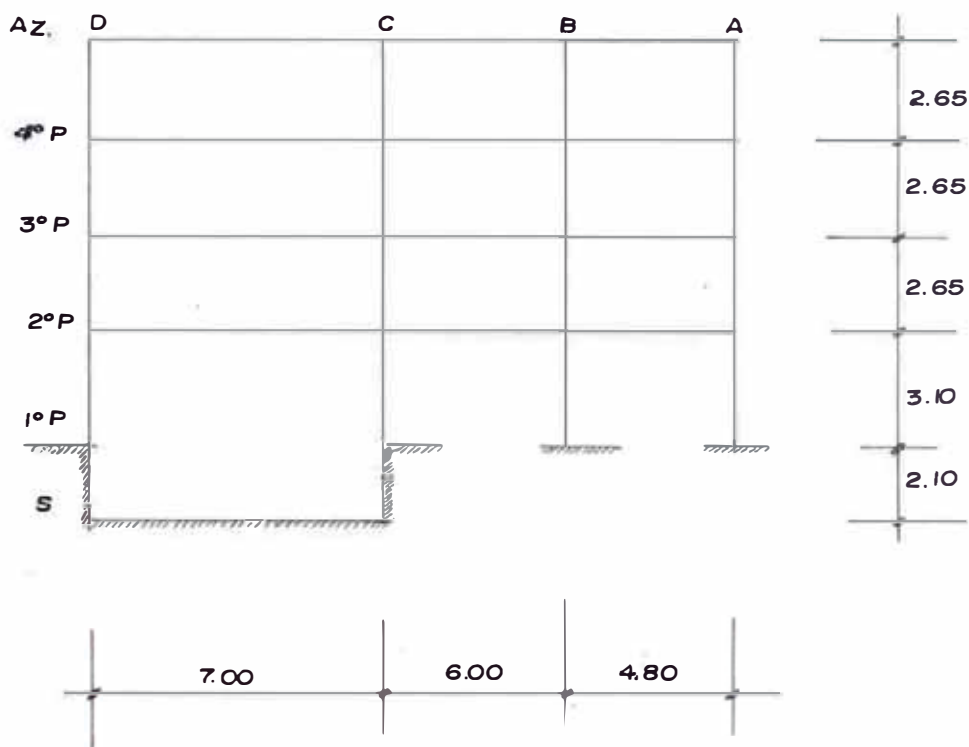
b) Valores D.

Piso	Columna Denomina	Rv (Sup.)		Rv (Inf)		Rc	$\bar{R}$	A	D
		12q	derch.	12q	derch.				
4P	G-D	-	0.84	-	1.99	2.12	0.67	0.25	0.53
	G-C	0.84	0.91	1.99	2.22	2.12	1.41	0.41	0.87
	G-B	0.94	1.22	2.22	2.90	2.12	1.72	0.46	0.98
	G-A	1.22	-	2.90	-	2.12	0.97	0.33	0.70
3P-2P	G-D	-	1.99	-	1.99	5.03	0.40	0.17	0.86
	G-C	1.99	2.22	1.99	2.22	5.03	0.84	0.30	1.51
	G-B	2.22	2.90	2.22	2.90	5.03	1.02	0.34	1.71
	G-A	2.90	-	2.90	-	5.03	0.58	0.22	1.11
1P	G-D	-	1.99	Empotrado		4.30	0.46	0.39	1.68
	G-C	1.99	2.22	Empotrado		4,30	0.98	0.50	2.15
	G-B	2.22	2.90	Empotrado		4.30	1.19	0.50	2.15
	G-A	2.90	-	Empotrado		4.30	0.67	0.44	1.89

c) Puntos de Inflexión:

Piso	Columna	R	$\infty_1$	$\infty_2$	$\infty_3$	$\gamma_0$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	Y
4P	GD	0.67	0.42	-	-	-0.335	0.19	-	-	0.525
	GC	1.41	0.42	-	-	0.420	0.103	-	-	0.523
	GB	1.72	0.42	-	-	0.435	0.074	-	-	0.509
	GA	0.97	0.42	-	-	0.385	0.14	-	-	0.525
3P	GD	0.40	-	-	-	0.40	-	-	-	0.400
	GC	0.84	-	-	-	0.45	-	-	-	0.450
	GB	1.02	-	-	-	0.45	-	-	-	0.450
	GA	0.58	-	-	-	0.40	-	-	-	0.400
2P	GD	0.40	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.500
	GC	0.84	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.500
	GB	1.02	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.500
	GA	0.58	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.500
1P	GD	0.46	-	0.85	-	0.77	-	0	-	0.770
	GC	0.98	-	0.85	-	0.65	-	0	-	0.650
	GB	1.19	-	0.85	-	0.63	-	0	-	0.630
	GA	0.67	-	0.85	-	0.70	-	0	-	0.700

Pórtico 5.



a.- Rigideces.

Elementos	Piso	Tramo	Dimensiones (cm).			I	Rv
			b	h	L		
Vigas	Azotea	A-Bq	25	30	4.60	56,250	1.22
		B-C	25	30	6.00	56,250	0.94
		C-A	25	30	7.00	56,250	0.80
	4Pa2P	A-B	25	40	4.60	133,333	2.90
		B-C	25	40	6.00	133,333	2.22
		C-D	25	40	7.00	133,333	1.90
Columnas	Piso	Denomina Columna	Dimensiones (cm)			I	Rc
	4P	5A,5B,5C,5D.	b	t	h		
	3P-2P	5A,5B,5C,5D	25	30	2.65	56,250	2.12
	1P	5A,5B,5C,5D	25	40	2.65	133,333	5.03
			25	40	3.10	133,333	4.30

b) Valores D.

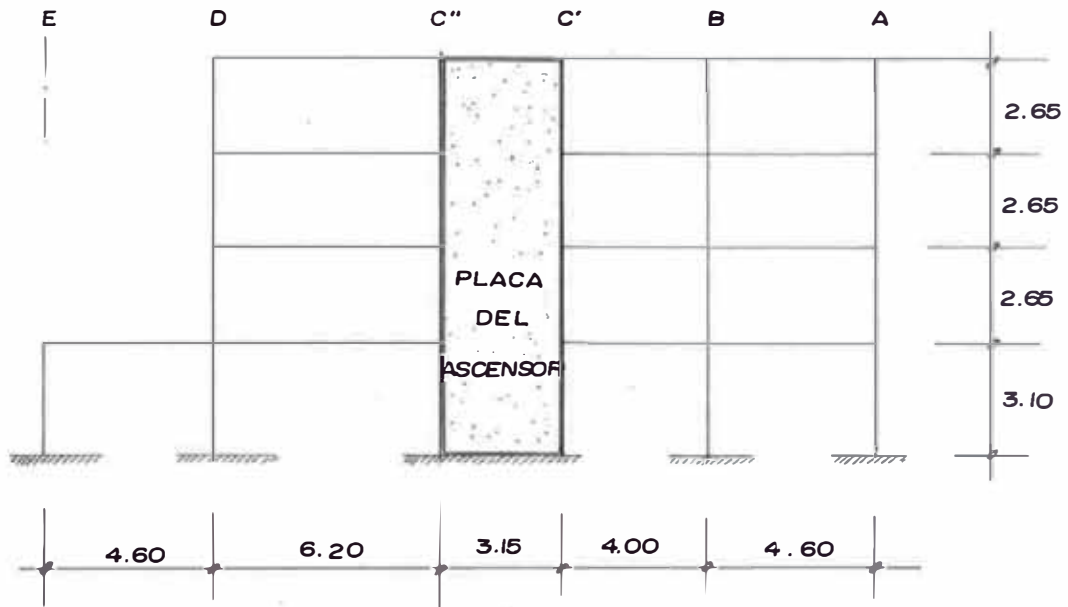
Piso	Columna Denomina	Rv (Sup.)		Rv (INf).		Rc	$\bar{R}$	A	D
		12q derecha		12q	derecha				
4P	5-D	-	0.80	-	1.90	2.12	0.64	0.24	0.51
	5-C	0.80	0.94	1.90	2.22	2.12	1.38	0.41	0.87
	5-B	0.94	1.22	2.22	2.90	2.12	1.72	0.46	0.98
	5-A	1.22	-	2.90	-	2.12	0.97	0.33	0.70
3P-2P	5-D	-	1.90	-	1.90	5.03	0.38	0.16	0.80
	5-C	1.90	2.22	1.90	2.22	5.03	0.82	0.29	1.46
	5-B	2.22	2.90	2.22	2.90	5.03	1.02	0.34	1.71
	5-A	2.90	-	2.90	-	5.03	0.58	0.22	1.11
1P	5-D	-	1.90	Empotrado		4.30	0.44	0.38	1.63
	5-C	1.90	2.22	Empotrado		4.30	0.96	0.49	2.11
	5-B	2.22	2.90	Empotrado		4.30	1.19	0.53	2.28
	5-A	2.90	-	Empotrado		4.30	0.67	0.44	1.89

c) Puntos de Inflexión:

Piso	Columna	$\bar{R}$	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$Y_0$	$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	$Y$
4P	5D	0.64	0.42	-	-	0.32	0.190	-	-	0.510
	5C	1.38	0.42	-	-	0.42	0.106	-	-	0.526
	5B	1.72	0.42	-	-	0.435	0.075	-	-	0.510
	5A	0.97	0.42	-	-	0.385	0.14	-	-	0.525
3P	5D	0.38	-	-	-	0.39	-	-	-	0.390
	5C	0.82	-	-	-	0.45	-	-	-	0.450
	5B	1.02	-	-	-	0.45	-	-	-	0.450
	5A	0.58	-	-	-	0.40	-	-	-	0.400
2P	5D	0.38	-	-	1.17	0.51	-	-	-0.008	0.502
	5C	0.82	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.500
	5B	1.02	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.500
	5A	0.58	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.500
1P	5D	0.44	-	0.85	-	0.78	-	0	-	0.780
	5C	0.96	-	0.85	-	0.65	-	0	-	0.650
	5B	1.19	-	0.85	-	0.63	-	0	-	0.630
	5A	0.67	-	0.85	-	0.70	-	0	-	0.700



Pórtico 4.



a) Rígideces.

Elemento	Piso	Tramo	Dimensiones (cm)			I cm	Rv
			b	h	L		
Vigas	Azotea	A-B	25	30	4.60	56,250	1.22
		B-C	25	30	4.00	56,250	1.41
		C''A	25	30	6.20	56,250	0.91
	4P-2P	A-B	25	40	4.60	133,333	2.90
		B-C	25	40	4.00	133,333	3.33
		C''A	25	40	6.20	133,333	2.15
	2P	D-E	25	40	4.60	133,333	2.90
Columna		Denomina Columna	Dimensiones (cm)			I cm.	Rc
			b	t	h		
	4P	4A, 4B, 4D.	25	30	2.65	56,250	2.12
	3P-2P	4A, 4B, 4D.	25	40	2.65	133,333	5.03
1P	4A-4B, 4D, 4E.	25	40	3.10	133,333	4.30	

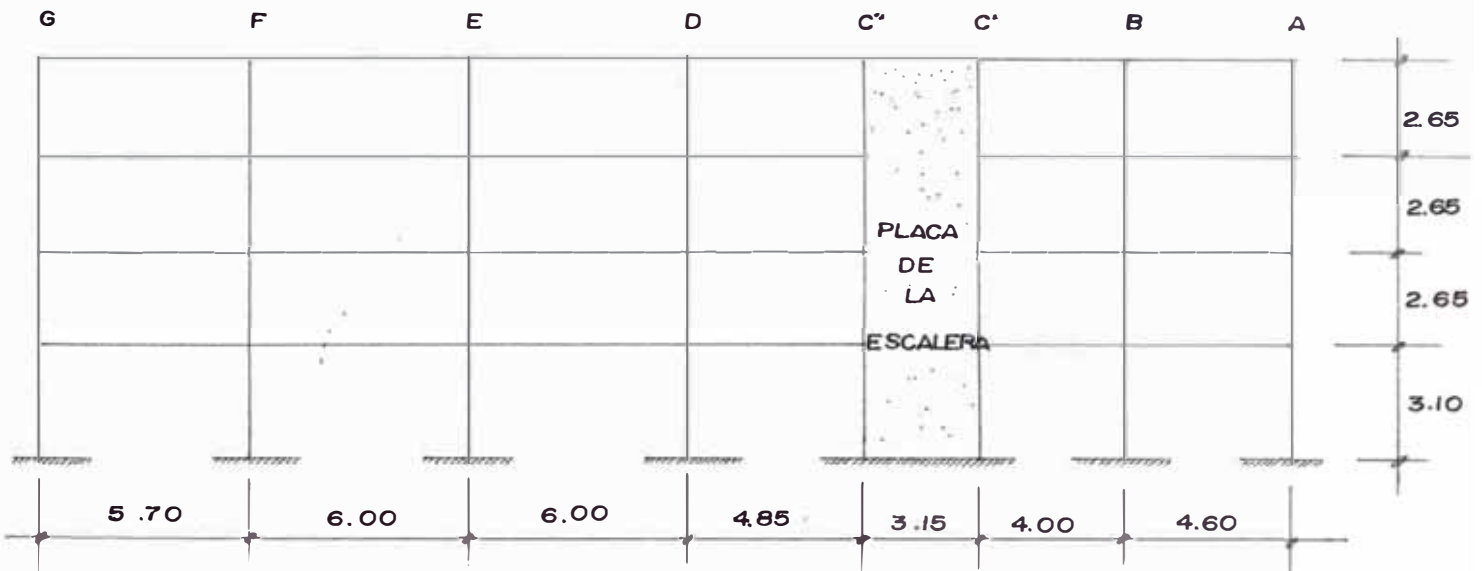
b) Valores D.

Piso	Denomin Columna	Rv (superior)		Rv(inferior).		Rc	$\bar{R}$	A	D
		izqda	derecha	izqda.	derecha				
4P	4A	1.22	-	2.90	-	2.12	0.97	0.33	0.70
	4B	1.41	1.22	3.33	2.90	2.12	2.09	0.51	1.08
	4D	-	0.91	-	2.15	2.12	0.72	0.26	0.55
3P	4A	2.90	-	2.90	-	5.03	0.58	0.22	1.11
	4B	3.33	2.90	3.33	2.90	5.03	1.24	0.38	1.91
	4D	-	2.15	-	2.15	5.03	0.43	0.18	0.91
2P	4A	2.90	-	2.90	-	5.03	0.58	0.22	1.11
	4B	3.33	2.90	3.33	2.90	5.03	1.24	0.38	1.91
	4D	-	2.15	2.90	2.15	5.03	0.72	0.26	1.31
1P	4A	2.90	-	Empotrado		4.30	0.67	0.44	1.89
	4B	3.33	2.90	Empotrado		4.30	0.67	0.56	2.41
	4D	2.90	2.15	Empotrado		4.30	1.17	0.53	2.28
	4E	-	2.90	Empotrado		4.30	0.67	0.44	1.89

c) Puntos de Inflexión:

Piso	Columna	$\bar{R}$	$\infty_1$	$\infty_2$	$\infty_3$	$Y_0$	$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	$Y$
4P	4A	0.97	0.42	-	-	0.385	0.14	-	-	0.525
	4B	2.09	0.42	-	-	0.45	0.05	-	-	0.50
	4D	0.72	0.42	-	-	0.35	0.18	-	-	0.53
3P	4A	0.58	-	-	-	0.40	-	-	-	0.40
	4B	1.24	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	4D	0.43	-	-	-	0.40	-	-	-	0.40
2P	4A	0.58	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	4B	1.24	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	4D	0.72	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
1P	4A	0.67	-	0.85	-	0.70	-	0	-	0.70
	4B	1.45	-	0.85	-	0.605	-	0	-	0.605
	4D	1.17	-	0.85	-	0.633	-	0	-	0.633
	4E	0.67	-	-	-	0.70	-	-	-	0.70

Pórtico 3.



a) Rigideces.

Elemento	Piso	Tramo	Dimensiones (cm)			I cm <sup>4</sup>	Rv
			b	h	L		
Vigas	Azotea	A B	25	30	4.60	56,250	1.22
		B C'	25	30	4.00	56,250	1.41
		C''D	25	30	4.85	56,250	1.16
		D E	25	30	6.00	56,250	0.94
		E F	25	30	6.00	56,250	0.94
		F G	25	30	5.70	56,250	0.99
	4P-2P	A B	25	40	4.60	133,333	2.90
		B C'	25	40	4.00	133,333	3.33
		C''D	25	40	4.85	133,333	2.75
		D E	25	40	6.00	133,333	2.22
		E F	25	40	6.00	133,333	2.22
		F G	25	40	5.70	133,333	2.34
Columna	Piso	Denomina	Dimensiones (cm)			I	Rc
	4P	Columna	b	t	h		
	3P-2P	3A 3G	25	30	265	56,250	2.12
	1P	3A 3G	25	40	265	133,333	5.03
		3A 3G	25	40	310	133,333	4.30

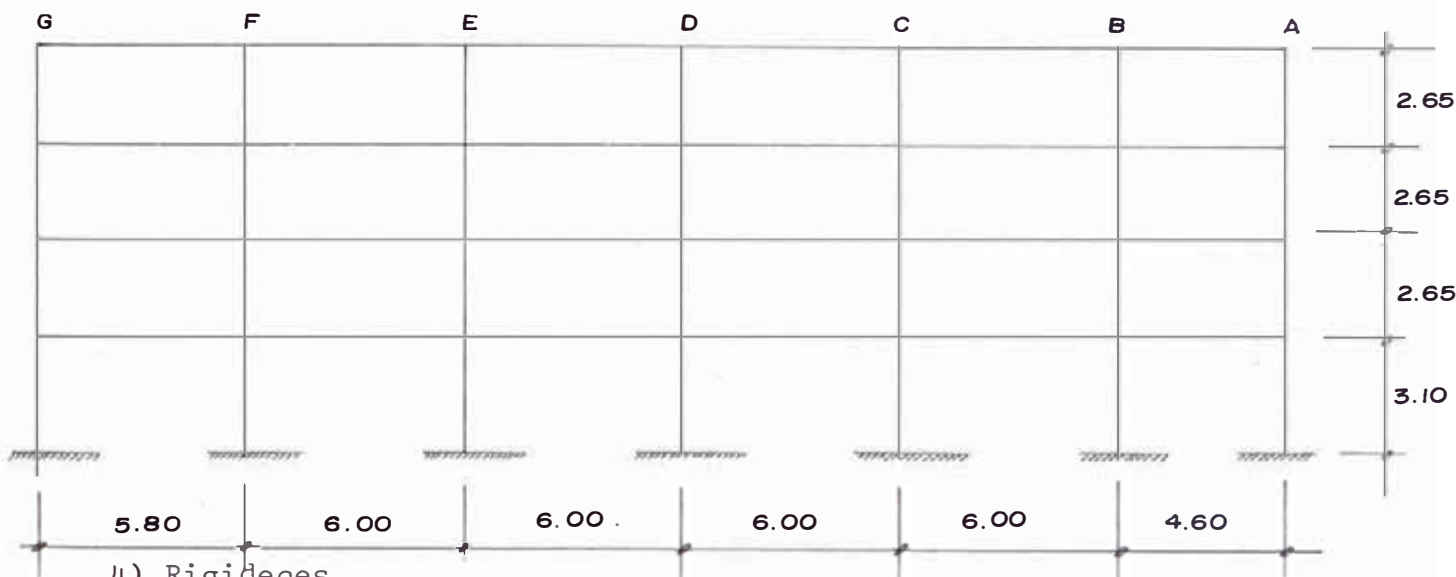
b) Valores D.

Piso	Denomin. Columna	Rv. (superior)		Rv (inferior)		Rc	$\bar{R}$	A	D
		izquierda	derecha	izquierda	derecha				
4P	3A	1.22	-	2.90	-	2.12	0.97	0.33	0.70
	3B	1.41	1.22	3.33	2.90	2.12	2.09	0.51	1.08
	3D	0.94	1.16	2.22	2.75	2.12	1.67	0.46	0.98
	3E	0.94	0.94	2.22	2.22	2.12	1.49	0.43	0.91
	3F	0.99	0.94	2.34	2.22	2.12	1.53	0.43	0.91
	3G	-	0.99	-	2.34	2.12	0.78	0.28	0.59
3P-2F	3A	2.90	-	2.90	-	5.03	0.58	0.22	1.11
	3B	3.33	2.90	3.33	2.90	5.03	1.24	0.38	1.91
	3D	2.22	2.75	2.22	2.75	5.03	0.99	0.33	1.66
	3E	2.22	2.22	2.22	2.22	5.03	0.88	0.31	1.56
	3F	2.34	2.22	2.34	2.22	5.03	0.91	0.31	1.56
	3G	-	2.34	-	2.34	5.03	0.46	0.19	0.96
1P	3A	2.90	-	Empotrado		4.30	0.67	0.44	1.89
	3B	3.33	2.90	Empotrado		4.30	1.45	0.56	2.41
	3D	2.22	2.75	Empotrado		4.30	1.16	0.52	2.24
	3E	2.22	2.22	Empotrado		4.30	1.03	0.50	2.15
	3F	2.34	2.22	Empotrado		4.30	1.06	0.51	2.19
	3G	-	2.34	Empotrado		4.30	0.54	0.41	1.75

c) Puntos de Inflexión:

Piso	Columna	$\bar{R}$	$\infty_1$	$\infty_2$	$\infty_3$	$Y_0$	$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	$Y$
4P	3A	0.97	0.42	-	-	0.385	0.14	-	-	0.525
	3B	2.09	0.42	-	-	0.45	0.05	-	-	0.50
	3D	1.67	0.42	-	-	0.434	0.08	-	-	0.514
	3E	1.49	0.42	-	-	0.424	0.100	-	-	0.524
	3F	1.53	0.42	-	-	0.426	0.09	-	-	0.516
	3G	0.78	0.42	-	-	0.35	0.15	-	-	0.50
3P	3A	0.58	-	-	-	0.40	-	-	-	0.40
	3B	1.24	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	3D	0.99	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	3E	0.88	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	3F	0.91	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	3G	0.46	-	-	-	0.40	-	-	-	0.40
2P	3A	0.58	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	3B	1.24	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	3D	0.99	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	3E	0.88	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	3F	0.91	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	3G	0.46	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
1P	3A	0.67	-	0.85	-	0.70	-	0	-	0.70
	3B	1.45	-	0.85	-	0.605	-	0	-	0.70
	3D	1.16	-	0.85	-	0.634	-	0	-	0.634
	3E	1.03	-	0.85	-	0.647	-	0	-	0.647
	3F	1.06	-	0.85	-	0.644	-	0	-	0.644
	3G	0.54	-	0.85	-	0.73	-	0	-	0.73

Pórtico 2.



4) Rigideces.

Elemento	Piso	Tramo	Dimensiones (cm)			I cm <sup>4</sup>	Rv	
			b	h	L			
Vigas	Azotea	AB	25	30	460	56,250	1.22	
		BC	25	30	600	56,250	0.94	
		CD	25	30	600	56,250	0.94	
		DE	25	30	600	56,250	0.94	
		EF	25	30	600	56,250	0.94	
		FG	25	30	580	56,250	0.97	
	4P-2P	AB	25	40	460	133,333	2.90	
		BC	25	40	600	133,333	2.22	
		CD	25	40	600	133,333	2.22	
		DE	25	40	600	133,333	2.22	
		EF	25	40	600	133,333	2.22	
		FG	25	40	600	133,333	2.30	
Columnas	Piso	Denomin Columna	Dimensiones (cm)			I cm <sup>4</sup>	Rc	
			b	t	h			
		4P	2A-2G	25	30	265	56,250	2.12
		3P-2P	2A-2G	25	40	265	133,333	5.03
1P	2A-2G	25	40	310	133,333	4.30		

b) Valores D.

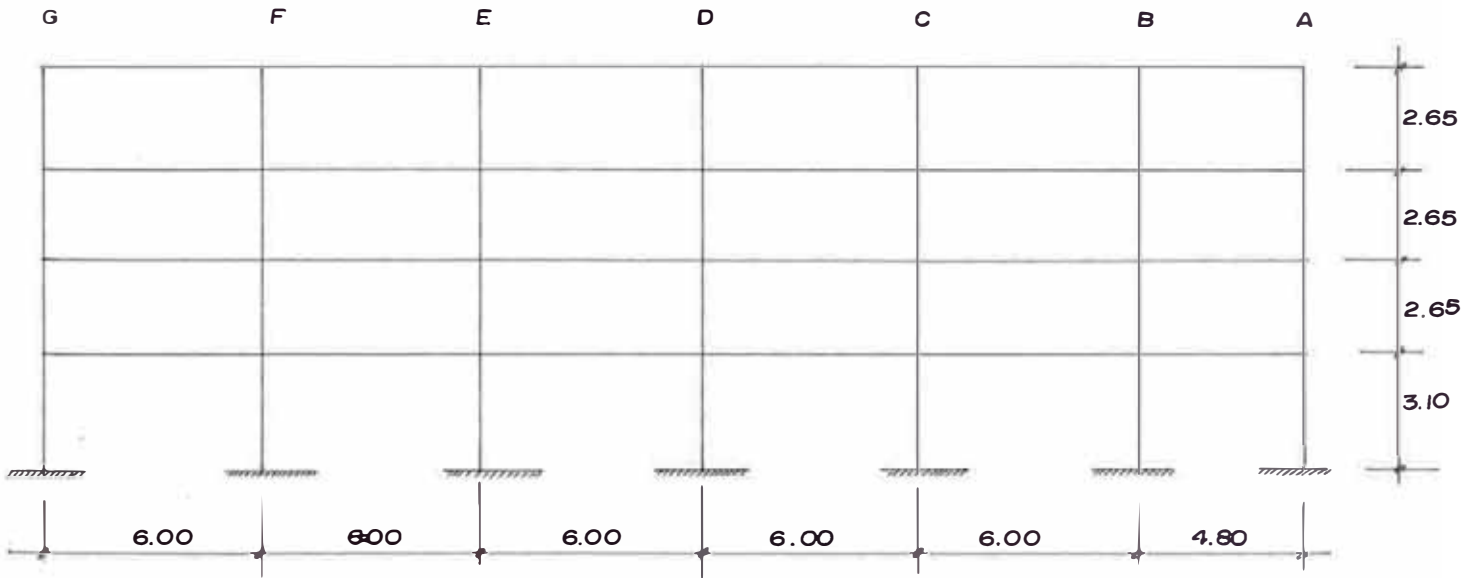
Piso	Denomin Columna	Rv (superior)		Rv (inferior)		Rc	R	AA	LD
		Izquierda	derecha	Izquierda	derecha				
4P	2A	1.22	-	2.90	-	2.12	0.97	0.33	0.70
	2B	0.94	1.22	2.22	2.90	2.12	1.72	0.46	0.98
	2C	0.94	0.94	2.22	2.22	2.12	1.49	0.43	0.91
	2D	0.94	0.94	2.22	2.22	2.12	1.49	0.43	0.91
	2E	0.94	0.94	2.22	2.22	2.12	1.49	0.43	0.91
	2F	0.97	0.94	2.30	2.22	2.12	1.52	0.43	0.91
	2G	-	0.97	-	2.30	2.12	0.77	0.28	0.59
3P-2P	2A	2.90	-	2.90	-	5.03	0.58	0.22	1.11
	2B	2.22	2.90	2.22	2.90	5.03	1.02	0.34	1.71
	2C	2.22	2.22	2.22	2.22	5.03	0.88	0.31	1.56
	2D	2.22	2.22	2.22	2.22	5.03	0.88	0.31	1.56
	2E	2.22	2.22	2.22	2.22	5.03	0.88	0.31	1.56
	2F	2.30	2.22	2.30	2.22	5.03	0.90	0.31	1.56
	2G	-	2.30	-	2.30	5.03	0.46	0.19	0.96
1P	2A	2.90	-	Empotrado		4.30	0.67	0.44	1.89
	2B	2.22	2.90	Empotrado		4.30	1.19	0.53	2.28
	2C	2.22	2.22	Empotrado		4.30	1.19	0.50	2.15
	2D	2.22	2.22	Empotrado		4.30	1.03	0.50	2.15
	2E	2.22	2.22	Empotrado		4.30	1.03	0.50	2.15
	2F	2.30	2.22	Empotrado		4.30	1.05	0.51	2.19
	2G	-	2.30	Empotrado		4.30	0.53	0.41	1.76



c) Puntos de Inflexión:

Piso	Columna	$\bar{R}$	$\infty_1$	$\infty_2$	$\infty_3$	Y <sub>0</sub>	Y <sub>1</sub>	Y <sub>2</sub>	Y <sub>3</sub>	Y
4P	2A	0.97	0.42	-	-	0.385	0.14	-	-	0.525
	2B	1.72	0.42	-	-	0.435	0.075	-	-	0.51
	2C	1.49	0.42	-	-	0.425	0.10	-	-	0.525
	2D	1.49	0.42	-	-	0.425	0.10	-	-	0.525
	2E	1.49	0.42	-	-	0.425	0.10	-	-	0.525
	2F	1.52	0.42	-	-	0.425	0.093	-	-	0.518
	2G	0.77	0.42	-	-	0.350	0.155	-	-	0.505
3P	2A	0.58	-	-	-	0.40	-	-	-	0.40
	2B	1.02	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	2C	0.88	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	2D	0.88	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	2E	0.88	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	2F	0.90	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	2G	0.46	-	-	-	0.40	-	-	-	0.40
2P	2A	0.58	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	2B	1.02	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	2C	0.88	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	2D	0.88	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	2E	0.88	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	2F	0.90	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	2G	0.46	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
1P	2A	0.67	-	0.85	-	0.70	-	0	-	0.70
	2B	0.67	-	0.85	-	0.631	-	0	-	0.70
	2C	1.03	-	0.85	-	0.647	-	0	-	0.647
	2D	1.03	-	0.85	-	0.647	-	0	-	0.647
	2E	1.03	-	0.85	-	0.647	-	0	-	0.647
	2F	1.05	-	0.85	-	0.645	-	0	-	0.645
	2G	0.53	-	0.85	-	0.735	-	0	-	0.735

Pórtico 1



a) Rigideces.

Elemento	Piso	Tramo	Dimensiones (cm)			I cm.	Rv
			b	h	L		
Vigas	Azotea	AB	25	30	460	56,250	1.22
		BC	25	30	600	56,250	0.94
		CD	25	30	600	56,250	0.94
		DE	25	30	600	56,250	0.94
		EF	25	30	600	56,250	0.94
		FG	25	30	600	56,250	0.94
	4P-2P	AB	25	40	460	133,333	2.90
		BC	25	40	600	133,333	2.22
		CD	25	40	600	133,333	2.22
		DE	25	40	600	133,333	2.22
		EF	25	40	600	133,333	2.22
		FG	25	40	600	133,333	2.22
Columnas	Piso	Denomina Columna	Dimensiones (cm)			I cm.	Rc
	4P	1A-1G	25	30	265	56,250	2.12
	3P-2P	1A-1G	25	40	265	133,333	5.03
	1P	1A-1G	25	40	310	133,333	4.30

b) Valores D.-

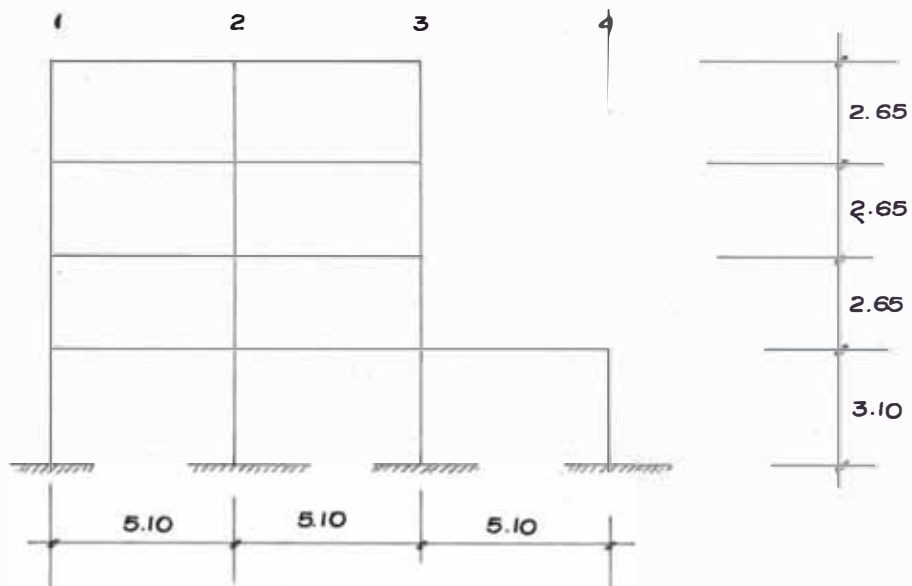
Piso	Denominac. Columna	Rv (superior)		Rv (inferior)		Rc	R	A	D
		izqda.	derecha	izqda.	derecha				
4P	1A	1.22	-	2.90	-	2.12	0.97	0.33	0.70
	1B	0.94	1.22	2.22	2.90	2.12	1.72	0.46	0.98
	1C	0.94	0.94	2.22	2.22	2.12	1.49	0.43	0.91
	1D	0.94	0.94	2.22	2.22	2.12	1.49	0.43	0.91
	1E	0.94	0.94	2.22	2.22	2.12	1.49	0.43	0.91
	1F	0.94	0.94	2.22	2.22	2.12	1.49	0.43	0.91
	1G	-	0.94	-	2.22	2.12	0.74	0.27	0.57
3P-2P	1A	2.90	-	2.90	-	5.03	0.58	0.22	1.11
	1B	2.22	2.90	2.22	2.90	5.03	1.02	0.34	1.71
	1C	2.22	2.22	2.22	2.22	5.03	0.88	0.31	1.56
	1D	2.22	2.22	2.22	2.22	5.03	0.88	0.31	1.56
	1E	2.22	2.22	2.22	2.22	5.03	0.88	0.31	1.56
	1F	2.22	2.22	2.22	2.22	5.03	0.88	0.31	1.56
	1G	-	2.22	-	2.22	5.03	0.44	0.18	0.91
1P	1A	2.90	-	Empotrado		4.30	0.67	0.44	1.89
	1B	2.22	2.90	Empotrado		4.30	1.19	0.53	2.28
	1C	2.22	2.22	Empotrado		4.30	1.03	0.50	2.15
	1D	2.22	2.22	Empotrado		4.30	1.03	0.50	2.15
	1E	2.22	2.22	Empotrado		4.30	1.03	0.50	2.15
	1F	2.22	2.22	Empotrado		4.30	1.03	0.50	2.15
	1G	-	2.22	Empotrado		4.30	0.52	0.40	1.72

c) Puntos de Inflexión.

Piso	Columna	$\bar{R}$	$\infty_1$	$\infty_2$	$\infty_3$	$Y_0$	$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	Y
4P	1A	0.97	0.42	-	-	0.385	0.14	-	-	0.525
	1B	1.72	0.42	-	-	0.435	0.075	-	-	0.525
	1C	1.49	0.42	-	-	0.425	0.10	-	-	0.525
	1D	1.49	0.42	-	-	0.425	0.10	-	-	0.525
	1E	1.49	0.42	-	-	0.425	0.10	-	-	0.525
	1F	1.49	0.42	-	-	0.425	0.10	-	-	0.525
	1G	0.74	0.42	-	-	0.35	0.17	-	-	0.520
3P	1A	0.58	-	-	-	0.40	-	-	-	0.40
	1B	1.02	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	1C	0.88	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	1D	0.88	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	1E	0.88	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	1F	0.88	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	1G	0.44	-	-	-	0.40	-	-	-	0.40
2P	1A	0.58	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	1B	1.02	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	1C	0.88	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	1D	0.88	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	1E	0.88	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	1F	0.88	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	1G	0.44	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
1P	1A	0.67	-	0.85	-	0.70	-	0	-	0.70
	1B	1.19	-	0.85	-	0.631	-	0	-	0.631
	1C	1.03	-	0.85	-	0.647	-	0	-	0.647
	1D	1.03	-	0.85	-	0.647	-	0	-	0.647
	1E	1.03	-	0.85	-	0.647	-	0	-	0.647
	1F	1.03	-	0.85	-	0.647	-	0	-	0.647
	1G	0.52	-	0.85	-	0.74	-	0	-	0.740

PORTICOS DE AMARRE

Pórtico G



a) Rigideces.

Elemento	Piso	Tramo	Dimensiones (cm)			I cm <sup>4</sup>	Rv
			b	h	L		
Vigas	Azotea	1-2	35	23	510	35,487	0.70
		2-3	35	23	510	35,487	0.70
	4P-3P	1-2	40	30	510	90,000	1.76
		2-3	40	30	510	90,000	1.76
	2P	1-2	40	30	510	90,000	1.76
		2-3	40	30	510	90,000	1.76
Columnas	Piso	Denominac. Columna	Dimensiones (cm).			I cm <sup>4</sup>	Rc
			b	t	h		
	4P	G1-G2	30	25	265	39,062	1.47
	3P-2P	G1-G2	40	25	265	52,083	1.97
1P	G1-G2	40	25	310	52,083	1.68	

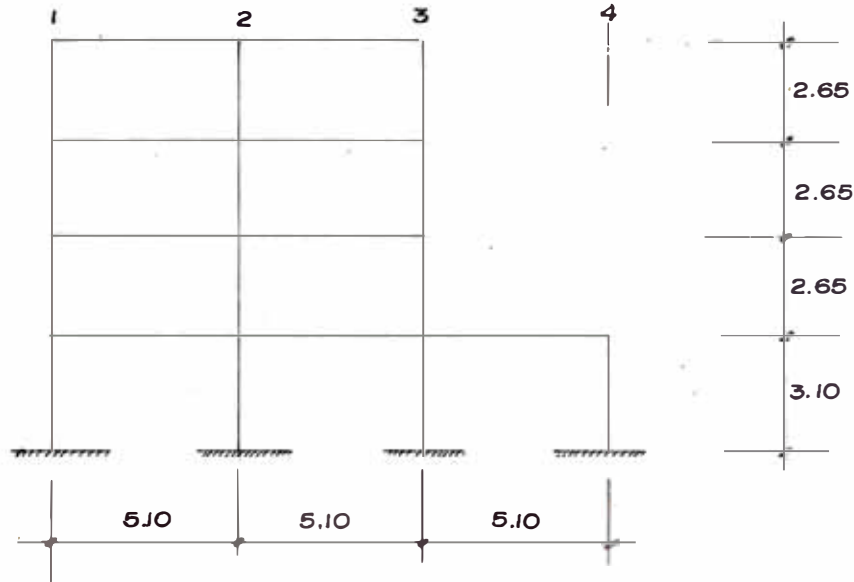
b) Valores D.

Piso	Denomin. Columna	Rv (superior)		Rv (inferior)		Rc	$\bar{R}$	A	D
		izqda.	derecha	izqda.	derecha				
4P	G1	-	0.70	-	1.76	1.47	0.89	0.30	0.44
	G2	0.70	0.70	1.76	1.76	1.47	1.67	0.46	0.68
	G3	0.70	-	1.76	-	1.47	0.84	0.30	0.44
3P-2P	G1	-	1.76	-	1.76	1.97	0.89	0.31	0.61
	G2	1.76	1.76	1.76	1.76	1.97	1.79	0.47	0.92
	G3	1.76	-	1.76	-	1.97	0.89	0.31	0.61
1P	G1	-	1.76	Empotrado		1.68	1.05	0.51	0.86
	G2	1.76	1.76	Empotrado		1.68	2.10	0.63	1.06
	G3	1.76	1.76	Empotrado		1.68	2.10	0.63	1.06
	G4	1.76	-	Empotrado		1.68	1.05	0.51	0.86

c) Puntos de Inflexión:

Piso	Columna	$\bar{R}$	$\infty_1$	$\infty_2$	$\infty_3$	$Y_0$	$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	Y
4P	G1	0.84	0.40	-	-	0.35	0.15	-	-	0.50
	G2	1.67	0.40	-	-	0.434	0.083	-	-	0.517
	G3	0.84	0.40	-	-	0.35	0.15	-	-	0.50
3P	G1	0.89	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	G2	1.79	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	G3	0.89	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
2P	G1	0.89	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	G2	1.79	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	G3	0.89	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
1P	G1	1.05	-	0.85	-	0.645	-	0	-	0.645
	G2	2.10	-	0.85	-	0.55	-	0	-	0.55
	G3	2.10	-	0.85	-	0.55	-	0	-	0.55
	G4	1.05	-	-	-	0.645	-	0	-	0.645

Pórticos F,E.



a) Rigideces.

Elemento	Piso	Tramo	Dimensiones (cm)			I cm. <sup>4</sup>	Rv
			b	h	L		
Vigas	Azotea	1-2	35	23	510	35,487	0.70
		2-3	35	23	510	35,487	0.70
	4P-3P	1-2	40	25	510	52,083	1.02
		2-3	40	25	510	52,083	1.02
	2P	1-2	40	25	510	52,083	1.02
		2-3	40	25	510	52,083	1.02
		3-4	40	25	510	52,083	1.02
Columnas		Denominación	Dimensiones (cm)			I cm. <sup>4</sup>	Rc
	Piso	Columna	b	t	h		
	4P	G1, G2, G3	30	25	265	39.062	1.47
	3P-2P	G1, G2, G3	40	25	265	52,083	1.97
1P	G1, G2, G3, G4	40	25	310	52,083	1.68	



b) Valores D.

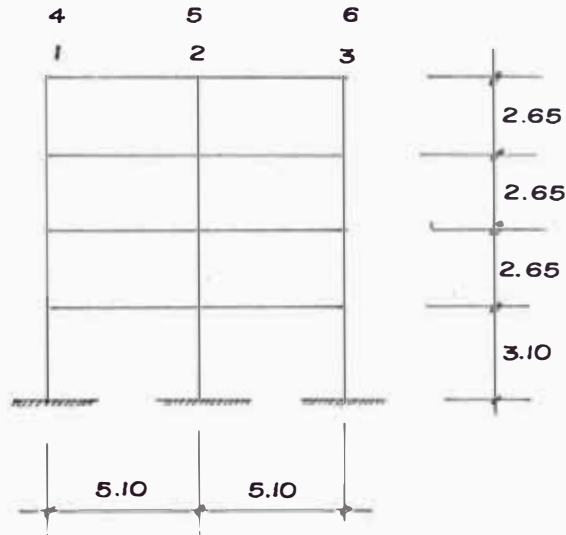
Piso	Denomin Columna	Rv(superior)		Rv(inferior).		Rc	$\bar{R}$	A	D
		izqda.	derecha	izqda.	derecha				
4P	F1	-	0.70	-	1.02	1.47	0.58	0.22	0.32
	F2	0.70	0.70	1.02	1.02	1.47	1.17	0.37	0.54
	F3	0.70	-	1.02	-	1.47	0.58	0.22	0.32
3P-2P	F1	-	1.02	-	1.02	1.97	0.52	0.21	0.41
	F2	1.02	1.02	1.02	1.02	1.97	1.04	0.34	0.67
	F3	1.02	-	1.02	-	1.97	0.52	0.21	0.41
1P	F1	-	1.02	Empotrado		1.68	0.61	0.42	0.71
	F2	1.02	1.02	Empotrado		1.68	1.21	0.53	0.89
	F3	1.02	1.02	Empotrado		1.68	1.21	0.53	0.89
	F4	1.02	-	Empotrado		1.68	0.61	0.42	0.71

c) Puntos de Inflexión:

Piso	Columna	$\bar{R}$	$\infty_1$	$\infty_2$	$\infty_3$	$Y_0$	$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	Y
4P	F1	0.58	0.69	-	-	0.30	0.064	-	-	0.364
	F2	1.17	0.69	-	-	0.408	0.05	-	-	0.458
	F3	0.58	0.69	-	-	0.30	0.064	-	-	0.364
3P	F1	0.52	-	-	-	0.40	-	-	-	0.40
	F2	1.04	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	F3	0.52	-	-	-	0.40	-	-	-	0.40
2P	F1	0.52	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	F2	1.04	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	F3	0.52	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
1P	F1	0.61	-	0.85	-	0.70	-	0	-	0.70
	F2	1.21	-	0.85	-	0.629	-	0	-	0.629
	F3	1.21	-	0.85	-	0.629	-	0	-	0.629
	F4	0.61	-	-	-	0.70	-	-	-	0.70



Pórtico D:



a) Rigideces.

Elemento	Piso	Tramo	Dimensiones (cm)			I cm <sup>4</sup>	Rv
			b	h	L		
Vigas	Azotea	1-2	35	23	510	35,487	0.70
		2-3	35	23	510	35,487	0.70
	4P-2P	1-2	40	25	510	52,083	1.02
		2-3	40	25	510	52,083	1.02
Columnas	Piso	Denomin. Columna	Dimensiones (cm)			I cm <sup>4</sup>	Rc
			b	t	h		
	4P	D1,D2,D3,	30	25	265	39,062	1.47
	3P-2P	D1,D2,D3,	40	25	265	52,083	1.97
1P	D1,D2,D3.	40	25	310	52,083	1.68	

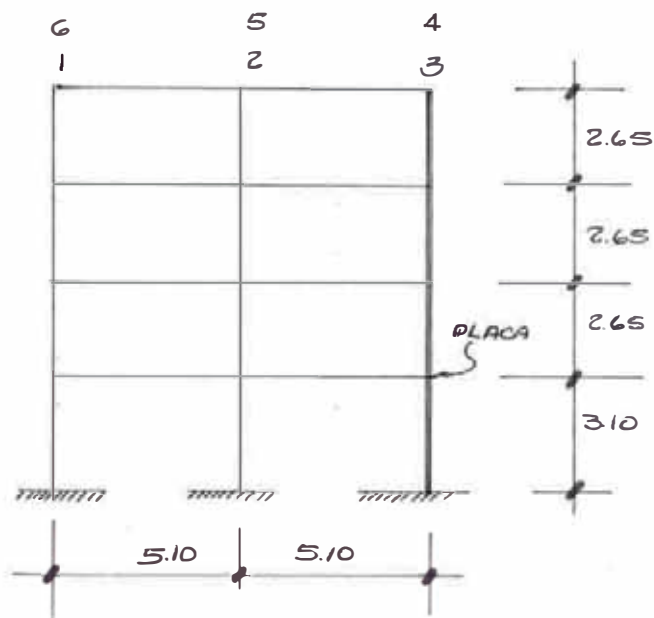
b) Valores D.

Piso	Denomina. Columna	Rv (superior)		Rv (inferior)		Rc	R	A%	D
		izqda.	derecha	izqda.	derecha				
4P	D1	-	0.70	-	1.02	1.47	0.58	0.22	0.32
	D2	0.70	0.70	1.02	1.02	1.47	1.17	0.37	0.54
	D3	0.70	-	1.02	-	1.47	0.58	0.22	0.32
3P-2P	D1	-	1.02	-	1.02	1.97	0.52	0.21	0.41
	D2	1.02	1.02	1.02	1.02	1.97	1.04	0.34	0.67
	D3	1.02	-	1.02	-	1.97	0.52	0.21	0.41
1P	D1	-	1.02	Empotrado		1.68	0.61	0.42	0.71
	D2	1.02	1.02	Empotrado		1.68	0.21	0.53	0.89
	D3	1.02	-	Empotrado		1.68	0.61	0.42	0.71

c) Puntos de Inflexión.

Piso	Columna	$\bar{R}$	$\omega_1$	$\omega_2$	$\omega_3$	$Y_0$	$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	Y
4P	D1	0.58	0.69	-	-	0.30	0.064	-	-	0.364
	D2	1.17	0.69	-	-	0.408	0.05	-	-	0.458
	D3	0.58	0.69	-	-	0.30	0.064	-	-	0.364
3P	D1	0.52	-	-	-	0.40	-	-	-	0.40
	D2	1.04	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	D3	0.52	-	-	-	0.40	-	-	-	0.40
2P	D1	0.52	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	D2	1.04	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	D3	0.52	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
1P	D1	0.61	-	0.85	-	0.70	-	0	-	0.70
	D2	1.21	-	0.85	-	0.629	-	0	-	0.629
	D3	0.61	-	0.85	-	0.70	-	0	-	0.70

Pórtico G.



a) Rigideces.

Elemento	Piso	Tramo	Dimensiones (cm).			I cm. <sup>4</sup>	Rv
			b	h	L		
Vigas	Azotea	1-2	35	23	510	35,487	0.70
		2-3	35	23	510	35,487	0.70
	4P-2P	1-2	40	25	510	52,083	1.02
		2-3	40	25	510	52,083	1.02
Columnas	Piso	Denom. Columna	Dimensiones (cm)			I cm. <sup>4</sup>	Rc
			b	t	h		
	4P	C1,C2	30	25	265	39,062	1.47
	3P-2P	C1,C2	40	25	265	52,083	1.97
1P	C1,C2	40	25	310	52,083	1.68	

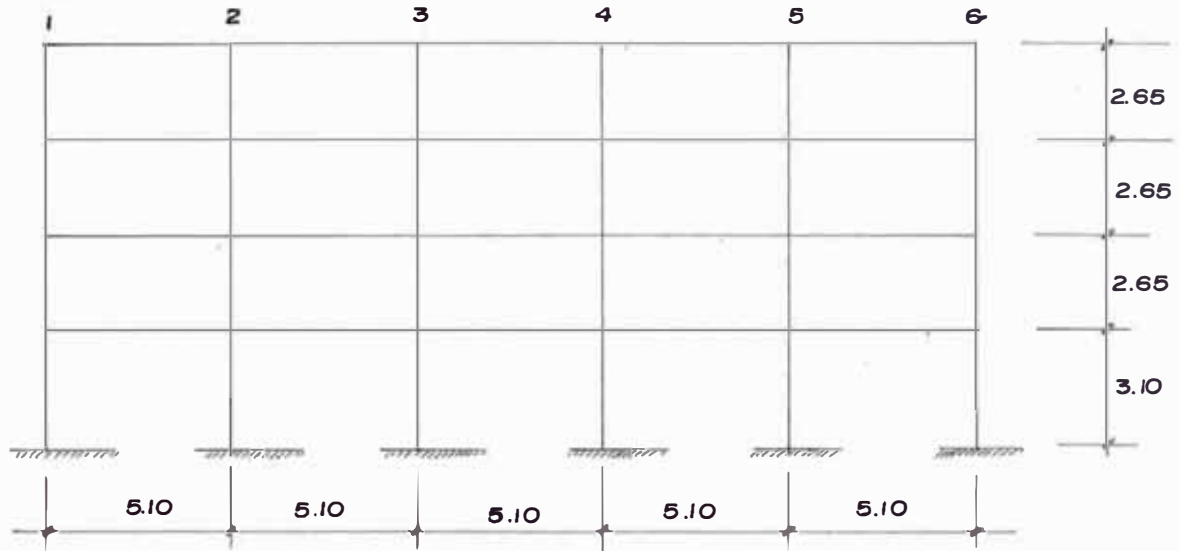
b) Valores B.

Piso	Denomin Columna	Rv(superior)		Rv(inferior)		Rc	$\bar{R}$	A	D
		izqda.	derecha	izqda.	derecha				
4P	C1	-	0.70	-	1.02	1.47	0.58	0.22	0.32
	C2	0.70	0.70	1.02	1.02	1.47	1.17	0.37	0.54
3P-2P	C1	-	1.02	-	1.02	1.97	0.52	0.21	0.41
	C2	1.02	1.02	1.20	1.02	1.97	1.04	0.34	0.67
1P	C1	-	1.02	Empotrado		1.68	0.61	0.42	0.71
	C2	-	1.02	Empotrado		1.68	1.21	0.53	0.89

c) Puntos de Inflexión:

Piso	Columna	$\bar{R}$	$\omega_1$	$\omega_2$	$\omega_3$	$Y_0$	$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	$Y$
4P	C1	0.58	0.33	-	-	0.33	0.064	-	-	0.364
	C2	1.17	0.60	-	-	0.433	0.05	-	-	0.453
3P	C1	0.52	-	-	-	0.40	-	-	-	0.40
	C2	1.04	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
2P	C1	0.52	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	C2	1.04	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
1P	C1	0.61	-	0.85	-	0.70	-	0	-	0.70
	C2	1.21	-	0.85	-	0.629	-	0	-	0.629

Pórtico B.



a) Rigideces.

Elemento	Piso	Tramo	Dimensiones(cm)			I cm <sup>4</sup>	Rv
			b	h	L		
Vigas	Azotea	1-2	35	23	510	35,487	0.70
		2-3	35	23	510	35,487	0.70
		3-4	35	23	510	35,487	0.70
		4-5	35	23	510	35,487	0.70
		5-6	35	23	510	35,487	0.70
	4P-2P	1-2	40	25	510	52,083	1.02
		2-3	40	25	510	52,083	1.02
		3-4	40	25	510	52,083	1.02
		4-5	40	25	510	52,083	1.02
		5-6	40	25	510	52,083	1.02
Columnas	Piso	Denominac. Columna	Dimensiones(cm).			I cm. <sup>4</sup>	Rc
			b	t	h		
	4P	B1, B2, B3, B4, B6.	30	25	265	39,062	1.47
	3P-2P	B1-B6	40	25,	265	52,083	1.97
1P	B1-B6	40	25	310	52,083	1.68	

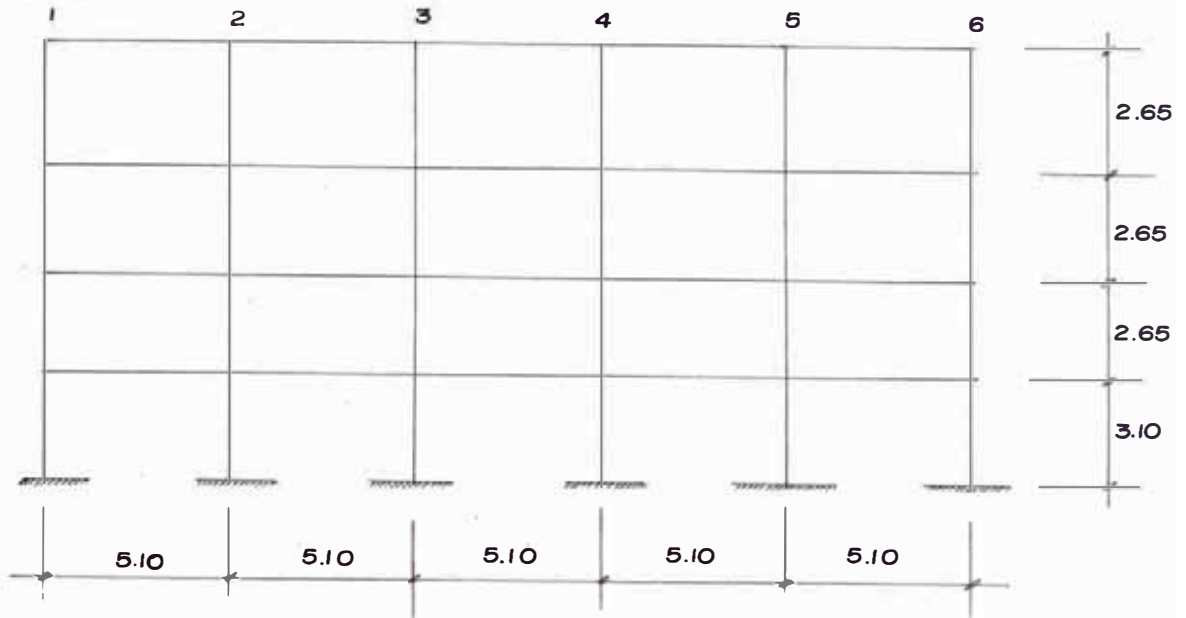
b) Valores D.

Piso	Denomina Columna	Rv(superior)		Rv(inferior)		Rc	$\bar{R}$	A	D
		izqda.	derecha	izqda.	derecha				
4P	B1	-	0.70	-	1.02	1.47	0.58	0.22	0.32
	B2-B5	0.70	0.70	1.02	1.02	1.47	1.17	0.37	0.54
	B6	0.70	-	1.02	-	1.47	0.58	0.22	0.32
3P-2P	B1	-	1.02	-	1.02	1.97	0.52	0.21	0.41
	B2-B5	1.02	1.02	1.02	1.02	1.97	1.04	0.34	0.67
	B6	1.02	-	1.02	-	1.97	0.52	0.21	0.41
1P	B1	-	1.02	Empotrado		1.68	0.61	0.42	0.71
	B2-B5	1.02	1.02	Empotrado		1.68	1.21	0.53	0.89
	B6	1.02	-	Empotrado		1.68	0.61	0.42	0.71

c) Puntos de Inflexión:

Piso	Columna	$\bar{R}$	$\infty_1$	$\infty_2$	$\infty_3$	$Y_0$	$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	$Y$
4P	B1	0.58	0.69	-	-	0.30	0.064	-	-	0.364
	B2	1.17	0.69	-	-	0.408	0.05	-	-	0.458
	B3	1.17	0.69	-	-	0.408	0.05	-	-	0.458
	B4	1.17	0.69	-	-	0.408	0.05	-	-	0.458
	B5	1.17	0.69	-	-	0.408	0.05	-	-	0.458
	B6	0.58	0.69	-	-	0.30	0.064	-	-	0.364
3P	B1	0.52	-	-	-	0.50	-	-	0	0.500
	B2	1.04	-	-	-	0.50	-	-	-	0.500
	B3	1.04	-	-	-	0.50	-	-	-	0.500
	B4	1.04	-	-	-	0.50	-	-	-	0.500
	B5	1.04	-	-	-	0.50	-	-	-	0.500
	B6	0.52	-	-	-	0.50	-	-	-	0.500
2P	B1	0.52	-	-	1.17	0.40	-	-	0	0.40
	B2	1.04	-	-	1.17	0.45	-	-	0	0.45
	B3	1.04	-	-	1.17	0.45	-	-	0	0.45
	B4	1.04	-	-	1.17	0.45	-	-	0	0.45
	B5	1.04	-	-	1.17	0.45	-	-	0	0.45
	B6	0.52	-	-	1.17	0.40	-	-	0	0.40
1P	B1	0.61	-	0.85	-	0.70	-	0	-	0.70
	B2	1.21	-	0.85	-	0.629	-	0	-	0.629
	B3	1.21	-	0.85	-	0.629	-	0	-	0.629
	B4	1.21	-	0.85	-	0.629	-	0	-	0.629
	B5	1.21	-	0.85	-	0.629	-	0	-	0.629
	B6	0.61	-	0.85	-	0.70	-	0	-	0.70

Pórtico A.



a) Rigideces.

Elemento	Piso	Tramo	Dimensiones (cm)			I cm. <sup>4</sup>	Rv
			b	h	L		
Vigas	Azotea	1-2	35	23	510	35,487	0.70
		2-3	35	23	510	35,487	0.70
		3-4	35	23	510	35,487	0.70
		4-5	35	23	510	35,487	0.70
		5-6	35	23	510	35,487	0.70
	4P-2P	1-2	40	30	510	90,000	1.76
		2-3	40	30	510	90,000	1.76
		3-4	40	30	510	90,000	1.76
		4-5	40	30	510	90,000	1.76
		5-6	40	30	510	90,000	1.76
	Piso	Denominan. Columna	Dimensiones (cm)			I cm. <sup>4</sup>	Rc
			b	t	h		
Columnas	4P	A1-A6	30	25	265	39,062	1.47
	3P-2P	A1-A6	40	25	265	52,083	1.97
	1P	A1-A6	40	25	310	52,083	1.68



b), Valores D.

Piso	Denomin Columna	Rv (superior)		Rv (inferior)		Rc	$\bar{R}$	A	D
		izqda.	derecha	izqda.	derecha				
4P	A1	-	0.70	-	1.76	1.47	0.84	0.30	0.44
	A2-A5	0.70	0.70	1.76	1.76	1.47	1.67	0.46	0.68
	A6	0.70	-	1.76	-	1.47	0.84	0.30	0.44
3P-2P	A1	-	1.76	-	1.76	1.97	0.89	0.31	0.61
	A2-A5	1.76	1.76	1.76	1.76	1.97	1.79	0.47	0.92
	A6	1.76	-	1.76	-	1.97	0.89	0.31	0.61
1P	A1	-	1.76	Empotrado		1.68	1.05	0.51	0.86
	A2-A5	1.76	1.76	Empotrado		1.68	2.10	0.63	1.06
	A6	1.76	-	Empotrado		1.68	1.05	0.51	0.86

c) Puntos de Inflexión:

Piso	Columna	$\bar{R}$	$\omega_1$	$\omega_2$	$\omega_3$	$Y_0$	$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	Y
4P	A1	0.84	0.40	-	-	0.35	0.150	-	-	0.500
	A2	1.67	0.40	-	-	0.434	0.083	-	-	0.517
	A3	1.67	0.40	-	-	0.434	0.083	-	-	0.517
	A4	1.67	0.40	-	-	0.434	0.083	-	-	0.517
	A5	1.67	0.40	-	-	0.434	0.083	-	-	0.517
	A6	0.84	0.40	-	-	0.35	0.150	-	-	0.500
3P	A1	0.89	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	A2	1.79	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	A3	1.79	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	A4	1.79	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	A5	1.79	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
	A6	0.89	-	-	-	0.45	-	-	-	0.45
2P	A1	0.89	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	A2	1.79	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	A3	1.79	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	A4	1.79	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	A5	1.79	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
	A6	0.89	-	-	1.17	0.50	-	-	0	0.50
1P	A1	1.05	-	0.85	-	0.645	-	0	-	0.645
	A2	2.10	-	0.85	-	0.645	-	0	-	0.550
	A3	2.10	-	0.85	-	0.55	-	0	-	0.550
	A4	2.10	-	0.85	-	0.55	-	0	-	0.550
	A5	2.10	-	0.85	-	0.55	-	0	-	0.550
	A6	1.05	-	0.85	-	0.645	-	0	-	0.645

ANALISIS DE PLACAS: Sísmicas y de Ascensor.  
Valores D y Fuerza Cortante.

El análisis de las placas se harán en las dos direcciones:  
Dirección X: Dirección de los pórticos de amarre.  
Dirección Y: Dirección de los pórticos principales.

METODO DE ANALISIS:

- 1° Se asume una distribución de la fuerza cortante en los diferentes pisos de las placas.
- 2° Se calcula la deformación total de la placa considerandola como un voladizo libre apoyada en su base.
- 3° Se calcula los valores "D" de las placas.
- 4° Se distribuye el corte total del piso a los elementos resistentes (columnas y placas).
- 5° Se compara los cortantes obtenidos para placas con los cortantes asumidos inicialmente.
- 6° En caso de no existir tal aproximación entre los cortantes comparados, se repite el proceso anterior hasta llegar a un resultado aproximado al anterior tanteo.
- 7° Con el último tanteo obtendremos los valores "D" de las placas.

Valor "D":

Esta dado por la siguiente fórmula:

$$D_n = \frac{V_n}{\delta_{wn}}$$
$$\delta_{wn} = \delta_{sn} + \delta_{Bn} + \delta_{Rn}$$

Donde:

$V_n$  = Fuerza cortante en el piso "n".

$\delta_{wn}$  = Deflexión total de la placa en el piso "n"

$\delta_{sn}$  = Deformación por corte.

$\delta_{Bn}$  = Deformación por flexión.

$\delta_{Rn}$  = Deformación por rotación de la fundación.

### Cálculo de $\delta_{sn}$ :

La deflexión en el piso "n" está dado por la ecuación:

$$\delta_{sn} = \frac{\beta K V_n h_n}{GA_{wn}}$$

Donde:

$\beta$  = factor de deformación plástica.

K = coeficiente de forma (Rect. 1.5)

$h_n$  = altura del piso "n"

G = módulo elástico al corte.

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

Usando la unidad común:  $\frac{h_n^2}{12Eko}$

y  $\frac{E}{G} = 2.3$  (concreto)

$$E = 210 \text{ Ton/cm}^2$$

Se obtiene:

$$\delta_{sn} = \beta A_{sn} \times \frac{27.6 K a}{h_n}$$

donde:

$$A_{sn} = K \frac{V_n}{A_{wn}}$$

### Cálculo de $\delta_{Bn}$

Se emplea la siguiente fórmula:

$$\delta_{Bn} = 4 A_{Bn} \cdot \frac{3}{hn}$$

donde:

$$A_{BN} = \sum_{i=1}^n \frac{M_i}{R_{wi}} + \frac{1}{2} \frac{M_n}{R_{wn}}$$

$$R_{wn} = \frac{I_{wn}}{hn} \frac{1}{k_o}$$

Cálculo de  $\delta_{Rn}$ :

Se emplea la siguiente fórmula:

$$\delta_{Rn} = \theta hn$$

Usando la unidad común:  $\frac{hn^2}{12Eko}$

$$\delta_{Rn} = \theta hn \frac{12Eko}{hn^2}$$

$$\delta_{Rn} = \frac{12 Eko \theta}{hn}$$

Distribución del corte del piso a los elementos:

$$V_n = \frac{V_t}{\sum D_n} \cdot D_n$$

$V_n$  = Corte del elemento resistente en el piso "n"

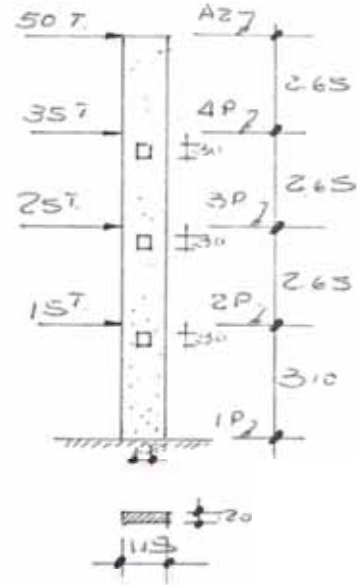
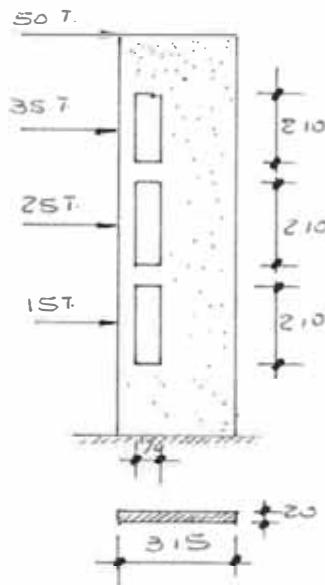
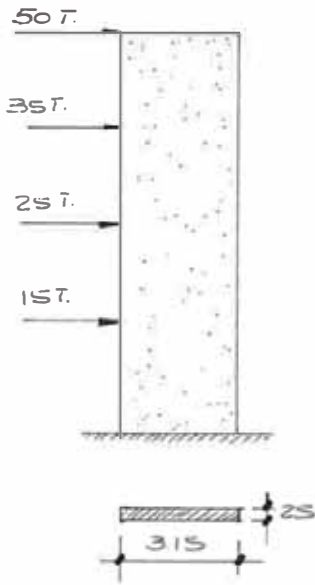
$V_t$  = Corte total del piso "n" en la dirección considerada

$D_n$  = Valor D del elemento en el piso "n"

$\sum D_n$  = Suma de valores "D" (columnas y placas) en el piso "n".

ANALISIS DE PLACAS EN LA DIRECCION Y.

Placa A: (2 unidades)      Placa B: (1 unidad)      Placa C: (1 unidad).



Datos

Placa A

$$A = 315 \times 25 = 7875 \text{ cm}^2$$

$$I = 25 \times \frac{(315)^3}{12} = 6.51 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$h = 265 \text{ cm.}$$

$$h_1 = 310 \text{ cm.}$$

$$R_p = 2457$$

$$P_p = 2100$$

Placa B

$$A = 315 \times 20 = 6300 \text{ cm}^2$$

$$I = 20 \times \frac{(315)^3}{12} = 5.21 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$h = 265 \text{ cm.}$$

$$h_1 = 310 \text{ cm}$$

$$I = 572613 \text{ cm}^4$$

$$I_1 = 5.15 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$R_p = 1958$$

$$R_p = R_p = 1955$$

$$R_p = 1674$$

Placa C.

$$A = 1.15 \times 20 = 2300$$

$$I = 20 \times \frac{(1.15)^3}{12} = 0.32 \times 10^7$$

$$h = 265 \text{ cm}$$

$$h_1 = 310 \text{ cm}$$

$$I = 67,500 \text{ cm}^4$$

$$I_1 = 0.313 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$R_p = 120$$

$$R_p = R_p = 119$$

$$R_p = 102$$

PRIMER TANTEO

Placa A: Dos unidades.

Cálculo de  $\delta_{sn}$ :

Piso n	Vn Ton.	Awn cm <sup>2</sup>	K	$\beta$	Asn Ton/cm <sup>2</sup>	ko	hn	$\delta_{sn}$ cm.
4P	50	7,875	1.5	1.0	$0.95 \times 10^{-2}$	100	265	0.099
3P	85	7,875	1.5	1.0	$1.62 \times 10^{-2}$	100	265	0.169
2P	110	7,875	1.5	1.0	$2.10 \times 10^{-2}$	100	265	0.219
1P	125	7,875	1.5	1.0	$2.38 \times 10^{-2}$	100	310	0.212

Cálculo de  $\delta_{Bn}$ :

Piso n	Vn x hn (ton.cm).10 <sup>2</sup>	M <sup>'</sup> n x10 <sup>2</sup>	2Mn x10 <sup>2</sup>	Rn	2Mn/Rn	4ABn	3/hn	$\delta_{Bn}$ (cm)
4P	132.50	132.50	132.50	2457	5.39	287.81	0.0113	3.25
3P	225.25	357.75	490.25	2457	19.95	262.47	0.0113	2.96
2P	291.50	649.25	1007.00	2457	40.98	201.54	0.0113	2.28
1P	387.50	1036.75	1686.00	2100	80.28	80.28	0.0096	0.77

Cálculo de Dn

Piso n	Vn (ton)	$\delta_{sn}$ (cm)	$\delta_{Bn}$ (cm)	$\delta_{Rn}$ (cm)	$\delta_{wn}$ (cm)	Dn Ton/cm.
4P	50	0.099	3.25	0	3.349	14.93
3P	85	0.169	2.96	0	3.129	27.17
2P	110	0.219	2.28	0	2.499	44.02
1P	125	0.212	0.77	0	0.982	127.29

Placa B: 1 unidad

Por ser la placa una pared con abertura pequeña ( $p < 0.4$ ) la deflexión es mayor que la que se produce en una pared sólida. La existencia de una abertura impide la distribución uniforme de los esfuerzos de corte, creando esfuerzos locales en el contorno de la abertura y aumentando la deformación, cuanto más grande es la abertura, mayor es la deflexión.

A la deformación por corte de una pared con abertura, se le llamó deformación de marco,  $\delta_F$ , y se calcula con la siguiente ecuación:

$$\delta_F = \frac{1}{r} \delta_s$$

donde:

$\delta_s$  = Deflexión por corte de la pared sin abertura.

$$r = (1.0 - 1.25p)$$

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

La ecuación para hallar  $\delta_F$ , se aplica para valores de  $p$  que varían entre 0.0 y 0.4.

En la deformación por flexión, el momento de inercia a usar en el cálculo de la deflexión por flexión de la pared como un todo, se asume entre la sección a través de la abertura y la sección sin abertura. El cálculo puede ser hecho siguiendo el mismo procedimiento que para paredes sólidas.

La deflexión total en el piso "n", se obtiene sumando las dos anteriores y agregando la que se produce por rotación de la fundación (en mi caso  $\delta_{Rn} = 0$ ).

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

$$\therefore D_{wn} = \frac{V_{wn}}{\delta_{wn}}$$



Cálculo de  $\delta F_n$ :

Piso n	Vn Ton	Awn cm <sup>2</sup>	K	$\beta$	Asn Ton/cm <sup>2</sup>	Ko	hn	sn cm	1/r	$\delta F_n$ cm
4P	50	6300	1.5	1.0	$1.19 \times 10^{-2}$	100	265	0.124	154	0.190
3P	85	6300	1.5	1.0	$2.02 \times 10^{-2}$	100	265	0.210	208	0.437
2P	110	6300	1.5	1.0	$2.62 \times 10^{-2}$	100	265	0.273	208	0.568
1P	125	6300	1.5	1.0	$2.98 \times 10^{-2}$	100	310	0.265	154	0.408

Cálculo de  $\delta B_n$

Piso n	Vn x hn (Ton.cm)x10 <sup>2</sup>	Mn x10 <sup>2</sup>	2Mn x10 <sup>2</sup>	Rn	2Mn/Rn	4ABn	3/hn	$\delta B_n$ cm.
4P	132.50	132.50	132.50	1958	6.77	361.39	0.0113	4.084
3P	225.25	357.75	490.25	1955	25.08	329.54	0.0113	3.724
2P	291.50	649.25	1007.00	1955	51.51	252.95	0.0113	2.858
1P	387.50	1036.75	1686.00	1674	100.72	100.72	0.0096	0.967

Cálculo de Dn

Piso n	Vn Ton.	$\delta F_n$ cm	$\delta B_n$ cm	$\delta R_n$ cm	$\delta w_n$ cm	Dn Ton/cm.
4P	50	0.190	4.084	0	4.274	11.70
3P	85	0.437	3.724	0	4.161	20.43
2P	110	0.568	2.858	0	3.426	32.11
1P	125	0.408	0.967	0	1.375	90.91

Placa C: 1 unidad

Cálculo de  $\delta F_n$

Piso n	Vn Ton	Awn cm <sup>2</sup>	K	$\beta$	Asn Ton/cm <sup>2</sup>	K <sub>0</sub>	hn	sn cm	1/r	$\delta F_n$ cm
4P	50	2300	1.5	1.0	$3.26 \times 10^{-2}$	100	265	0.339	100	0.339
3P	85	2300	1.5	1.0	$5.54 \times 10^{-2}$	100	265	0.576	127	0.732
2P	110	2300	1.5	1.0	$7.17 \times 10^{-2}$	100	265	0.746	127	0.947
1P	125	2300	1.5	1.0	$8.15 \times 10^{-2}$	100	310	0.725	118	0.856

Cálculo de  $\delta B_n$

Piso n	Vn x hn (Ton.cm)x10 <sup>2</sup>	M <sub>n</sub> x10 <sup>2</sup>	2M <sub>n</sub> x10 <sup>2</sup>	R <sub>n</sub>	2M <sub>n</sub> /R <sub>n</sub>	4A <sub>Bn</sub>	3/hn	$\delta B_n$ cm
4P	132.50	132.50	132.50	120	110.42	5932.68	0.0113	67.039
3P	225.25	357.75	490.25	119	411.97	5410.29	0.0113	61.136
2P	291.50	649.25	1007.00	119	846.22	4152.10	0.0113	46.019
1P	387.50	1036.75	1686.00	102	1652.94	1652.94	0.0096	15.868

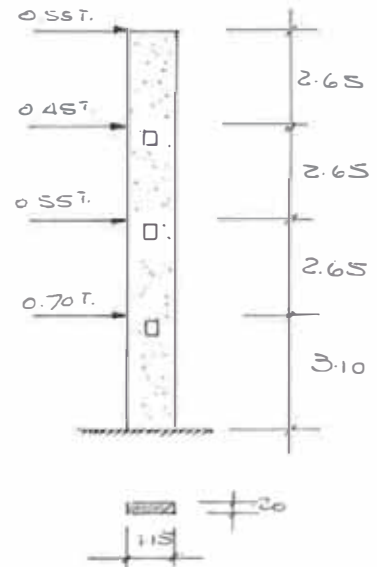
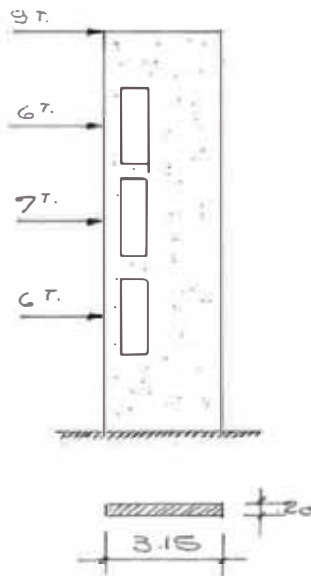
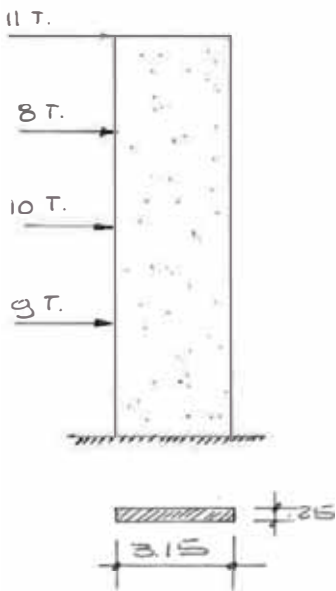
Cálculo de D<sub>n</sub>

Piso n	Vn Ton	$\delta F_n$ cm	$\delta B_n$ cm	$\delta R_n$ cm	$\delta w_n$ cm	D <sub>n</sub> Ton/cm
4P	50	0.339	67.039	0	67.378	0.74
3P	85	0.732	61.136	0	61.868	1.37
2P	110	0.947	46.919	0	47.866	2.30
1P	125	0.856	15.868	0	16.724	7.47

DISTRIBUCIÓN DE CORTE EN PLACAS Y COLUMNAS.

Piso n	Vt	Dy Col.	Dy Placa A	Dy Pl. B	Dy Pl.C	Σ Dn	Vn Col.	Vn Pl.A	Vn Pl.B	Vn Pl.C
4P	50	25.44	29.86	11.70	0.74	67.74	18.77	22.04	8.63	0.55
3P	85	42.95	54.34	20.43	1.37	119.09	30.62	38.74	14.57	0.98
2P	110	43.35	88.04	32.11	2.30	165.80	28.74	58.37	21.29	1.52
1P	125	66.08	254.58	90.91	7.47	419.04	19.69	75'86	21.09	2.23

NUEVA DISTRIBUCION DE CORTE EN LAS PLACAS:



SEGUNDO TANTEO

Placa A: 2 unidades.

Cálculo de  $\delta_{sn}$ :

Piso n	Vn Ton.	Awn cm <sup>2</sup>	K	$\beta$	Asn Ton/cm <sup>2</sup>	Ko	hn	$\delta_{sn}$ cm.
4P	11	7875	1.5	1.0	$0.21 \times 10^{-2}$	100	265	0.021
3P	19	7875	1.5	1.0	$0.36 \times 10^{-2}$	100	265	0.037
2P	29	7875	1.5	1.0	$0.55 \times 10^{-2}$	100	265	0.057
1P	38	7875	1.5	1.0	$0.72 \times 10^{-2}$	100	310	0.064

Cálculo de  $\delta_{Bn}$ :

Piso n	Vn x hn Ton, cmx10 <sup>2</sup>	M <sub>n</sub> x10 <sup>2</sup>	2M <sub>n</sub> x10 <sup>2</sup>	R <sub>n</sub>	2M <sub>n</sub> /R <sub>n</sub>	4Abn	3/hn	$\delta_{Bn}$ cm
4P	29.15	29.15	29.15	2457	1.19	70.23	0.0113	0.79
3P	50.35	79.50	108.65	2457	4.42	64.62	0.0113	0.73
2P	76.85	156.35	235.85	2457	9.60	50.60	0.0113	0.57
1P	117.80	274.80	430.50	2100	20.50	20.50	0.0096	0.20

Cálculo de D<sub>n</sub>:

Piso n	Vn ton	$\delta_{sn}$ cm	$\delta_{Bn}$ cm	$\delta_{Rn}$ cm	$\delta_{wn}$ cm	D <sub>n</sub> Ton/cm.
4P	11	0.021	0.79	0	0.811	13.56
3P	19	0.037	0.73	0	0.767	24.77
2P	29	0.057	0.57	0	0.627	46.25
1P	38	0.064	0.20	0	0.264	143.94

Placa B: 1 unidad.

Cálculo de  $\delta F_n$

Piso n	Vn Ton	Awn cm <sup>2</sup>	K	$\beta$	Asn Ton/cm <sup>2</sup>	Ko	hn	sn cm	1/r	$\delta F_n$ cm
4P	9	6300	1.5	1.0	$0.21 \times 10^{-2}$	100	265	0.22	1.54	0.034
3P	15	6300	1.5	1.0	$0.36 \times 10^{-2}$	100	265	0.037	2.08	0.077
2P	22	6300	1.5	1.0	$0.52 \times 10^{-2}$	100	265	0.054	2.08	0.112
1P	28	6300	1.5	1.0	$0.67 \times 10^{-2}$	100	310	0.060	1.54	0.092

Cálculo de  $\delta B_n$ :

Piso n	Vn x hn Ton.cm x 10 <sup>2</sup>	Mn x 10 <sup>2</sup>	2Mn x 10 <sup>2</sup>	Rn	2Mn/Rn	4ABn	3/hn	$\delta B_n$ cm
4P	23.85	23.85	23.85	1958	1.22	68.64	0.0113	0.776
3P	39.75	63.60	87.45	1955	4.47	62.95	0.0113	0.711
2P	58,30	121.90	185.50	1955	9.49	48.99	0.0113	0.554
1P	86.80	208.70	330.60	1674	19.75	19.75	0.0096	0.190

Cálculo de Dn

Piso n	Vn Ton	$\delta F_n$ cm	$\delta B_n$ cm	$\delta R_n$ cm	$\delta W_n$ cm	Dn Ton/cm.
4P	9	0.034	0.776	0	0.810	11.11
3P	15	0.077	0.711	0	0.788	19.04
2P	22	0.112	0.554	0	0.666	33.03
1P	28	0.092	0.190	0	0.282	99.29

Placa C: 1 unidad.

Cálculo de  $\delta_{FN}$

Piso n	Vn Ton	Awn cm	K	$\beta$	Asn Ton/cm <sup>2</sup>	Ko	Hn	sn cm	1/r	$\delta_{Fn}$ cm
4P	0.55	2300	1.5	1.0	$0.04 \times 10^{-2}$	100	265	0.004	1.00	0.004
3P	1.00	2300	1.5	1.0	$0.06 \times 10^{-2}$	100	265	0.006	1.27	0.008
2P	1.55	2300	1.5	1.0	$0.10 \times 10^{-2}$	100	265	0.010	1.27	0.013
1P	2.25	2300	1.5	1.0	$0.15 \times 10^{-2}$	100	310	0.013	1.18	0.015

Cálculo de  $\delta_{BN}$ :

Piso n	Vn x hn Ton.cm x 10 <sup>2</sup>	Mn x 10 <sup>2</sup>	2Mn x 10 <sup>2</sup>	Rn	2Mn/Rn	4ABN	3/hn	$\delta_{Bn}$ cm
4P	1.46	1.46	1.46	120	1.22	77.22	0.0113	0.872
3P	2.65	4.11	5.57	119	4.68	71.32	0.0113	0.806
2P	4.11	8.22	12.33	119	10.36	56.28	0.0113	0.636
1P	6.98	15.20	23.42	102	22.96	22.96	0.0096	0.220

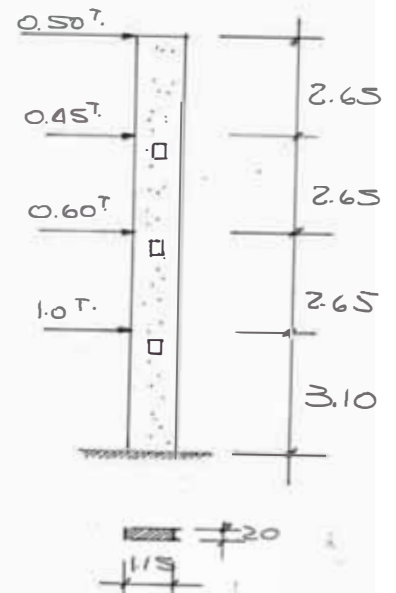
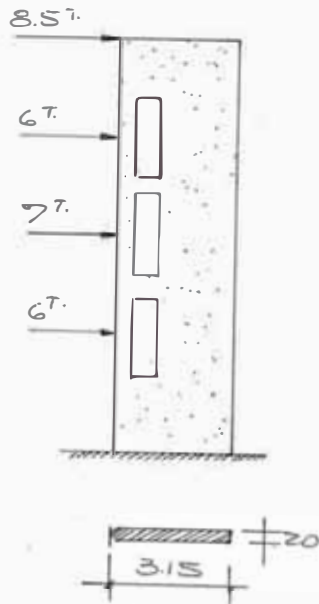
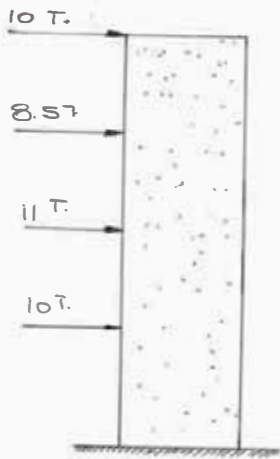
Cálculo de Dn;

Piso n	Vn Ton	$\delta_{Fn}$ cm	$\delta_{Bn}$ cm	$\delta_{Rn}$ cm	$\delta_{Wn}$ cm	Dn Ton/cm.
4P	0.55	0.004	0.872	0	0.876	0.63
3P	1.00	0.008	0.806	0	0.814	1.23
2P	1.55	0.013	0.636	0	0.649	2.39
1P	2.25	0.015	0.220	0	0.235	9.57

DISTRIBUCION DE CORTE EN PLACAS Y COLUMNAS

Piso n	Vt	Dy Col	Dy Pl.A	Dy Pl.B	Dy Pl.C	$\epsilon D_n$	Vn Col.	Vn Pl.A	Vn Pl.B	Vn Pl.C
4P	48.90	25.44	27.12	11.11	0.63	64.30	19.36	20.64	8.45	0.48
3P	85.76	42.95	49.54	19.04	1.23	112.76	32.68	37.70	14.49	0.94
2P	111.32	43.35	92.50	33.03	2.39	171.27	28.18	60.12	21.47	1.55
1P	127.73	66.08	287.88	99.29	9.57	462.82	18.24	79.45	27.40	2.64

Nueva Distribución de Corte en Placas:



TERCER TANTEO

Placa A: 2 unidades

Cálculo de  $\delta_{sn}$ :

Piso n	Vn Ton	Awn cm <sup>2</sup>	K	$\beta$	Asn Ton/cm	Ko	hn	$\delta_{sn}$ cm
4P	10	7875	1.5	1.0	$0.19 \times 10^{-2}$	100	265	0.020
3P	18.5	7875	1.5	1.0	$0.35 \times 10^{-2}$	100	265	0.036
2P	29.5	7875	1.5	1.0	$0.56 \times 10^{-2}$	100	310	0.067
1P	39.5	7875	1.5	1.0	$0.75 \times 10^{-2}$	100	310	0.067

Cálculo de  $\delta_{BN}$ :

Piso n	Vn x hn Ton.cm x 10 <sup>2</sup>	M'n x 10 <sup>2</sup>	2Mn x 10 <sup>2</sup>	Rn	2Mn/Rn	4ABn	3/hn	$\delta_{Bn}$ cm
4P	26.50	26.50	26.50	2457	1.08	68.98	0.0113	0.779
3P	49.02	75.52	102.02	2457	4.15	63.75	0.0113	0.720
2P	78.18	153.70	229.22	2457	9.33	50.27	0.0113	0.568
1P	122.45	276.15	429.85	2100	20.47	20.47	0.096	0.196

Cálculo de Dn

Piso n	Vn Ton	$\delta_{sn}$ cm	$\delta_{BN}$ cm	$\delta_{Rn}$ cm	$\delta_{wn}$ cm	Dn Ton/cm.
4P	10	0.020	0.779	0	0.799	12.52
3P	18.5	0.036	0.720	0	0.756	24.47
2P	29.5	0.058	0.568	0	0.626	47.12
1P	39.5	0.067	0.196	0	0.263	150.19



Placa B : 1 Unidad

Cálculo de  $\delta_{FN}$

Piso n	Vn Ton	Awn	K	$\beta$	Asn Ton/cm	Ko	hn	sn cm	1/r	$\delta_{FN}$ cm
4P	8.5	6300	1.5	1.0	$0.20 \times 10^{-2}$	100	265	0.021	1.54	0.032
3P	14.5	6300	1.5	1.0	$0.35 \times 10^{-2}$	100	265	0.036	2.08	0.075
2P	21.5	6300	1.5	1.0	$0.51 \times 10^{-2}$	100	265	0.053	2.08	0.110
1P	27.5	6300	1.5	1.0	$0.65 \times 10^{-2}$	100	310	0.058	1.54	0.089

Cálculo de  $\delta_{Bn}$

Piso n	Vn x hn Ton.cm x 10 <sup>2</sup>	Mn x 10 <sup>2</sup>	2Mn x 10 <sup>2</sup>	Rn	2Mn/Rn	4ABN	3/hn	$\delta_{BN}$ cm
4P	22.52	22.52	22.52	1958	1.15	66.35	0.0113	0.750
3P	38.42	60.94	83.46	1955	4.27	60.93	0.0113	0.688
2P	56.98	117.92	178.86	1955	9.15	47.51	0.0113	0.537
1P	85.25	203.17	321.09	1674	19.18	19.18	0.0096	0.184

Cálculo de Dn

Piso n	Vn Ton	$\delta_{FN}$ cm	$\delta_{BN}$ cm	$\delta_{Rn}$ cm	$\delta_{Wn}$ cm	DN Ton/cm.
4P	8.5	0.032	0.750	0	0.782	10.87
3P	14.5	0.075	0.688	0	0.763	19.00
2P	21.5	0.110	0.537	0	0.647	33.23;
1P	27.5	0.089	0.184	0	0.273	100.73

Placa C : 1 unidad

Cálculo de  $\delta F_n$

Piso n	Vn Ton	Awn cm <sup>2</sup>	K	$\theta$	Asn Ton/cm <sup>2</sup>	Ko	hn	$\delta sn$ cm	1/r	$\delta fn$ cm
4P	0.50	2300	1.5	1.0	$0.03 \times 10^{-2}$	100	265	0.003	100	0.003
3P	0.95	2300	1.5	1.0	$0.06 \times 10^{-2}$	100	265	0.006	1.27	0.008
2P	1.55	2300	1.5	1.0	$0.10 \times 10^{-2}$	100	265	0.010	1.27	0.013
1P	2.55	2300	1.5	1.0	$0.17 \times 10^{-2}$	100	310	0.015	1.18	0.018

Cálculo de  $\delta BN$ :

Piso n	Vn x hn Ton.cm x 10 <sup>2</sup>	M' n x 10 <sup>2</sup>	2Mn x 10 <sup>2</sup>	Rn x 10 <sup>2</sup>	2Mn/Rn	4Abn	3/hn	$\delta BN$ cm
4P	1.325	1.325	1.325	120	1.104	76.292	0.0113	0.862
3P	2.518	3.843	5.168	119	4.343	70.845	0.0113	0.801
2P	4.108	7.951	11.794	119	9.911	56.591	0.0113	0.639
1P	7.905	15.856	23.807	102	23.340	23.340	0.0096	0.224

Cálculo de Dn

Piso n	Vn Ton	$\delta fn$ cm	$\delta bn$ cm	$\delta rn$ cm	$\delta wn$ cm	Dn Ton/cm.
4P	0.50	0.003	0.862	0	0.865	0.58
3P	0.95	0.008	0.801	0	0.809	1.17
2P	1.55	0.013	0.639	0	0.652	2.38
1P	2.55	0.018	0.224	0	- '242	10.54

Distribución de Corte en Placas y Columnas;

Piso n	Vt	Dy Col.	Dy Pl.A	Dy Pl.B	Dy Pl.C	Σ Dn	Vn Col.	Vn Pl.A	Vn Pl.B	Vn Pl.C
4P	48.90	25.44	25.04	10.87	0.58	61.93	20.09	19.77	8.58	0.46
3P	85.76	42.95	48.94	19.00	1.17	112.06	32.87	37.45	14.54	0.90
2P	111.32	43.35	94.24	33.23	2.38	173.20	27.87	60.60	21.37	1.53
1P	127.73	66.08	300.38	100.73	10.54	477.73	17.64	80.20	26.89	2.81

Comparando los cortantes obtenidos en el tercer tanteo con los cortantes asumidos, se observa que ambos tienen bastante aproximación. En consecuencia no será necesario hacer un tanteo más. Los valores "D" y cortantes definitivos los tomaré del tercer tanteo; sin embargo se comprobará si la sección de las placas resisten dichos cortes.

Comprobación por Corte:

Según el Reglamento ACI (tabla 1002 a); esfuerzo permisible en el concreto.

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c}$$

suponiendo inicialmente

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$v_c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Según el mismo Reglamento en su sección 1004 dice: "Los miembros sujetos a esfuerzos producidos por fuerzas de viento o sismo combinadas con otras cargas, pueden ser diseñadas para esfuerzos 33-1/3 por ciento mayores que los especificados en la tabla 1002 a, siempre que la sección que se necesite no sea menor que la que se requiere para la combinación de carga y viva y muerta".

El esfuerzo de Corte permisible será:

$$V' u = 1.33 \times 4.2 = 5.6 \text{ Kg/cm}^2$$

a) Corte máximo en Placas A

$$V \text{ máx} = \frac{1}{K} \cdot V' u \cdot A$$

$$V \text{ máx} = \frac{1}{1.5} \cdot 5.6 \times 7875$$

$$V \text{ máx} = 29.40 \text{ Ton.}$$

Para 2 placas:

$$V \text{ máx} = 58.80 \text{ Ton.}$$

Se puede notar que el corte en los dos primeros pisos (2p,1p) es mayor que  $V_{\text{máx}}$ , por lo tanto necesita hacerse una corrección en dichos pisos.

b) Corte máximo en Placa B

$$V \text{ máx} = \frac{1}{1.5} \times 5.6 \times 6300$$

$$V \text{ máx} = 23.52 \text{ Ton.}$$

Para 1 Placa:

$$V \text{ máx} = 23.52 \text{ Ton.}$$

Se puede notar que el corte en el primer piso (1p) es mayor que  $V_{\text{máx}}$ , del mismo modo había que hacer una corrección en dicho piso. (Posteriormente se vió la necesidad de corregir también el segundo piso).

c) Corte máximo en Placa C

$$V \text{ máx} = \frac{1}{1.5} \times 5.6 \times 2300$$

$$V \text{ máx} = 8.60 \text{ Ton.}$$

Para 1 Placa:

$$V \text{ máx} = 8.60 \text{ Ton.}$$

Se puede notar que en este caso el corte máximo ( $V \text{ núm}$ ) es mayor que, los tomados por la placa, por consiguiente la distribución de corte obtenida en el tercer tanteo es la correcta.

#### Corrección de Cortes:

La distribución de corte y el análisis de esfuerzos de los elementos resistentes se ha hecho de acuerdo con la teoría elástica.

Para porciones de la estructura donde la acumulación de esfuerzos es muy grande tal como en los límites de una pared unida a un marco los esfuerzos pueden ser disminuidos debido a la deformación plástica localizada (factor  $\beta$  ).

Al aumentar el valor de  $\beta$  para un piso "n" aumenta la deformación por corte ( $\delta_{sn}$ ), disminuye el valor "D" del elemento (placa) y consecuentemente su corte ( $V_n$ ) se supone que el exceso de corte disminuido es absorbido por los demás elementos resistentes del piso "n".

La determinación de los valores  $\beta$  en los pisos mencionados anteriormente lo haré en forma tal de disminuir los cortes a valores ligeramente aproximados a los cortes máximos permisibles.

No será necesario hacer los cuadros tabulados correspondientes a las deformaciones por flexión ( $\delta_{bn}$ ) porque no sufren alteración alguna.

Placa A: 2 unidades.

Cálculo de  $\delta_{Bn}$ :

Piso n	Vn Ton	Awn cm <sup>2</sup>	K	$\beta$	Asn Ton/cm	Ko	hn	$\delta_{sn}$ cm
4P	10	7875	1.5	1.0	$0.19 \times 10^{-2}$	100	265	0.020
3P	18.5	7875	1.5	1.0	$0.35 \times 10^{-2}$	100	265	0.036
2P	29.5	7875	1.5	4.0	$0.56 \times 10^{-2}$	100	265	0.232
1P	39.5	7875	1.5	11.0	$0.75 \times 10^{-2}$	100	310	0.737

Cálculo de Dn:

Piso n	Vn Ton	$\delta_{sn}$ cm	$\delta_{Bn}$ cm	$\delta_{Rn}$ cm	$\delta_{wn}$ cm	Dn Ton/cm.
4P	10	0.020	0.779	0	0.799	12.52
3P	18.5	0.036	0.720	0	0.756	24.47
2P	29.5	0.232	0.568	0.	0.800	36.88
1P	39.5	0.737	0.196	0	0.933	48.34

Placa B: 1 unidad

Cálculo de  $\delta_{bn}$ :

Piso n	Vn ton	Awn cm <sup>2</sup>	K	$\beta$	Asn Ton/cm	Ko	hn	sn cm	1/r	$\delta_{fn}$ cm
4P	8.5	6300	1.5	1.0	$0.20 \times 10^{-2}$	100	265	0.021	1.54	0.032
3P	14.5	6300	1.5	1.0	$0.35 \times 10^{-2}$	100	265	0.036	2.08	0.075
2P	21.5	6300	1.5	2.0	$0.51 \times 10^{-2}$	100	265	0.053	2.08	0.220
1P	27.5	6300	1.5	10.0	$0.65 \times 10^{-2}$	100	310	0.580	1.54	0.893

Cálculo de Dn

Piso n	Vn Ton	$\delta_{fn}$ cm	$\delta_{bn}$ cm	$\delta_{rn}$ cm	$\delta_{wn}$ cm	Dn Ton/cm.
4P	8.5	0.032	0.750	0	0.782	10.87
3P	14.5	0.075	0.688	0	0.763	19.00
2P	21.5	0.220	0.537	0	0.757	28.40
1P	27.5	0.893	0.184	0	1.077	25.53

Distribución de Cortes finales: (Placas y Columnas)

Piso n	Vt	Dy Col	Dy Pl.A	Dy Pl.B	Dy Pl.C	$\Sigma$ Dn	Vn Col	Vn Pl.A	Vn Pl.B	Vn Pl.C
4P	48.90	25.44	25.04	10.87	0.58	61.93	20.09	19.77	8.58	0.46
3P	85.76	42.95	48.94	19.00	1.17	112.06	32.87	37.45	14.54	0.90
2P	111.32	43.35	73.76	28.40	2.38	147.89	32.63	55.52	21.88	1.79
1P	127.73	66.08	84.68	25.53	10.54	186.83	45.17	57.89	17.45	7.21

Se puede comprobar fácilmente que estos cortes finales son menores que los máximos cortes permitidos por la sección sin refuerzo de alma.

D Distribución del corte en las columnas en la Dirección Y.

Solamente se hará este cálculo para el pórtico 2 por ser el único que diseñaremos.

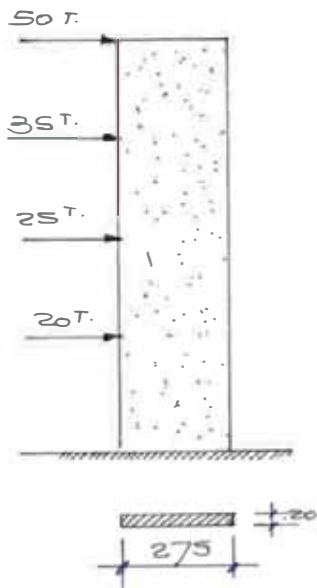
$$V_c = \frac{D_c V_{nc}}{\varepsilon D_c} \quad (\text{por piso}).$$

Piso	Columna	Dc	$\varepsilon D_c$	Vnc	Vc
4P	2A	0.70	25.44	20.09	575
	2B	0.98	"	"	804
	2C	0.91	"	"	946
	2D	0.91	"	"	946
	2E	0.91	"	"	946
	2F	0.91	"	"	946
	2G	0.59	"	"	484
3P	2A	1.11	42.95	32.87	850
	2B	1.71	"	"	1310
	2C	1.56	"	"	1195
	2D	1.56	"	"	1195
	2E	1.56	"	"	1195
	2F	1.56	"	"	1195
	2G	0.96	"	"	735
1P	2A	1.89	66.08	45.17	1291
	2B	2.28	"	"	1560
	2C	2.15	"	"	1470
	2D	2.15	"	"	1470
	2E	2.15	"	"	1470
	2F	2.19	"	"	1470
	2G	1.76	"	"	1202
2P	2A	1.11	43.35	32.63	812
	2B	1.71	"	"	1251
	2C	1.56	"	"	1142
	2D	1.56	"	"	1142
	2E	1.56	"	"	1142
	2F	1.56	"	"	1142
	2G	0.96	"	"	703

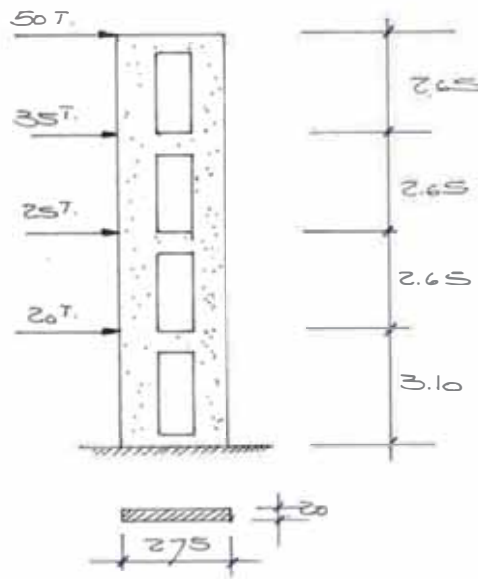


ANALISIS DE PLACAS EN LA DIRECCION X

Placa 1 (2 unidades).



Placa 2 (1 unidad)



Datos

Placa 1

$$A = 2.75 \times 20 = 5,500 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{20 \times (275)^3}{12} = 3.47 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$h = 265 \text{ cm}$$

$$h = 310 \text{ cm}$$

$$R_p = 1309$$

$$R_{p1} = 1119$$

Placa 2

$$A = 5,500 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{20 \times (2.75)^3}{12} = 3.47 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{20 \times (80)^3}{12} = 0.085 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$I_1 = 3.385 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$R_p = 1294$$

$$R_{p1} = 1106$$

$$p = 0.4 = 0.4(\text{abertura peq}).$$

$$p_1 = 0.4 = 0.4( \quad " \quad " ).$$

PRIMER TANTEO

Placa 1: 2 unidades

Cálculo de  $\delta_{sn}$

Piso n	Vn Ton	Awn cm	K	$\beta$	Asn Ton/cm <sup>2</sup>	Ko	hn	$\delta_{sn}$ cm
4P	50	5500	1.5	1.0	$1.36 \times 10^{-2}$	100	165	0.141
3P	85	5500	1.5	1.0	$2.32 \times 10^{-2}$	100	265	0.242
2P	110	5500	1.5	1.0	$3.00 \times 10^{-2}$	100	265	0.312
1P	130	5500	1.5	1.0	$3.55 \times 10^{-2}$	100	310	0.316

Cálculo de  $\delta_{bn}$

Piso n	Vn x hn Ton.cm x 10 <sup>2</sup>	M'n x 10 <sup>2</sup>	2Mn x 10 <sup>2</sup>	Rn	2Mn/Rn	4Abn	3/hn	$\delta_{bn}$ cm
4P	132.50	132.50	132.50	1309	10.12	543.00	0.0113	6.136
3P	225.25	357.75	490.25	1309	37.45	495.43	0.0113	5.598
2P	291.50	649.25	1007.00	1309	76.93	381.05	0.0113	4.306
1P	403.00	1052.25	1701.50	1119	152.06	152.06	0.0096	1.460

Cálculo de Dn

Piso n	Vn Ton	$\delta_{sn}$ cm	$\delta_{bn}$ cm	$\delta_{Rn}$ cm	$\delta_{Wn}$ cm	Dn Ton/cm
4P	50	0.141	6.136	0	6.277	7.96
3P	85	0.242	5.598	0	5.840	14.55
2P	110	0.312	4.306	0	4.618	23.82
1P	130	0.316	1.460	0	1.776	73.20

Placa 2: 1 Unidad

Cálculo de  $\delta_{fn}$

Piso n	Vn Ton	Awn cm <sup>2</sup>	K	$\beta$	Asn Ton/cm <sup>2</sup>	Mo	hn	sn cm	1/r	$\delta_{fn}$ cm
4P	50	5500	1.5	1.0	$1.36 \times 10^{-2}$	100	265	0.141	2.00	0.282
3P	85	5500	1.5	1.0	$2.32 \times 10^{-2}$	100	265	0.242	2.00	0.484
2P	110	5500	1.5	1.0	$3.00 \times 10^{-2}$	100	265	0.312	2.00	0.624
1P	130	5500	1.5	1.0	$3.55 \times 10^{-2}$	100	310	0.316	2.00	0.632

Cálculo de  $\delta_{bn}$

Piso n	Vn x hn (Ton.cm)x10 <sup>2</sup>	M'n x10 <sup>2</sup>	2Mn x10 <sup>2</sup>	Rn	2Mn/Rn	4Abn	3/hn	$\delta_{bn}$ cm
4p	132.50	132.50	132.50	1294	10.24	549.34	0.0113	6.208
3p	225.25	357.75	490.25	1294	37.89	501.21	0.0113	5.664
2p	291.50	649.25	1007.00	1294	77.82	385.50	0.0113	4.356
1p	403.00	1052.25	1701.50	1106	153.84	153.84	0.0096	1.477

Cálculo de Dn:

Piso n	Vn Ton	$\delta_{fn}$ cm.	$\delta_{bn}$ cm.	$\delta_{rn}$ cm.	$\delta_{wn}$ cm.	Dn Ton/cm.
4p	50	0.282	6.208	0	6.490	7.70
3p	85	0.484	5.664	0	6.148	13.83
2p	110	0.624	4.356	0	4.980	22.09
1p	130	0.632	1.477	0	2.109	61.64

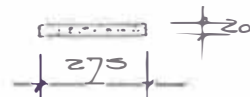
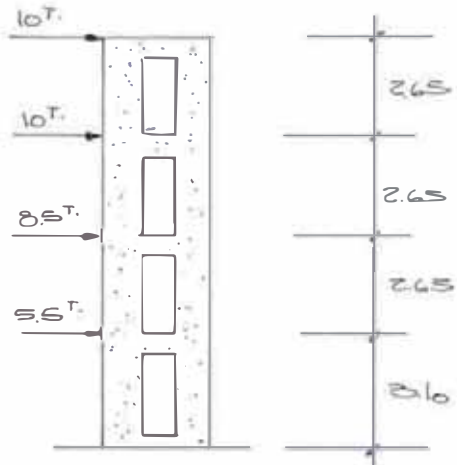
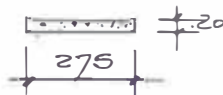
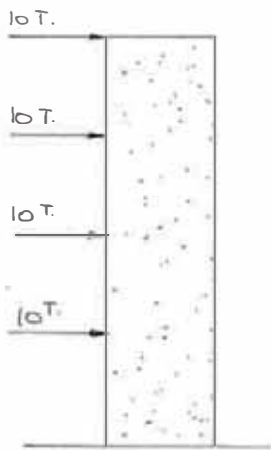
Distribución de cortes en placas y columnas.

Piso	Vt	Bx	Dx	Dx	$\Sigma Dn$	Vn	Vn	Vn
II		columna	placa 1	placa 2		columna	placa 1	placa 2
4p	49.43	14.40	15.92	7.70	38.02	18.72	20.70	10.01
3p	86.69	18.66	29.10	13.83	61.59	26.27	40.97	19.47
2p	112.53	18.66	47.64	22.09	88.39	23.75	60.65	28.12
1p	129.11	29.00	146.40	61.64	237.04	15.81	79.79	33.59

Nueva distribución de corte en placas:

Placa 1 (2 unidades)

Placa 2 (1 unidad).



SEGUNDO TANTEO

Placa 1: 2 unidades

Cálculo de  $\delta_{sn}$

Piso n	Vn Ton	Awn cm <sup>2</sup>	k	$\beta$	Asn Ton/cm <sup>2</sup>	ko	hn	$\delta_{sn}$ cm
4P	10	5500	1.5	1.0	$0.27 \times 10^{-2}$	100	265	0.028
3P	20	5500	1.5	1.0	$0.54 \times 10^{-2}$	100	265	0.056
2P	30	5500	1.5	1.0	$0.82 \times 10^{-2}$	100	265	0.085
1P	40	5500	1.5	1.0	$1.09 \times 10^{-2}$	100	310	0.097

Cálculo de  $\delta_{bn}$ :

Piso n	Vn x hn Ton.cm x 10 <sup>2</sup>	M'n x 10 <sup>2</sup>	2Mn x 10 <sup>2</sup>	kn	2Mn/kn	4 bn	3/hn	$\delta_{bn}$ cm
4P	26.50	26.50	26.50	1309	2.02	133.66	0.0113	1.510
3P	53.00	79.50	106.00	1309	8.10	123.54	0.0113	1.396
2P	79.50	159.00	238.50	1309	18.22	97.22	0.0113	1.098
1P	124.00	283.00	442.00	1119	39.50	39.50	0.0096	0.379

Cálculo de Dn:

Piso n	Vn Ton	$\delta_{sn}$ cm	$\delta_{bn}$ cm	$\delta_{Rn}$ cm	$\delta_{wn}$ cm	Dn Ton/cm.
4P	10	0.028	1.510	0	1.538	6.50
3P	20	0.056	1.396	0	1.452	13.77
2P	30	0.085	1.098	0	1.183	25.36
1P	40	0.097	0.379	0	0.476	84.03

Placa 2: . 1 unidad

Cálculo  $\delta_{fn}$

Piso n	Vn Ton	Awn cm <sup>2</sup>	K	$\beta$	Asn Ton/cm <sup>2</sup>	ko	hn	sn cm	1/r	$\delta_{fn}$ cm
4P	10	5500	1.5	1.0	$0.27 \times 10^{-2}$	100	265	0.028	2.00	0.056
3P	20	5500	1.5	1.0	$0.54 \times 10^{-2}$	100	265	0.056	2.00	0.112
2P	28.5	5500	1.5	1.0	$0.78 \times 10^{-2}$	100	265	0.081	2.00	0.162
1P	34.0	5500	1.5	1.0	$0.93 \times 10^{-2}$	100	310	0.083	2.00	0.166

Cálculo de  $\delta_{bn}$

Piso n	Vn x hn Ton.cm x 10 <sup>2</sup>	M'n x 10 <sup>2</sup>	2Mn x 10 <sup>2</sup>	kn	2Mn/kn	4 $\Delta_{bn}$	3/hn	$\delta_{bn}$ cm
4P	26.50	26.500	26.500	1294	2.05	129.79	0.0113	1.467
3P	53.00	79.500	106.000	1294	8.19	119.55	0.0113	1.351
2P	75.525	155.025	234.525	1294	18.12	93.24	0.0113	1.054
1P	105.40	260.425	415.450	1106	37.56	37.56	0.0096	0.361

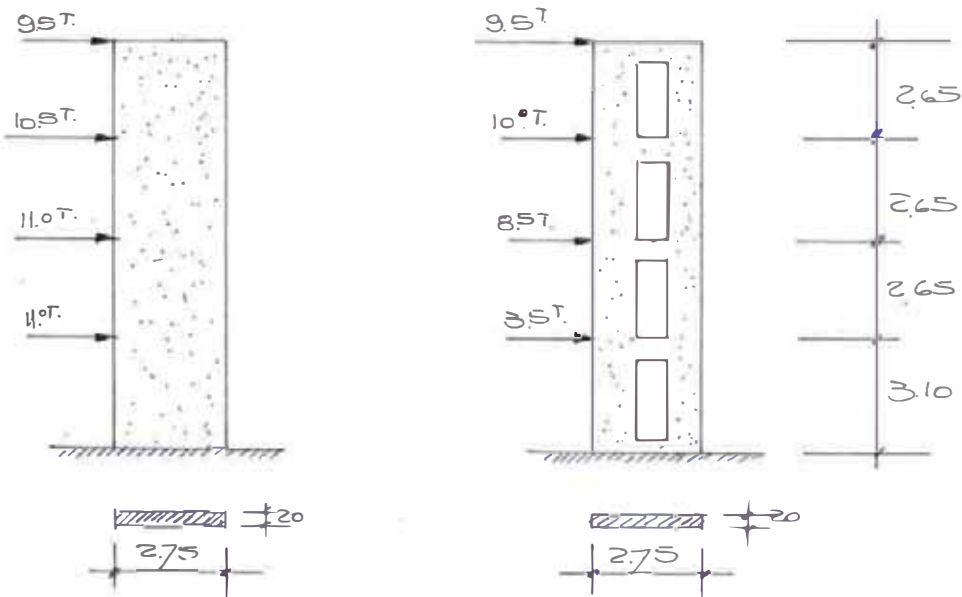
Cálculo de Dn:

Piso n	Vn Ton	$\delta_{fn}$ cm	$\delta_{bn}$ cm	$\delta_{Rn}$ cm	$\delta_{wn}$ cm	Dn Ton/cm
4P	10	0.056	1.467	0	1.523	6.56
3P	20	0.112	1.351	0	1.463	13.67
2P	28.5	0.162	1.054	0	1.216	23.44
1P	34	0.166	0.361	0	0.527	64.52

Distribución de Cortes en Placas y Columnas

Piso n	Vt	Dx Col	Dx Pl-1	Dx Pl-2	$\Sigma Dn$	Vn Col.	Vn Pl-1	Vn Pl-2
4P	49.43	14.40	13.00	6.56	33.96	20.97	18.93	9.55
3P	86.69	18.66	27.54	13.67	59.87	27.02	39.88	19.79
2P	112.53	18.66	50.72	23.44	92.82	22.62	61.47	28.41
1P	129.11	29.00	168.06	64.52	261.58	14.33	83.02	31.87

Nueva Distribución de Corte en Placas



TERCER TANTEO.

Placa 1: 2 unidades.

Cálculo de  $\delta_{sn}$ .

Piso n	Vn Ton	Awn cm <sup>2</sup>	K	$\beta$	sn Ton/cm <sup>2</sup>	ko	hn	$\delta_{sn}$ cm
4P	9.50	5500	1.5	1.0	$0.26 \times 10^{-2}$	100	265	0.027
3P	20.00	5500	1.5	1.0	$0.54 \times 10^{-2}$	100	265	0.056
2P	31.00	5500	1.5	1.0	$0.84 \times 10^{-2}$	100	265	0.087
1P	42.00	5500	1.5	1.0	$1.14 \times 10^{-2}$	100	310	0.101

Cálculo de  $\delta_{bn}$ :

Piso n	Vn x hn Ton.c-x10 <sup>2</sup>	M'n x10 <sup>2</sup>	2Mn x10 <sup>2</sup>	kn	2Mn/kn	4 bn	3/hn	$\delta_{bn}$ cm
4P	25.18	25.18	25.18	1309	1.92	134.74	0.0113	1.522
3P	53.00	78.18	103.36	1309	7.90	124.92	0.0113	1.412
2P	82.15	160.33	208.51	1309	18.22	98.80	0.0113	1.116
1P	130.20	290.53	450.86	1119	40.29	40.29	0.0096	0.387

Cálculo Dn:

Piso n	Vn Ton	$\delta_{sn}$ cm	$\delta_{bn}$ cm	$\delta_{Rn}$ cm	$\delta_{wn}$ cm	Dn Ton/cm.
4P	9.50	0.027	1.522	0	1.549	6.13
3P	20.00	0.056	1.412	0	1.468	13.62
2P	31.00	0.087	1.116	0	1.203	25.77
1P	42.00	0.101	0.387	0	0.488	86.06



Placa 2: 1 Unidad

Cálculo de  $\delta_{fn}$

Piso n	Vn Ton	Awn cm <sup>2</sup>	k	$\beta$	$\Delta sn$ Ton/cm <sup>2</sup>	ko	hn	$\delta sn$ cm	1/r	$\delta_{fn}$ cm
4P	9.50	5500	1.5	1.0	$0.26 \times 10^{-2}$	100	265	0.027	2.00	0.054
3P	19.50	5500	1.5	1.0	$0.53 \times 10^{-2}$	100	265	0.055	2.00	0.110
2P	28.00	5500	1.5	1.0	$0.76 \times 10^{-2}$	100	265	0.079	2.00	0.158
1P	31.50	5500	1.5	1.0	$0.86 \times 10^{-2}$	100	310	0.076	2.00	0.152

Cálculo de  $\delta_{bn}$

Piso n	Vn x hn ton.cm x 10 <sup>2</sup>	M' n x 10 <sup>2</sup>	2Mn x 10 <sup>2</sup>	kn	2Mn/kn	4 $\Delta bn$	3/hn	$\delta_{bn}$ cm
4P	25.18	25.18	25.18	1294	1.94	125.20	0.0113	1.415
3P	51.68	76.86	102.04	1294	7.88	115.38	0.0113	1.304
2P	74.20	151.06	227.92	1294	17.61	89.89	0.0113	1.016
1P	97.65	248.71	399.77	1106	36.14	36.14	0.0096	0.347

Cálculo de Dn:

Piso n	Vn Ton	$\delta_{fn}$ cm	$\delta_{bn}$ cm	$\delta_{Rn}$ cm	$\delta_{wn}$ cm	Dn Ton/cm
4P	9.50	0.054	1.415	0	1.469	6.47
3P	19.50	0.110	1.304	0	1.414	13.79
2P	28.00	0.158	1.016	0	1.174	23.85
1P	31.50	0.152	0.347	0	0.499	63.13

Distribución de Cortes en Placas y Columnas

Piso n	Vt	Dx Col.	Dx Pl-1	Dx Pl-2	ΣDx	Vn Col.	Vn Pl-1	Vn Pl2
4P	49.43	14.40	12.26	6.47	33.13	21.48	18.29	9.65
3P	86.79	18.66	27.24	13.79	59.69	27.10	39.56	20.03
2P	112.53	18.66	51.54	23.85	94.05	22.32	61.66	28.53
1P	129.11	29.00	172.12	63.13	264.25	14.17	84.08	30.84

Comparando los cortantes obtenidos en el tercer tanteo con los cortantes asumidos, se observa que ambos tienen bastante aproximación. En consecuencia no será necesario hacer un tanteo más.

Los valores "D" y cortantes definitivos los tomaré del tercer tanteo; sin embargo se comprobará si la sección de las láminas resiste dichos cortes.

Comprobación por Corte:

$$V_u = 5.6 \text{ Kg/cm}^2$$

a) Corte máximo en Placa 1

$$V_{\text{máx}} = \frac{1}{K} \cdot V' u \cdot A$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{1}{1.5} \cdot 5.6 \times 5,500$$

$$V_{\text{máx}} = 20.53 \text{ Ton.}$$

Para 2 placas:

$$V_{\text{máx}} = 41.06 \text{ Ton.}$$

Se puede notar que el corte en los dos primeros pisos (2P,1P) es mayor que  $V_{\text{máx}}$ , por lo tanto necesita hacerse una corrección en dichos pisos.

b) Corte máximo en placa 2.-

$$V_{\text{máx}} = \frac{1}{1.5} \times 5.6 \times 5500$$

$$V_{\text{máx}} = 20.53 \text{ Ton.}$$

Para una placa:

$$V_{\text{máx}} = 20.53 \text{ Ton.}$$

Del mismo modo que el caso anterior se nota que el corte en los dos primeros pisos (2P,1P) es mayor que  $V_{\text{máx}}$ , por lo tanto es necesario una corrección en dichos pisos.

Corrección de cortes:

De la misma manera que se analizó en la dirección Y, se determinará los valores  $\beta$  para los pisos que necesitan de corrección, en tal forma que se disminuyan los cortes a valores ligeramente aproximados a los cortes máximos permisibles.

No será necesario en este caso tampoco de repetir los cuadros tabulados correspondientes a las deformaciones por flección ( $\delta_{bn}$ ).

Placa 1: 2 unidades.

Cálculo de  $\delta_{sn}$ .

Piso n	$v_n$ Ton	$A_{wn}$ cm <sup>2</sup> .	K	$\beta$	$A_{sn}$ Ton/cm <sup>2</sup> .	$K_o$	hn	$\delta_{sn}$ cm.
4P	9.50	5500	1.5	1.0	$0.26 \times 10^{-2}$	100	265	0.027
3P	20.00	5500	1.5	1.0	$0.54 \times 10^{-2}$	100	265	0.056
2P	31.00	5500	1.5	8.0	$0.84 \times 10^{-2}$	100	265	0.696
1P	42.00	5500	1.5	10.0	$1.14 \times 10^{-2}$	100	310	1.010

Cálculo de Dn.

Piso n	Vn Ton	$\delta_{sn}$ cm.	$\delta_{bn}$ cm.	$\delta_{Rn}$ cm.	$\delta_{wn}$ cm.	Dn Ton/cm.
4P	9.50	0.027	1.522	0	1.549	6.13
3P	20.00	0.056	1.412	0	1.468	13.62
2P	31.00	0.696	1.116	0	1.812	17.11
1P	42.00	1.010	0.387	0	1.397	30.06

Placa 2: 1 unidad.

Cálculo de  $\delta_{fn}$ .

Piso n	Vn Ton	Awn cm <sup>2</sup> .	K	$\beta$	Asn Ton/cm <sup>2</sup> .	Ko	hn	$\delta_{sn}$ cm.	1/r	$\delta_{fn}$ cm.
4P	9.50	5500	1.5	1.0	$0.26 \times 10^{-2}$	100	265	0.027	2.00	0.054
3P	19.50	5500	1.5	1.0	$0.53 \times 10^{-2}$	100	265	0.055	2.00	0.110
2P	28.00	5500	1.5	8.0	$0.76 \times 10^{-2}$	100	265	0.632	2.00	1.264
1P	31.50	5500	1.5	6.0	$0.86 \times 10^{-2}$	100	310	0.456	2.00	0.912

Cálculo de Dn

Piso n	Vn Ton	$\delta_{fn}$ cm	$\delta_{bn}$ cm.	$\delta_{Rn}$ cm.	$\delta_{wn}$ cm.	Dn Ton/cm.
4P	9.50	0.054	1.415	0	1.469	6.47
3P	19.50	0.110	1.304	0	1.414	13.79
2P	28.00	1.264	1.016	0	2.280	12.28
1P	31.50	0.912	0.346	0	1.259	25.02

Distribución de cortes finales: Placas y columnas.

Piso n	Vt	Dx Col.	Dx Pl.1	Dx Pl.2	ΣDn	Vn Col.	Vn Pl.1	Vn Pl.2
4P	49.43	14.40	12.26	6.47	33.13	21.48	18.21	9.65
3P	86.69	18.66	27.24	13.79	59.69	27.10	39.56	20.03
2P	112.53	18.66	34.22	12.28	65.16	32.20	59.06	21.20
1P	129.11	29.001	60.12	25.02	114.14	32.80	68.00	28.30

Después de muchos tanteos, he adoptado éste, a pesar de que la sección no satisface por corte aún cuando el coeficiente plástico lo hubiera llevado a su máximo, es por eso que reducí dicho coeficiente para que las columnas me tomarán menor corte; y en consecuencia habrá que colocar a las placas armadura horizontal para tomar el exceso de corte .

Verificaré si la sección de las placas satisface como elemento con refuerzo de alma, para lo cuál el reglamento ACI-1963 en su sección 1205 nos da la siguiente: "el esfuerzo cortante  $V$  , no excederá  $1.3 \sqrt{f'c}$  Kg/cm<sup>2</sup>. en secciones con refuerzo en el alma.

Aplicando esto a nuestro caso :

$$\overline{Vc} = 1.3 \sqrt{f'c} = 18.84 \text{ Kg/cm.}$$

De donde el corte máximo tomado por cada placa será de:

a) máximo corte en placa 1

$$V_{\text{máx}} = \frac{1}{K} \cdot Vc \cdot A$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{1}{1.5} \times 18.84 \times 5500$$

$$V_{\text{máx}} = 69.10 \text{ Ton.}$$

Para 2 placas:

$$V_{\text{máx}} = 138.20 \text{ Ton.}$$

Se puede notar que el corte máximo que puede tomar la sección con refuerzo de alma es mucho mayor que el aplicado.

b) Máximo corte en placa 2:

$$V_{\text{máx}} = \frac{1}{1.5} \times 18.84 \times 5500$$

$$V_{\text{máx}} = 69.10 \text{ Ton.}$$

Para 1 Placa:

$$V_{\text{máx}} = 69.10$$

Que también es excesivamente mayor que el corte aplicado, por lo tanto la sección con refuerzo de alma satisface.

Distribución del corte en las columnas en la Dirección Y

Solamente haremos este cálculo para el pórtico E.

$$V_c = \frac{D_c \cdot V_{nc}}{\varepsilon D_c}$$

Piso	Columna	Dc	$\varepsilon D_c$	Vnc	Vc
4P	E1	0.32	14.40	21.48	481
	E2	0.54	"	"	812
	E3	0.32	"	"	481
3P	E1	0.41	18.66	27.10	596
	E2	0.67	"	"	974
	E3	0.41	"	"	596
2P	E1	0.41	18.66	32.20	707
	E2	0.67	"	"	1155
	E3;	0.41	"	"	707
1P	E1	0.71	29.00	32.80	804
	E2	0.89	"	"	1008
	E3	0.89	"	"	1008
	E4	0.71	"	"	804

CALCULO DEL MOMENTO DE TORSION

1.- Determinación del centro de Gravedad Geométrico.

a) Pisos: Azotea al 2do. piso.

Fórmulas que dan el centro de Gravedad Geométrico.

$$\bar{X} = \frac{\sum (AX)}{\sum A} \qquad \bar{Y} = \frac{\sum (AY)}{\sum A}$$

En este caso se tiene:

$$\bar{X} = \frac{(A_1X_1 + A_2X_2 + \dots + A_6X_6) - (A'_1X'_1 + A'_2X'_2 + \dots + A'_6X'_6)}{(A_1 + A_2 + \dots + A_6) - (A'_1 + A'_2 + \dots + A'_6)}$$

de donde:

$$A_1 = 10.50 \times 34.85 = 365.925 \text{ m}^2$$

$$X_1 = 5.25 \text{ m.}$$

$$A_1X_1 = 1,921.11 \text{ m}^3$$

$$A_2 = 8.30 \times 0.70 = 5.81 \text{ m}^2$$

$$X_2 = 0.35 \text{ m.}$$

$$A_3 = 4.10 \times 0.70 = 2.87 \text{ m}^2$$

$$X_3 = X_2 = - 0.35 \text{ m.}$$

$$A_2X_2 + A_3X_3 = 3.04 \text{ m}^3$$

$$A_4 = 5.00 \times 7.40 = 37.00 \text{ m}^2$$

$$X_4 = 10.50 + \frac{5.00}{2} = 13.00 \text{ m.}$$

$$A_4X_4 = 481.00 \text{ m}^3$$



$$A_5 = 10.50 \times 17.80 = 186.90 \text{ m}^2$$

$$X_5 = 10.50 + 5.00 + \frac{10.50}{2} = 20.75 \text{ m.}$$

$$A_5 X_5 = 3,878.18 \text{ m}^3$$

$$A_6 = \frac{10.50 \times 1.00}{2} = 5.25 \text{ m}^2$$

$$X_6 = 10.50 + 5.00 + 3.50 = 19.00 \text{ m.}$$

$$A_6 X_6 = 99.75 \text{ m}^3$$

$$A'_1 = 0.65 \times 0.65 = 0.4225 \text{ m}^2$$

$$X'_1 = 5.45 + \frac{0.65}{2} = 5.775 \text{ m.}$$

$$A'_1 X'_1 = -2.44 \text{ m}^3$$

$$A'_2 = 0.65 \times 0.65 = 0.4225 \text{ m}^2$$

$$X'_2 = 5.45 + \frac{0.65}{2} = 5.775 \text{ m.}$$

$$A'_2 X'_2 = 2.44 \text{ m}^3$$

$$A'_3 = 0.90 \times 0.60 = 0.54 \text{ m}^2$$

$$X'_3 = 5.45 + \frac{0.90}{2} = 5.90 \text{ m.}$$

$$A'_3 X'_3 = 3.19 \text{ m}^3$$

$$A'_4 = 0.60 \times 0.90 = 0.54 \text{ m}^2$$

$$X'_4 = 6.60 + \frac{0.60}{2} = 6.90 \text{ m.}$$

$$A'_4 X'_4 = 3.73 \text{ m}^3$$

$$A'_5 = 0.50 \times 1.10 = 0.55 \text{ m}^2$$

$$X'_5 = 19.50 + \frac{0.50}{2} = 19.75 \text{ m.}$$

$$A'_5 X'_5 = 10.86 \text{ m}^3$$

$$A_6' = 0.80 \times 0.70 = 0.56 \text{ m}^2$$

$$X_6' = 19.90 + \frac{0.80}{2} = 20.30 \text{ m.}$$

$$A_6' X_6' = -11.37 \text{ m}^3$$

Reemplazando valores en la expresión anterior:

$$\bar{X} = \frac{1921.11 + (-3.04) + 481.00 + 3878.18 + 99.75 - (2.44)^2 + 3.19 + 3.73 + 10.86 + 11.37}{(365.93 + 581 + 2.87 + 37.00 + 186.90 + 5.25) - (0.42)^2 + (0.54)^2 + 0.55 + 0.56}$$

Efectuando:

$$\bar{X} = \frac{6,377.00}{603.76} - \frac{32.03}{3.43} = \frac{6,344.97}{600.33}$$

$$\bar{X} = \underline{\underline{10.57 \text{ Mts.}}}$$

Del mismo modo encontramos el valor de  $\bar{Y}$

$$\bar{Y} = \frac{(A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + \dots + A_6 Y_6) - (A_1' Y_1' + A_2' Y_2' + \dots + A_6' Y_6')}{(A_1 + A_2 + \dots + A_6) - (A_1' + A_2' + \dots + A_6')}$$

de donde:

$$A_1 = 365.925 \text{ m}^2$$

$$Y_1 = \frac{34.85}{2} = 17.425 \text{ m.}$$

$$A_1 Y_1 = 6,376.24 \text{ m}^3$$

$$A_2 = 8.30 \times 0.70 = 5.81 \text{ m}^2$$

$$Y_2 = 6.80 + \frac{8.30}{2} = 10.95 \text{ m.}$$

$$A_2 Y_2 = 63.62 \text{ m}^3$$

$$A_3 = 4.10 \times 0.70 = 2.87 \text{ m}^2$$

$$Y_3 = 23.50 + \frac{4.10}{2} = 25.55 \text{ m.}$$

$$A_3 Y_3 = 73.33 \text{ m}^3$$

$$A_4 = 5.00 \times 7.40 = 37.00 \text{ m}^2$$

$$Y_4 = 4.80 + \frac{7.40}{2} = 8.50 \text{ m.}$$

$$A_4 Y_4 = 314.50 \text{ m}^3$$

$$A_5 = 10.50 \times 17.80 = 186.90 \text{ m}^2$$

$$Y_5 = \frac{17.80}{2} = 8.90 \text{ m.}$$

$$A_5 Y_5 = 1,663.41 \text{ m}^3$$

$$A_6 = \frac{10.50 \times 1.00}{2} = 5.25 \text{ m}^2$$

$$Y_6 = 17.80 + \frac{1.00}{2} = 18.30 \text{ m.}$$

$$A_6 Y_6 = 96.08 \text{ m}^3$$

$$A'_1 = 0.65 \times 0.65 = 0.4225 \text{ m}^2$$

$$Y'_1 = 33.85 + \frac{0.65}{2} = 34.175 \text{ m.}$$

$$A'_1 Y'_1 = 14.44 \text{ m}^3$$

$$A'_2 = 0.65 \times 0.65 = 0.4225 \text{ m}^2$$

$$Y'_2 = 27.95 + \frac{0.65}{2} = 28.275 \text{ m.}$$

$$A'_2 Y'_2 = 11.95 \text{ m}^3$$

$$A'_3 = 0.90 \times 0.60 = 0.54 \text{ m}^2$$

$$Y'_3 = 17.25 + \frac{0.60}{2} = 17.55 \text{ m.}$$

$$A'_3 Y'_3 = 9.48 \text{ m}^3$$

$$A'_4 = 0.60 \times 0.90 = 0.54 \text{ m}^2$$

$$Y'_4 = 1.45 + \frac{0.90}{2} = 1.90 \text{ m.}$$

$$A'_4 Y'_4 = 1.03 \text{ m}^3$$

$$A'_5 = 0.50 \times 1.10 = 0.55 \text{ m}^2$$

$$Y'_5 = 16.90 + \frac{1.10}{2} = 17.45 \text{ m.}$$

$$A'_5 Y'_5 = 9.60 \text{ m}^3$$

$$A'_6 = 0.80 \times 0.70 = 0.56 \text{ m}^2$$

$$Y'_6 = 4.90 + \frac{0.70}{2} = 5.25 \text{ m.}$$

$$A'_6 Y'_6 = 2.94 \text{ m}^3$$

Reemplazando valores en la expresión anterior:

$$\bar{Y} = \frac{(6376.24 + 63.62 + 73.33 + 314.50 + 1663.41 + 96.08) - (14.44 + 11.95 + 9.48 + 1.03 + 9.60 + 2.94)}{603.76 - 3.43}$$

$$\bar{Y} = \frac{8,587.18 - 49.44}{600.33} = \frac{8,537.74}{600.33}$$

$$\bar{Y} = \underline{\underline{14.22 \text{ Mts.}}}$$

El centro de Gravedad del Piso tendrá por Coordenadas

$$\bar{X} = 10.57 \text{ mts.}$$

$$\bar{Y} = 14.22 \text{ mts.}$$

b) Piso: 1º Piso

$$\bar{X} = \frac{(A_1 X_1 + A_2 X_2 + \dots + A_7 X_7)}{(A_1 + A_2 + \dots + A_7)}$$

De donde:

$$A_1 = 10.50 \times 34.85 = 365.925 \text{ m}^2$$

$$X_1 = 5.25 \text{ mts.}$$

$$A_1 X_1 = 1,921.11 \text{ m}^3$$

$$A_2 = 2.50 \times 34.85 = 43.56 \text{ m}^2$$

$$X_2 = 1.25 \text{ mts.}$$

$$A_2 X_2 = 54.45 \text{ m}^3$$

$$A_3 = 5.10 \times 6.00 = 30.60 \text{ m}^2$$

$$X_3 = 10.50 + \frac{5.00}{2} = 13.00 \text{ mts.}$$

$$A_3 X_3 = 397.80 \text{ m}^3$$

$$A_4 = 5.00 \times 7.40 = 37.00 \text{ m}^2$$

$$X_4 = 10.50 + \frac{5.00}{2} = 13.00 \text{ mts.}$$

$$A_4 X_4 = 481.00 \text{ m}^3$$

$$A_5 = 10.50 + 17.80 = 186.90 \text{ m}^2$$

$$X_5 = 10.50 + 5.00 + \frac{10.50}{2} = 20.75 \text{ m}$$

$$A_5 X_5 = 3,878.18 \text{ m}^3$$

$$A_6 = 10.50 \times 0.50 = 5.25 \text{ m}^2$$

$$X_6 = 10.50 + 5.00 + 3.50 = 19.00 \text{ m}$$

$$A_6 X_6 = 99.75 \text{ m}^3$$

$$A_7 = 5,10 \times 6.00 = 30.60 \text{ m}^2$$

$$X_7 = 10.50 + \frac{5.00}{2} = 13.00 \text{ mts.}$$

$$A_7 X_7 = 397.80 \text{ m}^3$$

Reemplazando valores en la expresión anterior:

$$\bar{X} = \frac{1,921.11 + (-54.55) + 397.80 + 481.00 + 3,878.18 + 99.75 + 397.80}{365.93 + 43.56 + 30.60 + 37.00 + 186.90 + 5.25 + 30.60}$$

Efectuando:

$$\bar{X} = \frac{7,121.09}{699.84} = 10.18 \text{ mts.}$$

$$\bar{X} = 10.18 \text{ mts.}$$

Del mismo modo se encuentra  $\bar{Y}$

$$\bar{Y} = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3 + A_4 Y_4 + A_5 Y_5 + A_6 Y_6 + A_7 Y_7}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6 + A_7}$$

de donde:

$$A_1 = 10.50 \times 34.85 = 365.93 \text{ m}^2$$

$$Y_1 = \frac{34.85}{2} = 17.425 \text{ m.}$$

$$A_1 Y_1 = 6,376.24 \text{ m}^3$$

$$A_2 = 1.25 \times 34.85 = 43.56 \text{ m}^2$$

$$Y_2 = \frac{34.85}{3} = 11.616 \text{ m.}$$

$$A_2 Y_2 = 505.99 \text{ m}^3$$

$$A_3 = 5.10 \times 6.00 = 30.60 \text{ m}^2$$

$$Y_3 = 28.60 + \frac{6.00}{2} = 31.60 \text{ m.}$$

$$A_3 Y_3 = 966.96 \text{ m}^3$$

$$A_4 = 5.00 \times 7.40 = 37.00 \text{ m}^2$$

$$Y_4 = 4.80 + \frac{7.40}{2} = 8.50 \text{ m.}$$

$$A_4 Y_4 = 314.50 \text{ m}^3$$

$$A_5 = 10.50 \times 17.80 = 185.90 \text{ m}^2$$

$$Y_5 = \frac{17.80}{2} = 8.90 \text{ m.}$$

$$A_5 Y_5 = 1,663.41 \text{ m}^3$$

$$A_6 = 10.50 \times 0.50 = 5.25$$

$$Y_6 = 17.80 + \frac{1.00}{2} = 18.30 \text{ m.}$$

$$A_6 Y_6 = 96.08 \text{ m}^3$$

$$A_7 = 5.10 \times 6.00 = 30.60 \text{ m}^2$$

$$Y_7 = 16.60 + \frac{6.00}{2} = 19.60 \text{ m.}$$

$$A_7 Y_7 = 599.76 \text{ m}^3$$

Reemplazando valores en la expresión anterior:

$$\bar{Y} = \frac{6,376.24+505.99+966.96+314.50+1,663.41+96.08+599.76}{365.93+43.56+30.60+37.60+37.00+186.90+5.25+30.60}$$

$$\bar{Y} = \frac{10,522.94}{699.84} = 15.04 \text{ mts.}$$

El centro de Gravedad del piso tendrá por coordenadas:

$$\bar{X} = 10.18 \text{ mts.}$$

$$\bar{Y} = 15.04 \text{ mts.}$$

CALCULO DEL MOMENTO DE TORSION

Determinación del Centro de Rigidez.- El centro de rigidez de un piso es el centro de gravedad de la rigideces individuales (valores D) de los elementos resistentes (columnas y placas) de dicho piso.

Se aplican las siguientes fórmulas:

$$\bar{X}_R = \frac{\sum (D y X)}{\sum D y} \quad ; \quad \bar{Y}_R = \frac{\sum (D x Y)}{\sum D x}$$

Donde:

Dx, Dy: Valor D de un elemento en la dirección respectiva. Para mayor simplicidad tomaré dichos símbolos como la suma de los valores D, individuales de los elementos existentes en un eje.

$\sum Dx, \sum Dy$ : Suma de valores D en un piso en la dirección respectiva.

X, Y : Coordenadas de cada elemento con respecto a los ejes utilizados anteriormente.

Nota: Aprovechando la tabulación de cálculo de los centros de rigidez, hallaré los momentos de Inercia de los valores D de cada piso, pero con respecto a los nuevos ejes coordenados que pasan por el centro de rigidez.

En consecuencia las inercias de rigidez se calcularán con las siguientes fórmulas:

$$I_x = \sum (Dx Y^2) - \bar{Y}_r^2 \cdot \sum Dx$$
$$I_y = \sum (Dy X^2) - \bar{X}_r^2 \cdot \sum Dy$$

Se usarán en la corrección del cortante por torsión sísmica.



Piso 4P

Dirección X					Dirección Y				
Eje	Dx	Ymts	DxY	DxY <sup>2</sup>	Eje	Dy	Xmts	DyX	DyX <sup>2</sup>
A	3.60	0	0	0	1	5.89	0	0	0
B	2.80	4.60	12.88	59.25	2	5.91	5.10	30.14	153.72
C	1.72	10.60	18.23	193.24	3	5.17	10.20	52.73	537.72
D	2.36	16.60	39.18	650.32	4	2.33	15.30	35.65	545.43
E	1.18	22.60	26.67	602.70	5	3.06	20.40	62.42	1,273.45
F	1.18	28.60	33.75	965.19	6	3.08	25.50	78.54	2,002.77
G	1.56	34.60	53.98	1,867.57	PLA	25.04	10.20	127.70	1,302.58
Pl.1	12.26	10.70	65.59	701.82	PLB	10.87	15.30	191.56	2,930.81
		11.75	72.03	1,846.32					
Pl.2	6.47	8.70	56.29	489.71	PLC	0.58	13.75	7.98	109.66
Tot.	33.13		178.60	6,376.12	Tot.	1.93		722.05	10,541.18

De donde:

$$\bar{Y}_r = \frac{\sum DxY}{\sum Dx} = \frac{378.60}{33.13} = 11.43 \text{ mts.}$$

$$I_x = (6,376.12) - (11.43)^2 (33.13)$$

$$I_x = 6,376.12 - 4,328.27$$

$$I_x = 2,047.85 \text{ m}^4$$

$$\bar{X}_r = \frac{\sum DyX}{\sum Dy} = \frac{722.05}{61.93} = 11.66 \text{ mts.}$$

$$I_y = (10,541.18) - (11.66)^2 (61.93)$$

$$I_y = 10,541.18 - 8,419.73$$

$$I_y = 2,012.45 \text{ m}^4$$

Piso 3P

Dirección X					Dirección Y.				
Eje	Dx	Ymts.	DxY	DxY <sup>2</sup>	Eje	Dy	Xmts.	DyX	DyX <sup>2</sup>
A	4.90	0	0	0	1	9.97	0	0	0
B	3.50	4.60	16.10	74.06	2	10.02	5.10	51.10	260.62
C	2.16	10.60	22.90	242.70	3	8.76	10.20	89.35	911.39
D	2.98	16.60	49.47	821.17	4	3.93	15.30	60.13	919.97
E	1.49	22.60	33.67	761.03	5	5.08	20.40	103.63	2114.09
F	1.49	28.60	42.61	1218.76	6	5.19	25.50	132.34	3374.80
G	2.14	34.60	74.04	2561.92	Pl.A	48.94	10.20	249.59	2545.86
								15.30	374.39
Pl.1	27.24	10.70	145.73	1559.35	Pl.B	19.00	12.45	236.55	2945.05
Pl.2	13.79	8.70	119.97	1043.76	Pl.C	1.17	13.75	16.09	221.20
Tot.	59.69		664.53	10163.16	Tot.	112.06		1313.17	19021.16

De donde:

$$\bar{Y}_r = \frac{\sum DxY}{\sum Dx} = \frac{664.53}{59.69} = 11.13 \text{ mts.}$$

$$I_x = (10,163.16) - (11.13)^2 (59.69)$$

$$I_x = 10,163.16 - 7,394.21$$

$$I_x = 2,768.95 \text{ m}^4$$

$$\bar{X}_r = \frac{\sum DyX}{\sum DY} = \frac{1,313.17}{112.06} = 11.72 \text{ mts.}$$

$$I_y = (19,021.16) - (11.72)^2 (112.06)$$

$$I_y = 19,021.16 - 15,392.38$$

$$I_y = 3,628.78 \text{ m}^4$$

Dirección X					Dirección Y				
Eje	Dx	Ymts	Dxy	DxY <sup>2</sup>	Eje	Dy	Xmts	DyX	DyX <sup>2</sup>
A	4.90	0	0	0	1	9.97	0	0	0
B	3.50	4.60	16.10	74.06	2	10.02	5.10	51.10	260.62
C	2.16	10.60	22.90	242.70	3	8.76	10.20	39.35	911.39
D	2.98	16.60	49.47	821.17	4	4.33	15.30	66.25	1,013.61
E	1.49	22.60	33.67	761.03	5	5.03	20.40	103.63	2,114.09
F	1.49	28.60	42.61	1,218.76	6	5.19	25.50	132.34	3,374.80
G	2.14	34.60	74.04	2,561.92	Pl.A	73.76	10.20 15.30	376.18 564.26	3,837.00 8,633.24
Pl.1	34.22	10.70 11.75	183.08 201.04	1,958.92 2,362.25	Pl.B	28.40	12.45	353.58	4,402.07
Pl.2	12.28	8.70	106.84	929.47	Pl.C	2.38	13.75	32.72	449.97
Tot.	65.16		729.75	10,930.28	Tot.	147.89		1770.41	24,996.79

De donde:

$$\bar{Y}_r = \frac{\sum DxY}{\sum Dx} = \frac{729.75}{65.16} = 11.20 \text{ mts.}$$

$$I_x = (10,930.28) - (11.20)^2(65.16)$$

$$I_x = 10,930.28 - 8,172.37$$

$$I_x = 2,757.91 \text{ m}^4$$

$$\bar{X}_r = \frac{\sum DyX}{\sum Dy} = \frac{1,770.41}{147.89} = 11.97 \text{ mts.}$$

$$I_y = (24,996.79) - (11.97)^2(147.89)$$

$$I_y = 24,996.79 - 21,189.68$$

$$I_y = 3,807.11 \text{ m}^4$$

Piso 1P.

Dirección X					DIRECCION Y				
Eje	Dx	Ymts.	Dxy	Dxy <sup>2</sup>	Eje	Dy	Xmts	DyX	DyX <sup>2</sup>
A	5.96	0	0	0	1	14.49	0	0	0
B	4.98	4.60	22.91	105.38	2	14.57	5.10	74.31	378.96
C	3.20	10.60	33.92	359.55	3	12.64	10.20	128.93	1315.06
D	4.62	16.60	76.69	1273.09	4	8.47	15.30	129.59	1982.74
E	3.20	22.60	72.32	1634.43	5	7.91	20.40	161.36	3291.82
F	3.20	28.60	91.52	2617.47	6	8.00	25.50	204.00	5202.00
G	3.84	34.60	132.86	4597.09	Pl.A	84.68	10.20	431.87	4405.05
							15.30	647.80	9911.37
Pl.1	60.12	10.70	321.64	3441.57	Pl.B	25.53	12.45	317.85	3957.21
		11.75	353.21	4150.16					
Pl.2	25.02	8.70	217.67	1893.76	Pl.C	10.54	13.75	144.92	1992.72
Tot.	114.14		1322.74	20072.50	Tot.	186.83		2240.63	32436.93

De donde:

$$\bar{Y}_r = \frac{\sum DxY}{\sum Dx} = \frac{1322.74}{114.14} = 11.59 \text{ mts.}$$

$$\bar{X}_r = \frac{\sum DyX}{\sum Dy} = \frac{2,240.63}{186.83} = 11.99 \text{ mts.}$$

$$I_x = (20,072.50) - (11.59)^2(114.14) \quad I_x = (32,436.93) - (11.99)^2(186.83)$$

$$I_x = 10,072.50 - 15,326.72$$

$$I_x = 32,436.93 - 26,858.68$$

$$I_x = 4,745.78 \text{ m}^4.$$

$$I_x = 5,578.25 \text{ m}^4.$$

Resumen:

Piso	$\bar{Y}_r$	$\bar{X}_r$	$I_x$	$I_y$
4P	11.43	11.16	2,047.85	2,012.45
3P	11.13	11.72	2,768.95	3,628.78
2P	11.20	11.97	2,757.91	3,807.11
1P	11.59	11.99	4,745.78	5,578.25

Cálculo de Excentricidades y Momentos de Torsión.-

El proyecto de "NORMAS PERUANAS" dá los siguientes valores:

$$e' = 1.5e + 0.05b$$

$$e' = e - 0.05b$$

Emplearé la primera, por ser la más desfavorable; en ella "e" se expresa en cmts. y "b" en mts., luego el resultado "e" resulta en cmts; el valor "b" es la dimensión perpendicular a la dirección considerada.

Dirección X

$$e' y = 1.5ey + 0.05by$$

$$ey = \bar{Y}g - \bar{Y}r \text{ (valor absoluto)}$$

Torsión:

$$Mtx = Vtx.e' y$$

Dirección Y

$$e' x = 1.5ex + 0.05bx$$

$$ex = \bar{X}g - \bar{X}r \text{ (valor absoluto)}$$

Torsión:

$$Mty = Vty.e' x$$

Dirección X:

Piso	Vtx(ton)	$\bar{Y}g$ .mts	$\bar{Y}r$ .mts	ey(m)	by(m)	e' y(m)	Mtx(Ton-m)
4	49.43	14.22	11.43	2.79	34.80	5.92	292.61
3	86.69	14.22	11.13	3.09	34.80	6.37	552.22
2	112.53	14.22	11.20	3.02	34.80	6.00	675.18
1	129.11	14.27	11.59	2.68	34.80	5.49	708.81

Dirección Y:

Piso	Vty(Ton)	$\bar{X}g$ .mts	$\bar{X}r$ .mts	ex(m)	bx(m)	e' x(m)	Mty(Ton-m)
4P	48.90	10.57	11.66	1.09	25.50	2.90	141.81
3P	85.76	10.57	11.72	1.15	25.50	2.99	256.42
2P	111.32	10.57	11.97	1.40	25.50	3.37	375.14
1P	127.73	10.55	11.99	1.44	25.50	3.43	438.11

Cortante final Corregido por Torsión Sísmica.-

El cortante corregido está dado por la fórmula:

$$V_f = \alpha_n V_n$$

de donde:

$V_n$  = Cortante actuante en el pórtico, en el piso "n", sin corregir.

$\alpha_n$  = Factor de Corrección en el piso "n"

El valor de " $\alpha_n$ " según la dirección que se considere está dado por:

Dirección X

$$\alpha_x = 1 + \frac{D_x}{V_n} \cdot \frac{M_{tx}}{I_x + I_y} \cdot Y$$

Sabiendo que:

$$M_{tx} = V_{tx} \cdot e'_y$$

$$V_n = \frac{V_{tx} \cdot D_x}{\sum D_x}$$

Reemplazando resulta:

$$\alpha_x = 1 + \frac{\sum D_x \cdot e'_y}{I_x + I_y} \cdot Y$$

Dirección Y

$$\alpha_y = 1 + \frac{D_y}{V_n} \cdot \frac{M_{ty}}{I_x + I_y} \cdot X$$

Sabiendo que;

$$M_{ty} = V_{ty} \cdot e'_x$$

$$V_n = \frac{V_{ty} \cdot D_y}{\sum D_y}$$

Reemplazando resulta:

$$\alpha_y = 1 + \frac{\sum D_y \cdot e'_x}{I_x + I_y} \cdot X$$

El significado de los símbolos ya son conocidos al igual que sus valores, con excepción de  $X$  e  $Y$ .

El factor de Corrección " $\alpha$ " no tiene dimensión, en él,  $\sum D_x$  esta en Ton/cm<sup>2</sup>;  $I_x + I_y$ : Ton-m<sup>2</sup>/cm;  $e'_y$  = mts;  $Y$  = mts.

$X$  e  $Y$  : Abscisa y ordenada de los ejes de los pórticos, con respecto a los ejes coordenados que pasan por el centro de rigidez.

Siguiendo la siguiente convención de signos:



La Corrección del Cortante sólo la haré para el pórtico principal y de arriostre que tengo que analizar, o sea, pórtico 2 y pórtico E.

CALCULO DE LOS VALORES  $\infty$  ;  $\infty_c = 1 + cy$

Dirección X

Piso	$\sum Dx$	e' y	Ix+Iy	C
A	33.13	5.92	4060.30	0.0482
3	59.69	6.37	6397.73	0.0595
2	65.16	6.00	6565.02	0.0596
1	114.14	5.49	10324.03	0.0605

Dirección Y

Piso	$\sum Dy$	e' x	Ix+Iy	C
A	61.93	2.90	4060.30	0.0443
3	112.06	2.89	6397.73	0.0524
2	147.89	3.37	6565.02	0.0758
1	186.83	3.43	10324.03	0.0618

b) CALCULO DE LOS VALORES  $\infty$  PARA LOS PORTICOS 2 y E y VALORES DEL CORTE CORREGIDOS

Pórtico E (Dir x)

$V = \infty V_c$

Piso	Columna	C	y	cy	$\infty$	Vc	$\infty V_c$
4P	E1	0.0482	+11.17	0.538	1.538	481	739
	E2	"	"	"	"	812	1248
	E3	"	"	"	"	481	739
3P	E1	0.0595	+11.47	0.683	1.683	596	1002
	E2	"	"	"	"	974	1640
	E3	"	"	"	"	596	1002
2P	E1	0.0596	11.40	0.680	1.680	707	1189
	E2	"	"	"	"	1155	1940
	E3	"	"	"	"	707	1189
1P	E1	0.0605	11.01	0.666	1.666	804	1339
	E2	"	"	"	"	1008	1679
	E3	"	"	"	"	1008	1679
	E4	"	"	"	"	804	1339



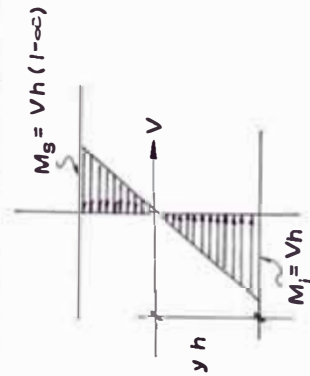
PORTICO 2 (Dirc. y)

Piso	Columna	c	y	cy	$\infty$	Vc	$\infty$ Vc
4P	2A	0.0443	6.56	0.148	1.148	575	660
	2B	"	"	"	"	804	923
	2C	"	"	"	"	946	1088
	2D	"	"	"	"	946	1088
	2E	"	"	"	"	946	1088
	2F	"	"	"	"	946	1088
	2G	"	"	"	"	484	556
3P	2A	0.0524	6.62	0.126	1.126	850	957
	2B	"	"	"	"	1310	1475
	2C	"	"	"	"	1195	1345
	2D	"	"	"	"	1195	1345
	2E	"	"	"	"	1195	1345
	2F	"	"	"	"	1195	1345
	2G	"	"	"	"	735	827
2P	2A	0.0758	6.87	0.090	1.090	1291	1410
	2B	"	"	"	"	1560	1700
	2C	"	"	"	"	1470	1601
	2D	"	"	"	"	1470	1601
	2E	"	"	"	"	1470	1601
	2F	"	"	"	"	1470	1601
	2G	"	"	"	"	1202	1311
1P	2A	0.0618	6.89	0.111	1.111	812	901
	2B	"	"	"	"	1251	1380
	2C	"	"	"	"	1142	1269
	2D	"	"	"	"	1142	1269
	2E	"	"	"	"	1142	1269
	2F	"	"	"	"	1142	1269
	2G	"	"	"	"	703	780

VI MOMENTOS DE FLEXION EN LAS COLUMNAS

PORTICO E

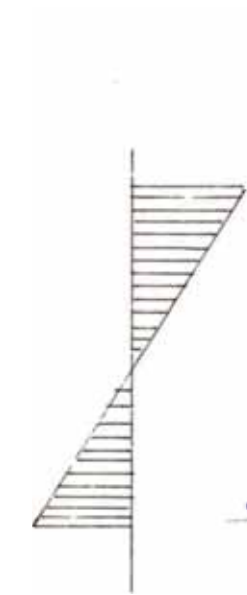
Piso	M	E <sub>1</sub>			E <sub>2</sub>			E <sub>3</sub>			E <sub>4</sub>		
		V	h	M	V	∞	h	M	V	∞	h	M	
4ºP	Ms	739x0.636x2.675=1258			1248x0.542x2.675=1792			739x0.636x2.675=1258					
	Mi	739x0.364x2.675=718			1248x0.458x2.675=1517			739x0.364x2.675=718					
3ºP	Ms	1002x0.60x2.65=1594			1640x0.55x2.65=2388			1002x0.60x2.65=1594					
	Mi	1002x0.40x2.65=1062			1640x0.45x2.65=1955			1002x0.40x2.65=1062					
2ºP	Ms	1189x0.50x2.65=1575			1940x0.50x2.65=2570			1189x0.50x2.65=1575					
	Mi	1189x0.50x2.65=1575			1940x0.50x2.65=2570			1189x0.50x2.65=1575					
1ºP	Ms	1339x0.30x3.075=1235			1679x0.371x3.075 <sup>5</sup> =1904			1339x0.30x3.075=1235					
	Mi	1339x0.70x3.075 <sup>5</sup> =2881			1679x0.629x3.075 <sup>5</sup> =3230			1339x0.70x3.075=2881					



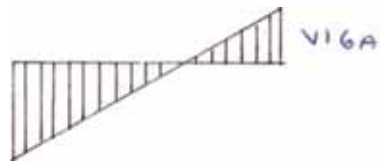
M es Kg-m

## PORTICO 2

Col	Ms	4º Piso						3º Piso						2º Piso						1º Piso						
		V	∞	h	M	V	∞	h	M	V	∞	h	M	V	∞	h	M	V	∞	h	M	V	∞	h	M	
2A	Ms	660	0.475	2.70	846	957	0.60	2.70	1551	1410	0.50	2.70	1902	901	0.30	2.70	1902	901	0.30	2.70	1902	901	0.30	2.70	1902	729
	Mi	660	0.525	2.70	935	957	0.40	2.70	1034	1410	0.50	2.70	1902	901	0.70	2.70	1902	901	0.70	2.70	1902	901	0.70	2.70	1902	1702
2B	Ms	923	0.49	2.65	1198	1475	0.55	2.65	2144	1700	0.50	2.65	2255	1380	0.369	2.65	2255	1380	0.369	2.65	2255	1380	0.369	2.65	2255	1350
	Mi	923	0.51	2.65	1249	1475	0.45	2.65	1760	1700	0.50	2.65	2255	1380	0.631	2.65	2255	1380	0.631	2.65	2255	1380	0.631	2.65	2255	2306
2C	Ms	1088	0.475	2.65	1368	1345	0.55	2.65	1962	1601	0.50	2.65	2123	1269	0.353	2.65	2123	1269	0.353	2.65	2123	1269	0.353	2.65	2123	1187
	Mi	1088	0.525	2.65	1514	1345	0.45	2.65	1606	1601	0.50	2.65	2123	1269	0.647	2.65	2123	1269	0.647	2.65	2123	1269	0.647	2.65	2123	2175
2D	Ms	1088	0.475	2.65	1368	1345	0.55	2.65	1962	1601	0.50	2.65	2123	1269	0.353	2.65	2123	1269	0.353	2.65	2123	1269	0.353	2.65	2123	1187
	Mi	1088	0.525	2.65	1514	1345	0.45	2.65	1606	1601	0.50	2.65	2123	1269	0.647	2.65	2123	1269	0.647	2.65	2123	1269	0.647	2.65	2123	2175
2E	Ms	1088	0.475	2.65	1368	1345	0.55	2.65	1962	1601	0.50	2.65	2123	1269	0.353	2.65	2123	1269	0.353	2.65	2123	1269	0.353	2.65	2123	1187
	Mi	1088	0.525	2.65	1514	1345	0.45	2.65	1606	1601	0.50	2.65	2123	1269	0.647	2.65	2123	1269	0.647	2.65	2123	1269	0.647	2.65	2123	2175
2F	Ms	1088	0.482	2.65	1389	1345	0.55	2.65	1962	1601	0.50	2.65	2123	1269	0.353	2.65	2123	1269	0.353	2.65	2123	1269	0.353	2.65	2123	1187
	Mi	1088	0.518	2.65	1492	1345	0.45	2.65	1606	1601	0.50	2.65	2123	1269	0.647	2.65	2123	1269	0.647	2.65	2123	1269	0.647	2.65	2123	2175
2G	Ms	556	0.495	3.00	826	827	0.60	3.00	1489	1311	0.50	3.00	1969	780	0.265	3.00	1969	780	0.265	3.00	1969	780	0.265	3.00	1969	620
	Mi	556	0.505	3.00	843	827	0.40	3.00	993	1311	0.50	3.00	1969	780	0.735	3.00	1969	780	0.735	3.00	1969	780	0.735	3.00	1969	1720



COLUMNA



VIGA

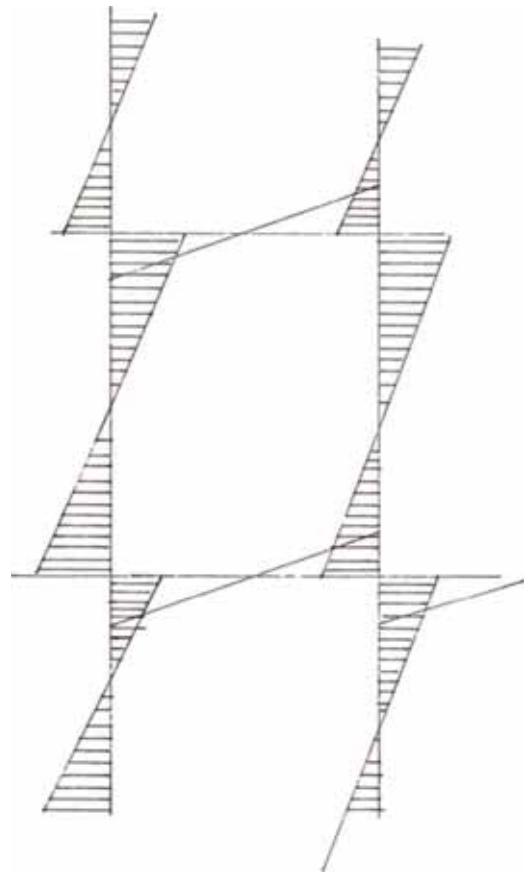


DIAGRAMA DE MOMENTOS

DEFORMACIONES

PORTICO E

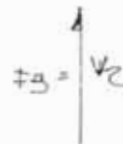
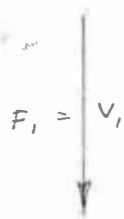
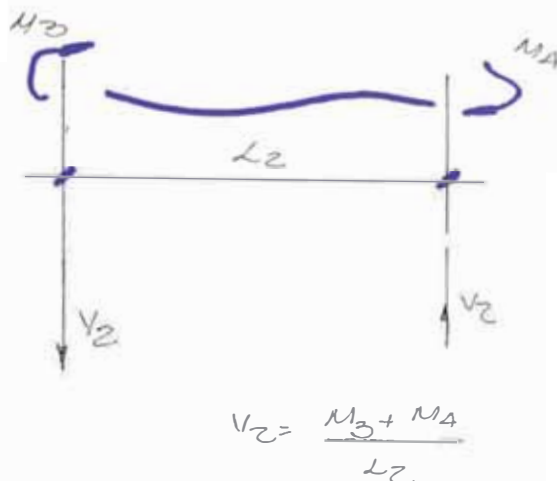
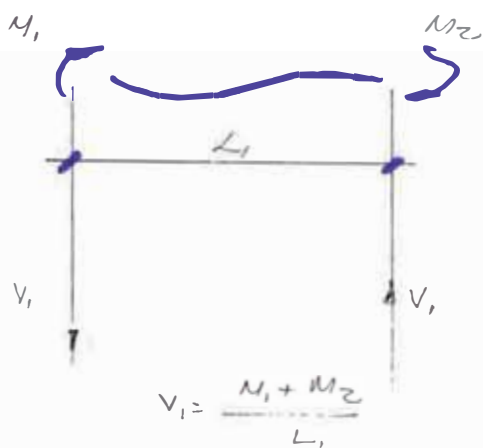
$$M_n = -M_i(n+1) + M \text{ sup.}(n) \quad M_v = CM$$

Nudo		1	2		3		4
Tramo		1-2	2-1	2-3	3-2	3-4	4-3
4°P	K	0.70	0.70	0.70	0.70		
	C	1	0.5	0.5	1		
	M	1258	1792		1258		
	M <sub>v</sub>	1258	896	896	1258		
3°P	K	1.02	1.02	1.02	1.02		
	C	1	0.5	0.5	1		
	M	718+1594=2312	1517+2388=	3905	718+1594=		
	M <sub>v</sub>	2312	1952	1952	2312		
2°P	K	1.02	1.02	1.02	1.02		
	C	1	0.5	0.5	1		
	M	1062+1575=2637	1955+2570=	4525	1062+1575=		
	M <sub>v</sub>	2637	2262	2262	2637		
1°P	K	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
	C	1	0.5	0.5	0.5	0.5	1
	M	1575+1235=2810	2570+1904=	4474	1575+1904=3479		1235
	M <sub>v</sub>	2810	2237	2237	1739	1739	1235

PORTICO 2

NUDO	A		B		C		D		E		F		G
	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE	FG	GF	
4°P	K	1.22	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.97	0.97
	C	1	0.564	0.436	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.492	0.508	1
	M	846		1198	1368	1368	1368	1368	1368	1368	1389	1389	826
3°P	M <sub>v</sub>	846	675	523	684	684	684	684	684	684	684	695	826
	K	2.90	2.90	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.80	2.30
	C		0.567	0.433	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.491	0.509	1
2°P	M	2486		3393	3476	3476	3476	3476	3476	3476	3456	3456	2332
	M <sub>v</sub>	2486	1928	1465	1738	1738	1738	1738	1738	1738	1699	1755	2332
	K	2.90	2.90	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.30	2.30
1°P	C	1	0.567	0.433	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.491	0.509	1
	M	2936		4015	3729	3729	3729	3729	3729	3729	3729	2962	2962
	M <sub>v</sub>	2936	2277	1738	1865	1865	1865	1865	1865	1865	1830	1899	2962
1°P	K	2.90	2.90	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.30	2.30
	C	1	0.567	0.433	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.491	0.509	1
	M	2631		3605	3310	3310	3310	3310	3310	3310	3310	2589	2589
M <sub>v</sub>	2631	2044	1561	1655	1655	1655	1655	1655	1655	1625	1685	2589	

NOTA.- PARA EL DISEÑO SE TOMARAN EN CUENTA VALORES POSITIVOS Y NEGATIVOS DEBIDO A QUE EXISTE INVERSION DE ESFUERZOS



PORTICO E

	Col	1	2	3	4	
Piso	Tramo	1-2		2-3		3-4
4°P	M	2154		2154		
	V	+ 422	- +	422	-	
	F	+422	0		-422	
3°P	M	4264		4264		
	V	+ 836	- +	836	-	
	F	+836	0		-836	
2°P	M	4899		4899		
	V	+ 958	- +	958	-	
	F	+958	0		-958	
1°P	M	5047		3976		2974
	V	+ 988	- +	778	- +	583 -
	F	+988	- 210		-195 -583	



PORTICO 2

Col	A	B	C	D	E	F	G
Piso	AB	BC	CD	DE	EF	FG	
M	1521	1209	1368	1368	1368	1368	1521
V	+ 331 -	+ 201 -	+ 228 -	+ 228 -	+ 228 -	+ 228 -	+ 258 -
F	+ 331	- 130	+ 27	0	0	0	-258
M	4414	3203	3476	3476	3437	4097	
V	+ 961 -	+ 538 -	+ 579 -	+ 579 -	+ 573 -	+ 683	
F	+ 961	- 423	+ 41	0	- 6	+10	-683
M	5213	3603	3730	3730	3695	4861	
V	+ 1132 -	+ 600 -	+ 622 -	+ 622 -	+ 616 -	+ 824	
F	+1132	-532	+ 22	0	- 6	+208	-824
M	4675	3216	3310	3310	3280	4274	
V	+ 1014 -	+ 536 -	+ 551 -	+ 551 -	+ 547 -	+ 724	
F	+1014	- 482	+ 15	0	- 3	+ 177	-724

Valores de V en Kg  
F en Kg.

ANALISIS ESTRUCTURAL

CAPITULO N°4

## ANALISIS ESTRUCTURAL.

Para el Análisis Estructural del proyecto se ha utilizado el método de TAKABEYA, en el que se ha desarrollado el Programa para Computadora IBM - 1620 del Ingeniero Johnny Evans, para el cálculo de los momentos del pórtico principal y de amarre.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

Se alimenta al Computador con las luces, alturas, rigideces y cargas verticales, estos datos son picados en tarjetas y ordenados según el programa. Luego estas tarjetas se introducen en la Computadora, la que una vez desarrollado el Programa entrega como resultado, en tarjetas, los momentos y esfuerzos de corte, tanto para vigas como para columnas, de acuerdo con las seis condiciones de carga que a continuación se indican.

Para la lectura de las tarjetas se pasan por último en la máquina listadora.

...

PORTICO 2-2

CARGAS: SERVICIO

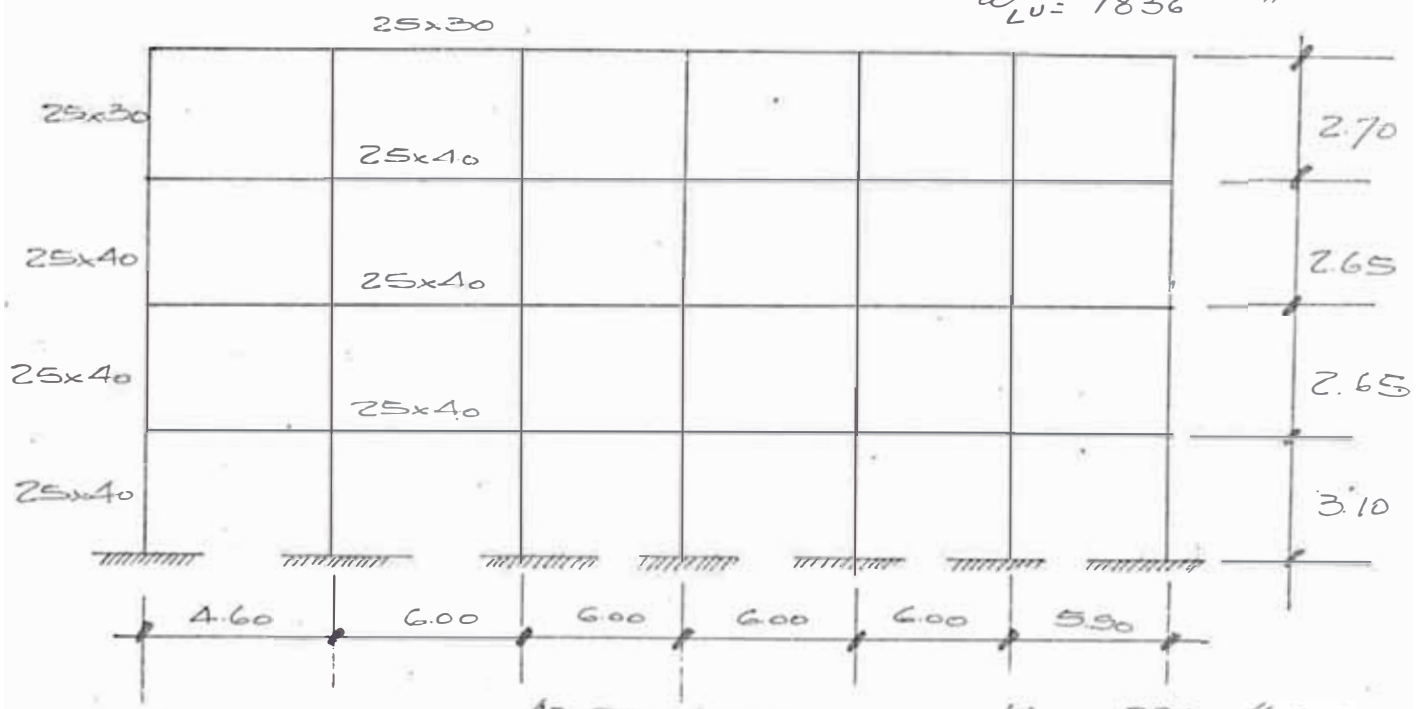
AZOTEAS  $\left\{ \begin{array}{l} W_D = 2118 \\ W_L = 570 \end{array} \right.$

PISO TYPICO  $\left\{ \begin{array}{l} W_D = 2688 \\ W_L = 1020 \end{array} \right.$

CARGAS ULTIMAS

$W_{Du} = 3177$  kg/m<sup>2</sup>  
 $W_{Lu} = 918$  "

$W_{Du} = 4032$  "  
 $W_{Lu} = 1836$  "



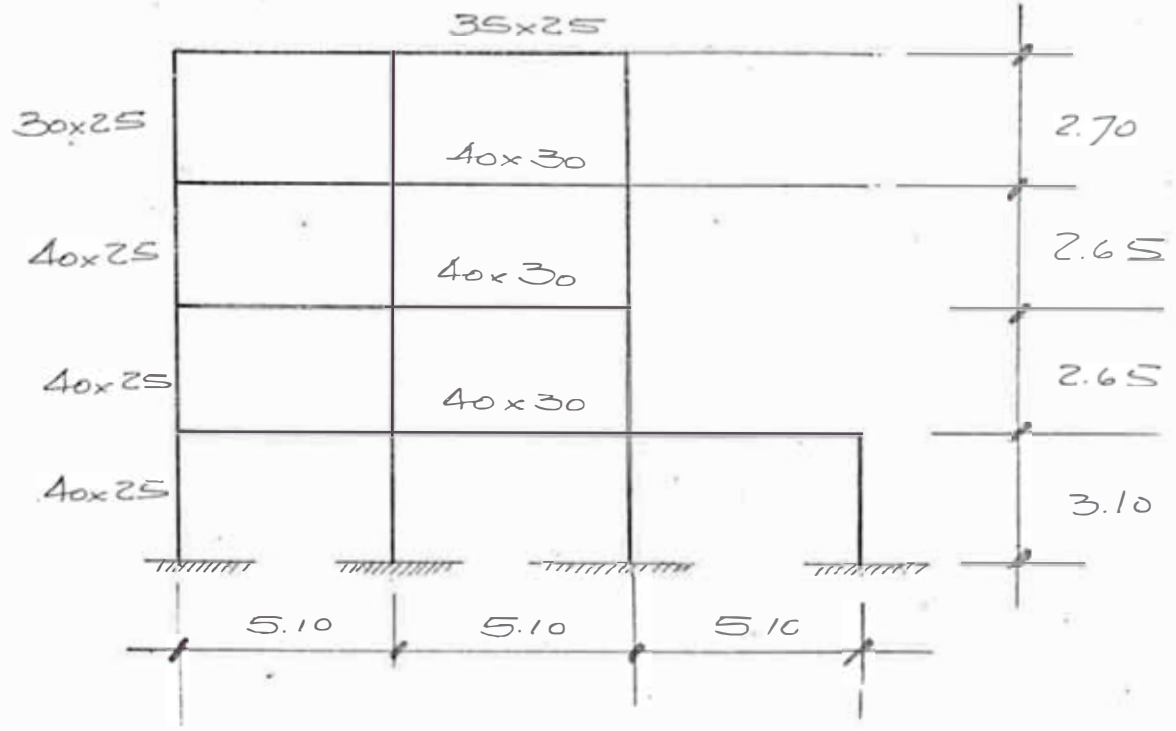
AZOTEAS:  $W_D = 195$

$W_{Du} = 293$  kg/m<sup>2</sup>

P. TYPICO  $W_D = 288$

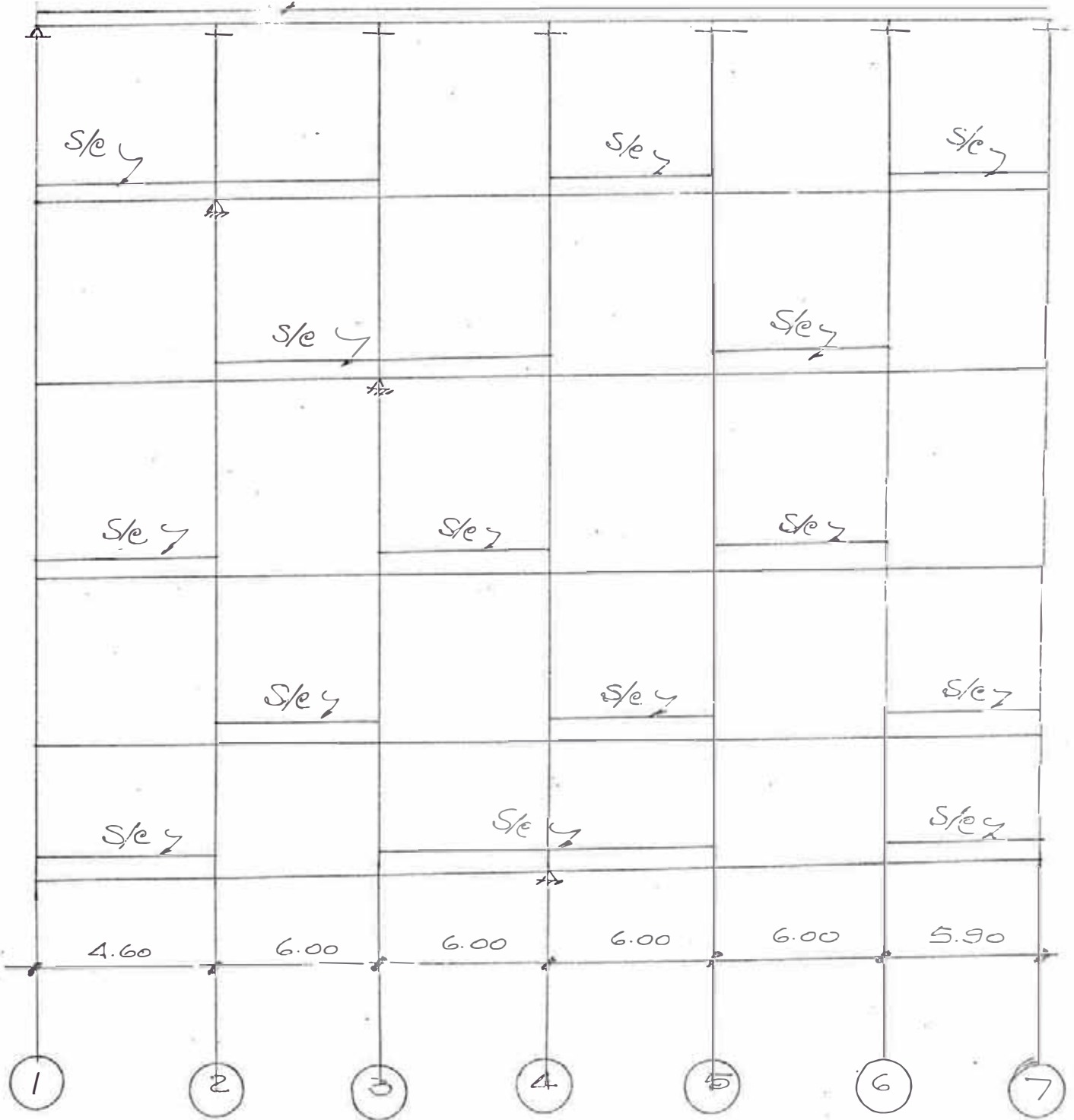
$W_{Du} = 432$  "

RTICO E-E



# ESTADOS DE CARGAS

PESO PROPIO



PORTICO 2-2  
ESTADO DE CARGAS PESO PROPIO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO  
ALEJANDRO MONTOYA S.  
PROMOCION 1966.

NIVEL N° 1

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-2294.74	2024.25	4860.95
2-3	-5962.54	3292.65	6514.13
3-4	-6397.69	3162.99	6338.32
4-5	-6356.27	3184.01	6337.69
5-6	-6293.71	3131.68	6504.91
6-7	-6873.32	3559.50	4439.56

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	4313.52	5429.27
2-3	6262.06	6445.93
3-4	6363.89	6344.10
4-5	6357.09	6350.90
5-6	6318.80	6389.20
6-7	6660.60	5835.59

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	0.00	-----
1-B	2294.74	4313.52
2-A	0.00	-----
2-B	1101.59	11691.33
3-A	0.00	-----
3-B	-116.44	12809.82
4-A	0.00	-----
4-B	17.94	12701.20
5-A	0.00	-----
5-B	-43.98	12669.70
6-A	0.00	-----
6-B	368.40	13049.80
7-A	0.00	-----
7-B	4439.56	5835.59

NIVEL N° 2

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-3648.52	2456.12	5658.74
2-3	-7694.12	4133.19	8231.49
3-4	-8087.24	4026.15	8052.45
4-5	-8062.61	4031.47	8066.43
5-6	-8050.45	4026.99	8087.55
6-7	-8356.29	4195.21	6645.60

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	5745.39	6619.40
2-3	7974.43	8153.56
3-4	8069.79	8058.20
4-5	8063.36	8064.63
5-6	8057.81	8070.18
6-7	8219.54	7639.65

Columnas	Mon. Flexión	Fuerza Normal
1-A	1601.52	-----
1-B	2047.00	10058.92
2-A	819.06	-----
2-B	1216.31	26285.18
3-A	-74.57	-----
3-B	-69.67	29033.18
4-A	9.04	-----
4-B	1.11	28822.76
5-A	-20.35	-----
5-B	4.37	28792.15
6-A	199.94	-----
6-B	68.79	29339.53
7-A	-3024.03	-----
7-B	-3621.56	13475.25

NIVEL N° 3

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-3863.26	2436.78	5482.68
2-3	-7760.17	4113.57	8204.68
3-4	-8078.57	4028.07	8057.28
4-5	-8063.68	4032.40	8063.50
5-6	-8056.85	4027.77	8079.59
6-7	-8244.55	4134.50	6878.74

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	5830.35	6534.44
2-3	7989.91	8138.08
3-4	8067.54	8060.45
4-5	8064.03	8063.96
5-6	8060.21	8067.79
6-7	8161.09	7598.10

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal.
1-A	1900.37	-----
1-B	1962.89	15889.27
2-A	1136.81	-----
2-B	1140.67	---- 40809.54
3-A	-60.26	-----
3-B	-65.84	45238.81
4-A	1.84	-----
4-B	4.55	44947.24
5-A	.72	-----
5-B	-7.37	44916.33
6-A	61.61	-----
6-B	103.34	45568.41
7-A	-3358.43	-----
7-B	-3520.30	21173.35



NIVEL N° 3

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-3863.26	2436.78	5482.68
2-3	-7760.17	4113.57	8204.68
3-4	-8078.57	4028.07	8057.28
4-5	-8063.68	4032.40	8063.50
5-6	-8056.85	4027.77	8079.59
6-7	-8244.55	4134.50	6878.74

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	5830.35	6534.44
2-3	7989.91	8138.08
3-4	8067.54	8060.45
4-5	8064.03	8063.96
5-6	8060.21	8067.79
6-7	8161.09	7598.10

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal.
1-A	1900.37	-----
1-B	1962.89	15889.27
2-A	1136.81	-----
2-B	1140.67	---- 40809.54
3-A	-60.26	-----
3-B	-65.84	45238.81
4-A	1.84	-----
4-B	4.55	44947.24
5-A	.72	-----
5-B	-7.37	44916.33
6-A	61.61	-----
6-B	103.34	45568.41
7-A	-3358.43	-----
7-B	-3520.30	21173.35

NIVEL N° 4

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-3574.27	2473.01	5699.20
2-3	-7693.15	4135.29	8228.25
3-4	-8090.97	4024.32	8052.38
4-5	-8063.88	4033.81	8060.47
5-6	-8039.15	4016.00	8120.83
6-7	-8391.52	4240.93	6518.93

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	5720.45	6644.34
2-3	7974.81	8153.18
3-4	8070.43	8057.56
4-5	8064.56	8063.43
5-6	8050.38	8077.61

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	2172.03	-----
1-B	1402.24	21609.73
2-A	1224.03	-----
2-B	769.91	55428.69
3-A	-80.84	-----
3-B	-56.43	61462.43
4-A	6.51	-----
4-B	4.98	61069.38
5-A	-11.78	-----
5-B	-9.53	61030.15
6-A	152.24	-----
6-B	118.44	61893.01
7-A	-3945.30	-----
7-B	-2573.62	28785.56

Momentos de Empotramiento.

Eje 1	701.12	Eje 2	384.95	Eje 3	-28.21	Eje 4	2.49
Eje 5	-4.76	Eje 6	59.22	Eje 7	1286.81		

ESTADO DE CARGAS  
1 SOBREC.

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO  
ALEJANDRO MONTOYA S.  
PROMOCION 1966.

NIVEL N°1

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-575.90	483.66	1154.66
2-3	-1439.39	791.48	1567.64
3-4	-1539.49	762.00	1526.49
4-5	-1530.44	766.31	1526.91
5-6	-1517.60	755.96	1560.47
6-7	-1643.48	846.43	1101.90

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	1047.18	1298.81
2-3	1508.62	1551.37
3-4	1532.16	1527.83
4-5	1530.58	1529.41
5-6	1522.85	1537.14
6-7	1596.29	1412.70

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	0.00	-----
1-B	575.90	1047.18
2-A	0.00	-----
2-B	284.72	2807.44
3-A	0.00	-----
3-B	-28.14	3083.54
4-A	0.00	-----
4-B	3.95	3058.42
5-A	0.00	-----
5-B	-9.31	3052.26
6-A	0.00	-----
6-B	83.01	3133.43
7-A	0.00	-----
7-B	-1101.90	1412.70

NIVEL N°2

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-1333.09	940.58	2181.53
2-3	-2912.24	1571.26	3125.22
3-4	-3071.12	1526.87	3055.12
4-5	-3059.82	1530.66	3058.84
5-6	-3049.88	1523.68	3082.73
6-7	-3196.27	1616.11	2448.04

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	2161.55	2530.44
2-3	3024.50	3095.49
3-4	3062.66	3057.33
4-5	3060.16	3059.83
5-6	3054.52	3065.47
6-7	3135.81	2882.18

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	484.91	-----
1-B	848.17	3108.73
2-A	250.30	-----
2-B	480.40	8362.39
3-A	-22.18	-----
3-B	-31.91	9241.70
4-A	2.61	-----
4-B	2.08	9175.91
5-A	-5.82	-----
5-B	-3.13	9166.62
6-A	58.08	-----
6-B	55.45	9334.73
7-A	-912.41	-----
7-B	-1535.63	4294.88

NIVEL N° 3

Momentos de Flexión

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-1475.61	922.66	2074.85
2-3	-2945.25	1560.60	3113.54
3-4	-3065.08	1528.72	3057.47
4-5	-3059.75	1529.87	3060.49
5-6	-3058.56	1529.66	3062.11
6-7	-3123.90	1563.37	2625.90

Esfuerzos cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	2215.73	2476.26
2-3	3031.95	3088.04
3-4	3061.26	3058.73
4-5	3059.87	3060.12
5-6	3059.40	3060.59
6-7	3093.40	2924.59

Columnas	Mom. Flexión.	Fuerza Normal.
1-A	744.97	-----
1-B	730.64	5424.46
2-A	439.40	-----
2-B	430.98	13870.61
3-A	-24.63	-----
3-B	-23.81	15391.02
4-A	1.07	-----
4-B	1.20	15294.52
5-A	-.72	-----
5-B	-1.21	15286.15
6-A	30.88	-----
6-B	30.90	15488.72
7-A	-1325.35	-----
7-B	-1300.55	7219.48

NIVEL N°4.

Momentos de Flexión.

Vigas.	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-1354.45	938.88	2163.58
2-3	-2919.32	1569.22	3122.22
3-4	-3070.31	1527.03	3055.51
4-5	-3059.99	1530.77	3058.46
5-6	-3050.27	1523.59	3082.53
6-7	-3185.13	1610.54	2470.33

Esfuerzos Cortantes.

Vigas.	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	2170.10	2521.89
2-3	3026.18	3093.81
3-4	3062.44	3057.55
4-5	3060.25	3059.74
5-6	3054.62	3065.37
6-7	3130.15	2887.84

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal.
1-A	819.51	-----
1-B	534.93	7594.57
2-A	463.56	-----
2-B	292.17	19418.69
3-A	-30.28	-----
3-B	-21.63	21547.28
4-A	2.34	-----
4-B	2.04	21412.33
5-A	-4.09	-----
5-B	-4.09	21400.52
6-A	55.46	-----
6-B	47.12	21684.25
7-A	-1486.01	-----
7-B	-984.31	10107.32

Momentos de Empotramiento.

Eje 1	267.46	Eje 2	146.08	Eje 3	-10.81	Eje 4	1.02
Eje 5	-2.04	Eje 6	23.56	Eje 7	-492.15		

ESTADO DE CARGAS  
2 SOBREC.

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO  
ALEJANDRO MONTOYA S.  
PROMOCION 1966.

NIVEL N°1

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-560.31	469.80	1997.97
2-3	-1579.88	888.91	1232.29
3-4	- 188.05	-178.82	169.58
4-5	-1180.50	853.86	1701.76
5-6	-1691.73	842.85	1212.55
6-7	-298.52	-91.31	-115.89

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	1034.37	1311.62
2-3	1587.93	1472.06
3-4	3.07	-3.07
4-5	1443.12	1616.87
5-6	1609.86	1450.13
6-7	70.24	-70.24

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal.
1-A	0.00	-----
1-B	560.31	1034.37
2-A	0.00	-----
2-B	381.91	2899.55
3-A	0.00	-----
3-B	-1044.23	1475.14
4-A	0.00	-----
4-B	1010.91	1440.04
5-A	0.00	-----
5-B	-10.04	3226.74
6-A	0.00	-----
6-B	-914.03	1520.37
7-A	0.00	-----
7-B	115.89	70.24

NIVEL N° 2

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-1314.85	927.93	2225.07
2-3	-3122.95	1703.01	2651.02
3-4	- 258.08	-248.43	238.77
4-5	-2570.90	1653.24	3302.77
5-6	-3289.80	1642.99	2604.20
6-7	-441.98	-125.68	-190.60

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	2148.12	2543.87
2-3	3138.65	2981.34
3-4	3.21	-3.21
4-5	2938.05	3181.94
5-6	3174.26	2945.73
6-7	107.21	-107.21

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	474.62	-----
1-B	840.22	3182.50
2-A	323.64	-----
2-B	574.23	8582.08
3-A	- 876.02	-----
3-B	-1516.90	4459.71
4-A	850.29	-----
4-B	1481.83	4374.87
5-A	-6.84	-----
5-B	-5.95	9582.95
6-A	-776.60	-----
6-B	-1385.62	4573.33
7-A	85.95	-----
7-B	104.65	177.45



NIVEL N° 3

Momentos de Flexión;

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-1467.33	918.59	2091.27
2-3	-3096.78	1645.78	2791.64
3-4	-169.24	-165.35	161.45
4-5	-2731.91	1612.05	3223.97
5-6	-3217.56	1608.70	2745.01
6-7	-313.76	-83.31	-147.13

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	2210.35	2481.64
2-3	3110.85	3009.14
3-4	1.29	-1.29
4-5	2077.99	3142.00
5-6	3138.75	2981.24
6-7	78.11	-78.11

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	741.09	-----
1-B	726.23	5392.86
2-A	507.64	-----
2-B	497.86	14174.57
3-A	-1324.41	-----
3-B	-1297.98	7470.15
4-A	1298.07	-----
4-B	1272.38	7351.56
5-A	-3.12	-----
5-B	-3.27	15863.72
6-A	-1227.59	-----
6-B	-1203.65	7632.69
7-A	74.03	-----
7-B	73.09	-255.57

NIVEL N° 4

Momentos de Flexión

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-1337.52	926.51	2205.25
2-3	-3119.95	1694.99	2670.05
3-4	-246.09	-236.92	227.74
4-5	-2593.64	1647.61	3291.13
5-6	-3279.40	1637.65	2625.28
6-7	-420.87	-120.08	-180.70

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	2157.36	2534.63
2-3	3134.98	2985.01
3-4	3.05	-3.05
4-5	2943.75	3176.24
5-6	3169.01	2950.98
6-7	101.96	-101.96

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	810.53	-----
1-B	526.98	7550.22
2-A	554.64	-----
2-B	360.04	19844.19
3-A	-1464.02	-----
3-B	-959.92	10458.22
4-A	1430.44	-----
4-B	935.45	10292.25
5-A	-6.27	-----
5-B	-5.46	22208.99
6-A	-1337.70	-----
6-B	-866.69	10685.63
7-A	102.74	-----
7-B	77.96	-357.54

Momentos de Empotramiento.

Eje 1	263.49	Eje 2	180.02	Eje 3	-479.96	Eje 4	467.72
Eje 5	-2.73	Eje 6	-433.34	Eje 7	38.98		

ESTADO DE CARGAS  
3 SOBREC.

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO  
ALEJANDRO MONTOYA S.  
PROMOCION 1966.

NIVEL N° 1

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	131.08	-113.54	358.16
2-3	-1227.95	838.40	1685.24
3-4	-1699.52	853.88	1182.69
4-5	-175.15	-175.08	175.02
5-6	-1182.85	854.04	1699.06
6-7	-1679.67	835.25	1088.08

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	-106.35	106.35
2-3	1453.78	1606.21
3-4	1616.13	1443.86
4-5	.02	- .02
5-6	1443.96	1616.03
6-7	1604.77	1404.22

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	0.00	-----
1-B	-131.08	-106.35
2-A	0.00	-----
2-B	869.78	1560.14
3-A	0.00	-----
3-B	14.28	3222.35
4-A	0.00	-----
4-B	-1007.53	1443.88
5-A	0.00	-----
5-B	1007.82	1443.94
6-A	0.00	-----
6-B	-19.38	3220.80
7-A	0.00	-----
7-B	-1088.08	1404.22

NIVEL N° 2

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	223.87	-157.94	539.76
2-3	-2620.86	1638.36	3282.41
3-4	-3301.00	1653.34	2572.30
4-5	-244.40	-244.94	245.49
5-6	-2576.21	1655.79	3292.18
6-7	-3231.89	1606.07	2432.49

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	-166.00	166.00
2-3	2949.74	3170.25
3-4	3181.45	2938.54
4-5	-.18	.18
5-6	2940.67	3179.32
6-7	3144.49	2873.50

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	-98.66	-----
1-B	-125.21	-272.36
2-A	742.39	-----
2-B	1338.70	4675.89
3-A	9.80	-----
3-B	8.77	9574.06
4-A	-848.01	-----
4-B	-1479.88	4382.25
5-A	848.63	-----
5-B	1482.08	4384.79
6-A	-18.79	-----
6-B	-41.49	9544.62
7-A	-903.41	-----
7-B	-1529.08	4277.73

NIVEL N° 3

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	179.28	-105.75	390.80
2-3	-2752.02	1606.91	3214.14
3-4	-3223.82	1612.06	2732.04
4-5	-163.76	-164.17	164.58
5-6	-2736.75	1614.84	3213.55
6-7	-3136.81	1560.20	2619.33

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	-123.93	123.93
2-3	2982.97	3137.02
3-4	3141.96	2978.03
4-5	-.13	.13
5-6	2980.53	3139.46
6-7	3096.70	2921.29

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	-90.53	-----
1-B	-88.75	396.30
2-A	1192.11	-----
2-B	1169.10	7782.80
3-A	4.73	-----
3-B	4.94	15853.04
4-A	-1297.02	-----
4-B	-1271.26	7360.14
5-A	1299.08	-----
5-B	1273.07	7365.46
6-A	-39.02	-----
6-B	-37.71	15780.80
7-A	-1322.33	-----
7-B	-1296.99	7199.02

NIVEL N°4

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	212.63	-150.81	514.27
2-3	-2641.01	1633.26	3272.44
3-4	-3289.47	1647.69	2595.14
4-5	-233.16	-233.53	233.89
5-6	-2598.59	1649.77	3281.85
6-7	-3219.35	1600.67	2455.84

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	-158.02	158.02
2-3	2954.76	3165.23
3-4	3175.72	2944.27
4-5	-.12	.12
5-6	2946.12	3173.87
6-7	3138.40	2879.59

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal.
1-A	-121.63	-----
1-B	-90.99	-554.32
2-A	1292.70	-----
2-B	834.04	10895.59
3-A	9.15	-----
3-B	7.86	22194.00
4-A	-1428.34	-----
4-B	-933.63	10304.30
5-A	1430.08	-----
5-B	934.61	10311.71
6-A	-38.89	-----
6-B	-23.60	22093.08
7-A	-1478.40	-----
7-B	-977.44	10078.62

Momentos de Empotramiento.

Eje 1	-45.49	Eje 2	417.02	Eje 3	3.93	Eje 4	-466.81
Eje 5	467.30	Eje 6	-11.80	Eje 7	-488.72		

ESTADO DE CARGAS.  
4 SOBREC.

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO  
ALEJANDRO MONTOYA S.  
PROMOCION 1966.

NIVEL N°1

Momentos de Flexión

Vigas.	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-724.51	612.87	747.63
2-3	-53.85	-156.29	258.72
3-4	-1346.83	958.96	1325.23
4-5	-198.63	-197.01	195.39
5-6	-1316.41	952.89	1367.78
6-7	-339.27	-103.91	-131.44

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	1167.97	1178.02
2-3	-34.14	34.14
3-4	1533.59	1526.40
4-5	.53	-.53
5-6	1521.43	1538.56
6-7	79.78	-79.78

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	0.00	-----
1-B	724.51	1167.97
2-A	0.00	-----
2-B	-693.77	1143.88
3-A	0.00	-----
3-B	1088.20	1567.74
4-A	0.00	-----
4-B	-1126.59	1526.93
5-A	0.00	-----
5-B	1121.01	1520.89
6-A	0.00	-----
6-B	-1028.51	1618.34
7-A	0.00	-----
7-B	131.43	-79.78

NIVEL N° 2

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-1576.58	1112.11	1594.97
2-3	-63.86	-209.38	354.90
3-4	-2809.17	1791.49	2787.83
4-5	-265.85	-264.69	263.53
5-6	-2778.23	1785.61	2830.53
6-7	-480.32	-136.46	-207.38

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	2342.00	2349.99
2-3	-48.50	48.50
3-4	3063.55	3056.44
4-5	.38	-.38
5-6	3051.28	3068.71
6-7	116.56	-116.56

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	594.94	-----
1-B	981.66	3509.97
2-A	-573.02	-----
2-B	-958.08	3445.37
3-A	906.71	-----
3-B	1547.54	4679.80
4-A	-936.03	-----
4-B	-1585.94	4583.76
5-A	932.19	-----
5-B	1582.50	4571.59
6-A	-861.45	-----
6-B	-1488.75	4803.62
7-A	95.93	-----
7-B	111.45	-196.34



NIVEL N° 3

Momentos de Flexión

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-1663.37	1032.44	1667.54
2-3	-35.29	-134.62	233.94
3-4	-2894.94	1699.04	2886.97
4-5	-170.38	-170.34	170.30
5-6	-2883.09	1697.03	2902.82
6-7	-326.67	-86.44	-153.77

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	2345.09	2346.90
2-3	-33.10	33.10
3-4	3061.32	3058.67
4-5	.01	-.01
5-6	3056.71	3063.28
6-7	81.43	81.43

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	839.36	-----
1-B	824.00	5855.06
2-A	-823.89	-----
2-B	-808.35	5759.17
3-A	1343.43	-----
3-B	1317.56	7774.24
4-A	-1371.58	-----
4-B	-1344.99	7642.45
5-A	1369.73	-----
5-B	1343.06	7628.49
6-A	-1300.50	-----
6-B	-1275.65	7948.34
7-A	77.00	-----
7-B	76.77	-277.77

NIVEL N°4

Momentos de Flexión

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-1585.35	1103.16	1604.01
2-3	-61.42	-200.18	338.94
3-4	-2820.39	1779.86	2799.87
4-5	-254.06	-252.89	251.73
5-6	-2790.88	1774.20	2840.70
6-7	-458.07	-130.81	-196.43

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	2341.96	2350.03
2-3	-46.25	46.25
3-4	3063.42	3056.57
4-5	.38	-.38
5-6	3051.69	3068.30
6-7	110.93	-110.93

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	950.85	-----
1-B	634.60	8197.03
2-A	-926.93	-----
2-B	-615.66	8062.95
3-A	1495.73	-----
3-B	985.71	10883.92
4-A	-1532.70	-----
4-B	-1013.10	10699.42
5-A	1529.11	-----
5-B	1010.02	10679.80
6-A	-1439.01	-----
6-B	-943.61	11127.57
7-A	110.96	-----
7-B	85.47	-388.71

Momentos de Empotramiento.

Eje 1	317.30	Eje 2	-307.83	Eje 3	492.85	Eje 4	506.55
Eje 5	505.01	Eje 6	-471.80	Eje 7	42.73		

ESTADO DE CARGAS  
5 SOBREC.

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO  
ALEJANDRO MONTOYA S.  
PROMOCION 1966.

NIVEL N°1

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	148.61	-129.20	407.03
2-3	-1385.53	947.77	1308.91
3-4	-192.65	-196.95	201.25
4-5	-1331.80	963.33	1331.51
5-6	-201.18	-196.93	192.68
6-7	-1304.21	950.35	1233.34

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	-120.79	120.79
2-3	1542.77	1517.23
3-4	-1.43	1.43
4-5	1530.04	1529.95
5-6	1.41	-1.41
6-7	1516.51	1492.48

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	0.00	-----
1-B	-148.61	-120.79
2-A	0.00	-----
2-B	978.50	1663.56
3-A	0.00	-----
3-B	-1116.25	1515.79
4-A	0.00	-----
4-B	1130.55	1531.48
5-A	1130.55	-----
5-B	-1130.32	1531.36
6-A	0.00	-----
6-B	1111.53	1515.09
7-A	0.00	-----
7-B	-1233.34	1492.48

NIVEL N°2

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	243.49	-171.53	586.56
2-3	-2848.38	1780.64	2770.31
3-4	-261.95	-264.62	267.29
4-5	-2793.97	1795.35	2795.30
5-6	-271.64	-271.92	252.20
6-7	-2715.95	1752.58	2655.43

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	-180.44	180.44
2-3	3073.01	3046.98
3-4	-.89	.89
4-5	3059.77	3060.22
5-6	3.23	-3.23
6-7	3019.25	2998.74

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	-110.03	-----
1-B	-133.45	-301.23
2-A	823.33	-----
2-B	1438.48	4917.01
3-A	-928.89	-----
3-B	-1579.46	4561.89
4-A	938.65	-----
4-B	1588.03	4592.15
5-A	-938.01	-----
5-B	-1585.64	4594.82
6-A	919.54	-----
6-B	1544.20	4531.11
7-A	-1008.34	-----
7-B	-1647.08	4491.23

NIVEL N° 3

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	187.75	-109.77	407.30
2-3	-2909.95	1695.22	2879.59
3-4	-170.14	-170.31	170.49
4-5	-2889.36	1700.21	2890.19
5-6	-175.46	-167.37	159.28
6-7	-2797.22	1649.81	2779.68

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	-129.36	129.36
2-3	3065.06	3054.93
3-4	-.05	.05
4-5	3059.86	3060.13
5-6	2.69	-2.69
6-7	3011.97	3006.02

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	-94.39	-----
1-B	-93.36	-430.59
2-A	1263.30	-----
2-B	1239.34	8111.44
3-A	-1368.07	-----
3-B	-1341.38	7616.77
4-A	1372.66	-----
4-B	1346.20	7652.07
5-A	-1370.45	-----
5-B	-1344.27	7657.66
6-A	1331.38	-----
6-B	1306.55	7540.38
7-A	-1402.36	-----
7-B	-1377.32	7497.25

NIVEL N°4

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	231.00	-164.28	559.56
2-3	-2857.89	1769.41	2783.28
3-4	-249.91	-252.82	255.73
4-5	-2805.93	1783.66	2806.72
5-6	-259.39	-250.61	241.83
6-7	-2727.05	1741.35	2666.77

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	-171.86	171.86
2-3	3072.43	3047.56
3-4	-.97	.97
4-5	3059.86	3060.13
5-6	2.92	-2.92
6-7	3019.21	2998.78

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	-131.33	-----
1-B	-99.66	-602.46
2-A	1390.49	-----
2-B	907.83	11355.73
3-A	-1526.01	-----
3-B	-1007.35	10663.36
4-A	1535.05	-----
4-B	1015.14	10712.91
5-A	-1533.21	-----
5-B	-1014.12	10720.72
6-A	1494.48	-----
6-B	990.73	10556.68
7-A	-1596.98	-----
7-B	-1069.79	10496.03

Momentos de Empotramiento.

Eje 1 -49.83	Eje 2 453.91	Eje 3 -503.67	Eje 4 507.57
Eje 5 -507.06	Eje 6 495.36	Eje 7 -534.89	

ESTADO DE CARGAS  
6 SOBREC.

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO  
ALEJANDRO MONTOYA S.  
PROMOCION 1966

NIVEL N°1

Momentos de Flexión

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-722.57	611.06	753.18
2-3	-70.94	-144.34	217.74
3-4	-1191.40	848.94	1700.70
4-5	-1705.23	853.86	1177.03
5-6	-160.63	-184.97	209.32
6-7	-1308.77	948.93	1231.62

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	1166.34	1179.65
2-3	24.46	24.46
3-4	1445.11	1614.88
4-5	1618.03	1441.96
5-6	-8.11	8.11
6-7	1517.57	1491.42

Columnas	Mom. flexión	Fuerza Normal
1-A	0.00	-----
1-B	722.57	1166.34
2-A	0.00	-----
2-B	-682.24	1155.18
3-A	0.00	-----
3-B	973.65	1469.58
4-A	0.00	-----
4-B	4.53	3232.91
5-A	0.00	-----
5-B	-1016.40	1433.85
6-A	0.00	-----
6-B	1099.45	1525.69
7-A	0.00	-----
7-B	-1231.62	1491.42

NIVEL N°2

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-1575.21	1111.17	1598.23
2-3	-80.68	-198.84	317.01
3-4	-2583.15	1648.83	3299.16
4-5	-3304.35	1653.03	2569.58
5-6	-233.74	-251.41	269.08
6-7	-2718.67	1751.83	2654.20

Esfuerzos cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	2340.99	2351.00
2-3	-39.38	39.38
3-4	2940.66	3179.33
4-5	3182.46	2937.53
5-6	-5.89	5.89
6-7	3019.92	2998.07

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	593.97	-----
1-B	981.34	3507.34
2-A	-565.41	-----
2-B	-952.12	3466.80
3-A	821.85	-----
3-B	1444.29	4449.63
4-A	2.96	-----
4-B	2.22	9594.71
5-A	-853.42	-----
5-B	-1482.40	4365.50
6-A	911.56	-----
6-B	1538.02	4551.50
7-A	-1007.37	-----
7-B	-1646.82	4489.49



NIVEL N° 3

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-1663.18	1032.49	1667.63
2-3	-41.69	-131.49	221.29
3-4	-2737.09	1610.73	3221.44
4-5	-3223.83	1611.86	2732.43
5-6	-162.80	-164.23	165.65
6-7	-2797.22	1649.85	2779.60

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	2345.03	2346.96
2-3	-29.93	29.93
3-4	2979.27	3140.72
4-5	3141.89	2978.10
5-6	-.47	.47
6-7	3011.98	3006.01

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal.
1-A	839.37	-----
1-B	823.80	5852.37
2-A	-820.93	-----
2-B	-804.99	5783.83
3-A	1270.39	-----
3-B	1245.40	7458.84
4-A	1.09	-----
4-B	1.29	15877.33
5-A	-1297.39	-----
5-B	-1272.22	7343.12
6-A	1328.39	-----
6-B	1303.17	7563.96
7-A	-1402.40	-----
7-B	-1377.19	7495.50

NIVEL N° 4

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-1584.02	1102.07	1607.63
2-3	-77.67	-189.81	301.95
3-4	-2605.05	1643.30	3288.33
4-5	-3293.18	1647.46	2591.89
5-6	-222.54	-240.24	257.93
6-7	-2730.04	1740.49	2665.52

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	2340.86	2351.13
2-3	-37.38	37.38
3-4	2946.12	3173.87
4-5	3176.88	2943.11
5-6	-5.89	5.89
6-7	3019.93	2998.06

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal.
1-A	950.13	-----
1-B	633.88	8193.24
2-A	-920.21	-----
2-B	-609.75	8097.59
3-A	1394.30	-----
3-B	908.78	10442.34
4-A	2.58	-----
4-B	2.26	22228.09
5-A	-1431.99	-----
5-B	-937.34	10280.34
6-A	1487.54	-----
6-B	984.55	10589.80
7-A	-1596.37	-----
7-B	-1069.15	10493.57

Momentos de empotramiento.

Eje 1	316.94	Eje 2	-304.87	Eje 3	454.39	Eje 4	1.13
Eje 5	-468.67	Eje 6	492.27	Eje 7	-534.57		

PORTICO E E  
ESTADO DE CARGAS  
PESO PROPIO

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO  
ALEJANDRO MONTOYA S.  
PROMOCION 1966

NIVEL N°1

Momentos de flexión

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-285.47	245.40	491.69
2-3	-491.45	246.19	284.14
3-4	0.00	0.00	0.00

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	456.81	537.68
2-3	537.89	456.60
3-4	0.00	0.00

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	0.00	-----
1-B	285.47	456.81
2-A	0.00	-----
2-B	-.23	1075.58
3-A	0.00	-----
3-B	-284.14	456.60
4-A	0.00	-----
4-B	0.00	0.00

NIVEL N°2

Momentos de Flexión

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-476.41	350.19	695.91
2-3	-696.46	345.98	484.28
3-4	0.00	0.00	0.00

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	691.36	777.43
2-3	776.00	692.79
3-4	0.00	0.00

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal
1-A	235.37	-----
1-B	241.04	1148.17
2-A	-1.97	-----
2-B	2.52	2629.02
3-A	-228.00	-----
3-B	-256.28	1149.39
4-A	0.00	-----
4-B	0.00	0.00

NIVEL N° 3

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-484.73	343.05	701.86
2-3	-705.38	360.56	446.19
3-4	0.00	0.00	0.00

Esfuerzos Cortantes

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	691.82	776.97
2-3	785.22	683.57
3-4	0.00	0.00

Columnas	Mom. Flexión	Fuerza Normal.
1-A	232.66	-----
1-B	252.06	1840.00
2-A	10.03	-----
2-B	-6.51	4191.22
3-A	-281.24	-----
3-B	-164.94	1832.97
4-A	0.00	-----
4-B	0.00	0.00

NIVEL N°4

Momentos de Flexión.

Vigas	Momento Izq.	Momento Centro	Momento Der.
1-2	-456.48	366.31	683.61
2-3	-621.72	286.36	678.27
3-4	-722.11	413.83	322.94

Esfuerzos Cortantes.

Vigas	Corte Izq.	Corte Der.
1-2	689.86	778.93
2-3	723.31	745.48
3-4	812.66	656.13

Columnas	Mom. Flexión.	Fuerza Normal.
1-A	279.80	-----
1-B	176.67	2529.86
2-A	-30.54	-----
2-B	-31.34	5693.47
3-A	-23.69	-----
3-B	67.53	3391.13
4-A	0.00	-----
4-B	-322.94	656.13

Momentos de Empotramiento.

Eje 1	88.33	Eje 2	-15.67	Eje 3	33.76	Eje 4	-161.47
-------	-------	-------	--------	-------	-------	-------	---------

MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS - CUARTO NIVEL - PORTICO 2-2

OMBINACIONES	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6		6 - 7	
	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.
cm	2295	4861	5962	6515	6398	6338	6356	6338	6294	6505	6873	4440
cv	724	1198	1580	1685	1699	1701	1705	1701	1692	1699	1680	1233
s	846	675	523	684	684	684	684	684	684	684	695	826
.5Mcm+1.8Mcv	4746	9448	11787	12804	12655	12659	12603	12569	12487	12816	13334	8879
.25(Mcm+Mcv+Ms)	4831	8418	10081	11104	10976	10904	10931	10904	10838	11110	11560	8124
.9Mcm+1.1Ms	2997	5118	5941	6515	6511	6456	6472	6456	6417	6607	6951	4905

MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS - CUARTO NIVEL - PORTICO 2-2

OMBINACIONES	1-2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6		6 - 7							
	IZ .	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.	IZ .	CEN.	DER.	IZQ.	CEN.	DER.						
cm	2295	2024	4861	5963	3292	6514	6398	3163	6338	6356	3194	6337	6294	3131	6505	6873	3560	4440
cv	724	613	748	1385	948	1309	1347	959	1325	1332	963	1331	1316	953	1368	130	950	826
s	846	-.-	675	523	-.-	684	684	-.-	684	684	-.-	684	684	-.-	684	69	-.-	826
.5Mcm+1.8Mcv	4139				6644			6471			6524			6412		7050		

MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS - TERCER NIVEL

	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6		6 - 7	
	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.
MA	3649	5659	7694	8231	8087	8052	8063	8066	8050	8088	8356	6646
MV	1577	2225	3123	3282	3301	3299	3304	3303	3290	3292	3232	2655
MS	2486	1828	1465	1738	1738	1738	1738	1738	1738	1699	1755	2332
1.5MA+1.8MS	8313	12494	17162	18255	18073	18016	18042	18044	17997	18058	18352	14748
.25(MA+MV+S)	9640	12140	15353	16564	16408	16361	16381	16384	16348	16349	16679	14541
.9MA + I.IS	6019	7104	8537	9320	9130	9153	9169	9171	9157	9148	9451	8546

COMBINACIONES

MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS - TERCER NIVEL

	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6		6 - 7							
	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.						
A	2456	5659	7694	8231	8087	8052	8063	8066	8050	8088	8356	6646						
V	1577	1112	1595	2848	1781	2770	2809	1791	2788	2794	1795	2795	2778	1786	2830	2716	1753	2655
S	2486	-.-	1828	1465	-.-	1738	1738	-.-	1738	1738	-.-	1699	1755	-.-	2332			
.5MA+1.8MS	5686		9406		9263		9278		9256		9448							

CARGAS Y

COMBINACIONES



SEGUNDO PISO

MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS

CARGAS Y COMBINACIONES	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6		6 - 7	
	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.
MA	3863	5843	7760	8205	8079	8057	8064	8064	8057	8080	8245	6879
MV	1663	2091	3097	3214	3224	3221	3224	3224	3218	3213	3137	2780
S	2936	2277	1738	1865	1865	1865	1865	1865	1865	1830	1899	2962
1.5MA+1.8MV	8788	12529	17215	18093	17922	17884	17899	17899	17878	17903	18015	15323
1.25(MA+MV+MS)	10578	12764	15744	16605	16460	16429	16441	16441	16425	16404	16601	15776
0.9MA+I.I.S.	6706	7764	8896	9437	9323	9303	9310	9310	9303	9285	9510	9449

MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS - SEGUNDO PISO

CARGAS Y COMBINACIONES	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6		6 - 7		
	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	
MM	3863	2437	2483	7760	4114	8205	8079	4028	8057	8063	8057	4028	8080
MV	1663	1032	1668	2910	1695	2880	2895	1699	2887	2889	2883	1697	2903
S	2936	--	1738	1865	--	1865	1865	--	1865	1865	1865	--	1830
1.5MV+1.80		5514		9222	9100	9108	9108	9100	9108	9097	9173	9097	9173

PRIMER PISO

MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS -

CARGAS Y COMBINACIONES	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6		6 - 7	
	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.
MA	3574	5669	7693	8228	8091	8052	8064	8060	8039	8121	9392	6519
MV	1585	2205	3120	3272	3289	3288	3293	3291	3279	3282	3219	2667
S	2631	2044	1561	1655	1655	1655	1655	1655	1655	1655	1685	2589
1.5MA+1.8MV	8214	12473	17156	18232	18057	17996	18023	18014	17961	18090	18382	14580
1.25(MA+ MM+S)	9738	12398	15468	16444	16294	16244	16265	16258	16216	16323	16620	14719
0.9MA+1.1 MS	6111	7350	10356	9226	9103	9068	9079	9075	9056	9130	9407	8715

MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS - PRIMER PISO

CARGAS Y COMBINACIONES	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6		6 - 7	
	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.
MA	3574	5699	7693	8228	8091	4024	8064	4034	8060	8039	4016	8121
MV	1585	1103	1604	2858	2820	1780	2806	1784	2807	2891	1774	2841
S	2631	--	2044	1561	--	1655	1655	--	1655	1655	--	1655
1.5MA+1.8MV	5695	9387	9387	9387	9240	9240	9262	9262	9217	9217	9217	9496

4to. Piso

PORTICO 2-2-

COMBINACIONES DE CORTES MAXIMAS

CARGAS BASICAS  
Y COMBINACIONES

1 - 2                      2 - 3                      3 - 4                      4 - 5                      5 - 6                      6 - 7

	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6 - 7
	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.
CM	4314	5429	6262	6446	6364	6344
					6357	6351
					6319	6389
CV	1168	1312	1588	1606	1616	1616
					1617	1616
					1610	1605
S+	331	331	201	201	228	228
					228	258
1.5CM+1.8CV	8576	10506	12251	12560	12455	12423
					12438	12493
1.25(CM+CV+S)	7266	8840	10064	10316	10260	10234
					10254	10291
1.25(CM+CV+S)	4247	5250	5857	6022	5979	5961
					5972	6001
0.9CM+IS					5938	6279
09 con - I.IS						5536

3º PISO

OMBINACIONES

1 - 2                      2 - 3                      3 - 4                      4 - 5                      5 - 6                      6 - 7

	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6 - 7
	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.
M	5745	6619	7974	8154	8070	8058
					8063	8065
					8058	8070
CV	2342	2544	3139	3170	3181	3179
					3182	3182
					3174	3179
S+	961	961	538	538	579	579
					579	573
1.5CM+1.8CV	12834	14508	17611	17937	17831	17809
					17823	17826
1.25(CM+CV+S)	11310	12655	24564	14828	14788	14770
					14780	14778
1.25(CM+CV+S)	6228	7014	7769	7931	7900	7890
					7894	7896
0.9CM + 1.IS					7882	7882
0.9CM - I.IS						8148
						8148
						7640
						8219
						8058
						8070
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						8063
						8058
						8065
						8058
						8070
						806

2) PISO

COMBINACIONES	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6		6 - 7	
	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.
CM	5830	6534	7990	8138	8067	8060	8064	8064	8060	8068	8161	7598
CV	2345	2482	3111	3137	3142	3141	3142	3142	3139	3139	3097	3006
S†	1132	1132	600	600	622	622	622	622	616	616	824	824
1.5CM+1.8CV	12966	14269	17585	17854	17757	17744	17752	17752	17740	17752	17817	16808
1.25(CM+CV+S)	11634	12685	14626	14844	14789	14779	14785	14785	14769	14779	15103	14285
0.9 CM + I. IS	6492	7126	7851	7984	7944	7938	7942	7942	7932	7939	8251	7736

1º PISO

	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6		6 - 7	
	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.
CM	5720	6644	7975	8153	8070	8058	8065	8063	8058	8078	8190	7619
CV	2342	2535	3135	3165	3176	3174	3177	3176	3169	3174	3138	2999
S <sub>t</sub>	1041	1014	536	536	551	551	551	551	547	547	724	724
1.5CM+1.8CV	12796	14529	17606	17927	17822	17800	17817	17812	17779	17830	17933	16827
1.25(CM+CV+S)	11345	12741	14558	14818	14746	14729	14741	14738	14708	14749	15065	14178
0.9 CM + 1.15	6263	7095	7768	7928	7869	7858	7865	7863	7847	7872	8167	7653

DISEÑO DE VIGAS

CAPITULO N°5

DISEÑO DE VIGAS

DISEÑO POR FLEXION

Por ser todas las vigas de sección rectangular, el refuerzo principal se diseñará de acuerdo a la fórmula del ACI 318-63:

$$\delta \quad \begin{aligned} \text{Mu} &= \phi \text{ b d}^2 \text{ f}' \text{ c q} (1 - 0.59 \text{ q}) \quad \dots (1) \\ \text{Mu} &= \phi \text{ A s f}_y (d - \frac{a}{2}) \quad \dots (2) \end{aligned}$$

Para elementos que no requieran refuerzo en compresión; y de acuerdo a la fórmula :

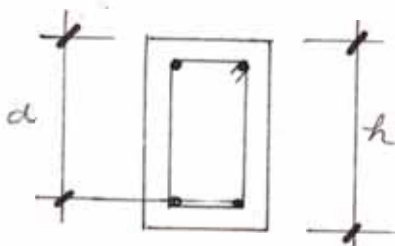
$$\text{Mu} = (\text{As} - \text{As}') \text{ f}_y (d - \frac{a}{2}) + \text{As}' \text{ f}_y (d - d') \quad \dots (3)$$

Para vigas doblemente reforzadas.

PERALTE EFECTIVO : d.- Para determinar el peralte efectivo, - el A.C.I. 908(a) al respecto afirma: "El Peralte efectivo d de una viga, se tomará como la distancia del centro de su refuerzo a la tensión de su paramento de compresión.

De acuerdo a lo anterior tenemos:

1) Acero en una sola capa:



$$d = t - (\text{RECUB.} + \phi_{\text{est.}} + \frac{D}{2})$$

$\phi_{\text{est.}}$  = Diámetro del estribo  
(Para  $\phi \ 3/8 \approx 1 \text{ cm.}$ )

D = Diámetro del refuerzo Principal  
(Para  $\phi \ 1" = 2.54 \text{ cmts.}$ )

Para h = 30 cms.

$$d = 30 - (A + 1 + 1.27) = 30 - 6.27 = 23.7 \text{ cm.}$$

digamos  $\rightarrow$  24 cms.

Para h = 40 cms.

$$d = 40 - 6.27 = 33.7$$

digamos  $\rightarrow$  34 cms.

DETERMINACION DE LOS MOMENTOS MAXIMOS QUE PUEDEN ABSORVER  
LAS VIGAS SIN REFUERZO EN COMPRESION

Se obtiene a partir de :

$$P_{\text{máx}} = 0.75 pb \quad \begin{array}{ll} f_c' = 210 & \text{Kg/cm}^2 \\ f_y = 2800 & \text{Kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M_u = 0.261 f' c b d^2$$

Para las vigas de 25 x 30

$$; \quad M_u = 0.261 \times 210 \times 25 (24)^2 = 7890 \text{ Kg-mts.}$$

25 x 40

$$M_u = 0.261 \times 210 \times 25 (34)^2 = 15,834 \text{ Kg-mts.}$$

COMCLUSION :

Si el momento actuante es mayor que los momentos anteriores será necesario utilizar refuerzo en compresión.

MAXIMOS MOMENTOS POR DEFLEXIONES

El A.C.I. 318-63, determina que los momentos estructura - les sometidos a flexión deben chequearse la deflexión, si  $p/\delta$  ó  $(p-p')$  excede de  $0.18 \frac{f'c}{f_y}$  y que corresponde a un momento de

$$M_u = 0.145 f' c b d^2.$$



Para las vigas de sección igual a:

$$25 \times 30 \quad M_u = 0.145 \times 210 \times 25 \times (24)^2 = 4385 \text{ Kg-mts.}$$

$$25 \times 40 \quad M_u = 0.145 \times 210 \times 25 \times (34)^2 = 8800 \text{ Kg-mts.}$$

Estos momentos se comparan con los momentos positivos centrales de las envolventes. Si los momentos actuantes son mayores, será necesario chequear las deflexiones.

#### CALCULO DEL REFUERZO PRINCIPAL

Este se calculará asumiendo un valor para  $a$  (usualmente igual a  $d/s$ ); con este valor asumido, calculamos  $A_s$ . Hallado  $A_s$ , chequeamos el valor de  $a$ . Si no resulta ser el mismo que el del valor asumido inicialmente, asumiremos el último valor obtenido, calculándose un nuevo valor de  $A_s$ , y así sucesivamente, hasta obtener resultados satisfactorios.

Comunmente, con dos tanteos se obtienen resultados satisfactorios.

Como demostración de lo anterior, calcularemos el refuerzo para la viga del cuarto piso eje 1-2, momento izquierdo:

$$M_u = 3779 \text{ Kg-mts. (momento en la cara de la columna)}$$

SOLUCION : Asumiremos  $a = 5 \text{ cms.}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{377900}{0.9 \times 2800 (24 - 2.5)} = 6.97 \text{ cm}^2$$

Chequeo de  $a$ :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{6.97 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 25} = 4.38 \text{ cm.}$$

Asumiendo nuevamente un valor para  $a$  :, digamos  $a = 4.30$  cm

$$A_s = \frac{377900}{0.9 \times 2800(24-2.15)} = 6.86 \text{ cm}^2$$

Chequeamos a:

$$a = \frac{6.86 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 25} = 4.31 \text{ cm.} \quad \text{OK.}$$

Que es casi igual al valor asumido.

etc, etc, etc ...

Para las vigas que requieran refuerzo en compresión, el procedimiento empleado es como sigue:

Viga pórtico 2, cuarto piso, eje 2-3, momento izquierdo:

$M_u = 10.905$  Kg-mts. (Momento actuante en la casa de la columna)

### SOLUCION

El momento máximo que puede tomar la viga sin acero en compresión se obtiene usando.

$$P_{\text{máx}} = 0.0278$$

$$A_{s_1} = 0.0278 \times 25 \times 24 = 16.68 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{A_{s_1} f_y}{0.85 f'_{cb}} = \frac{16.68 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 25} = 10.46 \text{ cm}$$

$$d - \frac{a}{2} = 24 - 5.23 = 18.77 \text{ ctms.}$$

$$M_{\text{máx}} = \phi A_{s_1} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 16.68 \times 28 \times 18.79$$

$$M_{\text{máx}} = 7890 \text{ Kg mts.}$$

como  $M_{\text{máx}} < M_u$  es necesario usar acero en compresión.

El momento que debe tomarse con acero en compresión  $A's$ , y acero complementario en tracción  $A_s_2$  es :

$$M_2 = M_u - M_1 = 10905 - 7890 = 3015 \text{ Kg} \cdot \text{mts.}$$

Entonces:

$$As' = As_2 = \frac{M_2}{\phi f_y (d-d')} = \frac{301500}{0.9 \times 2800 (24-6.3)}$$

$$As' = As_2 = 0.76 \text{ cm}^2$$

El area total del acero en tracción será de

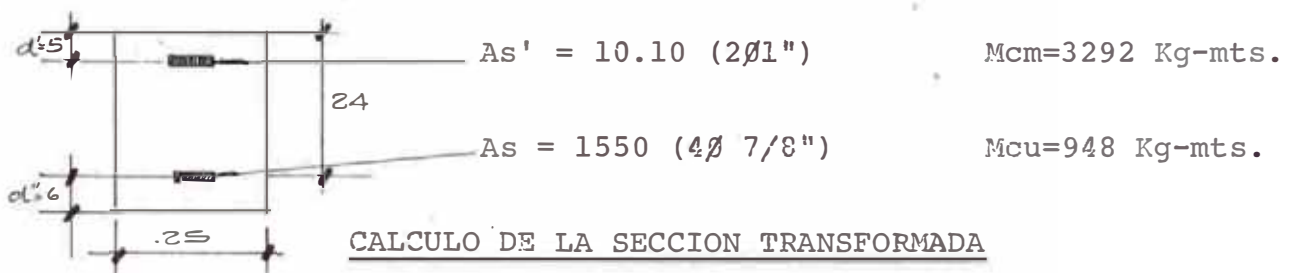
$$As = As_1 + As_2 = 16.68 + 6.76 = 23.44 \text{ cm}^2$$

$$As = 23.44 \text{ cm}^2$$

Para la disposición de la armadura se ha seguido el doblado práctico recomendado por el Concrete Reinforced Steel Institute (CRSI). En todos los casos se debe continuar como mínimo - el 50% del refuerzo principal:

#### CHEQUEO DE DEFLEXIONES

Debido a que varias vigas tienen una cuantía mayor que  $0.18 f'_c/f_y$  tenemos que chequear las deflexiones. Como ejemplo describiremos el chequeo de la deflexión para la viga tramo 2-3, cuarto piso.



La Sección transformada la determinamos con ayuda del ABAOC publicado en el SP-17 - del A.C.I. de la manera siguiente:

AREAS DE ACERO EN VIGAS

P O R T I C O

CUARTO PISO :

E J E	MOMENTO IZQ.			MOMENTO CENTRO			MOMENTO DERECHO		
	M <sub>cara</sub>	A <sub>s</sub> '	A <sub>s</sub>	M <sub>max</sub> '	A <sub>s</sub> '	A <sub>s</sub>	M <sub>max</sub> '	A <sub>s</sub> '	AS
1-2	3773	-.-	6.86	4139	-.-	7.64	7915	0.06	16.74
2-3	10905	6.76	23.44	6644	-.-	13.32	10965	6.89	23.57
3-4	10782	6.48	23.16	6471	-.-	12.90	10752	6.42	23.10
4-5	10782	6.48	23.16	6524	-.-	13.01	10751	6.41	23.09
5-6	10677	6.25	22.93	6412	-.-	12.72	10990	6.95	23.63
6-7	11448	7.98	24.66	7050	-.-	14.35	7212	-.-	14.85
	MOMENTO IZQ.			MOMENTO CENTRO			MOMENTO DERECHO		
<i>TERGER PISO</i>									
E J E	MOMENTO IZQUIERDO			MOMENTO CENTRO			MOMENTO DERECHO		
	M <sub>cara</sub>	A <sub>s</sub> '	AS	M <sub>max</sub> '	A <sub>s</sub> '	AS	M <sub>cara</sub>	A <sub>s</sub> '	AS
1-2	7471	-.-	9.56	5686	-.-	7.12	9714	-.-	12.85
2-3	13757	-.-	19.57	9406	-.-	12.40	14786	-.-	21.57
3-4	14623	-.-	21.26	9263	-.-	12.17	14571	-.-	21.18
4-5	14595	-.-	21.21	9278	-.-	12.21	14594	-.-	21.21
5-6	14554	-.-	21.15	9256	-.-	12.16	14608	-.-	21.23
6-7	14871	-.-	21.70	9448	-.-	12.46	11494	-.-	15.67

AREAS DE ACERO EN VIGAS:

P O R T I C O

SEGUNDO PISO

E J E	MOMENTO IZQ.			MOMENTO CENTRO			MOMENTO DERECHO		
	M <sub>car</sub>	A <sub>s</sub> '	AS	M <sub>max</sub> '	A <sub>s</sub> '	AS	M <sub>cara</sub>	A <sub>s</sub> '	AS
1-2	8364	-.-	10.85	5514	-.-	6.90	9772	-.-	12.94
2-3	13816	-.-	19.69	9222	-.-	12.12	14641	-.-	21.36
3-4	14488	-.-	20.95	9100	-.-	11.94	14455	-.-	20.93
4-5	14466	-.-	20.92	9108	-.-	11.95	14469	-.-	20.92
5-6	14447	-.-	20.89	0997	-.-	11.94	14468	-.-	20.92
6-7	14543	-.-	21.14	9173	-.-	12.05	12988	-.-	18.21

PRIMERA PISO

E J E	MOMENTO IZQUIERDO			MOMENTO CENTRO			MOMENTO DERECHO		
	M <sub>car</sub>	A <sub>s</sub> '	AS	M <sub>max.</sub>	A <sub>s</sub> '	AS	M <sub>car</sub>	A <sub>s</sub> '	AS
1-2	7560	-.-	9.68	5695	-.-	7.13	9689	-.-	12.82
2-3	13752	-.-	19.59	9387	-.-	12.37	14764	-.-	21.54
3-4	14610	-.-	21.30	9240	-.-	12.15	14554	-.-	21.15
4-5	14577	-.-	21.11	9262	-.-	12.17	14568	-.-	21.08
5-6	14522	-.-	21.03	9217	-.-	12.11	14244	-.-	20.55
6-7	14757	-.-	21.52	9496	-.-	12.55	12055	-.-	16.61

DATOS

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800$$

$$n = 9$$

$$As' = 10.10 \text{ cm}^2$$

$$d = 24$$

$$d'' = 6 \text{ cms.}$$

$$p = \frac{As}{bd} = \frac{15.50}{25 \times 40} = 0.0258$$

$$np = 0.0258 \times 9 = 0.2064$$

$$p' = \frac{As'}{bd} = \frac{10.10}{25 \times 24} = 0.0168$$

$$r = \frac{(n-1)p'}{np} = \frac{7 \times 0.0168}{0.2064} = 0.571$$

$$\text{con } r = 0.57 \text{ y } np = 0.21$$

obtenemos del abaco  $c = 0.7$

El momento de inercia de la sección transformada será igual a:

$$I_{st} = I_g \times C \times \left[ \frac{1 + d'/d}{1 + d''/d} \right]^3$$

$$\text{En donde } I_g = \frac{bd^3}{12} = 28800 \text{ cm}^4$$

Reemplazando valores en  $I_{st}$  obtenemos

$$I_{st} = 18286 \text{ cm}^4$$

Propiedades de la sección:

$$F_{cb} = 1.985 \quad f'c = 28.77 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{f'c b I_g}{y_t} = \frac{28.77 \times 28800}{12} = 690 \text{ Kg. mts.}$$

$$M_{\text{máx}} = 4240 \text{ Kg-mts.}$$

Como :

$$\frac{M_{cr}}{M_{\max}} = \frac{690}{4240} = 0.163 < 1$$

debemos emplear

$$I_{ef} = \left( \frac{M_{cr}}{M_{\max}} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_{\max}} \right)^3 \right] I_{st.}$$

Reemplazando valores:

$$I_{ef} = (0.163)^3 \times 28800 + \left[ 1 - (0.163)^3 \right] 18286$$
$$I_{cf} = 18,332 \text{ cm}^4$$

#### FLECHA MAXIMA AL CENTRO

Esta dada por las fórmulas :

Para carga muerta

$$\Delta_{cmi} = \frac{5 \times M_{cm} L^2}{384 E_c I_{cg}}$$

Reemplazando valores:

$$\Delta_{cmi} = \frac{5 \times 329200 \times 3.6 \times 10^5}{384 \times 2.24 \times 10^5 \times 2.88 \times 10^4} = 0.24 \text{ cms.}$$

Para carga viva:

$$\Delta_{cmi} = \frac{5 \times M_{cv} L^2}{384 E_c I_{cf}} = \frac{5 \times 94800 \times 3.6 \times 10^5}{384 \times 2.24 \times 10^5 \times 18332}$$

$$\Delta_{cmi} = 0.11 \text{ cmts.}$$

La deflexión total de acuerdo al A.C.I. será

$$\Delta_t = 0.24 \left[ 2 - 1.2 \left( \frac{A_{s'}}{A_s} \right) \right] + 0.11$$

$$\Delta_t = 0.288 + 0.11 = 0.398 \text{ cms.}$$

La deflexión máxima permitida por el A.C.I. es igual a:

$$\Delta_{L\text{ím}} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cms.} \quad \therefore 1.67 > 0.398 \text{ OK}$$

DISEÑO DE ESTRIBOS

ESTRIBOS VERTICALES : El esfuerzo cortante nominal máximo está dado por la fórmula :

$$v_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{A.C.I. 1701 (a)}$$

Para fines de proyecto, se considera como refuerzo cortante máximo (Crítico), el que obra a una distancia  $d$ , de la cara del apoyo.

REFUERZO EN EL ALMA - Es requerido cuando :

$$v_u > 0.53 \phi \sqrt{f'c} \quad \text{A.C.I. 1701 (c)}$$

6

$$v_u > \phi (1.9 \sqrt{f'c} + 2500 \frac{pwWd}{M}) \quad \text{pero } < 0.93 \phi \sqrt{f'c}$$

A.C.I. 1701 (d)

ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

$$\frac{d}{2} \quad \text{cuando} \quad v_u \leq 1.59 \phi \sqrt{f'c} \quad \text{A.C.I. 1706 (a)}$$

$$d/4 \quad \text{cuando} \quad v_u \leq 2.65 \phi \sqrt{f'c} \quad \text{A.C.I. 1705 (c)}$$

ESFUERZO MAXIMO QUE PUEDE ABSORVER EL CONCRETO SIN REQUERIR REFUERZO EN EL ALMA.

Fórmula abreviada : Para  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$$V_{uc} = 0.5 \phi \sqrt{f'c} = 6.2 \text{ Kg/cm}^2$$

El corte máximo para este refuerzo será:

$$V_u = V_{uc}bd$$

Para secciones 25x24:



$$Vu = 6.2 \times 25 \times 24 = 3720 \text{ Kgs.}$$

Para secciones 25x34:

$$Vu = 6.2 \times 25 \times 34 = 5270 \text{ Kg.}$$

Luego si el corte actuante a una distancia  $\underline{d}$ , es mayor que los calculados anteriormente, será necesario reforzarlos con estribos.

El A.C.I. 318-63 determina un espaciamiento mínimo igual a:

$$\frac{d}{2} : \frac{24}{2} = 12 \text{ cm.} \quad \text{ó} \quad \frac{34}{2} = 17 \text{ cmsx.}$$

ó por cuantía mínima igual a:

$$S = \frac{Au}{0.00156}$$

Para  $\square \text{ } \emptyset 3/8$

$$S = \frac{1.42}{0.0015 \times 25} = 3787$$

Luego el máximo espaciamiento no debe exceder de 12.5 cms. para vigas de sección igual a 25x30 y de 17.5 cms. para vigas de sección igual a 25x40.

El diseño de estribos lo calcularemos empleando ABACOS..

El primer estribo será colocado a una distancia de 5 cms..

A continuación presento un Cuadro indicando los espaciamientos de estribos calculados con ABACOS.

DISEÑO DE ESTRIBOS

4to. Piso

$W_u = 4095$  Kgs.

$V_{uc} = 3720$  Kgs.

L	E J E	CORTE IZQUIERDO				CORTE DERECHO			
		V	$V_u - V_{uc}$	$\chi_{V=0}$	Espaciamien to	V	$V_u - V_{uc}$	$\chi_{V=0}$	Espaciamien to
4.60	1-2	8576	4856	2.09	1@05,3@10,7@12.5	10506	6786	2.57	8@10,6@12.5
6.00	2-3	12251	8531	2.99	13@10,6@12.5	12560	8840	3.07	13@10,6@12.5
6.00	3-4	12455	8735	3.04	13@10,6@12.5	12423	8703	3.03	13@10,6@12.5
6.00	4-5	12448	8728	3.04	13@10,6@12.5	12438	8718	3.04	13@10,6@12.5
6.00	5-6	12377	8657	3.02	13@10,6@12.5	12493	8773	3.05	13@10,6@12.5
5.90	6-7	12881	9161	3.15	14@10,6@12.5	11440	7720	2.79	10@10,6@12.5

3er PISO

L	E J E	CORTE IZQUIERDO				CORTE DERECHO			
		V	$V_u - V_{uc}$	$\chi_{V=0}$	Espaciamiento	V	$V_u - V_{uc}$	$\chi_{V=0}$	Espaciamiento
4.60	1-2	12834	7564	2.19	8@10,1@15,2@12.5	14508	9238	2.47	11@10,1@15,2@17.5
6.00	2-3	17611	12341	3.00	16@10,2@15,-2@17.5	17939	12667	3.06	17@10,1@15,2@17.5
6.00	3-4	17831	12561	3.04	16@10,2@15,-2@17.5	17809	12539	3.03	16@10,2@15,2@17.5
6.00	4-5	17828	12553	3.04	16@10,2@15,-2@17.5	17826	12556	3.04	16@10,2@15,2@17.5
6.00	5-6	17800	12530	3.03	16@10,2@15,-2@17.5	17827	12557	3.04	17@10,1@15,2@17.5
5.90	6-7	17988	12718	3.07	17@10,1@15,-2@17.5	16858	11588	2.87	15@10,1@15,2@17.5

2do.Piso

Wu = 5868 Kgs.

Vuc = 5270 Kgs.

L	E J E	CORTE IZQUIERDO				CORTE DERECHO			
		V	Vu-Vuc	$\chi_{V=0}$	Espaciamiento	V	Vu-Vuc	$\chi_{V=0}$	Espaciamiento
4.60	1-2	12966	7696	2.21	8@10,2@15,- 2@ 17.5	14269	8999	243	11@10,1@15,1@ 17.5
6.00	2-3	17585	12315	3.00	16@10,2@15, 2@ 17.5	17854	12584	3.04	16@10,2@15,2@ 17.5
6.00	3-4	17757	12487	3.03	16@10,2@15, 2@ 17.5	17744	12474	3.02	16@10,2@15,2@ 17.5
6.00	4-5	17752	12482	3.03	16@10,2@15, 2@ 17.5	17752	12482	3.03	16@10,2@15,2@ 17.5
6.00	5-6	17740	12470	3.02	16@10,2@15, 2@ 17.5	17752	12482	3.03	16@10,2@15,2@ 17.5
5.90	6-7	17817	12547	3.04	16@10,2@15, 2@ 17.5	16808	11538	2.86	15@10,1@15,2@ 17.5

1er.PISO

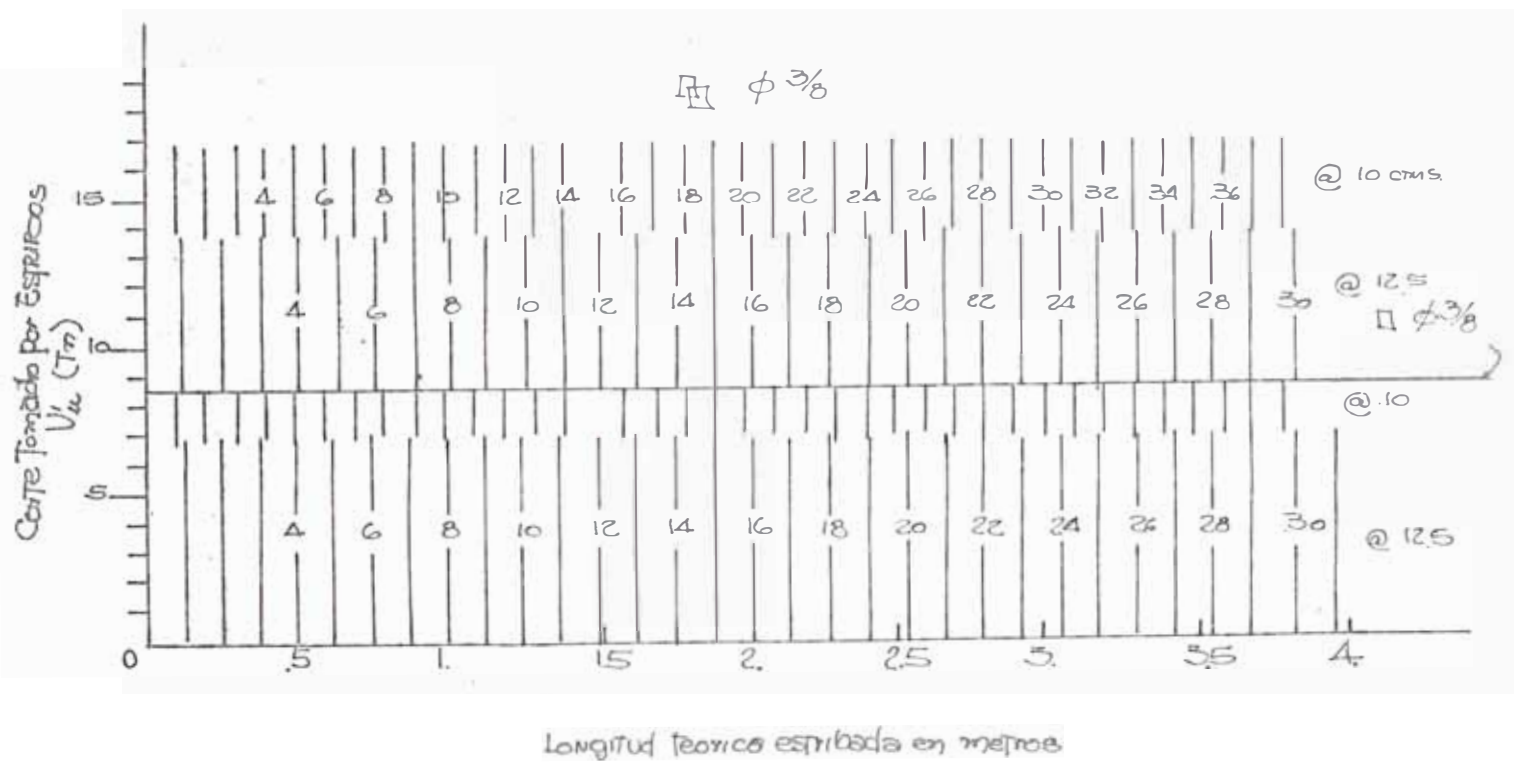
Wu = 5868

Vuc= 5270 Kgs.

L	E J E	CORTE IZQUIERDO				CORTE DERECHO			
		V	Vu-Vuc	$\chi_{V=0}$	Espaciamiento	V	Vu-Vuc	$\chi_{V=0}$	Espaciamiento
4.60	1-2	12796	7526	2.18	8@10,1@15, 2@ 17.5	14529	9259	2.48	11@10,2@15,2@ 17.5
6.00	2-3	17606	12336	3.00	10@10,2@15, 2@ 17.5	17927	12657	3.05	17@10,1@15,2@ 17.5
6.00	3-4	17822	12552	3.04	16@10,2@15, 2@ 17.5	17800	12530	3.03	16@10,2@15,2@ 17.5
6.00	4-5	17817	12547	3.04	16@10,2@15, 2@ 17.5	17812	12542	3.03	16@10,2@15,2@ 2@17.5
6.00	5-6	17779	12509	3.03	16@10,2@15, 2@ 17.5	17830	12560	3.04	16@10,1@15,2@ 17.5
5.90	6-7	17933	12663	3.06	17@10,1@15, 2@ 17.5	16827	11557	2.87	15@10,1@15,2@ 17.5

ESTRIBOS  $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$   
 $d_s = 25 \text{ cms.}$

ESCALA: V:  $1 \text{ cm} = 2.5 \text{ Ton.}$   
 H:  $1/25$ .



DISEÑO POR ADHERENCIA Y ANCLAJES DE ACUERDO AL A.C.I. (318-63)  
(ARTICULO 1801)

El esfuerzo máximo de adherencia por flexión en cualquier sección se calculará de acuerdo a la fórmula:

$$v_u = \frac{U_u}{\phi \epsilon_o} j d$$

donde  $j = 7/8$      $\phi = 0.85$

SECCIONES CRITICAS PARA ADHERENCIA POR FLEXION

En general, es crítico donde V es máximo (Razón de cambio de M) y la suma de perímetro es mínimo, estos lugares son:

1. En la cara del apoyo
- 2, En punto de terminación y de doblado de barras.
3. En punto de inflexión para momentos positivos.

El Código del A.C.I. permite que se tolere valores de adherencia en exceso de lo permitido por flexión si la adherencia por anclaje es menor que 0.8 de lo permitido.

La longitud de desarrollo es igual a:

$$L_d = \frac{A_s f_y}{u_u \epsilon_o}$$

Cuando se utilizan varillas de diferentes diámetros:

$$u_u = \frac{v_u}{\phi \epsilon_o} j d$$

donde:  $\epsilon_o = \frac{4A_s}{D_2}$

$D_2 =$  Diámetro  $\phi$  mayor

El esfuerzo deseado en la barra no puede conseguirse sólo por adherencia, debe usarse anclaje mecánico, usualmente mediante ganchos. Esto generalmente se presenta en los apoyos finales. De acuerdo al A.C.I. Art. 918 (h) se puede considerar que los ganchos estándares desarrollan un esfuerzo en las varillas de 1300 Kg/cms. en la rotura ó de  $700 \text{ Kg/cm}^2$  en el rango de las cargas de trabajo, ó pueden considerarse simplemente como prolongaciones de las varillas. Los ganchos no se consideran como efectivos en varillas en compresión.

Las vigas en nuestro caso, están sometidas a esfuerzos de adherencia adecuados. Chequearemos como demostración los esfuerzos de adherencia para la viga eje. 6-7, tercer piso (más crítico) ver plano E-9.

DATOS:

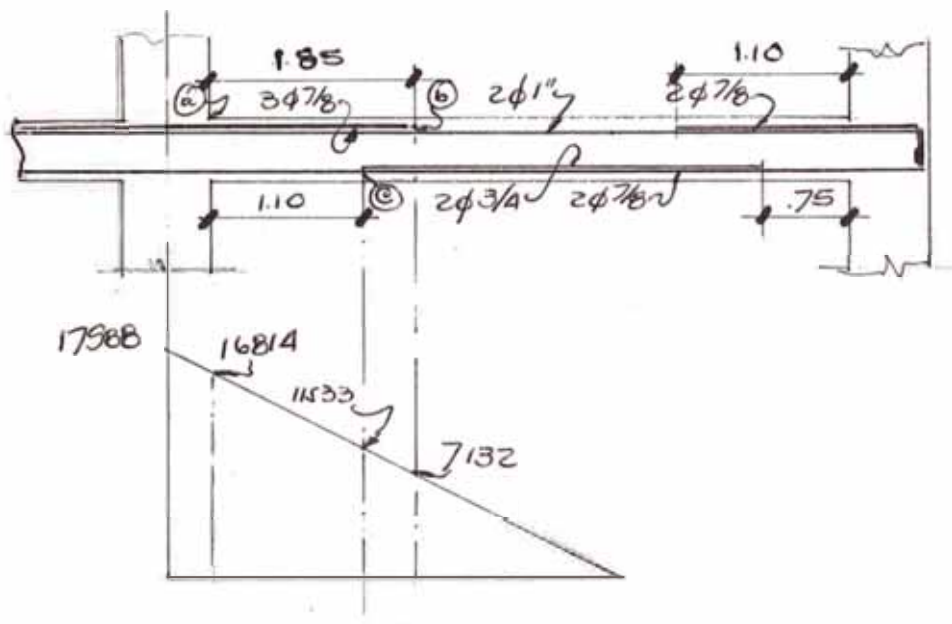
$W_u = 5868 \text{ Kg/ml.}$

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$b = 25 \text{ cms.}$

$d = 24 \text{ cms..}$



Los esfuerzos que se presentan en los puntos críticos son:

En a:

$$u_u = \frac{Vu}{\phi \epsilon_o' J d} = \frac{16814}{0.85 \times 34.17 \times 0.875 \times 34} = 19.46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_o' = \frac{4A_s}{D_2} = \frac{4 \times 21.70}{2.54} = 34.17$$

En b:

$$u_u = \frac{Vu}{\phi \epsilon_o' J d} = \frac{4533}{0.85 \times 16 \times 0.875 \times 34} = 28.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_o' = 16 \text{ cms.}$$

En c:

$$u_u = \frac{Vu}{\phi \epsilon_o' J d} = \frac{7132}{0.85 \times 14 \times 0.875 \times 34} = 20.14 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZOS MAXIMOS DE DISEÑO SEGUN EL A.C.I. 318-63

Para varillas de capa superior :  $\phi 7/8$  :

$$U_u = \frac{4.5 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{4.5 \sqrt{210'}}{2.223} = 29 \text{ Kg/cm}^2$$

Para varillas que no son de capa superior :

$$u_u = \frac{6.4 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{6.4 \sqrt{210'}}{2.223} = 42 \text{ Kg/cm}^2$$

Se podrá observar que los puntos a, b y c están sometidos a esfuerzos de adherencia adecuados.

DISEÑO DE COLUMNAS

CAPITULO N° 6



## DISEÑO DE COLUMNAS

### PRINCIPIOS GENERALES

#### LIMITACIONES EN EL REFUERZO DE LAS COLUMNAS

El A.C.I. 318-63 limita el refuerzo vertical a una cuantía que varía de 0.01 a 0.08 como máximo. Sin embargo, el Structural Engineering Association Of California (SEAOC-1966) determina que ésta no debe ser mayor que 0.06.

En nuestro caso, adoptaremos una cuantía que varíe entre 0.01 y 0.06.

Además, el A.C.I. limita el tamaño mínimo de varillas, igual a 5/8, así como el número de varillas que en el caso de columnas rectangulares, debe ser igual a 4, y en el caso de columnas con refuerzo helicoidal debe de ser igual a 6.

El A.C.I. especifica que el diámetro del refuerzo transversal no debe ser menor de  $\emptyset$  1/4".

Sin embargo, el SEAOC-1966, determina un diámetro mínimo igual a 3/8", en nuestro caso adoptaremos estribos  $\emptyset$  3/8"

ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS. Según el A.C.I. el espaciamiento (Centro a centro) será el menor de las siguientes condiciones:

- a)  $48\emptyset$  del estribo
- b)  $16\emptyset$  de la barra vertical
- c) La menor dimensión de la columna de acuerdo a lo anterior, deducimos la siguiente tabla:

TAMAÑO DE LA BARRA VERTICAL	ESPACIAMIENTO EN CENTÍMETRO		
	∅ 1/4	∅ 3/8	∅ 1/2
∅ 5/8	25	-	-
∅ 3/4	30	30	-
∅ 7/8	30	35	-
∅ 1"	30	40	40
∅ 1 1/8"	-	45	45
∅ 1 1/4"	-	45	50
Estos espaciamientos no serán mayores que la menor dimensión de la columna.			

Además, el SFAOC recomienda una concentración de estribos en el nudo de cada piso, como lo indica la figura No.01

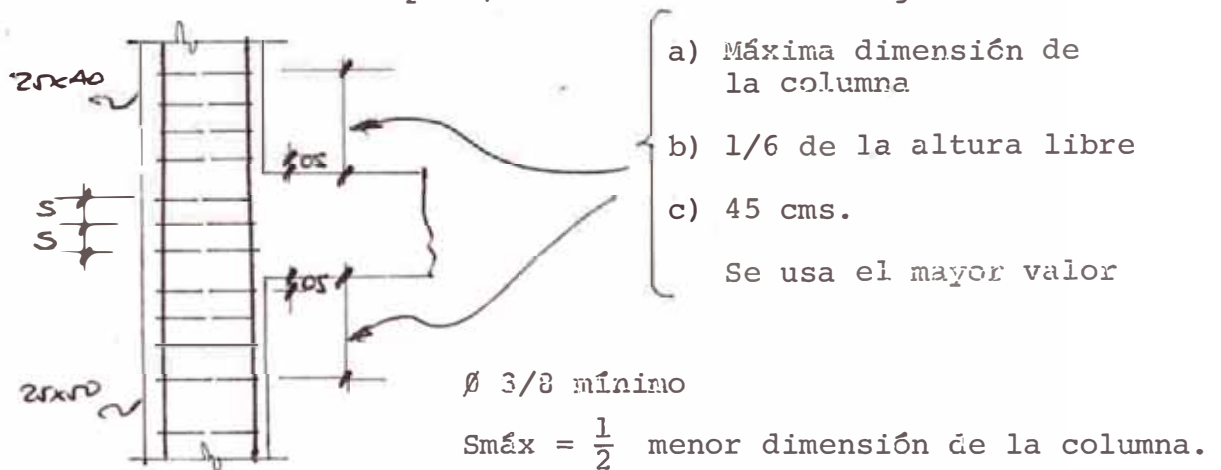


FIGURA No. 01

De acuerdo a lo anterior tenemos:

Columnas 25x50 :

$$s = \frac{25}{2} = 12.5$$

- a) 50 cms. máxima dimensión de la columna
- b)  $\frac{H}{6} = \frac{2.30}{6} = 38$  cms.
- c) 45 cms.

Tomaremos 50 cms.

Luego, la concentración de estribos será la indicada en la Figura No. 02.

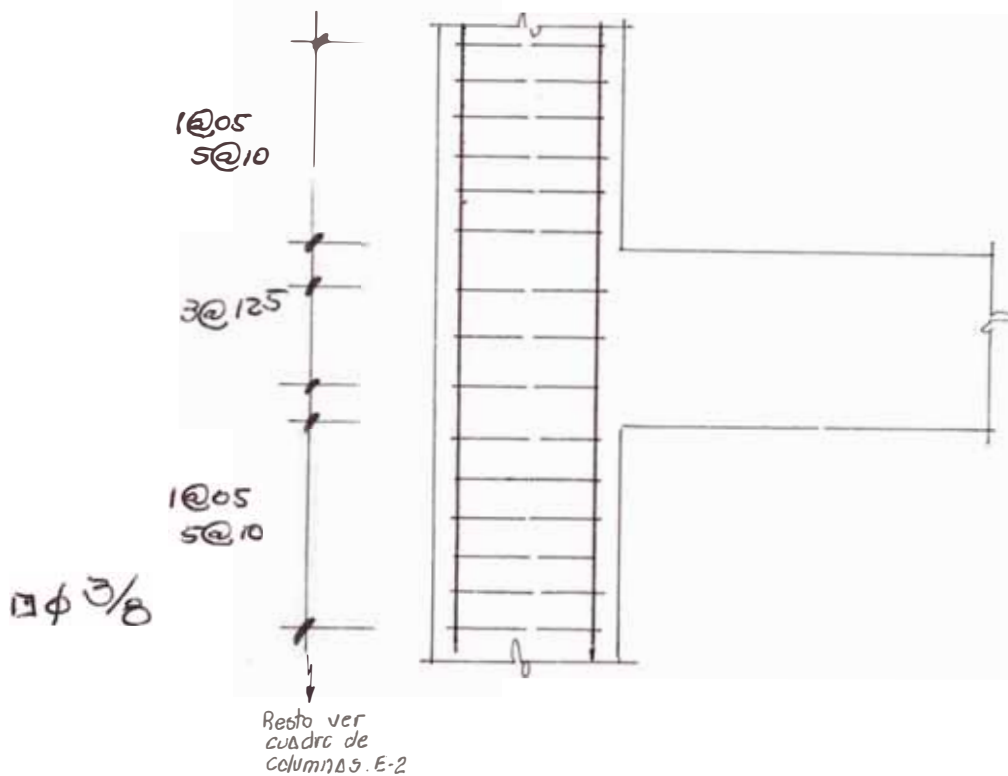


FIGURA No. 02

SEPARACION DE LAS VARILLAS.- Al respecto el A.C.I.

(804) (d) determina "En las columnas con refuerzo helicoidal o con estribos, la distancia libre entre las varillas longitudinales no deberá ser menor de :

- a) 1 1/2 veces el diámetro de la varilla
- b) 1 1/2 veces el tamaño máximo del agregado grueso.
- c) Ni de 4 cms.

Además determina que la máxima separación libre debe ser igual a 15 cms. (Eje a eje).

De acuerdo a lo anterior y si empleamos  $\emptyset$  1" como máximo refuerzo longitudinal obtenemos:

- a) 1.5  $\emptyset$  varillas  $1.5 \times 254 = 3.81$  cms.
- b) 1.5 tamaño máximo del agregado  $1.5 \times 2.1 = 3$  cms.
- c) 4 cms.

usaremos una separación mínima de 4 cms. (libres).

Cuando se utilizan empalmes trasladamos por compresión, el traslade mínimo será el que indica la tabla siguiente:

TABLA No. 02

$f'c$ Kg/cm <sup>2</sup>	$f'c$ 210 Kg/cm <sup>2</sup>	$f'c$ 210 Kg/cm <sup>2</sup>
	EMPALME (no menor de 30 cms.)	EMPALME (No menor de 30 cms)
3500 ó menores	20 $\emptyset$	27 $\emptyset$
4 200	24 $\emptyset$	32 $\emptyset$
5250	30 $\emptyset$	40 $\emptyset$
Para varillas lisas, la longitud mínima de traslade será el doble que las especificadas mas arriba.		

De acuerdo a la tabla anterior, podemos deducir la siguiente Tabla.

TABLA No. 03

$\phi$	$f_c \geq 210 \text{ Kg/cm}^2$		$f_c < 210 \text{ Kg/cm}^2$	
	$f_y=2800$	$f_y=4200$	$f_y=2800$	$f_y=4200$
5/8	35	40	40	50
3/4	40	45	50	60
7/8	45	55	60	70
1"	50	60	65	80

Cuando las varillas longitudinales se desvían en un empalme, la pendiente del tramo inclinado de la varilla con respecto al eje de la columna no deberá exceder de 1 a 6 y los tramos de las varillas que queden arriba y abajo de la desviación - deberán ser paralelos al eje de la columna (Ver Figura No.03)

Cuando las caras de la columna estén desalineadas 25 cms ó más, los empalmes de las varillas verticales adyacentes a la cara desviada se efectuarán con varillas trasladadas (Ver Figura No. 3c)

En las columnas con estribos, la longitud del refuerzo empalmado por traslape no deberá exceder una relación de acero de 0.04 (Cuantía) en 90 cms., en una longitud cualesquiera de la columna (Ver Figura No. 3b).

DISEÑO DE COLUMNAS.

CARGAS DE DISEÑO EN LAS COLUMNAS

Según metrado previo y cargas producidas por análisis Sísmicos.  
 (A) P T ( 2 - 2 CARGAS OR NIVEL

C O L U M N A	NIVEL AZOTEA			TERCER PISO			SEGUNDO PISO			PRIMER PISO		
	D	L	W	D	L	W	D	L	W	D	L	W
2-A	6340.2	1173.0	331.0	7651.2	1966.5	961.0	7651.2	1966.5	1132.0	7651.2	1966.5	1014.0
2-B	12449.4	2703.0	130.0	15470.4	4531.5	423.0	15470.4	4531.5	532.0	15470.4	4531.5	482.0
2-C	13932.0	3060.0	27.0	17352.0	5130.0	41.0	17352.0	5130.0	22.0	17352.0	5130.0	15.0
2-D	13932.0	3060.0	0	17352.0	5130.0	0	17352.0	5130.0	0	17352.0	5130.0	0
2-E	13932.0	3060.0	0	17352.0	5130.0	6.0	17352.0	5130.0	6.0	17352.0	5130.0	3.0
2-F	13826.1	3034.5	30.0	17217.6	5087.3	10.0	17217.6	5087.3	208.0	17217.6	5087.3	177.0
2-G	7716.9	1504.5	258.0	9398.8	2522.3	683.0	9398.8	2522.3	824.0	9398.8	2522.3	724.0

CUADRO DE CARGAS POR COLUMNA (2 - 2)

C O L U M N A	NIVEL AZOTEA			TERCER PISO			SEGUNDO PISO			PRIMER PISO		
	D	L	W	D	L	W	D	L	W	D	L	W
2-A	6340.2	1173.0	331.0	13991.4	3139.5	1292.0	21642.6	5106.0	2424.0	29293.8	7072.5	3438.0
2-B	12449.4	2703.0	130.0	27919.8	7234.5	553.0	43390.2	11766.0	1085.0	58860.4	16297.5	1567.0
2-C	13932.0	3060.0	27.0	31284.0	8190.0	68.0	48636.0	13320.0	90.0	65988.0	18450.0	105.0
2-D	13932.0	3060.0	0	31284.0	8190.0	0	48636.0	13320.0	0	65988.0	18450.0	0
2-E	13932.0	3060.0	0	31284.0	8190.0	6.0	48636.0	13320.0	12.0	65988.0	18450.0	15.0
2-F	13826.1	3034.5	30.0	31043.7	8121.8	40.0	48261.3	13209.1	248.0	65478.9	18296.4	425.0
2-G	7716 .9	1504.5	258.0	17115.7	4026.8	941.0	26514.5	6549.1	1765.0	35913.3	9071.4	2489.0

B) PORTICO SECUNDARIO.- ( E - E ) (CARGAS POR NIVEL)

C O L U M N A	NIVEL AZOTEA			TERCER PISO			SEGUNDO PISO			PRIMER PISO		
	D	L	W	D	L	W	D	L	W	D	L	W
E-1	8466.0	1530.0	422.0	11604.0	3330.0	863.0	11604.0	3330.0	958.0	14760.0	4020.0	988.0
E-2	13932.0	3060.0	0	17352.0	5130.0	0	17352.0	5130.0	0	17352.0	5130.0	210.0
E-3	8466.0	1530.0	422.0	10296.0	2940.0	836.0	10296.0	2940.0	958.0	14580.0	4935.0	195.0
E-4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5131 .2	714.0	583.0



CUADRO DE CARGAS POR COLUMNA (E E).

C O L U M N A	NIVEL AZOTEA			TERCER PISO			SEGUNDO PISO			PRIMER PISO		
	D	L	W	D	L	W	D	L	W	D	L	W
E-1	8468.0	1530.0	422.0	20070.0	4860.0	1285.0	31674.0	8190.0	2243.0	46434.0	12210.0	32311.0
E-2	13932.0	3060.0	0	31284.0	8190.0	0	48636.0	13320.0	0	65988.0	18450.0	210.0
E-3	8466.0	1530.0	422.0	18762.0	4470.0	1258.0	29058.0	7410.0	2216.0	43638.0	12345.0	2411.0
E-4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5131.2	714.0	583.0

VALORES DE DISEÑO :

Para el diseño de columnas se considerará el método a la rotura, considerándose, según exige el reglamento del ACI-318-63, la mayor de las siguientes cargas.

$$U = 1.5 D + 1.8 L$$

ó

$$U = 1.25 ( D + L + W )$$

Seguidamente se efectuará un análisis de reducción de resistencia de los elementos debido a la esbeltez, y se efectuarán las correcciones respectivas debidas a este efecto, en los casos que sea necesario.

Los valores de diseño de las cargas, se considerarán dentro de las limitaciones del reglamento, apliándose las reducciones -- permitidas.

Ya que se diseñará por flexocompresión, los valores obtenidos de los momentos en cada columna se utilizarán, tomándose los mayores para cada caso. Además las columnas de unión del pórtico principal con el secundario, se diseñarán a flexo-compresión biaxial.

REDUCCION POR ESBELTEZ

Según reglamento cuando  $\frac{h}{r} > 60$ ,  $R = 1$ ; tomando  $r = 3t$ :

Ya que  $h$  para cada piso es : Para el 1ª = 360, para el 2ª - y 3ª = 2.25 y para el 4ª = 2.40, tomaremos :

$$h = 260, r = 7.5 \dots \frac{h}{r} = 34.6 < 60 \quad R = 1$$

∴ No hay reducción por esbeltez en ningún caso.

VALORES DE DISEÑO (PORTICO 2 - 2)

C O L U M N A	30 x 25			40 x 25			40 x 25			40 x 25		
	NIVEL AZOTEA			TERCER PISO			SEGUNDO PISO			PRIMER PISO		
	P.SERV.	PROT.	Mu.	P.SERV.	PROT.	Mu.	P.SERV.	PROT.	Mu.	P.SERV.	PROT.	Mu.
2-A	7844.0	11621.0	3886.0	18422.9	26638.2	4580.0	29172.6	41654.9	5025.0	39804.3	56671.2	2766.0
2-B	15282.4	23539.5	3279.0	35707.3	54901.8	4798.0	56241.2	86264.1	4870.0	76724.9	117626.1	3145.0
2-C	17019.0	26406.0	2600.0	32171.0	61688.0	3611.0	62046.0	96930.0	3730.0	84543.0	132192.0	2711.0
2-D	16992.0	26406.0	3111.0	32103.0	61688.0	3551.0	61956.0	96930.0	3665.0	84438.0	132192.0	2680.0
2-E	16992.0	26406.0	3120.0	32109.0	61688.0	3548.0	61968.0	96930.0	3668.0	84453.0	132192.0	2675.0
2-F	16890.6	26200.4	3236.0	39205.5	61184.8	3575.0	61718.4	96168.3	3770.0	84200.3	131151.9	2726.0
2-G	9474.4	14283.5	6499.0	22083.5	32921.8	6758.0	34828.6	51560.1	6866.0	47473.7	70198.5	4264.0

VALORES DE DISEÑO REDUCIDOS ( PORTICO 2 - 2 )

(En Toneladas)

C Ø L U M N A	NIVEL AZOTEA		TERCER PISO		SEGUNDO PISO		PRIMER PISO	
	P.SERV.	P. ROT.	P.SERV.	P. ROT.	P.SERV.	P. ROT.	P.SERV.	P. ROT.
2 - A	7.84	11.62	18.42	26.64	26.25	37.49	31.84	45.34
2 - B	15.28	23.54	35.71	54.90	50.62	77.63	61.38	94.10
2 - C	17.02	26.41	32.17	61.69	55.84	89.24	67.63	105.75
2 - D	16.99	26.41	32.10	61.69	55.76	87.24	67.55	105.75
2 - E	16.99	26.41	32.11	61.69	55.77	87.24	67.56	105.75
2 - F	16.89	26.20	39.21	61.18	55.55	86.55	67.36	104.92
2 - G	9.48	14.28	22.08	32.92	31.35	46.40	37.98	60.70

CALCULO DE LA ARMADURA DE LAS COLUMNAS DEL PORTICO PRINCIPAL

COLUMNA 2 - A

- Tercer Piso  $\frac{e}{t} = \frac{Mu}{P_u t} = \frac{4.58}{26.64 \times 0.4} = 0.436 \quad 0.1$

Se tiene :

$b = 25 \text{ cm.}$   $g = \frac{gt}{t} = \frac{32}{40} = 0.8$

$t = 40 \text{ cm.}$

$gt. = 32 \text{ cm.}$   $K = \frac{P_u}{f_c b x t} = \frac{26.64 \times 10^3}{140 \times 25 \times 40} = 0.187$

$f'c = 140 \text{ Kg/Cm}^2$

$K \times \frac{e}{t} = 0.187 \times 0.436 = 0.082$

$P_u = 26.64 \text{ Ton.}$

$M_u = 4.58 \text{ Ton - Mt.}$

$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = 23.5$

Con estos valores se entra a las tablas del SP 17-A (Publicación Especial del ACI para diseño a rotura).

$K = 0.187$	}	UNIAXIAL CHART N° 55	$P_{tm} = 0.1$
$K \times \frac{e}{t} = 0.082$		$P_t = \frac{P_{tm}}{m} = \frac{0.1}{23.5} = 0.0043$	$0.01$
$g = 0.8$			

$\therefore P_t = 0.01 \text{ (Cuantía Mínima)}$

$A_{st} = P_t \times b \times t = 0.01 \times 40 \times 25 = 10 \text{ Cm}^2 = 4 \text{ } \varnothing \text{ } 3/4$

NECESIDAD DE CONFINAMIENTO;

Según reglamento, no se necesita hacer cuando :

$$\frac{P.\text{Servicio}}{A_g} \quad .12 f'c = .12 \times 140 = 16.8 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\frac{7844.0}{25 \times 30} = 10.45 \text{ Kg/Cm}^2 \quad 16.8 \text{ Kg/Cm}^2$$

∴ No necesita confinamiento.

- Los estribos se calcularán mediante tablas, al final del cálculo de la armadura longitudinal de columnas.

- Siguiendo el método ya empleado, se hará un cuadro con los valores para cada columna con sus respectivos resultados.

M = 23.50

COLUMNA	NIVEL	e/t	g	K	K x e/t	pt	Ast (Cm <sup>2</sup> )	∅
2 A	4P	COLUMNA	DISEÑADA	A FLEXION PURA				
	3P	0.436	0.8	0.187	0.082	0.01	10.00	4 ∅ 3/4"
	2P	0.335	0.8	0.268	0.090	0.01	10.00	4 ∅ 3/4"
	1P	0.153	0.8	0.325	0.050	0.01	10.00	4 ∅ 3/4"
2 B	4P	0.349	0.7	0.224	0.078	0.01	7.50	4 ∅ 5/8"
	3P	0.219	0.8	0.392	0.086	0.01	10.00	4 ∅ 3/4"
	2P	0.157	0.8	0.555	0.087	0.0149	14.90	4 ∅ 3/4" + 2 ∅ 5/8"
	1P	0.100	0.8	0.673	0.067	0.0230	23.00	6 ∅ 7/8"
2 C	4P	0.328	0.7	0.252	0.083	0.01	7.50	4 ∅ 5/8"
	3P	0.146	0.8	0.441	0.064	0.01	10.00	4 ∅ 3/4"
	2P	0.107	0.8	0.623	0.067	0.0149	14.90	4 ∅ 3/4" + 2 ∅ 5/8"
	1P	0.100	0.8	0.755	0.076	0.0272	27.20	6 ∅ 7/8" + 2 ∅ 5/8"
2 D	4P	0.393	0.7	0.252	0.099	0.01	7.50	4 ∅ 5/8"
	3P	0.144	0.8	0.441	0.064	0.01	10.00	4 ∅ 3/4"
	2P	0.105	0.8	0.623	0.065	0.0149	14.90	4 ∅ 3/4" + 2 ∅ 5/8"
	1P	0.100	0.8	0.755	0.076	0.0272	27.20	6 ∅ 7/8" + 2 ∅ 5/8"
2 F	4P	0.412	0.7	0.250	0.103	0.01	7.50	4 ∅ 5/8"
	3P	0.146	0.8	0.437	0.064	0.01	10.00	4 ∅ 3/4"
	2P	0.109	0.8	0.618	0.067	0.0149	14.90	4 ∅ 3/4" + 2 ∅ 5/8"
	1P	0.100	0.8	0.749	0.074	0.0264	26.40	6 ∅ 7/8" + 2 ∅ 5/8"
2 G	4P	COLUMNA	DISEÑADA	A FLEXION PURA				
	3P	0.513	0.8	0.235	0.121	0.0128	12.80	4 ∅ 3/4" + 2 ∅ 3/8"
	2P	0.370	0.8	0.331	0.122	0.0132	13.20	4 ∅ 3/4" + 2 ∅ 1/2"
	1P	0.190	0.8	0.505	0.096	0.014	14.00	4 ∅ 3/4" + 2 ∅ 1/2"

DISEÑO DE ZAPATAS

CAPITULO Nº 7



## HIPOTESIS PARA EL DISEÑO DE CIMENTACION

Para el Análisis previo del diseño de cimentación, se ha considerado las siguientes hipótesis:

- 1) Por zapatas aisladas
- 2) Por pilotaje
- 3) Por zapatas combinadas
- 4) Por platea de cimentación.

Según estudio de Suelos realizado por el Ing<sup>o</sup>Maggiolo, la carga de trabajo de la zona del proyecto es de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>. la cual se tomará como para el desarrollo de las hipótesis anteriores.

Para analizar la primera hipótesis de zapatas aisladas se debe tener en cuenta en primer lugar, que la carga de trabajo del terreno es demasiado bajo, lo que ocasionaría una superficie de zapatas tal, que las dimensiones de las zapatas adyacentes se superpondrían entre ellas, existiendo duplicidad de esfuerzos, por lo tanto el diseño de la cimentación por zapatas aisladas no se podría llevar a cabo en su totalidad.

Sobre la Segunda hipótesis es decir por pilotaje, habría que analizarla primordialmente desde el punto de vista económico, lo que a la vista salta que por el bajo número de pilotos a construirse en este proyecto no se justifica la inversión para del equipo necesario, así como del personal especializado que para estos fines se requiere; mas aún tratándose de un proyecto que se encuentra a 300 km. de Lima.

La hipótesis de platea de cimentación se ha analizado tomando en cuenta los siguientes factores:

- Ya que el área superficial del primer piso a demandado extensa, el el área de dicha platea también lo sería.
- Siendo la columna de mayor carga la que determinaría el peralte de la platea, ( para evitar la falla por punzonamiento) y ya que existe una zona que solamente tiene una planta, tendríamos en la mencionada zona un desperdicio de material.

Este tipo de solución es recomendable para edificios cuya área superficial sobre el primer piso es pequeña en relación a la altura total de la edificación.

Considero que la hipótesis de zapatas combinadas es la mas práctica y apropiada parte este tipo de edificación, por la elasticidad de diseño permitiendo de esta forma analizar individualmente los esfuerzos de cada columna y sus relaciones con las adyacentes, teniendo para los siguientes casos: 1.- Que se superpongan las superficies de dos zapatas aisladas, 2.- Que la diferencia de cargas ocasionara asentamientos diferenciales. 3.- Problemas de límite de propiedad, con la siguiente exantricidad de carga en la zapata, que ocasiona un momento de volteo en la misma y que se puede absorber mediante la unión de ésta en la adyacente. Estandose en todos estos casos en un problema cuya solución es la combinación de zapatas.

Analizando lo expuesto anteriormente las cargas y momentos en los pórticos, se ha adoptado este tipo de cimentación, cimentándose las zapatas extremas del pórtico principal.

ZAPATAS 2C - 2D y 2E

$P_u = 132.190$

$\phi_a = 0.80$

Altura mínima de la zapata.-

Usualmente la presión a carga elástica (de) admisible en el suelo se le multiplica por un factor de carga, para obtener así la presión admisible en el suelo a la carga máxima. Este factor es de 1.7 veces la presión de trabajo y que produce el mismo efecto de carga en suelo para factores de 1.5 de cargas vivas y 1.8 de cargas muertas de las columnas (o combinaciones según el A.C.I. 318-63 Sec. 1506 (a) 1. Para estar al lado de la seguridad adoptamos un factor de carga igual a 1.5 luego

$\sigma_{tu} = 0.80 \times 1.5 = 1.2 \text{ km/cm}^2.$

$P_u = 132,190 \text{ kg.}$

Columna de 25 x 40

$\phi = 7/8$

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$

$H = 60 \text{ cm.}$

$L_d = \frac{A_s f_y}{E_s \phi} \cdot \phi = 3.4 \cdot \phi \sqrt{f'_c} = 34 \times 0.85 \times 14.5 = 41.90$

$42 \leq 56 \text{ kgs/cm}^2.$

$L_d = \frac{3.879 \times 2800}{6.982 \times 42} = 37 \text{ cmt.}$

El espesor mínimo de la zapata será :

$L_d + 7.5 \text{ ctm.} = 37 + 7.5 = 44.5$

Asumiendo el peso de la zapata igual a 6% tenemos:

Peso total =

$W_t = 132,190 \times 1.06 = 140,121 \text{ kg.}$

El área requerida de la zapata será:

$A = \frac{140121}{1.2} = 116,768 \text{ cm}^2 \approx 116,800 \text{ cm}^2$   
 $\approx 117,800 \text{ cm}^2$

Criterio:

$(40 - 25) = 15$

$(350 - 335) = 15$

$350 \times 335 = 117,250 \approx 116,800 \text{ cm}^2.$

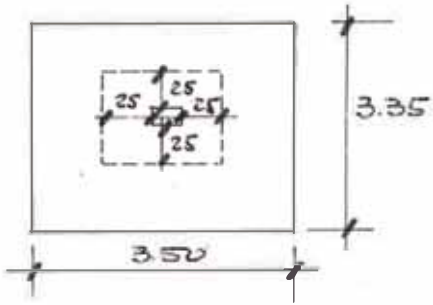
Peso de la zapata:  $w_z = 350 \times 3.35 \times 0.60 \times 2400$

$\approx 16,884 \text{ kg.}$

Reacción neta del terreno:

$\sigma_{tn} = \frac{132,190}{117,250} \text{ kg} = 1.13 \text{ kg/cm}^2.$

Verificación: El esfuerzo permisible de corte por punzonamiento está a  $d = 50 \text{ cmts.}$



Dado por la ec:

$$V_{uc} = 1.06 \phi \sqrt{f'c} = 0.88 \sqrt{210} = 14.5 \times 0.85 = 13.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\approx 12.32 \text{ kg/cm}^2.$$

La sección crítica es la mostrada en la figura Sección a b c d):  $b_0 = 2 \times (.90 \times 75 = 330 \text{ ctm.}$

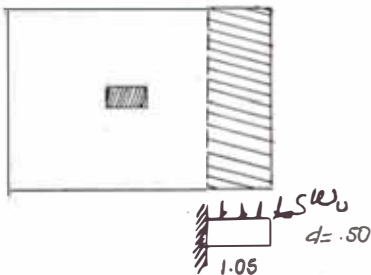
$$V_u = 1.13(3.35 \times 3.50 - .90 \times 75) = 124,865 \text{ Kg}$$

El esfuerzo de corte unitario será:

$$V_u = \frac{124,865}{330 \times 50} = 7.37$$

$$V_u = \frac{124,865}{330 \times 50} = 7.57 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

Comprobación del corte por flexión.-



$$W_u = 1.13 \times 3.35 = 378.55$$

$$V = 1.13 \times 3.35 \times 105 = 39,750$$

$$V = 39,750 \text{ Kg}$$

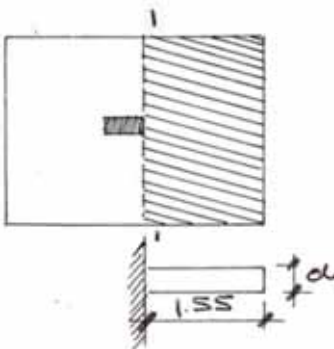
El esfuerzo de corte en este punto será de

$$V_u = \frac{V}{bd} = \frac{39,750}{3.35 \times 50} = 237 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte admisible es de

$$V_u = 0.53 \phi \sqrt{f'c} = 6.53 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

Diseño del refuerzo.-



$$M_1 = \frac{1}{2} W l^2$$

$$W = 1.13 \times 3.35 = 378.55 \text{ kg/cmt.}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} (378.55)(1.55)^2 = 4,547,332 \text{ kg/ctm.}$$

$$M_u = 45.473 \text{ t x mts.}$$

- - - Asumiendo  $a = 2 \text{ cms}$

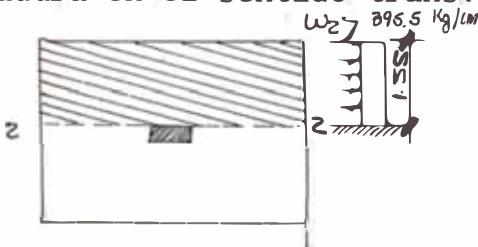
$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a)} = \frac{4,547,333.2}{0.9 \times 2800 (50-1)} = \frac{4,547,333.2}{0.9 \times 2800 \times 49}$$

Comprobación

$$a = \frac{36.83 \times 2800}{0.05 \times 210 \times 335} = 1.72 \quad A_s \text{ mín.} = 0.002 \times 335 \times 60 = 40.2 \text{ cm}^2$$

1  $\phi$  7/8

Armadura en el sentido transversal



$$w_2 = 1.13 \times 350 = 395.5 \text{ kg/cm}^2$$

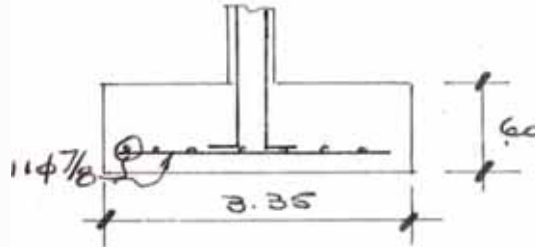
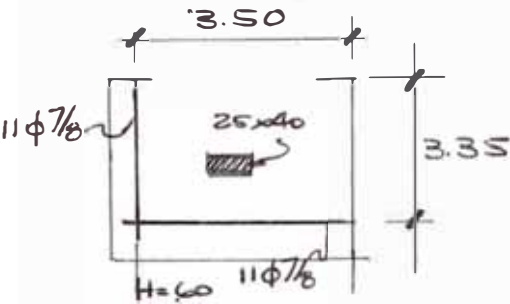
$$M_{2-2} = \frac{1}{2} W l^2$$

$$M_{2-2} = \frac{1}{2} \times 395.5(1.55)^2 = 4,750,944$$

$$a = 2$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a)} = \frac{4.750,944}{0.9 \times 2800 (50-1)} = 38.475 \text{ cm}^2 \quad 10 \text{ } \phi 7/8$$

Comprobación:  $a = \frac{38.475 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 350} = 1.72$   
 $\phi 7/8$



Chequeo por adherencia:

El esfuerzo permisible por anclaje, y con la finalidad de evitar la revisión de adherencia por fluides (1801C). SE HA IGUAL A:

$$\phi = 7/8 = A_s : 2.223 \text{ cm}^2 \quad M_u = 0.8 \times \frac{6.4 \sqrt{210}}{D} = 33.4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E_o = 6.982 \text{ cms. evitar}$$

La longitud de desarrollo es:

$$l_d = 155 - 7.5 = 147.5$$

El esfuerzo de desarrollo es:

$$M_u = \frac{A_s f_y}{l_d} =$$

$$\phi = 2.223 \text{ cm}^2$$

$$E_o = 6.982 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.879 \text{ cm}^2$$

$$M_u = 10.55 \text{ ok.}$$

Transferencia de esfuerzo en la base de la columna

El esfuerzo de compresión en la base de la columna es:

$$f_c = \frac{P}{A} = \frac{132.190}{25 \times 40} = 132.2 \text{ kg/cm}^2$$

El máximo permisible es:

$$f_{cu} = 1.9 \times 0.375 \times 210 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

O.K.

Si suponemos que las barras están en compresión al esfuerzo de desarrollo es:

$$M = 3.4 \phi \sqrt{f_c} =$$

- Ejem:  $0.002 \times b \times t = 42$

$$A_s \text{ min.} = 0.002 \times 350 \times 60 = 42 \text{ cms}^2$$

-> 11  $\phi 7/8$

Acero total

ZAPATA 1 - E

$P_u = 91,629 \text{ kg.}$   $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2.$

$\sigma_a = 0.8 \text{ kg/cm}^2$   $f_y = 2800 \text{ ''}$

$\sigma_{tu} = 0.8 \times 1.5 = 1.2 \text{ kg/cm}^2$

El espesor mínimo será determinado por la longitud de desarrollo de las varillas de la columnas. El esfuerzo de desarrollo por anclaje será :

$M_u = 3.4 \cdot \sqrt{f'c} = 4.2 \cdot 656 \text{ Kg/cm}^2$

$L_d = \frac{A_s f_y}{E_s \mu} \quad \emptyset : 7/8$

$L_d = \frac{3.879 \times 2800}{6.982 \times 42} = 37 \text{ cmt.}$

El espesor mínimo será:

$L_d + 7.5 = 37 + 7.5 = 44.5 \text{ cmt.}$

Asumiremos  $h = 60 \text{ ctms}$

Determinación del área de la zapata:

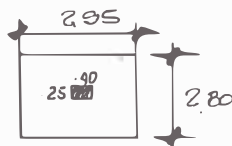
Si asumimos que el peso de la zapata es del 6% de la carga de la columna; el peso total será:

$W_t = 91,629 \times 1.06 = 97,127 \text{ kg.}$

El área requerida de la zapata será:

$A_z = \frac{97,127 \text{ kg}}{1.2 \text{ kg/cm}^2} = 80,940 \text{ cm}^2.$

Criterio:

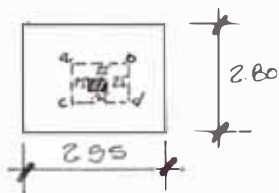


$(40-25) = (15)$   
 $290 - 275 = 15$   
 $295 \times 280 = 82,600 \text{ cm}^2.$

El peso de la zapata será:

$2.95 \times 280 \times 0.60 \times 2400 = 11,894 \text{ kg}$

Verificación del esfuerzo permisible de corte por punzonamiento:



Reacción neta del terreno:

$\frac{991,629}{82,600} = 1.11 \text{ kg/cm}^2.$

El esfuerzo de corte permisible es:

$V_{uc} = 1.06 \cdot \sqrt{f'c} = 1.06 \times 0.85 \times 14.5 = 13 \text{ kg/cm}^2.$

La sección crítica es la mostrada en la figura (a b c d):

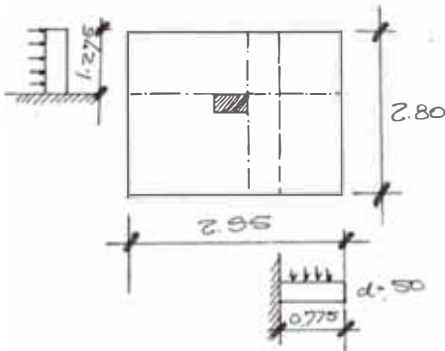
$b_o = 2 (90 + 75) = 330 \text{ ctm.}$

$V_u = 1.11 (295 \times 2.80 - 90 \times 75) = 84,194 \text{ kg/}$

El esfuerzo de corte unitario sera:

$$V_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{84194}{330 \times 50} = 5.10 \text{ kg/cm}^2.$$

Comprobación del Corte por flexión.



$$W = 1.11 \times 2.80 = 311 \text{ kg/cm.}$$

$$V = 1.11 \times 280 \times 77.5 = 24,087 \text{ kg/}$$

El esfuerzo de corte en este punto sera:

$$V_u = \frac{V}{bd} = \frac{24087}{280 \times 50} = 1.72 \text{ kg/cm}^2.$$

El corte admisible

$$V_u = 0.53 \phi f'c = 6.53 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

Diseño del esfuerzo

$$M = \frac{1}{2} W l^2$$

$$W = 1.11 \times 280 = 311 \text{ kg/cm.}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} (31,100)(1.275)^2 = 25,262 \text{ kg xmts.}$$

ASUMIENDO:

$$a = 1.5 \text{ ctm.}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d-a)} = \frac{2526200}{0.9 \times 2800 (50-0.75)} = 20.35 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{20.35 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 280} = 1.14$$

$$A_{smón} = 0.002 \times 2.80 \times 60 = 33.6 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \frac{2526200}{0.9 \times 2800 (50-0.57)}$$

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

9  $\phi 7/8$  ó 7  $\phi 1"$

Armadura en el sentido transversal.-

$$W_s = 1.275 \times 2.95 = 376 \text{ kg/cm}$$

$$M_{s-2} = \frac{1}{2} W l^2$$

$$M_{2-2} = \frac{1}{2} \times 376 \times 100 \times (1.275)^2 = 30,572 \text{ kg x mts.}$$

ASUMIENDO

$$a = 2 \text{ ctm.}$$

$$A_s = \frac{30,57200}{0.9 \times 2800 (50-1)} = 24.76 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{24.76 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 295} = 1.34 \quad \text{O.K.}$$

$$= 7 \text{ } \emptyset \text{ } 1" \text{ } \text{ó} \text{ } 9 \text{ } \emptyset \text{ } 7/8 \quad A_{\text{smín}} = 0.002 \times 295 \times 60 = 35.4 \text{ cm}^2$$

Chequeo por adherencia: El esfuerzo de adherencia y con el fin de evitar la revisión de adherencia por flexión (1801c) será

$$\emptyset \text{ } 7/8 - A_s = 2.223 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon_u = 6.982 \text{ ctm.} \quad U_u = \frac{0.8 \times 64 \sqrt{210}}{d} = 33.4 \text{ kg/cm}^2.$$

La longitud de desarrollo es: mayor)

$$L_d = 1.275 - 7.5 = 120 \text{ ctm.}$$

El esfuerzo de desarrollo es:

$$U_u = \frac{A_s f_y}{L_d \varepsilon_u} = \frac{2.223 \times 2800}{120 \times 6.982} = 10.55 \text{ kg/cm}^2.$$

Transferencia de esfuerzos- En la Base de la columna: El esfuerzo de compresión en la base de la columna es:

$$f_c = \frac{P}{A} = \frac{91629}{25 \times 40} = 91.63 \text{ kg/cm}^2.$$

El máximo permisible es:

$$f_{cu} = 1.9 \times 0.375 \times 210 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

OK.

Empalme:

$$24 \text{ } \emptyset \text{ } \text{ó} \text{ } 30 \text{ ctm. mín. } \emptyset 5/8$$

$$24 \times 2.223 = 55 \text{ ctm.}$$

Se distribuirá como si fuese zapata cuadrada.



ZAPATA 3 E

$P_u = 87,668 \text{ kg}$

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2.$

$\sigma_a = 0.8 \text{ kg/cm}^2.$

$f'y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{tu} = 0.8 \times 1.5 = 1.2 \text{ kg/cm}^2.$

Columna 25 x 40

$4 \text{ } \emptyset \text{ } 7/8 + 2 \text{ } \emptyset \text{ } 7/8$

$Ld = A_s \left( \frac{f_y}{4 \sigma_{tu}} \right)$

$\epsilon_{su} = 37 \text{ ctm.}$

Espesor mínima será:

$Ld + 7.5 = 44.5 \text{ ctm.}$

Asumiremos  $h = 60 \text{ ctms.}$

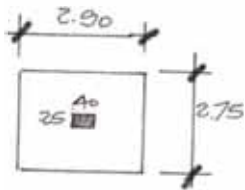
Area de la zapata. - Peso de la zapata aproximadamente del 6% de la carga columna:

$W_t = 87,668 \times 1.06 = 92,928 \text{ kgs}$

El área requerida de la zapata será:

$A = \frac{W_t}{\sigma_{tu}} = \frac{92,928 \text{ Kg}}{1.2 \text{ kg/cm}^2} = 77,440 \text{ cm}^2$

Criterio:



$(40-25) = 15$

$275 \times 290 = 79750 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ mín.} = 0.002 \times 290 \times 60 = 34.8 \text{ cm}^2. \rightarrow 9 \text{ } \emptyset \text{ } 7/8$

$A_s \text{ mín.} = 0.002 \times 275 \times 60 = 33 \text{ cm}^2. \rightarrow 9 \text{ } \emptyset \text{ } 7/8$

igual a la zapata 1 - E

ZAPATA 4 E (Anclada al Cimiento).

$P_u = 8,980 \text{ kg.}$  Columna 4 Ø 7/8  
 $t_u = 0.8 \times 15 = 1.2 \text{ kg/cm}^2.$  40 x 25.  
 $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2.$  (concreto ciclópeo) 1:8 + 30% P.G.  
 $f_y = 2800$  " Se diseñará sin esfuerzo de acuerdo al reglamento del  
 A. C. I. Art. 2307 b.

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\epsilon_o U} = \frac{3.879 \times 2800}{6.982 \times 42} = 37 \text{ ctm.}$$

$h = 60 \text{ ctms}$   $b = 50.$  ctms. ( ancho de la cimentación)

Peso de la zapata 5% de la carga total.

El Area será:

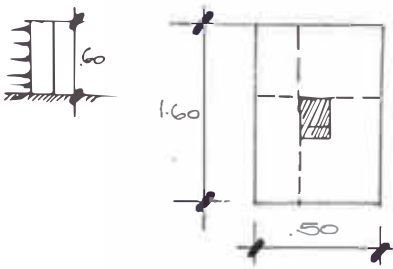
$$A = \frac{8980 \times 1.05}{1.2} = 7,858 \text{ cm}^2.$$

$$L = \frac{7858}{50} = 157 \text{ ctm.} \approx 160 \text{ ctms.}$$

Reacción neta del terreno:

$$p = \frac{8980}{50 \times 100} = 1.12 \text{ kg/cm}^2.$$

Chequeo del Peralte:



$$M = \frac{1}{2} W L^2 \quad \times \quad 100$$

$$W = 1.12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 60 \text{ ctm.} = 67.2 \text{ kg/cm}$$

$$= 6,720 \text{ kg/ml.}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 6720 \times (60) = 121 \text{ kg} \times \text{mts.}$$

La tensión admisible en esta zapata de acuerdo

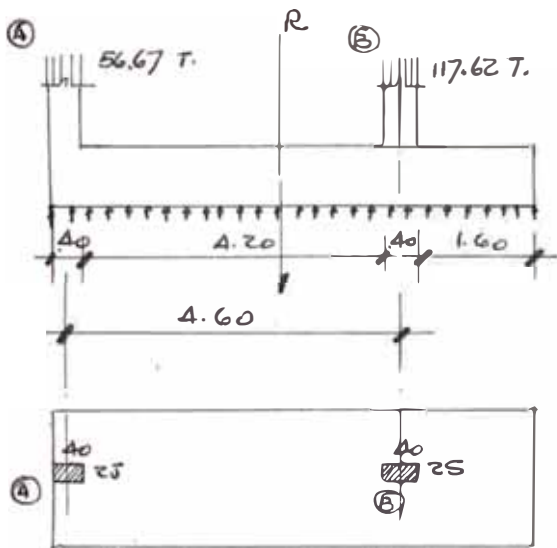
al Art. 2307 b será:

$$f_t = 0.85 \cdot f'_c = 0.85 \cdot 100$$

$$f_t = 0.85 \times 0.5 \times 10.0 = 7.68 \text{ kg/cm}^2.$$

OK  $M = \frac{1}{6} f_t b h^2$   $h = \sqrt{\frac{6 M}{f_t b}} = \sqrt{\frac{6 \times 121000}{7.65 \times 50}} = \sqrt{1,895} = 43.5 \text{ ctms.}$   
 O.K.

ZAPATA COMBINADA 2A-2B



Columna A = 40 x 25

$$P_u = 56.67 \text{ T.}$$

Columna (B) 40 x 25

$$P_B = 117.62 \text{ T.}$$

$$t = 0.8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_y = 2800 \text{ ''}$$

$$t = \underline{0.8 \times 1.5 = 1.20}$$

( presión de carga

La regla práctica

para determinar el peso de la

zapata varía entre el 6 a 15 % de la suma peso de las cargas de las columnas debido a que la resistencia del terreno es baja ( 0.8 kg/cm<sup>2</sup>. asumiremos un peso del 12% del peso total.

Luego las carga total última sera:

$$\text{Columna A} = 56.67 \text{ T.}$$

$$\text{Columna B} = \underline{117.62}$$

$$174.29 \times 1.12 = \underline{195.20} \text{ T.}$$

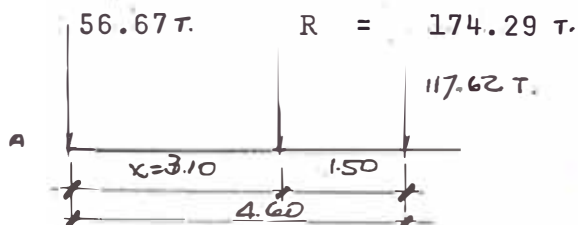
Carga Total última

$$195.200 \text{ kg.}$$

el área requerida de la zapata será

$$A = 163,000 \text{ cm}^2. \quad A = \frac{\Sigma P_u}{\sigma t} = \frac{195,200}{0.8 \times 15} = 162,666.66$$

El centroide de el área de la superficie de apoyo debe coincidir con la resultante de las cargas aplivadas en la columna. Estará ubicado a una distancia igual a 3.10 mt. de la columna exterior.



$$\Sigma M_A = 0$$

$$X = \frac{117.62 \times 4.60}{174.29} = 3.10 \text{ mts.}$$

$$X = \frac{L}{2}$$

Luego la longitud de la zapata sera

$$2 \left( 3.10 + \frac{0.40}{2} \right) = 6.60 \text{ mts.}$$

El ancho requerido será entonces de

$$b = \frac{163000}{660} = 2.47 \approx 2.50 \text{ mts.}$$

Diseño en la dirección Longitudinal

- La Presión neta última del terreno por mt/ lineal será:

$$P_{net.} = \frac{174,290}{6.60} = 26.41 \text{ Ton/M.}$$

Cálculo del esfuerzo de Corte y de Movimiento:

$$\text{Momento Máx} = V x = 0$$

$$Vx = 0 = 26.41 x - 56.67 = 0$$

$$x = \frac{56.67}{26.41} = 2.15 \text{ mts.}$$

$$x = 0.40$$

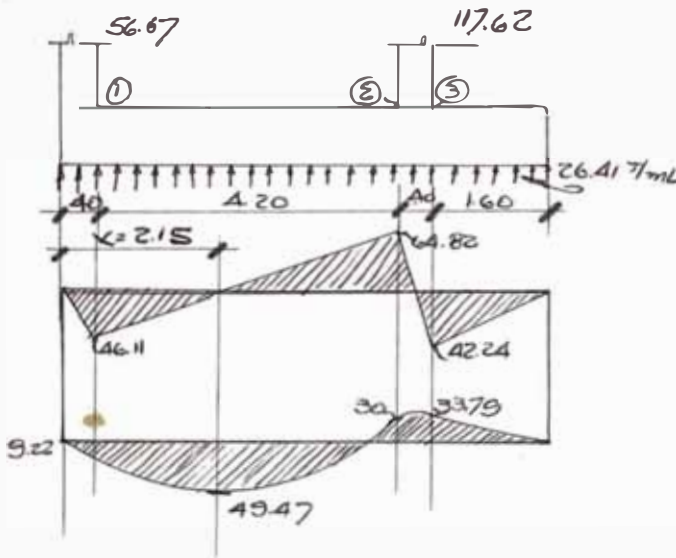
$$56.67 - 0.4 \times 26.41 = 46.11 \tau.$$

$$x = 4.60$$

$$46.11 - 4.20 \times 26.41 = -64.82 \tau.$$

$$x = 5.00$$

$$-64.82 + 117.62 - 0.4 \times 26.41 = 42.24 \tau.$$



Momento:  $x = 0.40$

$$M_{x=0.4} = \frac{1}{2} \times 46.11 \times 0.4 = 9.222 \text{ t x mts.}$$

$$x = 2.15 \text{ mts.}$$

$$M_{max} = 1 \times 46.170 \times 2.15 = 49470$$

$$x = 4.60$$

$$49470 - 1 \times 2.45 \times 64.82 = 30 \text{ tx mts.}$$

$$x = 5.00$$

$$\frac{1}{2} \times 42.24 \times 1.60 = 33.79 \text{ t x mts.}$$

Altura Mínima: Se determinará del momento máximo:

$$M_u = \phi \cdot b d^2 p f_y \left( 1 - 0.59 p \frac{f_y}{f_c} \right)$$

$$M_u = u \cdot b d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{K u b}} = \sqrt{\frac{4947000}{54.57 \times 100}} = \sqrt{9065} = 30.11 \text{ cms.}$$

$$d = 30.11 \text{ cms.}$$

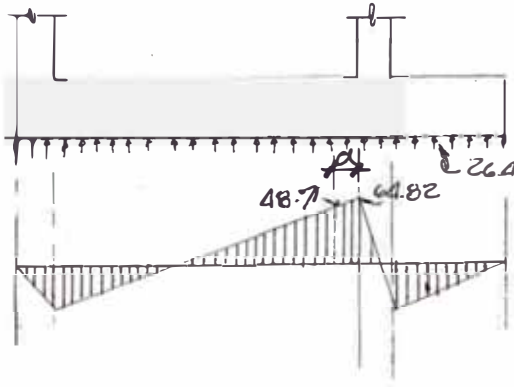
que será el peralte mínimo para resistir los esfuerzos de flexión.

digamos  $d = 70 - 7.5 = 62.5 \cdot \frac{5}{8} = 1.588$

$d = 70 - 7.5 \cdot \frac{5}{8} = 61 \text{ ctms.} \quad 1.6$

( Este incremento de la antena se hace debido a que es más económico incrementar el área de concreto y así disminuir el esfuerzo principal.

Comprobación del Corte por flexión.



Debe efectuarse a una distancia  $d = 61$  ( sección 1-2 de la cara de la columna B). ( corte máximo). El corte en esta sección es:

$V_u = 64.82 - 26.41 \times 0.61$   
 $= 64.82 - 16.11 = 48.71 \text{ Ton.}$

El esfuerzo unitario en este punto será:

$V_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{48710}{250 \times 61} = 3.194 \text{ kg/cm}^2.$

el esfuerzo permisible máximo es el mismo que en vigas:

$V_{uc} = 0.53 \cdot \sqrt{210} = 0.53 \times 0.85 \times 14.5 = 6.53 \text{ kg/cm}^2.$

∴ La sección es adecuado por corte

Comprobación por punzonamiento:

El esfuerzo permisible de corte por punzonamiento es ( A.C.I. 1707-c)

$V_{uc} = \phi \sqrt{f'c} = 0.85 \sqrt{210} = 14.5 \times 0.85 = 12.32 \text{ kg/ctm.}$

Para la columna exterior ( debido a su perimetro de la sección crítica es menor) el perímetro de la sección crítica es:



$b_o = 2 ( 40 + \frac{61}{2} ) + 25 + \frac{61}{2}$   
 $d = 61 \text{ ctms.}$

$b_o = 80 + 61 + 25 + 61 = 227 \text{ ctms.}$

El corte en este perimetro es igual a la carga de la columna menos la presión neta en el área dentro de dicho perímetro:

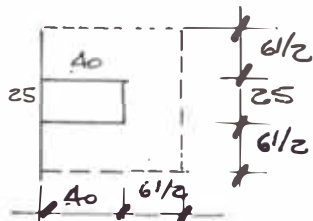
$P_u = ($

$V_u = 56,670 - 26,410 ( .86 \times 70.5 - 25 \times 40 )$

$= 56,670 - 26,410 \times 0.506$   
 $= 56,670 - 13,371 = 43,299$   
 $= 43,300 \text{ kg}$

El esfuerzo de corte nominal en este perímetro es:

$V_u = \frac{Vu}{b_o d} = \frac{43,300}{227 \times 61} = 2.56 \text{ kg/cm}^2.$   
 O.K.



Diseño del refuerzo en la cara superior

$M_{max.} = 49460 \text{ k}_o \times \text{mts.}$

$a \approx d/5$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( \frac{d-a}{2} \right)} \quad \phi = 0.90$$

asumiendo  $a = 12$  ctm.

$$d = 61 \text{ cms}$$

$$b = 250 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{4946000 \text{ kg} \cdot \text{ctm.}}{0.90 \times 2800 \left( \frac{61-6}{2} \right)} = 35.685 \text{ cm}^2.$$

Comprobación:

$$a = \frac{35.685 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 250} = 2.24$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( \frac{d-a}{2} \right)} = \frac{4946000}{0.9 \times 2800 \left( \frac{61 - \frac{2.24}{2}}{2} \right)} = 32.8485 \text{ cm}^2 \quad \text{ASUMIENDO } a = 2.5 \text{ ctm.}$$

Comprobación.

$$a = \frac{32.8485 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 250} = 2.06 \text{ ctm.}$$

$$A_s = \frac{4946000}{0.9 \times 2800 \left( \frac{61-1}{2} \right)} = 32.71 \quad \phi = 7/8$$

$$a = \frac{32.71 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 250} = 2.05 \text{ OK} \quad (34.91)$$

$$b = 2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.002 \times b t = 34.91$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.002 \times 250 \times 70 = 35 \text{ ctm.}$$

Adherencia: en 2  $V_o = 64.82 \text{ T.}$

En varillas superiores:

$$M_u = 4.5 \sqrt{210} = 29.35 \text{ kg/cm}^2 \leq 40.0 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo de adherencia actuante

$$U = \frac{V_u}{\phi \sum J_d} \quad y d = d - \frac{a}{2} = \left( 61 - \frac{a}{2} \right) = 60$$

$$U = \frac{64,820}{0.85 \times 62.84 \times 60} = 20.23 \text{ kg/cm}^2.$$

6 tambien  $\phi = 7/8$  O.K.

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\epsilon_s U} = \frac{3.879 \times 2800}{6.982 \times 29.35 \times 0.8} = 66.25 \text{ ctm, s}$$

del diagrama de corte y momento, la distancia de el punto de máximo corte momento ( a la cara de la columna (longitud de desarrollo es de:  $2.15 - 0.075 = 2.075 = 2.075 \text{ mts.}$

O.K.

Refuerzo del voladizo:  $\frac{1}{2} (42.24) (1.60) = 33.79 \text{ kg/ x}$

$A_s =$  33,800.00 *ASUMIENDO* ;  $a = 2 \text{ cmt.}$

$A_{s3} = \frac{Mu_3}{\phi f_y (d-a/2)} = \frac{33,800.00}{0.9 \times 2800 (61-1)} = \frac{33,800.00}{0.9 \times 2800 \times 60}$

$A_{s3} = 22.35 \text{ cm}^2$   
*CHEQUEO*

$a = \frac{22.35 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 250} = 1.40 \text{ cmts.}$

$A_{s3} = \frac{3380}{0.9 \times 28 \times (61-0.7)} = \frac{3380}{0.9 \times 28 \times 60.3} = 22.24 \text{ cm}^2$   
*CHEQUEO*  $= 6 \phi 7/8$

$a = \frac{22.24 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 250} = 1.4 \text{ O.K.}$

varilla inferior

$A_s \text{ mfn.}$

$\mu = \frac{6.4 \sqrt{f'c}}{\phi} \leq 56 \text{ kg/cm}^2$

$\mu = \frac{6.4 \times 14.5}{2.223 \phi 7/8} = 41.74 \text{ kg/cm}^2 \cdot 41.74 \times 0.8 = 33.39$   
(longitud de anclaje)

$Ld = \frac{A_s f_y}{\epsilon_u u} = \frac{3.879 \times 2800}{6.982 \times 41.74 \times 0.8} = 46.59 \text{ cms.}$   
*O.K.*

Diseño de la Viga Transversal bajo la columna interior. - El ancho efectivo de la zapata es:

$$b = 40 + 2 \times 20 = 40 + 40 = 80 \text{ ctm s}$$

La carga repartida será:

$$W = \frac{117,620}{2.50} = 47,048 \text{ kg/ml.}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 47,048 \times (1.125)^2 = 29,772 \text{ Tm}^2 \text{ s.}$$

$$M = 29,772 \text{ kg} \times \text{mt.}$$

$$M = 2977,200 \text{ kg} \times \text{mt.}$$

$$M = 2'977,200 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$d = 70 - 7.5 - 2.5 = 60 \text{ ctm s}$$

$$a = 1 \text{ ctm}$$

$$A_s = \frac{2'977,200}{0.9 \times 2800(60-05)} = 19.856$$

$$A_s = 20.31 \quad 6 \text{ } 7/8$$

debido a que la cuantía es pequeña no es necesario comprobar esfuerzo de compresión en el concreto.

Viga transversal de la columna exterior:

$$b = 40 + 20 = 60 \text{ ctm.}$$

$$M = \frac{1}{2} W L^2 \quad W = \frac{56,670}{2.50} \text{ kg/ml.} = 22,668 \text{ kg/ml.}$$

$$M = \frac{1}{2} (22668)(1.125)^2 = 14,345 \text{ kg} \times \text{ml.}$$

ASUMIENDO: a = 2

$$y \quad d = 61 \rightarrow A_s = \frac{1434500}{0.9 \times 2800(60.0)} = 9.4 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ } 7/8$$



ZAPATA COMBINADA 26 -2F

G = 70.20 T

F = 131.15 T.

COLUMNA (G)

(G) 40 x 25

Pu = 70.20 T.

Columna (F) 40 x 25

Pu = 131.15 T

$\sigma_t = 0.8 \text{ kg/cm}^2$ .

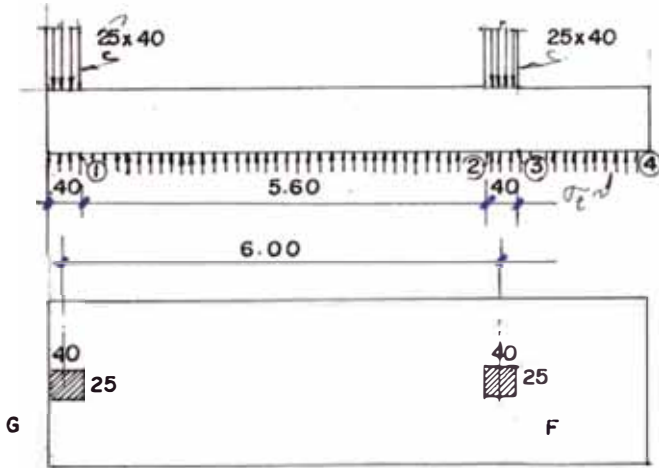
(Carga de trabajo

$\sigma_{tu} = 0.8 \times 1.5$

$\sigma_{tu} = 1.2 \text{ kg/cm}^2$ .

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

$f_y = 2800$  "



Solución

Se seguirá el mismo procedimiento descrito anteriormente:

- asumiendo en 12% el peso de la zapata:

La carga total última:

Columna G = 70.20 T

Columna F = 131.15 T.

$201.35 \times 1.12 =$

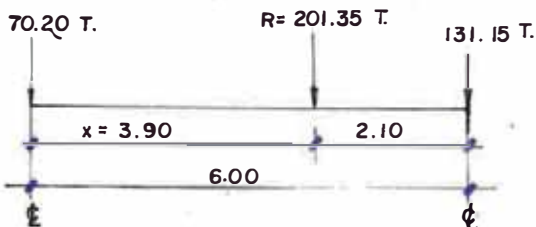
Carga total última = 225,510 kg

El área requerida de la zapata será:

$A = \frac{\sum Pu}{\sigma_{tu}} = \frac{225,510}{1.2} = 188,000 \text{ cm}^2$ .

A = 188,000 cm<sup>2</sup>.

La resultante estará ubicado a una distancia



$\sum M_G = 0$

$x = \frac{131.15 \times 600}{201.35} = 3.90 \text{ mts.}$

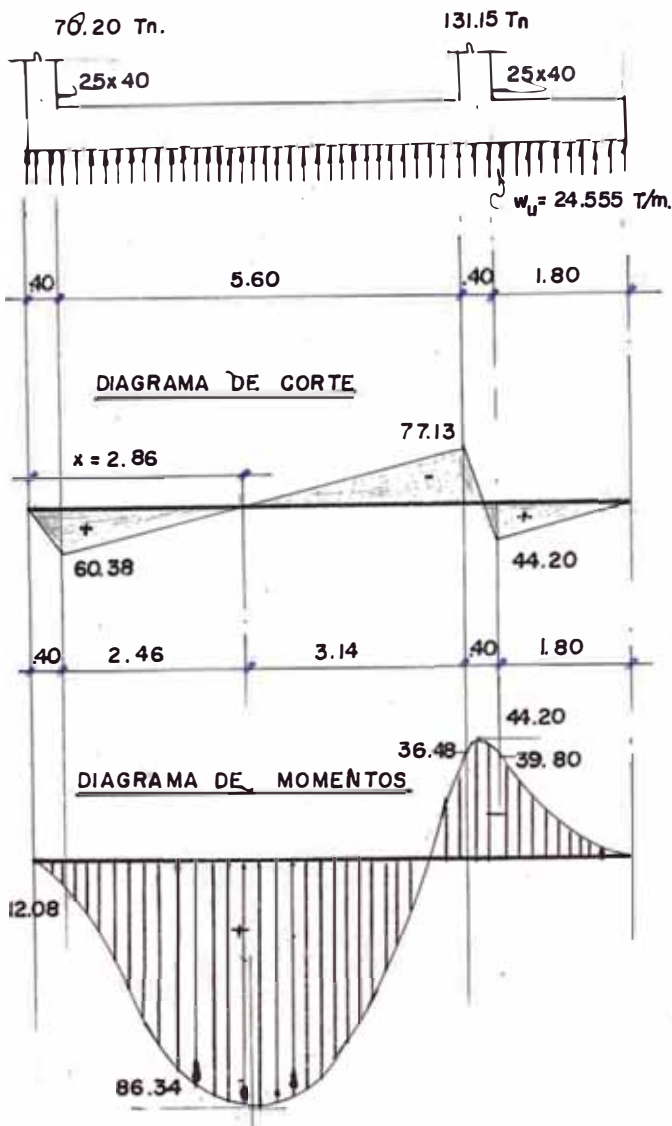
de 3.90 mts de la columna exterior (G)

La longitud de la zapata será:

$2 \left( 390 + \frac{40}{2} \right) = 820 \text{ ctms}$  y el ancho requerido será de:

$b = \frac{188,000 \text{ cm}^2}{820} = 229 \approx 230 \text{ ctms.}$

Diseño del refuerzo en la Dirección Longitudinal



La presión neta por metro lineal será:

$$P_u \text{ neta} = \frac{201,350}{8.20} = 24,555 \text{ Tl/ml.}$$

Cálculo del esfuerzo de corte y momento.-

Distancia  $x$ , donde el Momento es máximo:

$$V_x = 0 = 24.555 x - 70.20 = 0$$

$$x = \frac{70.20}{24.555} = 2.86 \text{ mts.}$$

$$x = 0.40$$

$$M_x = 70.20 - 0.4 \times 24.555 = (+)60.38$$

$$x = 6.00$$

$$V_x = 60.38 - 5.60 \times 24.555 = (-)77.13$$

$$x = 6.40$$

$$V_x = 77.13 + 131.15 - 0.4 \times 24.555 = 44.20$$

$$x = 8.20$$

$$V_x = + 44.20 - 1.8 \times 24.555 = 0$$

Momento (método de las áreas)

$$x = 0.40$$

$$M_x = \frac{1}{2} \times 0.4 \times 60.38 = 12.08 \text{ Txmts.}$$

$$x = 2.86 \times 60.38 = 86.34$$

$$x = 6.00$$

$$M_x = 86.34 - \frac{1}{2} \times 3.14 \times 77.13 = 36.98 \text{ Tx ml.}$$

$$x = 6.40$$

$$M_x = -34.75 + 0.4 \times 24.555 = 39.8 \text{ T.xmts.}$$

Altura mínima: El momento último está dado por la ecuación:

$$M_u = \phi b d^2 p f_y \left( 1 - 0.59 \frac{f_y}{f_c} \right) \quad (1)$$

$$\phi M_u = K_u b d^2$$

en donde  $K_u = \phi p f_y \left( 1 - 0.59 \frac{p f_y}{f_c} \right)$

Si  $\left. \begin{array}{l} M_u = 86,340 \text{ kgx mts.} \\ f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ P_{m\acute{a}x.} = 0.75 p_b = 0.0277 \\ b = 100 \text{ ctm.} \end{array} \right\} K_u = 54.57 \text{ kg/cm}^2$

Reemplazando en (1) y despejando  $d$  tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{K_{ub}}} = \sqrt{\frac{86\,340\,00}{54.57 \times 100}} = \sqrt{1588} = 39.85 \text{ cms.}$$

digamos  $\rightarrow d = 60 \text{ cms}$

$$\therefore d = 60 - 7.5 - \emptyset = 51 \text{ cms.}$$

Chequeo del corte por flexión.- El chequeo debe efectuarse a una distancia  $d = 51 \text{ cms.}$  (Sección 1-2).

de la cara de la columna donde se presenta el corte máximo. El corte en esta sección es:

$$V_d = 77.13 - 24.555 \times 0.51 = 64.61 \text{ Ton.}$$

El esfuerzo unitario en este punto sera:

$$v_u = \frac{64\,610}{230 \times 51} = 5.51 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo permisible del concreto es el mismo que en vigas:

$$V_{uc} = 0.53 \emptyset \sqrt{f'_c} = 0.53 \times 0.85 \times 14.5 = 6.53 \text{ kg/cm}^2.$$

$\therefore$  es adecuado por corte.

Chequeo por punzonamiento.- El esfuerzo de corte permisible, según el A.C.I 1707-c es por punzonamiento:

$$V_{uc} = \emptyset \sqrt{f'_c} = 0.85 \sqrt{210} = 12.32 \text{ kg/cm}^2$$

La zona más crítica se presentará en la columna exterior por tener un perímetro  $b_o$  menor que la columna interior, a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna:

$$d = 51$$

$$b_o = 2 \left( 40 + \frac{51}{2} \right) + 25 + 51 = 207 \text{ cms.}$$

El corte en este perímetro será:

$$V_u = 70,200 - 24,555(0.76 \times 655 - 0.25 \times 40)$$

$$V_u = 60,432 \text{ kg.}$$

El esfuerzo de corte nominal en este perímetro es:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} = \frac{60\,432}{207 \times 51} = 5.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$\emptyset.K //$ .

Diseño del Refuerzo en la cara superior:

$$M_{\text{máx.}} = 86,340 \text{ kg/x mts.}$$

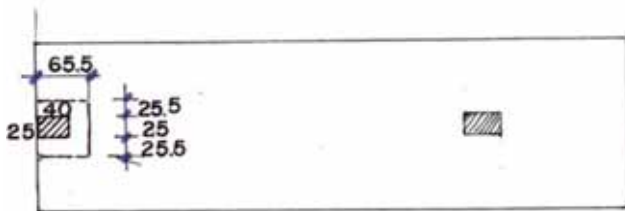
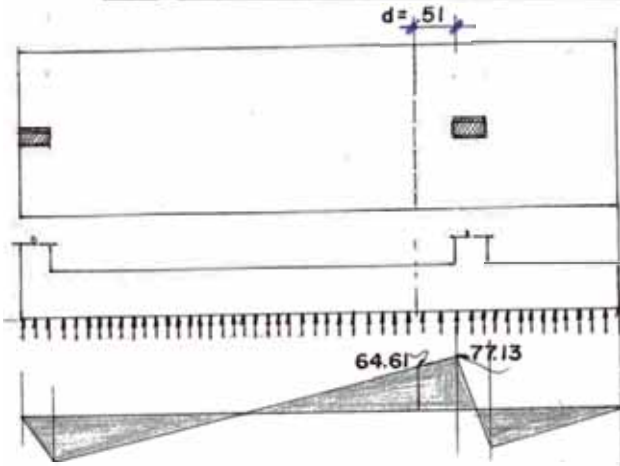
$$a \approx d/5 = 10 \text{ cms}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset f_y (d-a)}$$

$$\emptyset = 0.90$$

$$d = 51$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$



asumiendo  $d = 10$  ctm.

$$A_s = \frac{8634000 \text{ Kg x cts.}}{0.90 \times 2800(51-5) \frac{\text{Kg cts.}}{\text{cm}^2}} = 74.48 \text{ cm}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c x b} = \frac{74.48 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 230} = 5 \text{ cms.}$$

asumiendo  $a = 5$  cms.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = 70.64 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 1''$$

Comprobación:

$$a = \frac{70.64 \times 2800}{0.9 \times 210 \times 230} = 4.5 \approx 5 \text{ cms. OK}$$

$$A_s \text{ mín.} = 0.002 \times b \times t = 0.002 \times 60 \times 230 = 27.60 \text{ cm}^2$$

Adherencia: En dos varillas superiores: El esfuerzo máximo está dado por:

$$\mu_u = \frac{4.5 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{4.5 \sqrt{210}}{2.540 \sim \phi 1''} = 25.70 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de adherencia actuante será de:

$$\phi 1'' \quad \mu_u = \frac{V_u}{\phi \sum_s J_d} = \frac{77130}{0.85 \times 111.7 \times 46.40} = 17.51 \left. \begin{array}{l} J_d = (d - \frac{a}{2}) = 51 - 4.6 \\ J_d = 46.40 \\ \text{Kg/ferri}^2 \text{ OK.} \end{array} \right\}$$

$$D = 2.540$$

$\epsilon_s = 11170$  La longitud de desarrollo es:

$$14 \phi 1'' \quad l_d = \frac{A_s f_y}{\sum_s \mu \times 0.8} = \frac{5.067 \times 2800}{7.980 \times 25.70 \times 0.8} = 86.47 \text{ ctm.}$$

De el diagrama de corte y momento, la distancia de el punto máximo a el extremo izquierdo es de  $286 - 7.5 = 278.5$  ctm. O.K. #

Refuerzo del Voladizo  $x = 6.40$

$$\text{Momento} = 39800 \text{ kg x mts.}$$

ASUMIENDO  $a = 2.00$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a)} = \frac{3980000}{0.9 \times 2800(51-1)} = 31.59 \text{ cm}^2 \quad 8 \phi \text{ } 7/8''$$

CHEQUEO:  $a = \frac{31.59 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 230} = 2.15 \text{ O.K. #}$

Chequeo: Varillas inferiores:  $A_s \text{ mín.} = 27.60 \text{ cm}^2$

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

$$\mu = \frac{6.4 \times 210}{2.228} = 41.74 \text{ kg/ferri}^2$$

$$l_d = \frac{A_s f_y}{\sum_s \mu \times 0.8} = \frac{3.879 \times 2800}{6.982 \times 41.74 \times 0.8} = 46.59 \text{ ctm.}$$

O.K.

Diseño de la Viga Transversal Bajo de la Columna Interior.

$$b = 40 + 2 \times 20 = 80$$

La carga repartida será

$$W_u = \frac{131\,150}{2.30} = 57,022 \text{ kg/ml.}$$

$$M = \frac{1}{2} (57,022)(1.025)^2 = 29,954 \text{ Kg x mt.}$$

$a = 1 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{2995400}{0.9 \times 2800(60-0.5)} = 20.0 \text{ cm}^2.$$

CHEQUEO:

$$a = \frac{20 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 80} = 3.5$$

$$a = 3.5 \text{ ctm. (.)}$$

$$A_s = \frac{2'995,400}{0.9 \times 2800(60-3.5)} = 20.41 \text{ ctm}^2.$$

CHEQUEO:

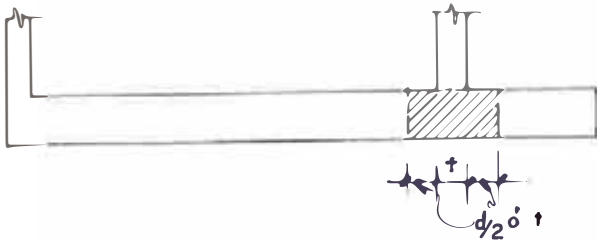
$$a = \frac{20.41 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 80} = 4 \text{ ctm.}$$

$$a = 4 \text{ ctm:}$$

$$A_s = \frac{2995400}{0.9 \times 2800(60-2)} = 20.5 \text{ ctm}$$

CHEQUEO:  $6 \emptyset 7/8$

$$a = \frac{20.5 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 80} = 4 \text{ cm OK.}$$



debido a que la cuantía es pequeña no es necesario comprobar esfuerzo de compresión en el concreto.

Viga Transversal de la Columna Exterior.

$$b = 40 + 20 = 60 \text{ ctm}$$

$$W = \frac{70200}{2.30} = 30,522 \text{ kg/ml.}$$

$$M = \frac{1}{2} Wl^2 = \frac{1}{2} (30522)(1.025)^2 = 16,033. \text{ Kg x mt.}$$

$$d = 60 \text{ ctms}$$

$$A_s = \frac{1603300}{0.9 \times 2800(60-1)} = 10.78 \text{ cm}^2.$$

ASUMIENDO:  $a = 2 \text{ ctm}$

CHEQUEO:

$$a = \frac{10.78 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 60} = 2.82 \text{ cm}^2.$$

ASUMIENDO:  $a = 2.8$

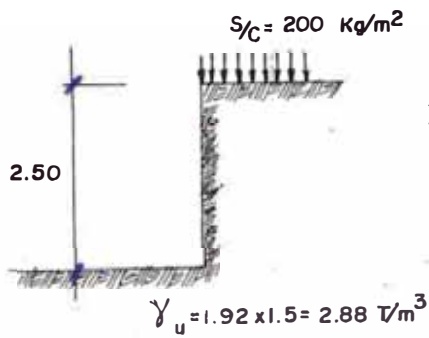
$$A_s = \frac{16033\,00}{0.9 \times 2800(60-1)} = 10.78 \text{ cm}^2. \quad \leftarrow 3 \emptyset 7/8.$$

CHEQUEO:

$$a = \frac{10.85 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 60} = 2.84 \text{ cm. OK.}$$

**DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN**

**CAPITULO N° 8**



Características Generales.

Si consideramos al terreno de arena muy permeables tenemos:

$\gamma =$  peso específico = 1.92 T/M<sup>3</sup>.

$\phi = 30^\circ$  ( angulo de rozamiento).

$f'c = 0.5$  (coeficiente de rozamiento con el concreto.

$f_s = 0.62$  (coeficiente de rozamiento suelo a suelo).

$\sigma_t = 0.8$  kg/cm<sup>2</sup>. ( resistencia del terreno en condiciones de carga de trabajo. Para rotura:

$\sigma_{tu} = 0.8 \times 1.7 = 1.36$  Kg/cm<sup>2</sup>.

$K_a = 0.333$  ( Coef. de empuje activo);  $K_{au} = 0.44$

$f_y = 2800$  Kg/cm<sup>2</sup>

$f'c = 210$  "

S/C = 200 kg/m<sup>2</sup> S/C de rotura = 200 x 1.8 = 360 kg/m<sup>2</sup>.

Diseño del Muro.- Adoptaremos un espesor de 25 ctms. en la parte superior ( por razones constructivas. El espesor de la base varía aproximadamente entre el 7% y 10% de la altura total. Si, ademas consideramos que la profundidad de la zapata sea de 40 ctms. tenemos: (7%)

$290 \times 0.007 = 20.3$  ctms. digamos 25 ctms. el espesor uniforme de el muro.

La presión en la base del muro es de:

$p_b = K_a \gamma ( h + h' )$

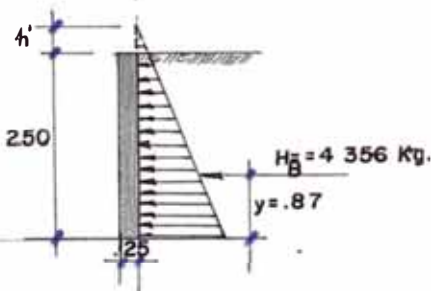
La resultante  $H_B$  será igual a:

$H_B = \frac{1}{2} K_a \gamma_u h ( h + 2 h' )$  (1)

$h' = \frac{360}{2.88} = 0.125$ , mts.

Reemplazando valores: EN 1:

$H_B = 4,356$  kg.



La resultante estará ubicado a una distancia

$y = \frac{1}{3} \frac{(h^2 + 3 h h')}{( h + 2 h' )} = \frac{1}{3} \frac{( 2.5 )^2 + 3 \times 2.5 \times 0.125}{( 2.5 + 2 \times 0.125 )}$

$y = 0.87$  mts.

El momento actuante sobre la base del muro será de:

$M_w = H_B \times Y = 4356 \times 0.87$

$M_w = 3790$  kg x mts.

Si se toma un metro de ancho, y diseñamos el muro para una cuantía

$$p = 0.18 \frac{f'c}{F y} \quad (\text{conservadora, menor que } 0.75 pb) \text{ tenemos:}$$

El momento último:

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

$$p = \frac{0.18 \times 210}{2800} = \quad Ku = \phi f'c q (1 - 0.59q) = 0.145 f'c$$

$$ku = 30.45 \text{ kg/cm}^2.$$

$$Mu = Ku b d^2 \quad b = 100 \text{ ctm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{kub}} = \sqrt{\frac{3790 \times 100}{30.45 \times 100}} = 11.16 \text{ ctms.}$$

OK./

Luego el espesor total será:

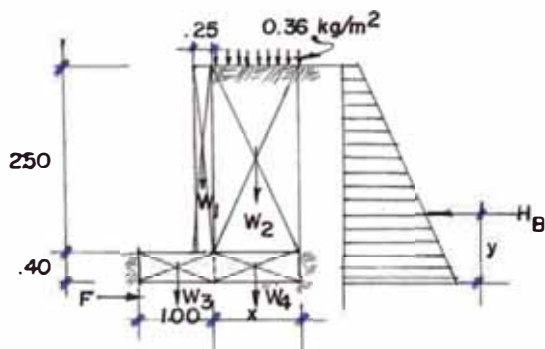
$$t = d + 5 \text{ ctm (recubrimiento) } + \phi / 2$$

$$(\text{1808 a A.CI}).$$

$$t = 11.16 + 5 + 1.2 = 17.36 \approx 25$$

$$d = 25 - 5 - 1.2 = 18.8 \text{ ctm s. } \checkmark$$

Dimensionamiento del Talón de la Base:



La longitud de la zapata es de aproximadamente  $L = 0.46 h$

$$L = 0.46 \times 290 = 1.35$$

digamos  $\approx 1.80 \text{ m}^2$ .

$$H_B = \frac{1}{2} \times 0.44 \times 2.88 \times 2.90(2.90+25)$$

$$= 5,788 \text{ Kg.}$$

$$Y = \frac{1}{3} \times \left[ \frac{(2.90)^2 + 3 \times 2.90 \times 125}{(2.90 + 2 \times 125)} \right]$$

$$Y = 1.00 \text{ mt.}$$

Siguiendo el criterio del Prof. Ferguson, asumiremos una longitud de  $X$  para el talón'

Para la punta asumiremos  $.75 + 25 = 1.00 \text{ mt.}$



$$\sum H_B \text{ Hor.} = 5.788 \text{ kg (VER CUADRO N° 1)}$$

$$F_H = 0 \text{ Coef. de fricción } \times \sum W = F \text{ Horiz.}$$

$$\text{Coef. de fricción} = 0.62 \text{ ( Suelo a Suelo )}.$$

$$0.62 ( 9 x + 3.69 ) = 5.788.$$

$$x = \frac{5.788 - 0.62 \times 3.69}{0.62 \times 9} = 0.627 \text{ mts.}$$

$$\text{digamos } x = 65 \text{ ctms}$$

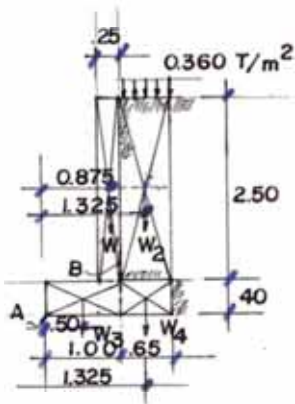
Con ésta longitud se impide el deslizamiento en el plano de contacto pero no el de la falla.

Esta debe chequearse.

CUADRO N° 1

CARGAS			
$W_2$	$(0.360 + 2.88 \times 2.50) X$	$7.56 X$	
$W_1$	$1.5 \times (.25)(2.50)(2.40)$		2.25
$W_3$	$1.5 \times 0.4 \times 1.00 \times 2.40$ asumido		1.44
$W_4$	$1.5 \times 0.4 \times X \times 2.40$	$1.44 X$	
		$9.00 X$	3.69

Longitud del pie de la base.- Esta debe ser lo suficiente de tal manera que en el extremo del pie (presión máxima) no exceda de la presión de rotura. ( 1.36 kg/ cm<sup>2</sup> )



$$\sum M_A = 0$$

CARGA		FUERZA TON.	BRAZO MT.	M <sub>R</sub> T x mt
W <sub>2</sub>	7.56 x .65	4.914	1.325	6.511
W <sub>2</sub>		2.250	.875	1.970
W <sub>3</sub>		1.44	0.50	0.72
W <sub>4</sub>	1.44 x .65	0.936	1.325	1.24
$\Sigma$		9.54		10.44
H <sub>B</sub>		5.788	- 1.00	- 5.788

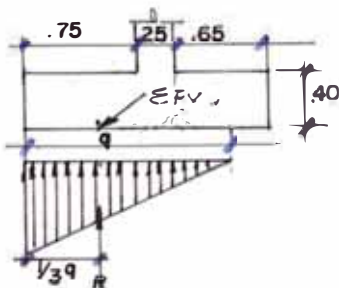
La resultante estará ubicada a una distancia

$$X = \frac{\sum M_A}{\sum FV} = \frac{10.44 - 5.788}{9.54} = 0.49 \text{ mt.}$$

de (A)

y a 0.51 de B

Como el suelo no puede soportar una reacción concentrada, ésta debe estar distribuido a lo largo de una distancia q :



$$\frac{1}{2} \times 1.36 \times q \times 100 = F_u = 9540$$

$$q = \frac{2 \times 9540}{1.36 \times 100} = 140 \text{ ctm s}$$

y estará ubicada a q/3 :

$$q/3 = 47 \text{ del apoyo A ó}$$

a 28.00 de la cara del muro.

Asumiremos igual a 80 ctms. la longitud del talón.

La presión sobre el suelo se determinará posteriormente en condiciones de servicio.

### Diseño del Talón:

Las fuerzas que actúan son las indicadas en la fig.

La reacción de sustentación hacia arriba viene de la tensión

en el acero de la losa vertical. Es por eso que se considera a  $L' = 65 + 6 = 71$  ctms. de longitud. El momento en este punto es de:

$$M = \frac{1}{2} WL^2 = \frac{1}{2} (5.850) (.71)^2 = 1.4745 \text{ T x mts.}$$

Refuerzo Principal.- Asumiendo  $a = 4$  ctms:  
 $t = 40$  ctms..  
 $d = 34$  ctms.  
 $b = 100$  ctms.

$$A_s = \frac{147450 \text{ kg x ctms.}}{0.9 \times 2800 (31-2)}$$

$$A_s = 1.83 \text{ ctm.}$$

Comprobación  $a = \frac{1.83 \times 2800}{0.9 \times 210(100)} = 0.3 \text{ ctm s.}$

$$a = 0.3$$

Recalculando:

$$A_s = \frac{147450 \text{ kg x ctms}}{0.9 \times 2800 (34-0.15)} = 1.73 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_s \text{ mín.} = 0.002 \times 100 \times 40 = 8 \text{ cm}^2 \sim \emptyset 5/8 \text{ (a) } 25$$

Chequeo por Corte.- La sección crítica se produce en la cara superior.

$$V_u = 5.859 \times 0.65 = 3.8 \text{ T} = 3800 \text{ kg}$$

El esfuerzo permisible es de:

$$V_c = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sin estribos)}$$

El peralte por corte será:

$$d = \frac{V_u}{b \times V_c} = \frac{3800}{100 \times 6.53} = 5.82 < 34 \text{ ctm.}$$

OK.

Longitud de desarrollo.-

El esfuerzo permisible en este caso es:

$$\mu_p = 0.8 \times 0.85 \times \frac{4.5 \sqrt{210}}{1.588} = \emptyset 5/8 = 27.94 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo por desarrollarse:

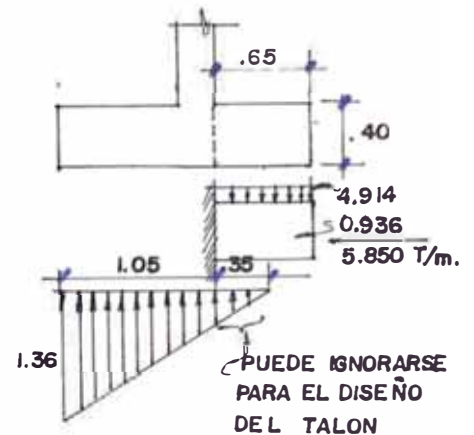
$$f_s = \emptyset f_y = 0.9 \times 2800 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

La longitud de desarrollo requerido es de:

$$L_d = \frac{A_s f_s}{\mu \epsilon} = \frac{1.98 \times 2520}{27.94 \times 1.99} = 35.8 \text{ ctm.}$$

Se dispone de  $65 - 7.5 = 57.50$  ctm.

O.K.



Anclaje:  $M_p = 0.85 \times \frac{4.5 \sqrt{210}}{1.588} = 34.93$

$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$

$L_d = \frac{1.98 \times 2520}{34.93 \times 4.99} = 29 \text{ ctm.}$

ó 34 cm (mín) ó 24 =  $24 \times 1.588 = 38$  usaremos

40 ctm. del punto B

Diseño del pie.-  $d = 31 \text{ cms}$   $W = 1.5 \times 40 \times 2.4 = 1.152 \text{ T/ml.}$

La resultante estará ubicada a una distancia de  $80 - 28.00 = 52.00$  ctms.

del extremo A. (ver pag.5)

o sea que la zona comprimida se extiende hasta  $3 \times 52$

$= 156 \text{ ctm.}$

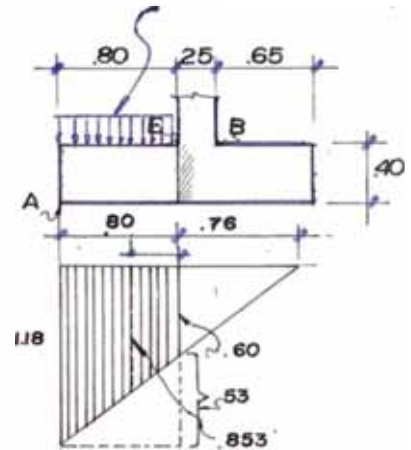
Luego la presión máxima será igual

a:  $\frac{1}{2} \times 156 \times 100 \times p_a = 9540$

$p_a = \frac{9540 \times 2}{156 \times 100} = 1.18 \text{ kg/cm}^2.$

La presión en E será ( por proporciones):

$p_E = \frac{1.18 \times 76}{156} = 0.60 \text{ kg/cm}^2.$  y a una distancia igual a  $d$  de la cara E:  $p_d = \frac{1.18 \times 107}{156} = 0.823 \text{ kg/cm}^2$



Chequeo de  $d$ :

$M_E = (1.18 \times 80 \times \frac{80}{2}) - \frac{1}{2} (.80 \times 58) \frac{1}{3} (80) - \frac{1}{2} (.80 \times 1152)$

$M_E = 3776 - 618.67 - 461 = 2700 \text{ kg/mt.}$

para  $p = \frac{0.18 f_c}{f_y}$

$d = \sqrt{\frac{M}{K_u b}} = \sqrt{\frac{270000}{30.45 \times 100}}$

$K_u = 30.45 \text{ kg/cm}^2.$

$d = 9.42 \text{ ctm.} < 31$

O.K. //

Corte a una distancia  $d$  :

$d = 0.31 = 1.18 (80 - 31) - \frac{1}{2} (.80 - 31)(0.823)$

$- 1152 (.80 - 0.31) = 5211 \text{ kg.}$

$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 6.53 \text{ kg/cm}^2.$

$$d = \frac{V_u}{v_{ub}} = \frac{5211}{6.53 \times 100} = 8 \text{ ctm.}$$

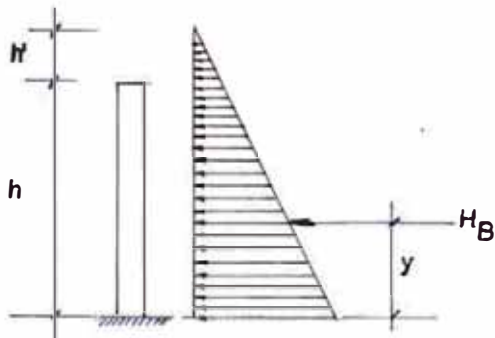
OK //

$$A_s \text{ mín.} = 8 \text{ cm}^2. \rightarrow \emptyset 5/8 @ .20 \quad \emptyset 1/2 \text{ a}$$

Ancłaje 40 ctm. ( 24  $\emptyset$  )

Refuerzo Principal en el Muro

DISTANCIA A DEZ LECHO SUPERIOR	$H_B$ (T.N.)	$Y$ (mts)	$M$ (T. mts)	PERALTE (CTMS)	$A_s$ neces. en $\text{cm}^2/\text{ML}$ .
0	0	0	0	19	0
1.00	0.792	0.366	0.2903	19	0.61
1.50	1.6632	0.5357	0.8909	19	1.885
2.00	2.851	0.7036	2.006	19	4.8
2.50	4.356	0.8712	3.795	19	8.25



$$H_B = \frac{1}{2} K_a h (h + 2h')$$

$$Y = \frac{1}{3} \frac{(h^2 + 3hh')}{h + 2h'}$$

$$K_a = 0.44$$

$$\gamma = 2.88$$

$$h' = 0.125 \text{ mts.}$$

$$H_B = 0.6336h (h + .25)$$

$$Y = \frac{1}{3} \left( \frac{h^2 + 0.375h}{h + 0.25} \right)$$

Con  $h = 2.50$  se obtiene ( de tabla

$$H_B = 4.356 \quad Y = 0.8712$$

$$A_s = 8.25 \text{ cm}^2.$$

Que equivale a  $\emptyset 1/2 @ .15 \rightarrow A_s' = 8.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

El momento resistente para  $A_s = 8.47$  será:

$$M_u = \emptyset A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2.47 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 100} = 1.33 \text{ ctms.}$$

$$M_u = 0.9 \times 8.47 \times 2800 \left( 19 - \frac{1.33}{2} \right) = 391365 \text{ kgxctm.}$$

$$M_u = 3913.65 \text{ kg x mt.}$$

Este momento se divide en 4 partes iguales

$$\begin{aligned} \mu &= 3913.65 & A_S &= 8.47 & \emptyset & 1/2 @ .15 \\ \frac{3}{4} \mu &= 2935 & A_S &= 6.35 & \emptyset & 1/2 @ 15 \text{ y } \emptyset 1/2 @ 30 \\ & & & & & \text{Alternado.} \\ \frac{1}{2} \mu &= 1957 & A_S &= 4.235 & \emptyset & 1/2 @ 30 \text{ ctm} \\ \frac{1}{4} \mu &= 978 & A_S &= 2.1175 & \emptyset & 1/2 @ 45 \text{ ct} \end{aligned}$$

Para cortar las varillas, estas deben prolongarse una distancia igual a  $d$  ó  $12 \emptyset$  ( se toma el mayor) según el A.C.I 918-b.

$$d = 19 \quad 12 \emptyset = 12 \times 1.207 = 14.4 \text{ ctm.}$$

se prolongará 20 ctm. del punto de inflexión.  
(Ver diagrama)

### Diseño del Bloque de engranaje

La fuerza que tiende a producir el deslizamiento es de:

$$H = 5.788 \text{ Ton'}$$

El area que resiste a esta fuerza es la superficie mostrada en la figura (abcdef). El coeficiente para el empuje pasivo se calculará mediante la fórmula aproximada:

$$K_p = \frac{2}{3} \times \frac{1}{K_a} = \frac{2}{3} \times \frac{1}{1.73} = 2$$

El empuje pasivo total por metro de muro es:

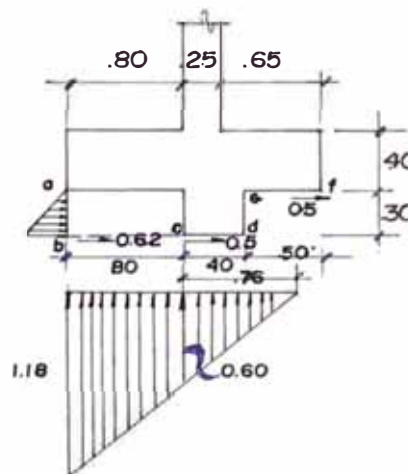
$$H_p = \frac{1}{2} K_p \times \gamma \times h^2 = \frac{1}{2} \times 2 \times 1.92 \times (0.3)^2 = 1.728 \text{ kg}$$

Fricción bc  $\frac{1}{2} \frac{(1.18 + 0.60)(80) \times 100 \times 0.62}{1000} = 4.4144 \text{ T.}$

Resto. bcdef :  $\frac{1}{2} \frac{0.60 \times 76 \times 100 \times 0.50}{1000} = \frac{1.230}{7.372} \text{ T.}$

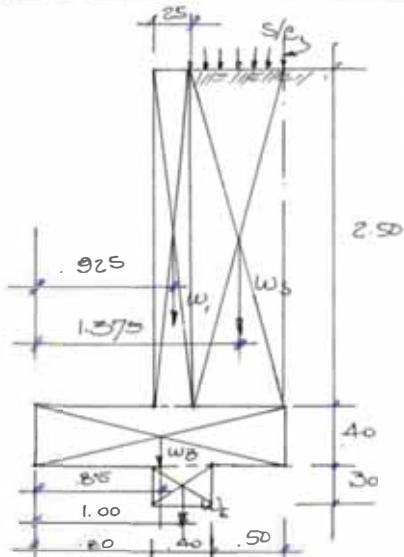
la resistencia total al deslizamiento:

$$R_t = \frac{7372.4}{5788} = 1.27$$



... 27% mayor que la necesaria. Se puede disminuir el ancho ( 40 ) del bloque.

Presiones sobre el Suelo en Condiciones de Servicio



CARGAS	FUERZA	BRAZO	
$W_1 = 25 \times 2.50 \times 1.92$	1.20	.925	1.11
$W_2 = 0.2 (1.92 \times 2.50) \cdot 65$	3.25	1.375	4.465
$W_3 = 40 \times 1.70 \times 2.40$	1.632	.85	1.387
$W_4 = 40 \times 30 \times 2.40$	0.288	1.00	0.288
	6.370		7.254
$H_B = 2138$	2138	- 0.864	- 1,847

$$H_B = \frac{1}{2} k_a \gamma h (h + 2h')$$

$$K_a = 0.33$$

$$\gamma = 1.92$$

$$Y = \frac{1}{3} \left( \frac{h^2 + 3h h'}{h + 2 h'} \right)$$

$$h' = \frac{200}{1.92} = 0.10$$

$$h = 2.50$$

Reemplazando valores:

$$H_B = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 1.92 \times 2.50 (2.50 + 0.2) = 2,138 \text{ kg.}$$

$$Y = \frac{1}{3} \left( \frac{2.5^2 + 3 \times 2.5 \times 0.1}{2.5 + 0.2} \right) = 0.864$$

Resultante está a una distancia = a :

$$X = \frac{\sum MA}{\sum Fv} = 0.85$$

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{1.70}{2} - 0.85 = 0$$

Presion Máxima:  $0.8 \times \frac{\sum Fv}{3 \times} = \frac{0.8 \times 6,370}{3 \times 85 \times 100} = 0.20 \text{ kg/cm}^2$

El terreno resiste  $\sigma_{\text{máx}} = 0.20 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK.}$

$$\sigma_t = 0.80 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

Dowels : Como el refuerzo vertical del muro no puede colocarse en su sitio cuando se está colocando la base del concreto, es costumbre dejar espigas o Dowels, en la base con una area igual a la del acero del muro. (  $\emptyset 1/2$  ).

Estos deben tener la longitud completa para empalme y la necesaria para anclaje dentro de la base. La longitud de anclaje dentro de la base es entonces:

$$L'' = \frac{f_y A_s}{4u} = \frac{2800 \times A_s^2}{4 \times 6.4 \sqrt{f'c}} = \frac{2800 A_s \times A_s^2}{4 \times 6.4 \times \sqrt{210}}$$

$$L'' = 7.54 A_s^2 \quad \emptyset 1/2 =$$

$$L'' = 12 \text{ ctm. digamos } 30 \text{ ctms. } //$$



El empalme de las espigas con el acero del muro tambien deben traslaparse  $L''$  pero para los empalmes el ART. 805 A.C.I requiere (1) el uso del 0.75 del esfuerzo permisible de adherencia que significa 1.33 veces la longitud (2)

Un aumento del 20% en la longitud para obtener espacios menores de 12  $\emptyset$  y (3), a menos de que los empalmes estén alternados aumentar más la longitud o poner amarras:

Luego para los empalmes  $\emptyset 1/2''$

$$L'' = 7.54 A_s^2 \times 1.33 \times 1.2$$
$$= 12 A_s^2 = 20 \text{ ctm. } \leftarrow = 12 A_s^2$$





DISEÑO DEL ASCENSOR

CAPITULO Nº9

Diseño de Las Placas del Ascensor y de La Escalera.

Metrado de Cargas ( Cargas Ultimas ).

PLACA N° 1

Peso Propio  $17.20 \times 0.25 \times ( 3.15 ) \times 2400 \times 1.5 = 48762 \text{ Kg.}$

Cargas Recibidas en c/Nivel debido a los Aligerados y Vigas ( Metrado de Cargas incluyendo el factor de cargas).

Carga muerta  $7176 \times 1.5 = 10764$

Carga Viva  $2090 \times 1.8 = 3762$

14, 526

Carga total por los 4 pisos:

$14,526 \times 4 = 58104 \text{ kg.}$

Escalera: Por tramo típico 5310 (Ver escalera)

$\frac{5310}{2} \times 4 \text{ (Tramo Típico)} = 10620 \text{ kg.}$

Descanso Escalera  $\frac{3253}{2} \times 4 \text{ (Tramo Típico)} = 6508 \text{ kg.}$

Tanque Elevado:

Loza ( Tapa y Fondo)

$( 0.15 + 0.10 )( 2.50 \times 1.30 )(2400) \times 1.5 = 2925$

Peso del agua.

$1.30 \times 2.50 \times 1000 \times 1.5 = 4875$

Paredes transversales del tanque elevado.

$1.30 \times 2.50 \times 0.15 \times 1.5 \times 2400 \times 2 = 3510$

Sobre carga.

$100 \times 2.5 \times 1.30 \times 1.8 = 585$

11895  
2

5948

Carga por metro lineal.

129942

$\frac{129942}{3.15} = 41,251 \text{ kg/mt.}$

La Compresión Actuante sera de:

$f_a = \frac{41251}{100 \times 25} = 16.54 \text{ kg/cm}^2.$

El esfuerzo permisible de rotura esta dado por

$f_c = 1.9 \times 0.225 f'c \left[ 1 - \left( \frac{h}{40t} \right)^3 \right]$

Remplazando Valores. Tenemos.

$$f_c = 1.9 \times 0.225 \times 210 \left[ 1 - \left( \frac{2.65}{40 \times 0.25} \right)^3 \right] = 88.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\geq 16.54 \text{ K.}$$

El concreto solo puede resistir todo esa carga pero el reglamento del ACI especifica una cuantia mínima de refuerzo:

$$A_s \text{ mín. Vertical} = 0.0015bt = 0.0015 \times 100 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 3/8 @ 20$$

$$A_s \text{ mín. Horizontal} = 0.0025bt = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 1/2 @ 20 ./.$$

PLACA Nº. 2

Peso Propio

$$17.20 \times 0.20 \times 3.15 \times 2400 \times 1.5 = 39010$$

Escalera  $\frac{5310}{2} \times 5 = 13275$

Descanso Escalera

$$\frac{3253}{2} = 5 = 8135$$

Tanque Elevado

$$11895 = 5,948$$

Peso de la Máquina ( Estimado)

$$\frac{7700}{2} = 1.5 = 8,663$$

Peso del Ascensor ( Cap. 9 personas)

$$\frac{1500}{2} \times 1.8 = 1350$$

Paredes TRansversales

$$\frac{3 \times 2.40 \times 15.90 \times 0.15 \times 15 \times 2,400}{2} = 30910$$

Cargo por metro lineal.

107291

$$\frac{107.291}{2} = 34061 \text{ kg/ml..}$$

La Compresión Actuante sera:

$$f_a = \frac{34061}{100 \times 20} = 17.03 \text{ kg/cm}^2.$$

El Esfuerzo Permisible esta dado por:

$$f_c = 1.9 \times 0.225 \times 210 \left[ 1 - \frac{(2.65)^3}{(40 \times 20)} \right]$$

$$f_c = 60.1 \text{ kg/cm}^2.$$

∴ El Concreto solo puede resistir toda esta carga, pero el Reglamento del ACI

Especifica una cuantia mínima de Refuerzo:

$$A_s \text{ mín. Vertical} = 0.0015 \text{ bt} = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3. \text{ cm}^2$$

$$\emptyset \ 3/8 \ @ \ 25$$

$$A_s \text{ mín Horizontal} = 0.0025 \text{ bt} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cmt.}^2$$

$$\emptyset \ 1/2 \ @ \ 25$$

PLACA N° 3

Peso Propio

15.90 x 0.20 x 3.15 x 2400 x 1.5 \_\_\_\_\_ 45,076

Peso de Máquina

$\frac{7700}{2} \times 1.5$  \_\_\_\_\_ 8663

Peso del Ascensor ( Cap. 9 personas)

$\frac{1500}{2} \times 1.8$  \_\_\_\_\_ 1350

Paredes Transversales

$\frac{3 \times 2.40 \times 15.90 \times 0.15 \times 1.5 \times 2400}{2}$  \_\_\_\_\_ 30910

Cargas recibidas en cada nivel por aligerados y vigas

14526 x 4 \_\_\_\_\_ 58104

144103 Kg.

Carga por metro Lineal

$\frac{149103}{3.15} = 47334$  kg/ m2.

La Compresión Actuante sera.

$f_a = \frac{47334}{100 \times 25} = 18.93$  kg/cm2.

El esfuerzo permisible sera.

$f_c = 1.9 \times 210 \left[ 1 - \frac{(2.65)^3}{(40 \times 0.25)} \right]$

$f_c = 88.10$  kg/cm2

∴ El concreto solo puede Resistir toda esa carga pero el Reglamento del ACI especifica una cuantia mínima de Refuerzo.

$A_s \text{ Vert.} = 0.0015 \text{ bt} = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2.$

$A_s \text{ Horizontal} = 0.0025 \times \text{bt} = 0.0025 \times 25 \times 100 = 6.25 \text{ cm}^2$

∅ 3/8 @ 20  
∅ 1/2 a 20

Placas Transversales de e=.15

As Mínimo vertical y Horizontal.

Diseño de la Zapata de las Placas:

$$\begin{aligned}
P_u &= 129\,942 \text{ kg.} \\
P_2 &= 107,291 \text{ " } \\
P_3 &= 144,103 \text{ " } \\
\sigma_u &= 0.8 \times 1.5 = 1.2 \text{ kg/cm}^2 \\
f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\
f_y &= 2800 \text{ " }
\end{aligned}$$

Rigidez relativa

Nudo B  $k_{BA} = \frac{3}{4} \times \frac{1}{2.725} = 0.275$

Asumiendo que el peso de la Zapata es de aproximadamente el 12% del peso total tenemos.

Cargas últimas :

Placa 1 =	129 942
Placa 2 =	107,291
Placa 3 =	144 103

PESO TOTAL  $\rightarrow 381\,336 \times 1.12 = 427.096 \text{ kg.}$

El área requerida de la zapata será:

$$A = \frac{427\,096}{1.2} = 355,914 \text{ cm}^2.$$

Para determinar las dimensiones (bxL) de la zapata seguiremos el criterio que la diferencia de las dimensiones de la placa serán iguales a la diferencia de las dimensiones de la zapata esto es:

Diferencia de las dimensiones de las placas:

$$3.15 - .25 = 2.90 \text{ mts.}$$

$$\therefore 7.60 - 4.70 = 2.90 \text{ " } \quad (\text{por tanteo})$$

Sección

Adoptada:  $760 \times 470 = 357,200 \text{ cm}^2.$

Diseño de la zapata en la dirección longitudinal:

La presión neta del terreno por metro lineal sera:

$$P_{n_u} = \frac{381\,336}{7.60} = 50.176 \text{ T/ ml.}$$

Diagrama de corte y momento.- Metodo de Cross.-

Rigidez Relativa:

Nudo B  $k_{BA} = \frac{3}{4} \times \frac{1}{2.725} = 0.275 \quad \mu = 0.49$

$$k_{Bc} = \frac{3}{4} \times \frac{1}{2.575} = \frac{0.291}{0.566} \quad \mu = \frac{0.51}{1.00}$$

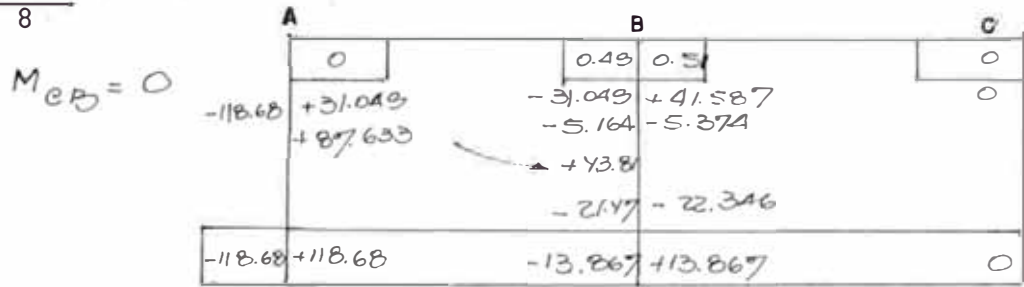
Momento Cross.

$$M_A = \frac{1}{2} ( 50.176 ) ( 2.175 )^2 = 18.681$$

$$M_{AB} = \frac{1}{12} ( 50.176 ) ( 2.725 )^2 = 31.049$$

$$M_{BA} = - 31.049$$

$$M_{BC} = \frac{50.176}{8} ( 2.575 )^2 = 41.587$$



DISTRIBUCION DE MOMENTOS

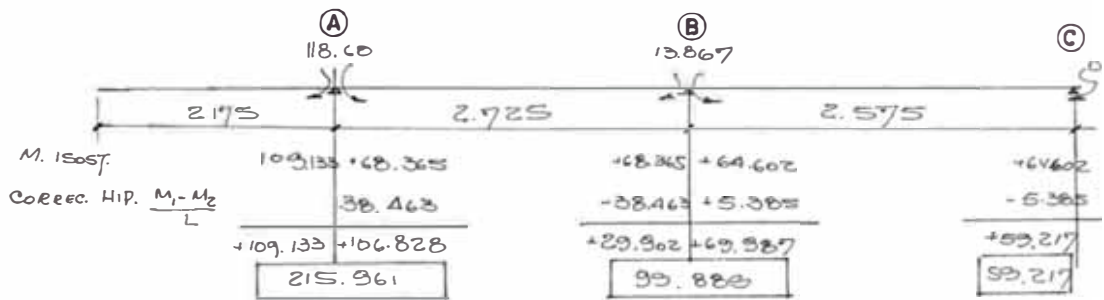


DIAGRAMA DE CORTE.

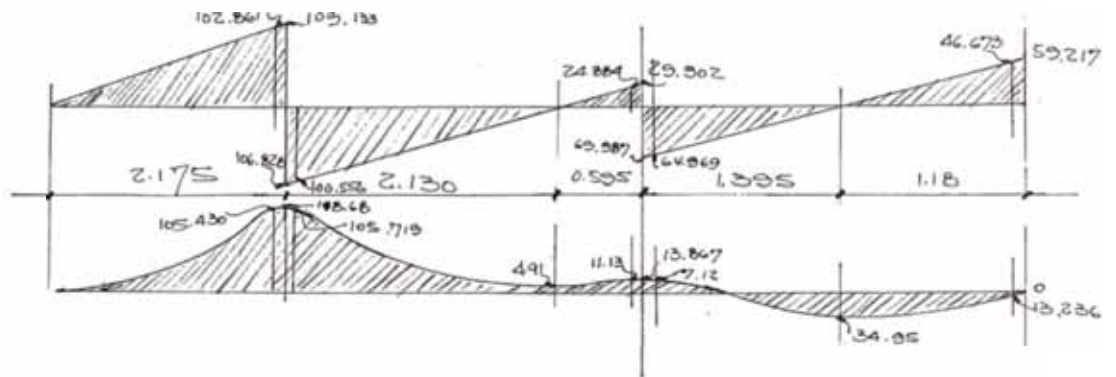


DIAGRAMA MOMENTO

Determinación de peralte máximo.

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{Kub}} = \sqrt{\frac{118\ 680\ 00}{54.56 \times 100}} \quad K_u = 54.56 \text{ kg/cm}^2.$$

$$d = \sqrt{2175.} = 46.64 \text{ cmts.}$$

El espesor total sera:

$$t = d + 7.5 = 46.6 + 2.0 + 7.5 = 56.10 \text{ ctm.}$$

digamos  $t = 85$   $\underline{\hspace{2cm}}$   $d = 85 - 9.5 = 75.5$  ctm.

Chequeo del corte por flexión.- Debe efectuarse a una distancia d: de la cara de columna:

El corte en esta sección es de:

$$V_u = 102,861 - 50,176 \times 7.55 = 64,978 \text{ kg.}$$

El esfuerzo unitario:  $v_u = \frac{64,978}{470 \times 75.5} = 1.83 \text{ kg/cm}^2.$

El esfuerzo permisible sin

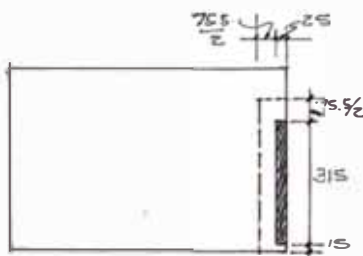
$$0.53 \phi \sqrt{f'c} = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/cm}^2. \text{ O.K.}$$

Punzonamiento: El esfuerzo permisible de corte por punzonamiento es:

$$V_{uc} = \phi \sqrt{f'c} = 0.85 \times \sqrt{210} = 12.33 \text{ kg/cm} = 13.06 \text{ kg/cm}^2.$$

El perímetro de la sección crítica, para la placa exterior es:

$$d_o = 2 \left( 75.5 + 25 \right) + 315 + \frac{75.5}{2} = 906.5 \text{ ctm.}$$



y el Corte en este perímetro es la **Barga** de la columna menos la presión neta en el área dentro de dicho perímetro:

$$V_u = 144,103 - 50,176 \times (62.15 \times 367.75)$$

$$V_u = 28,317 \text{ kg}$$

El esfuerzo de corte nominal en este perímetro es:

$$v_u = \frac{28317}{906.5 \times 75.5} = 0.41 \text{ kg/cm}^2. \text{ OK.}$$

Diseño del refuerzo: Del ~~vola digo~~

$$a = 5 \text{ ctm.}$$

$$A_s = \frac{105,43000}{0.9 \times 2800(75.5 - 2.5)} = 57.31 \text{ cm}^2$$

$15\phi \ 7/8$

Comprobación de a:

$$a = \frac{57.31 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 470} = 2 \text{ ctm. OK.}$$

Chequeo por adherencia - El esfuerzo de adherencia permisible por anclaje es:

$$M_u = \frac{0.8 \times 4.5 \sqrt{210}}{2.223} = 23.5 \text{ kg/cm}^2.$$

Del diagrama de corte, en este punto el corte max. es de



102,861 kg kg. El esfuerzo sera:

$$Jud = \frac{d-a}{2} = \frac{75.5-1}{2} = 74.5$$

$$M_u = \frac{102\ 861\ \text{kg.}}{\sum_o Jud} = \frac{102\ 861}{104.7 \times 74.5}$$

$$Mu = 13.20\ \text{kg/cm}^2. \quad \text{OK}$$

Refuerzo en el apoyo B :

$$Mu = 13867\ \text{kg-mts.} \quad \text{ASUMIENDO } a = 1\ \text{ctm.}$$

$$A_s = \frac{1386700}{0.9 \times 2800 (75.5 - 0.5)} = \frac{1386700}{0.9 \times 2800 \times 75} = 7.337\ \text{cm}^2$$

CHEQUEO DE a:

$$a = \frac{7.337 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 470} = 0.25\ \text{cms.}$$

$$A_s = \frac{1386700 \times}{0.9 \times 2800 (75.5 - 0.125)} = 7.31\ \text{OK.}$$

Refuerzo en tramo BC.

$$Mu = 34\ 949\ \text{kg-mts.} \quad \text{ASUMIENDO } a = 1\ \text{ctm.}$$

$$A_s = \frac{3494900}{0.9 \times 2800 (75.5 - 0.5)} = 18.\ \text{cm}^2.$$

CHEQUEO DE a:

$$a = \frac{18 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 470} = 0.60\ \text{cms.} \quad \text{OK}$$

$$A_s\ \text{mín.} = 0.002 \times 100 \times 85 = 17\ \text{cm}^2/\text{ml.}$$

( A.C.I.-911(b) ~~0.002~~ 0.002 bxt  $\emptyset$  7/8 @ .20

que será el refuerzo en ambas caras. Se conseguiría economía si se disminuyera la sección, consiguiéndose economizar concreto y refuerzo.

Diseño del Refuerzo Transversal

Placa exterior C.

$$Pu = 144\ 103\ \text{kg/}$$

$$b. = 0.25 + \frac{0.25}{2} = 0.375\ \text{mt.}$$

Carga repartida:

$$W = \frac{14,4103}{4.70} = 30\ 660\ \text{kg/m}^2$$

$$M = \frac{1}{2} (1.4)^2 (30\ 660) = 30,047 \text{ kg x mts.}$$

Refuerzo:  $A_s = \frac{3004700}{0.9 \times 2800(75.5-2-5)} a = 5 \text{ ctm.}$   
 $= 16.33 \text{ cm}^2$

Comprobación:  $a = \frac{16.33 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 0.37.5}$

Recalculado:

$$A_s = \frac{3004700}{0.9 \times 2800 (75.5 - 3.4)} = 16.54$$

6 Ø 3/4.

Placa interior B.

$$P_u = 107.291 \text{ kg}$$

$$b_o = 0.20 + 0.20 = 0.40 \text{ mts.}$$

Carga repartida:

$$W = \frac{107.291}{4.70} = 22,828 \text{ kg/ml.}$$

$$M = \frac{1}{2} (1.4)^2 (22828) = 22,371 \text{ kg x mts.}$$

Refuerzo:  $a = 5 \text{ ctm.}$

$$A_s = \frac{2237100}{0.9 \times 2800(75.5-2.5)} = 12.16$$

5Ø 3/1

Chequeo

$$a = \frac{12.16 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 40} = 4.8 \text{ ctm. OK}$$

Placa interior A:

$$P_u = 129,942 \text{ kg}$$

$$b_o = 0.25 = 0.50 \text{ mts.}$$

Carga repartida:

$$W = \frac{129\ 942}{4.70} = 27,647 \text{ kg/ ml.}$$

$$M = \frac{1}{2} (1.4)^2 (27,647) = 27,094. \text{ kg x mts.}$$

Refuerzo:  $a = 5 \text{ ctm.}$

$$A_s = \frac{27\ 09400}{0.9 \times 2800 (75.5-2.5)} = 14.73 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{14.73 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 50} = 4.62 \text{ cmt. ok.}$$

Como los esfuerzos son menores que los calculados para la dirección longitudinal no efectuaré ningún chequeo.



La armadura transversal sera de  $\varnothing 3/4$  a . 20 a todo lo largo de la base ( en ambas caras con la finalidad de colocar adecuadamente el  $\varnothing$  principal). La disposición de la armadura se dispondrá siguiendo método práctico en función de la economía y del aspecto constructivo. Ver los planos respectivos.

El estribado se llevará a cabo para facilitar el armado según planos.

DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO

CAPITULO N° 10

## DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO

### CAPACIDAD DEL TANQUE

$$C_{Ta.} \geq 1/3 \text{ Consumo Total}$$

$$C_T \geq 1/3 \times 21.00 = 7.00 \text{ m}^3$$

### DIMENSIONES DEL TANQUE

Se tomarán las siguientes dimensiones:

$$2.50 \times 2.85 \times 1.30 \text{ m}^3$$

### 1.- CALCULO DE LA LOSA INFERIOR

Metrado de cargas:

Cargas Muertas:

$$- \text{Peso propio} = 0.15 \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_D = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$1.5 W_D = 540 \text{ Kg/m}^2$$

Cargas Vivas:

$$- \text{Peso del agua} = 1.00 \times 1000 = 1000 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_L = 1000 \text{ Kg/m}^2$$

$$1.8 W_L = 1800 \text{ Kg/m}^2$$

Carga Ultima:

$$1.5 W_D + 1.8 W_L = 540 + 1800 = 2340 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga Ultima} = 2340 \text{ Kg/m}^2$$

### MOMENTOS POSITIVOS

Método III del ACI. Losas armadas en dos surtidos, siendo:

$$m = A/B = \frac{2.50}{2.85} = 0.88$$

a) Cargas Muertas:

$$M_{AD}^+ = 0.031 \times 540 \times 2.5^2 = 105 \text{ Kg-m/m.}$$

$$M_{BD}^+ = 0.019 \times 540 \times 2.85^2 = 83.3 \text{ Kg-m/m.}$$

b) Cargas Vivas:

$$M_{AL}^+ = 0.041 \times 1800 \times 2.5^2 = 461.3 \text{ Kg-m/m.}$$

$$M_{BL}^+ = 0.019 \times 1800 \times 2.85^2 = 278.0 \text{ Kg-m/m.}$$

Luego:

$$M_A^+ = 105 + 461.3 = 566.3 \text{ Kg-m/m.}$$

$$M_B^+ = 83.3 + 278.0 = 361.3 \text{ Kg-m/m.}$$

### MOMENTOS NEGATIVOS

a) Bordes continuos

$$M_A^- = 0.082 \times 2340 \times 2.5^2 = 1200 \text{ Kg-m/m.}$$

b) Bordes no continuos:

$$M_B^- = 1/3 \times M_B^+ = 1/3 \times 361.3 = 121 \text{ Kg-m/m.}$$

Determinación de la altura útil de la losa:

$$t = 0.15 \text{ m.}$$

$$\text{Recubrimiento } (3/4") = 0.02 \text{ m.} \quad \emptyset = 5/8" = 1.6 \text{ cm.}$$

Luego:

$$d = .15 - (2 + \emptyset/2) = 15 - 2.8 = 12.2 \text{ cm.}$$

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

MOMENTO MAXIMO

$$P \text{ máx} = 0.75 P_b = 0.75 K_1 \times \frac{K_3 \times f_c}{f_y} \times K_u$$

Donde:

$$K_u = \frac{E_u}{E_u + E_y} ; E_y = \frac{f_y}{E}$$

Por lo tanto:

$$P \text{ máx} = 0.75 \times \frac{0.85 \times 0.85 \times 175}{2800} \times \frac{0.003}{0.003 + \frac{28}{21000}} = 0.0237$$

$$\underline{P \text{ máx} = 0.0237}$$

$$Q \text{ máx} = P \text{ máx} \times \frac{f_y}{f_c}$$

$$Q \text{ máx} = 0.0237 \times \frac{2800}{175} = 0.379$$

$$\underline{Q \text{ máx} = 0.379}$$

MOMENTO MAXIMO

$$M \text{ máx} = \phi f_c' b d^2 q (1 - 0.59q)$$

Luego:

$$M \text{ máx} = 0.9 \times 175 \times 100 \times 12^2 \times 0.379 (1 - 0.59 \times 0.379)$$

$$\underline{M \text{ máx} = 6,670.3 \text{ Kg-m/m.}}$$

AREA MINIMA DE ACERO

$$A_s \text{ m\u00edn} = 0.002 \text{ bd} = 0.002 \times 100 \times 12 = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$\underline{A_s \text{ m\u00edn} = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y d (1 - 0.59 q)}$$

Reemplazando valores:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y d (1 - 0.59 q)} = \frac{30240}{175 (1 - 0.59 q)}$$

Por otro lado:

$$q = \frac{A_s}{bd} \times \frac{f_y}{f'_c} = \frac{A_s}{100 \times 12} \times \frac{2800}{175} = 0.013 A_s$$

Metodo Empleado:

Se hace una primera aproximaci\u00f3n con q m\u00e1x, hallamos un  $A_s$

Se hace una segunda aproximaci\u00f3n con \u00e9ste  $A_s$ , hallando q. Con este q, hallamos  $A'_s$  que ser\u00e1 el area de acero a emplear.

1a. Aproximaci\u00f3n:

$$A_s = \frac{M_u}{23466.2} \text{ con } q \text{ m\u00e1x} = 0.379$$



MOMENTOS POSITIVOS

$$M_A^+ = 566.3 \text{ Kg-m/m.}$$

$$A_{S_A}^+ = 2.41 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$M_B^+ = 361.3 \text{ Kg-m/m.}$$

$$A_{S_B}^+ = 1.54 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS

1a. Aproximación:

$$M_A^- = 1200 \text{ Kg-m/m.}$$

$$A_{S_A}^- = 5.11 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$M_B^- = 121 \text{ Kg-m/m.}$$

$$A_{S_B}^- = 0.52 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

2a. Aproximación:

$$q = 0.013 A_S$$

$$A'_S = \frac{M_u}{30240 (1 - 0.59 q)}$$

MOMENTOS POSITIVOS

$$M_A^+ = 566.3 \text{ Kg-m/m}$$

$$A_{S_A}^+ = A_{S_{\text{mín}}} = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$M_B^+ = 361.3 \text{ Kg-m/m.}$$

$$A_{S_B}^+ = A_{S_{\text{mín}}} = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS

$$M_A^- = 1200 \text{ Kg-m/m.}$$

$$A_{S_A}^- = 4.13 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$M_B^- = 121 \text{ Kg-m/m.}$$

$$A'_S = A_{S_{\text{mín}}} = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

SEPARACION MAXIMA ENTRE VARILLAS

$$S_{\text{máx}} = 5 t. < 0.45 \text{ m.} \quad (\text{ACI } 318 - 63)$$

$$t = 0.15 \text{ m.}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.45 \text{ m.}$$

AREAS DE ACERO

$$A_{S_A}^+ = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad (\emptyset 3/8'' @ . 25 \text{ m.})$$

$$A_{S_B}^+ = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad (\emptyset 3/8'' @ . 25 \text{ m.})$$

$$A_{S_A}^- = 4.13 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad (\emptyset 3/8'' @ . 15 \text{ m.})$$

$$A_{S_B}^- = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad (\emptyset 3/8'' @ . 25 \text{ m.})$$

VERIFICACION POR CORTE

Corte permisible:

$$V_C = 0.29 \sqrt{f'_C}$$

$$V_C = 0.29 \sqrt{175} = 3.83 \text{ Kg/cm}^2$$

Actuantes:

$$V_A = C_A \times \frac{Wl}{2} = 0.90 \times 2340 \times \frac{2.5}{2} = 2632.5 \text{ Kg/m.}$$

$$V_B = C_B \times \frac{Wl}{2} = 0.10 \times 2340 \times \frac{2.85}{2} = 333.45 \text{ Kg/m.}$$

Corte Actuante:

$$V = \frac{V_{\text{máx}}}{b \times d} = \frac{2635.5}{100 \times 12} = 2.20 \text{ Kg/cm}^2.$$

DISEÑO DE LA TAPA

METRADO:

$$\text{Peso propio} = 10 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ Kg/m}^2$$

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

CARGA DE ROTURA:

$$W_T = 1.5 \times 240 + 1.8 \times 100$$

$$W_T = 360 + 180$$

$$\underline{W_T = 540 \text{ Kg/m}^2}$$

Siguiendo el Método III del ACI para losas armadas en dos sentidos:

- Ya que la losa se considera apoyada en sus cuatro lados, los momentos negativos serán nulos
- Para momentos positivos

$$m = A/B = 2.50/2.85 = 0.88$$

CARGA MUERTA

CARGA VIVA

$$C_A = 0.050$$

$$C_A = 0.050$$

$$C_B = 0.026$$

$$C_B = 0.026$$

$$M_A^+ = 0.050 \times 360 \times 2.50^2 + 0.050 \times 180 \times 2.50^2 = 170 \text{ Kg} - \text{m/m.}$$

$$M_B^+ = 0.026 \times 360 \times 2.85^2 + 0.026 \times 180 \times 2.85^2 = 115 \text{ Kg} - \text{m/m.}$$

VERIFICACION POR CORTE

$$V_A = 0.66 \times 540 \times 2.50 = \underline{891 \text{ Kg}}$$

$$V_B = 0.34 \times 540 \times 2.85 = \underline{524 \text{ Kg}}$$

$$d = 10.0 - 3 = 7.0 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{891}{7.0 \times 100} = 1.27 \text{ Kg/cm}^2 \quad 3.83$$

AREAS DE ACERO

$$A_{smin} = 0.002 \times 7.0 \times 100 = 1.4 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_{sA}^{\dagger} = \frac{170 \times 10^2}{17640 (1 - 0.59 \times 0.029)} = 0.98 \quad 1.4$$

$$A_{sB}^{\dagger} = \frac{115 \times 10^2}{17640(1 - 0.59 \times 0.019)} = 0.66 \quad 1.4$$

Luego las áreas que se tomarán serán las que corresponden a la cuantía mínima.

SEPARACION MAXIMA ENTRE VARILLAS

$$t = 0.10 \quad 5t = 0.50 \text{ mt.}$$

∅ 1/4 @.20 en los dos sentidos.

Comprobando la cuantía mínima de acero no corrugado:

$$\cdot \emptyset 1/4 @.20 \text{ mt} = 1.58 \text{ cm}^2/\text{mt.}$$

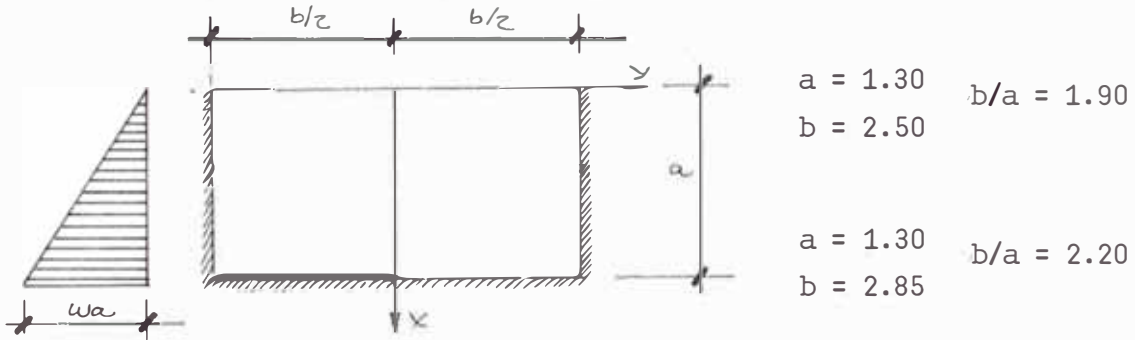
$$0.0025 \times 7.0 \times 100 = 1.75 \text{ cm}^2/\text{mt.}$$

Luego se colocará:

∅ 1/4 @.15 mt (1.90 cm<sup>2</sup>/mt), en los 2 sentidos.

DISEÑO DE LAS PAREDES LATERALES

Los coeficientes para momentos los obtenemos de las tablas del P.C.A.



Interpolando para  $b/a = 1.90$

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
1.90	0	0	+0.027	0	+0.009	0	-0.056
	1/4	+0.013	+0.023	+0.006	+0.010	-0.012	-0.056
	1/2	+0.015	+0.016	+0.010	+0.010	-0.010	-0.048
	3/4	-0.006	+0.003	-0.001	+0.003	-0.005	-0.027
	1	-0.083	-0.017	-0.055	-0.012	0	0

$$M = C W a^3 = -0.083 \times 1800 \times 1.30^3 = 329 \text{ Kg} - \text{m/m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{0.262 f'_c b}} = \sqrt{\frac{329 \times 100}{0.262 \times 175 \times 100}} = 2.7 \text{ cm.}$$

Luego:  $t = 2.7 + 2 + 4 = 8.7 \text{ cm.}$

Se considerará t = 15 cm. por razones de Arquitectura.

El esfuerzo cortante se calculará de la tabla N°VII:

$$V = 0.4116 W a^2 = 0.4116 \times 1800 \times 1.30^2 = 1252.1 \text{ Kg/m.}$$

$$V = \frac{1252.1}{100 \times 6} = 2.1 \text{ Kg/cm}^2 \quad 3.83 \text{ Kg/cm}^2$$

### CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO

Se diseñará con el mismo criterio empleado anteriormente:

$$Q \text{ máx} = 0.379$$

Acero mínimo:

$$A_{S \text{ mín}} = 0.002 \times 100 \times 6 = 1.20 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

### ARMADURA VERTICAL

1a. Aproximación:

$$A_S = \frac{Mu}{11733.1} \quad \text{con } q \text{ máx} = 0.379$$

$$x/a = 1 \quad M = 329 \text{ Kg-m/m.} \quad A_S = 2.80 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$x/a = 1/2 \quad M = 59.4 \text{ Kg-m/m.} \quad A_S = 0.51 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$x/a = 0 \quad M = 0 \quad A_S = 0$$

2a. Aproximación:

$$q = 0.026 A_S$$

$$x/a = 1 \quad M = 329 \text{ Kg-m/m.} \quad A'_S = 2.3 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$x/a = 1/2 \quad M = 59.4 \text{ Kg-m/m.} \quad A''_S = A_{S \text{ mín}} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$x/a = 0 \quad M = 0 \quad A'''_S \text{ mín} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

SEPARACION MAXIMA ENTRE VARILLAS

$$S_{\text{máx}} = 5t \quad 0.45 \text{ m.}$$

$$S_{\text{máx}} = 5 \times 19 \quad 0.45 \text{ m.}$$

Por lo tanto habrá que usar Acero sin corrugar, para las Areas mínimas de acero.

Por lo tanto:

$$A_{S \text{ min}} = 0.025 \times 100 \times 6 = 1.5 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Por razones de distribución se tomará

$$x/a = 1 \quad A'_S = \emptyset \text{ 1/4 a } .10 \text{ m.}$$

$$x/a = 1/2 \quad A''_S = A'''_S = \emptyset \text{ 1/4 a } .20\text{m.}$$

Ver plano:

Longitud de desarrollo de las varillas cortas:

$$L_d = 30 \text{ cm.} \quad (\text{Reglamento})$$

$$\text{Para } \emptyset \text{ 1/4"} \quad f_y = 2800 \quad f'_c = 175$$

$$L_d = 26 \text{ cm.}$$

$$\text{Luego: } \underline{L_d = 30 \text{ cm.}}$$

ARMADURA HORIZONTAL:

Para efecto de distribución de esfuerzos se tomará el momento máximo en dicho sentido.

$$M = 0.056 \times 1800 \times 1.30^2 = 222 \text{ Kg-m/m.}$$

1a. Aproximación:

$$M = 222 \text{ Kg-m/m.} \quad A_S = 1.89 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$\emptyset \text{ 1/4 @ } .20$

Interpolando para  $b/a = 2.20$

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
2.20	0	0	0.027	0	+0.011	0	-0.068
	1/4	+0.013	0.023	0.006	0.011	-0.012	-0.062
	1/2	+0.013	0.015	0.009	0.010	-0.010	-0.051
	3/4	-0.013	0.002	-0.005	0.002	-0.005	-0.027
	1	-0.095	-0.019	-0.066	-0.013	0	0

$$M = Cwa^3 = 0.095 \times 1800 \times 1.30^3 = 376.20 \text{ Kg-m/m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{0.262 \times f'_c \times b}} = \sqrt{\frac{376.20 \times 100}{0.262 \times 175 \times 100}} = 2.9 \text{ cm.}$$

Luego:

$$t = 2.9 + 2 + 4 = 8.9 \text{ cm.}$$

Pero por arquitectura debemos considerar para un lado  $t = 20 \text{ cm.}$  y para el otro lado  $t = 25 \text{ cm.}$

Esfuerzo constante; de tabla N° VII

$$V = 0.4116 Wa^2 = 0.4116 \times 1800 \times 1.30^2 = 1252.1 \text{ Kg/m.}$$

$$V = \frac{1252.1}{100 \times 10} = 1.2521 \quad 3.83$$

Se ha calculado para la placa de 20 cm. que es la mas desfavorable.



CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO

$q_{max} = 0.379$

Acero mínimo:

$As_{min} = 0.002 \times 100 \times 10 = 2 \text{ cm}^2/\text{m.}$  para la placa de  $T = 10 \text{ cm.}$

$As_{min} = 0.002 \times 100 \times 12.5 = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m.}$  para la placa de  $t = 12.5 \text{ cm.}$

1.- PLACA t = 20 cm.

Armadura Vertical

1- Aproximación:

$As = \frac{Mm}{19,555.20}$  con  $q \text{ max} = 0.379$

$x/a=1 \quad M = 376.20 \text{ Kg-m/m} \quad As = 1.92 \text{ cm}^2/\text{m.}$

$x/a=1/2 \quad M = 201.96 \text{ Kg-m/m} \quad As_{min} = 2 \text{ cm}^2/\text{m.}$

$x/a=0 \quad As_{min} = 2 \text{ cm}^2/\text{m.}$

Por lo tanto se usará Acero Mínimo para todas las secciones.

$As_{min} = 2 \text{ cm}^2/\text{m.}$

Luego para la placa de  $t = 25 \text{ cm.}$  también se usará el área de acero mínima.  $As_{min} = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m.}$

SEPARACIONES MAXIMA ENTRE VARILLAS

$S_{m\acute{a}x} = 5t \quad 45 \text{ cm.}$

$S_{m\acute{a}x} = 5 \times 20 = 100 \text{ cm.}$

Luego para las dos placas  $S_{m\acute{a}x} = 45 \text{ cm.}$

Para la placa de 20 cm.:  $\emptyset \ 3/8 \ .30\text{m.}$  en los dos sentidos.

Para la placa de 25 cm.:  $\emptyset \ 3/8 \ .25\text{m.}$  en los dos sentidos.

NOTA:

En la reunión de las placas de 15 cm. con la losa inferior del tanque se considerará una armadura a manera de soleira de distribución de cargas, entre las placas de 20 cm. y 25 cm. que son continuación de las placas de la escalera; de la siguiente manera;

...///

- A manera de una viga de 30 x 15 se colocará 2  $\emptyset$  1/2 en la parte superior y 2  $\emptyset$  5/8 en la inferior con estribos  $\emptyset$  3/8, 1@ 05, 4@10, resto @ 20, según figura en el plano respectivo.

DISEÑO DE LA CISTERNA

CAPITULO N° II

C I S T E R N A

CALCULO DEL VOLUMEN NECESARIO

a) Por oficinas

$$220 \text{ m}^2 \times 6 \text{ lts/dia/m}^2 = 1320 \text{ lts.}$$

b) Por departamentos

$$4 \text{ dormitorios} - 6 \times 1350 \text{ lts} = 8100 \text{ lts.}$$

$$3 \text{ dormitorios} - 7 \times 1200 \text{ lts} = 8400 \text{ lts.}$$

$$2 \text{ dormitorios} - 3 \times 850 \text{ lts} = 2550 \text{ lts.}$$

$$1 \text{ dormitorio} - 1 \times 500 \text{ lts} = \underline{500 \text{ lts.}}$$

$$\text{TOTAL} = 20870 \text{ lts.}$$

Por lo tanto serán  $21 \text{ m}^3/\text{dia}$ , de consumo total.

CAPACIDAD DE LA CISTERNA

$$V_{\text{cist}} \geq (3/4) \times 21 \approx 16 \text{ m}^3$$

Dimensiones exteriores de la planta =  $3 \times 3 \text{ mts.}$

Altura necesaria de agua:  $3 \times 3 \times h = 16$      $h = 1.80 \text{ mts.}$

Rebose                                   :  $0.20 \text{ mts.}$

Espesor de la losa superior:  $0.20 \text{ mts.}$

Espesor del fondo                   :  $0.20 \text{ mts.}$

Altura total interior               :  $2.00 \text{ mts.}$

$$\text{Concreto } f'c = 210 \text{ Kg/m}^2$$

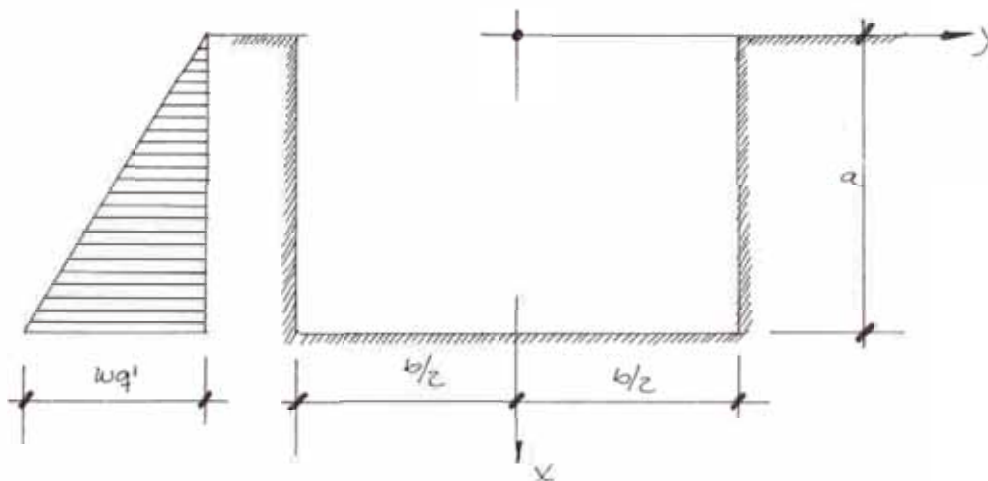
$$\text{Acero } f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

DISEÑO

1.- Paredes de la cisterna.-

Se calcula estas paredes como losas armadas en dos sentidos.

Sometidas a carga triangular, (presión hidrostática) mediante los coeficientes que da el informe del P.C.A. para la condición de losa empotrada en un lado base, dos lados adyacentes y articulado en el otro



$$W = 1000 \text{ Kg/m}^3$$
$$S/c = 400 \text{ Kg/m}^2$$

Relaciones

$$b/a = 3/2 = 1.5$$

$$c/a = 3/2 = 1.5$$

CONDICIONES DE CARGA.-

- (1) Carga de suelo + s/c
- (2) Carga de suelo + carga de agua.

CALCULO DE LA ALTURA EQUIVALENTE DE LA S/C

$$t = 1800 \text{ Kg/m}^3 \quad \text{s/c} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$h' = \frac{400}{1800} = 0.222 \text{ m}$$

Altura total = 2.00 + 0.30 + 0.222 = 2.522 mts.

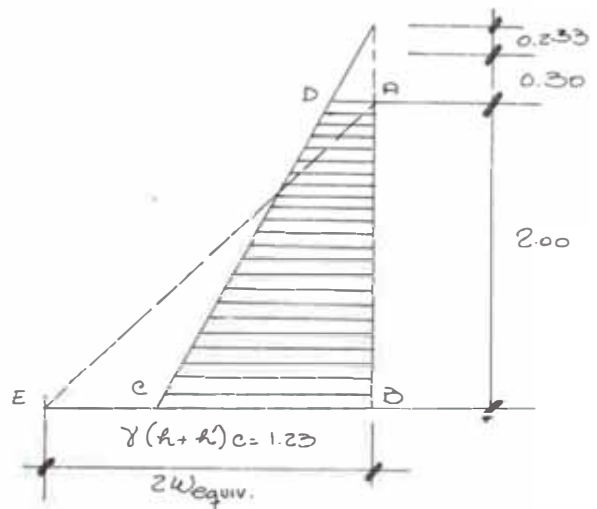
$$C = \frac{1 - \text{sen } \emptyset}{1 + \text{sen } \emptyset} \quad (\emptyset = 35^\circ)$$

$$C = 0.27$$

$(h+h') C = 1.230 \text{ TON/m}^2$

Por semejanza de triángulos :

$$\frac{DA}{1.23} = \frac{0.522}{2.522} \quad DA = 0.25 \text{ TON/m}^2$$



Ahora necesitamos, conocer el peso específico del terreno, equivalente a una carga de agua, para lo cual igualamos areas.

Area ABE = Area DABC.

$$\text{Area DABC} = \frac{0.25 + 1.23}{2} \times 2 = 1.48$$

$$\text{Area ABE} = \frac{1}{2} \cdot 2w \text{ equiv} \times 2 = 2w \text{ equiv.}$$

$$\text{Luego : } 2w \text{ equiv} = 1.48$$

$$w \text{ equiv} = 0.74$$

CALCULO DE  $W'$ equiv. SEGUNDA SUPOSICION DE CARGAS

Carga del terreno + carga de agua

1° Carga del terreno

$$(h + h') c = 1800 \times 2.30 \times 0.27 = 1.12 \text{ Ton/m}^2$$

Semejanza de triángulos:

$$\frac{DA}{1.12} = \frac{0.30}{2.30} \quad DA = 0.146 \text{ Ton/m}^2$$

Igualando Areas:

$$\text{Area ABE} = \text{Area DABC.}$$

$$2 \text{ Weq.} = \frac{0.146 + 1.12}{2} \times 2$$

$$2 \text{ Weq.} = 1.266 \quad \text{Weq.} = 0.633$$

Luego:

$$\underline{W'_{eq} = 1 - 0.633 = 0.367}$$

Tabla del PCA.

COEFICIENTES DE MOMENTOS

Tabla N° I

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
1.5	1/4	0.015	0.013	0.008	0.007	-0.006	-0.032
	1/2	0.028	0.021	0.016	0.011	-0.010	-0.052
	3/4	0.030	0.017	0.020	0.011	-0.010	-0.048

1a. Condición de carga:

$$\text{Momento} = \text{Coef.} \times W \times a^3 = \text{Coef.} \times 0.74 \times 2^3 = \text{Coef.} \times 5.92$$

NOTA: Signo (-) de los coeficientes indican fracciones en la cara donde actúe la carga, esto es para nuestro caso en la cara exterior.

MOMENTOS

b/a	x/a	Y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
1.5	1/4	0.089	0.077	0.047	0.041	-0.036	-0.189
	1/2	0.166	0.124	0.095	0.065	-0.0592	-0.308
	3/4	0.178	0.101	0.118	0.065	-0.0592	-0.284



2a. Condición de Carga : Carga de suelo + Agua.

$$\text{Momento} = \text{Coeficiente} \times W \times a^3 = \text{Coef.} \times 0.367 \times 2^3 = \text{Coef.} \times 2.936$$

NOTA: Los coeficientes van a ser los mismos; el signo menos nos indica fracciones en la cara interior de la pared.

MOMENTOS

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
1.5	1/4	0.044	0.038	0.023	0.021	-0.018	-0.094
	1/2	0.082	0.062	0.047	0.032	-0.029	-0.153
	3/4	0.088	0.050	0.059	0.032	-0.029	-0.141

Cálculo del espesor de los muros:  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$$M_{\text{máx}} = -0.308 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$d = \sqrt{\frac{308 \times 10^2}{14.25 \times 10^2}} = \sqrt{21.61} = 4.64 \text{ cm.}$$

$$t = 4.64 + 1.90 + 4 = 10.54 \text{ cm.} = 15 \text{ cms.}$$

$$d = 15 - 5.9 = 9.1 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{1400 \times 0.815 \times 9.1} = \frac{M}{10383.1}$$

AREAS DE ACERO

1a. Condición de carga: Suelo + s/c

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Asx	Asy	Asx	Asy	Asx	Asy
1.5	1/4	0.857	0.742	0.453	0.395	-0.347	-1.82
	1/2	1.60	1.194	0.915	0.626	-0.57	-2.966
	3/4	1.714	0.973	1.136	0.626	-0.57	-2.735

2a. Condición de carga: Suelo + Agua

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Asx	Asy	Asx	Asy	Asx	Asy
1.5	1/4	0.424	0.366	0.222	0.202	-0.173	-0.905
	1/2	0.790	0.597	0.453	0.308	-0.279	-1.474
	3/4	0.848	0.482	0.568	0.308	-0.279	-1.358

SECCIONES SOMETIDAS A FLEXO - TRACCION

Se tomará en cuenta la 2a. Condición de carga:

$$M_{\text{máx}} = -0.153$$

Esfuerzo cortante:

$$V = 0.4116 \times 0.367 \times (2)^2 = 0.604 \text{ Ton/m.}$$

AREA MINIMA DE ACERO

$$A_s \text{ m\u00edn} = 0.002 b \times d$$

$$A_s \text{ m\u00edn} = 0.002 \times 100 \times 9.1 = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

ARMADURA

$$x/a = 1/4 \quad A_{s_x}^+ = A_{s_y}^+ = A_{s_x}^- = A_{s_y}^- = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m.} \text{ (}\emptyset 3/8" \text{ @ } 30 \text{ m.)}$$

$$x/a = 1/2 \quad A_{s_x}^+ = A_{s_y}^+ = A_{s_x}^- = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m.} \text{ (}\emptyset 3/8" \text{ @ } 30 \text{ m.)}$$

$$A_{s_y}^- = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m.} \text{ (}\emptyset 3/8" \text{ @ } 25 \text{ m.)}$$

$$x/a = 3/4 \quad A_{s_x}^+ = A_{s_y}^+ = A_{s_x}^- = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m.} \text{ (}\emptyset 3/8" \text{ @ } 30 \text{ m.)}$$

$$A_{s_y}^- = 2.74 \text{ cm}^2/\text{m.} \text{ (}\emptyset 3/8" \text{ @ } 25 \text{ m.)}$$

CALCULO DE LA LOSA SUPERIOR

Metrato de cargas:

Carga Muerta:

$$\text{- Peso propio} = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_D = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$1.5 W_D = 720 \text{ Kg/m}^2$$

Carga Viva:

$$\text{- Sobrecarga} = s/c = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_L = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$1.8 W_L = 720 \text{ Kg/m}^2$$

Carga Ultima:

$$1.5 W_D + 1.8 W_L = 720 + 720 = \underline{1440 \text{ Kg/m}^2}$$

MOMENTOS POSITIVOS

Método III del ACI

$$m = A/B = 3/3 = 1.00$$

a) Carga Muerta

$$M_{A_D}^+ = 0.018 \times 720 \times 3^2 = 120 \text{ Kg} - \text{m/m.}$$

$$M_{B_D}^+ = 120 \text{ Kg} - \text{m/m.}$$

b) Carga Viva

$$M_{A_L}^+ = 0.027 \times 720 \times 3^2 = 175 \text{ Kg} - \text{m/m.}$$

$$M_{B_L}^+ = 175 \text{ Kg} - \text{m/m.}$$

Luego:

$$\underline{M_A^+ = M_B^+ = 295 \text{ Kg. m/m.}}$$

MOMENTOS NEGATIVOS

Son de borde no continuo, por lo tanto:

$$M_A^- = M_B^- = 1/3 M_A^+ = 1/3 \times 295 = 98.3 \text{ Kg.} - \text{m/m} = 100 \text{ Kg.m/m.}$$

Determinación de la altura útil de la losa:

$$t = 0.20 \text{ m.}$$

$$\text{Recubrimiento } (3/4)" = 0.02 \text{ m.} \quad ; \quad \emptyset 5/8" = 1.6 \text{ cm.}$$

Luego:

$$d = 0.20 - (0.02 + 0.016) = 20 - 3.6 = 16.4 \text{ cm.}$$

$$\underline{d = 16 \text{ cm.}}$$

MOMENTO MAXIMO

Cuantía máxima:

$$P_{\text{máx}} = 0.75 \times K_1 \times \frac{K_3 \times f'_c}{f_y} \times K_u$$

Por lo tanto:

$$P_{\text{máx}} = 0.75 \times \frac{0.85 \times 0.85 \times 210}{2800} \times \frac{0.003}{0.003 + \frac{2800}{2 \times 100,000}} = 0.037$$

$$P_{\text{máx}} = 0.037$$

$$Q_{\text{máx}} = P_{\text{máx}} \times \frac{f_y}{f'_c}$$

$$Q_{\text{máx}} = 0.037 \times \frac{2800}{210} = 0.493$$

MOMENTO MAXIMO:

$$M_{\text{máx}} = \phi f'_c b d^2 q (1 - 0.59 q)$$

$$\text{Luego : } M_{\text{máx}} = 0.9 \times 210 \times 100 \times 16^2 \times 0.493 (1 - 0.59 \times 0.493)$$
$$M_{\text{máx}} = 16,912 \text{ Kg} - \text{m/m.}$$

Area Mínima de Acero

$$A_{s \text{ mín}} = 0.002 b d = 0.002 \times 100 \times 16 = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\underline{A_{s \text{ mín}} = 3.20 \text{ cm}^2/\text{m.}}$$

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO:

1a. Aproximación:

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 \times 2800 \times 16 (1 - 0.59q)} = \frac{M_u}{28,586.9}$$

MOMENTOS POSITIVOS:

$$M_A^+ = M_B^+ = 295 \text{ Kg} \cdot \text{m/m.} \quad A_S^+ = 1.03 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Por lo tanto se usa area de acero minima.

$$A_S \text{ m\u00edn} = 3.20 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

MOMENTOS NEGATIVOS:

Al ser los momentos negativos menores que los positivos, se usa area de acero m\u00ednima.

$$M_A^- = M_B^- = 100 \text{ Kg} \cdot \text{m/m.} \quad A_S^- = 3.20 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Separaci\u00f3n m\u00e1xima entre varillas 0.45 m.

Luego : area de acero :  $(\emptyset 3/8 \text{ @ } 25 \text{ m})$

#### VERIFICACION POR CORTE

Corte permisible:

$$V_C = 0.29 \sqrt{210} = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Actuante:

$$A/B = 1 \quad V = C \times \frac{Wl}{2} \quad V_A = V_B = 0.5 \times \frac{1440 \times 3}{2} = 1080 \text{ Kg/m.}$$

Corte unitario actuante:

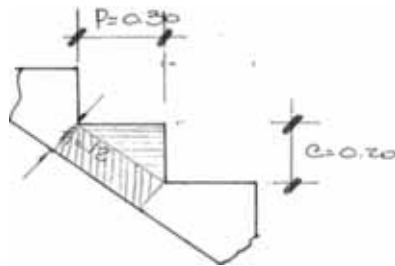
$$V = V/bd = \frac{1080}{100 \times 16} = 0.68 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

DISEÑO DE LA ESCALERA

CAPITULO N° 12

E S C A L E R A

CALCULO ESCALERA TRAMO TIPOICO



DATOS PRELIMINARES

$$A_{tm} = h \left( \frac{\sqrt{p^2 + c^2}}{p} + \frac{c}{2} \right)$$

Donde:

$$p = 0.30 \text{ m.}$$

$$c = 0.20 \text{ m.}$$

$$h = 0.12 \text{ m.}$$

$$\text{Luego: } tm = \frac{\sqrt{0.12^2}}{0.3} \left( 0.13 + \frac{0.2}{2} \right)$$

$$tm = 0.149 + 0.1 = 0.249 = 0.25 \text{ m.}$$

$$\underline{tm = 0.25 \text{ m}^2/\text{m}}$$

METRATO DE CARGAS:

$$\text{Peso propio: } 0.25 \times 1.00 \times 2400 = 600 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Peso terminado: } 100 \times 1.00 = \underline{100 \text{ Kg/m.}}$$

$$D = 700 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Sobre carga: } L = 400 \text{ Kg/m.}$$



CARGA DE ROTURA

$$W = 1.5 D + 1.8L$$

$$W = 1050 + 720 = 1770 \text{ Kg/m.}$$

$$\underline{W = 1770 \text{ Kg/m.}}$$

CALCULO DE MOMENTOS

$$M^- = \frac{1}{12} \times 1770 \times 1.8^2 = 478 \text{ Kg-m/m}$$

$$M^+ = \frac{1}{24} \times 1770 \times 1.8^2 = 239 \text{ Kg-m/m.}$$

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO

Suponiendo :  $a = 0.44 \text{ cm.}$

$$A_s^- = \frac{478 \times 10^2}{0.9 \times 2800 (9-0.22)} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Es decir :  $\emptyset 3/8''$  a  $.30 \text{ m.}$

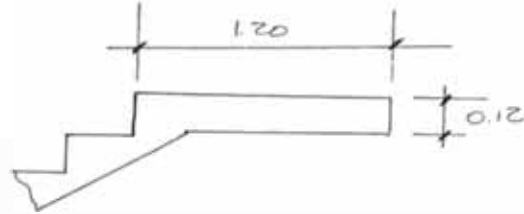
$$A_s^+ = \frac{239 \times 10^2}{0.9 \times 2800 (9-0.22)} = 1.08 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Es decir :  $\emptyset 3/8''$  a  $.50 \text{ m.}$

$$A_{s \text{ min}} = 0.00267 = 0.002 \times 12 \times 100 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$\emptyset 3/8 @ .30 \text{ OK}$

CALCULO DEL DESCANSO



METRADO DE CARGAS EN EL DESCANSO

Peso propio:  $0.12 \times 1.00 \times 2400 = 287 \text{ Kg/m.}$

Acabado :  $100 \times 1.00 = \underline{100 \text{ Kg/m.}}$

D = 387 Kg/m.

Sobre carga: L = 400 Kg/m.

CARGA DE ROTURA

$W = 1.5D + 1.8L$

$W = 1.5 \times 387 + 1.8 \times 400 = 1301 \text{ Kg/m.}$

$W = 1301 \text{ Kg/m.}$

CALCULO DE MOMENTOS

$M^- = \frac{1}{12} \times 1301 \times 2.5^2 = 678 \text{ Kg-m/m.}$

$M^+ = \frac{1}{24} \times 1301 \times 2.5^2 = 339 \text{ Kg-m/m.}$

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO

Suponiendo :  $a = 0.626 \text{ cm.}$

$$A_s^- = \frac{678 \times 10^2}{0.9 \times 2800 \left(9 - \frac{0.626}{2}\right)} = 3.1 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Es decir :  $\emptyset 3/8''$  a  $.20\text{m}$

$$A_s^+ = \frac{339 \times 10^2}{0.9 \times 2800 \left(9 - \frac{0.626}{2}\right)} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Es decir :  $\emptyset 3/8''$  a  $.30 \text{ m.}$

DISEÑO DE MEZCLA

CAPITULO N° 13

## D I S E Ñ O   D E   M E Z C L A S

Para el diseño de mezclas, el criterio a usar, será el de la dosificación por peso.

(Tablas de ACI 613054)

Las dosificaciones que se van a efectuar están de acuerdo, con las usadas en cada elemento estructural.

### 1er. CASO :

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

a) Tamaño máximo de piedra partida : 3/4"

b) Tamaño máximo de piedra partida : 1 1/2"

a) Será un concreto sin pruebas preliminares compactado por medios manuales, piedra partida tamaño máximo 3/4", peso específico húmedo superficialmente 2700, con 1% de humedad superficial, porcentaje de absorción 0.7%. Arena de igual peso específico que la piedra y porcentaje de absorción de 1%, módulo de fineza de 3.00, humedad libre en la arena 3%.

Cemento Atocongo Sol, ASTM C-340-SST, peso específico 3070.

### SOLUCION:

Usaremos una relación agua-cemento (a/c) = 0.575 conservadora, debido a que se hace sin pruebas preliminares.

Tamaño máximo de piedra partida = 3/4"

Slump  $\approx$  6"

Agua = 212 lts/m<sup>3</sup> (Tabla 3: Cantidad aproximada de agua de mezclado para diferentes asentamientos y tamaños máximos de agregados).

Cantidad de aire probable = 2%

Agregado grueso : 0.59 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> (Tabla 6: Volúmenes de agregado grueso por volúmenes unitario y concreto).

Peso volumétrico seco 1480

Peso volumétrico corregido  $1480 \times 1.007 = 1490$

Peso de piedra por m<sup>3</sup>:  $0.50 \times 1490 = 880$  Kg.

Peso de cemento por m<sup>3</sup>:  $212/0.575 = 370$  Kg. (8.7 sacos)

Los volúmenes sólidos por m<sup>3</sup> de concreto, con agregados húmedos y superficialmente secos son:

Agua	212 lts.	=	0.212 m <sup>3</sup>
Cemento	370/3070	=	0.121 m <sup>3</sup>
Piedra	880/2700	=	0.326 m <sup>3</sup>
Aire	2%	=	<u>0.020 m<sup>3</sup></u>
			0.679 m <sup>3</sup>

Por lo tanto, para hallar el volumen sólido de arena se le resta de la unidad:

$$1.000 - 0.679 = 0.321 \text{ m}^3$$

Peso de la arena por m<sup>3</sup> de concreto:  $0.321 \times 2700 = 867$  Kgs.

Luego:

Agua	212 lts.
Cemento	370 Kgs. (8.7 sacos)
Arena	867 Kgs. (húmedo superficialmente seca)
Piedra	880 Kgs. (húmedo superficialmente seca)
Aire	2%

#### CORRECCION POR HUMEDAD EN LOS AGREGADOS.-

Peso de arena húmeda :  $867 \times 1.03 = 893$  Kg.

Peso de piedra húmeda :  $880 \times 1.01 = 890$  Kg.

Humedad libre contenida en la arena : 26 Kg. ó (lts.)

Humedad libre contenida en la piedra: 10 Kg. ó (lts)

Cantidad de agua por añadir:  $212 - (26 + 10) = 176$  lts.

#### DOSIFICACION CORREGIDA CON AGREGADOS HUMEDOS.-

Agua	176 lts.
Cemento	370 Kgs. (8.7 sacos)
Arena	893 Kgs.
Piedra	890 Kgs.
Aire	2%

PESOS VOLUMETRICOS SUELTOS.-

Cemento (medido en sacos) 1.500  
Arena (suelto y húmedo) 1.445  
Piedra (suelto y húmedo) 1.270

DOSIFICACION AL VOLUMEN.-

Agua 176 lts.  
Cemento  $370/1.5 = 248$  lts.  
Arena  $893/1.445 = 618$  lts.  
Piedra  $890/1.270 = 700$  lts.  
Aire 2%

$\frac{248}{248} : \frac{618}{248} : \frac{700}{248}$  Esto es = 1 : 2.50 : 2.82

Con una cantidad de agua por saco de  $176/8.7 = 20.3$  lts.

b)  $f'c = 210 \text{ Kg. /cm}^2$

Tamaño máximo de piedra partida : 1 1/2 (38.0 mm)

a/c = 0.575 (en peso)

Slump = 6"

De la tabla 3 el agua de mezclado será : 187 lt/m<sup>3</sup>

1% de aire atrapado probable.

Agregado grueso 0.70 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> (tabla 6)

Peso volumétrico seco 1550

Peso volumétrico corregido =  $1550 \times 1.007 = 1561$

Peso de piedra por m<sup>3</sup> =  $0.70 \times 1561 = 1093 \text{ Kg.}$

Peso de cemento por m<sup>3</sup> =  $187/0.575 = 325 \text{ Kg. (7.7 sacos)}$

Siendo entonces los volúmenes sólidos por m<sup>3</sup> de concreto, con agregados húmedos y superficialmente secos.

Agua	187 lts	=	0.187 m <sup>3</sup>
Cemento	325/3070	=	0.106 m <sup>3</sup>
Piedra	1093/2700	=	0.404 m <sup>3</sup>
Aire	1%	=	<u>0.010 m<sup>3</sup></u>
			0.707 m <sup>3</sup>

Luego, el volumen sólido de arena será :  $1.000 - 0.707 = 0.293 \text{ m}^3$

Siendo el peso por m<sup>3</sup> de concreto de :  $0.293 \times 2,700 = 791$

Luego :

Agua	187 lts.
Cemento	325 Kg. (7.7 sacos)
Arena	791 Kg. (húmedo superficialmente seca)
Piedra	1093 Kg. (húmeda superficialmente seca)
Aire	1%

CORRECCION POR HUMEDAD EN LOS AGREGADOS.=

Peso de arena húmeda	:	$791 \times 1.03$	=	815 Kg.
Peso de piedra húmeda	:	$1093 \times 1.01$	=	1104 Kg.
Humedad libre en la arena			=	24 Kg ó (lts)
Humedad libre en la piedra			=	11 Kg.ó (lts)
Cantidad de agua por añadir:		$187 - (24+11)$	=	152 lts.

DOSIFICACION CORREGIDA CON AGREGADOS HUMEDOS.-

Agua	152 lts.
Cemento	325 Kgs. (7.7 sacos)
Arena	815 Kgs.
Piedra	1104 Kgs.
Aire	1%

PESOS VOLUMETRICOS SUELTOS.-

Cemento	(medido en sacos)	1.500
Arena	(suelto y húmedo)	1.445
Piedra	(suelto y humedo)	1.350



Luego :

Agua	187 lts.
Cemento	302 Kgs. (7.1 sacos)
Arena	810 Kgs.
Piedra	1093 Kgs.
Aire	1%

CORRECCION POR HUMEDAD EN LOS AGREGADOS.-

Peso de arena húmeda :  $810 \times 1.03 = 835$  Kgs.  
Peso de piedra húmeda:  $1093 \times 1.01 = 1104$  Kgs.  
Humedad libre contenida en la arena : 25 Kgs. ó (lts.)  
Humedad libre contenida en la piedra: 11 Kgs. ó (lts.)  
Cantidad de agua por añadir:  $187 - (25 + 11) = 151$  lts.

DOSIFICACION CORREGIDA CON AGREGADOS HUMEDOS.-

Agua	151 lts.
Cemento	302 Kgs. (7.1 sacos)
Arena	835 Kgs.
Piedra	1104 Kgs.
Aire	2%

PESOS VOLUMETRICOS SUELTOS.-

Cemento	(medido en sacos)	1.500
Arena	(suelto y húmedo)	1.445
Piedra	(suelto y húmedo)	1.350

DOSIFICACION AL VOLUMEN.-

Agua		151 lts.
Cemento	$302/1.5 =$	201 lts.
Arena	$835/1.445 =$	578 lts.
Piedra	$1104/1.35 =$	818 lts.
Aire		2%

$$\frac{201}{201} : \frac{578}{201} : \frac{818}{201} \text{ Esto es } = \underline{1 : 2.38 : 4.07}$$

Con una cantidad de agua por saco, de  $151/7.1 = 21.3$  lts.

3er CASO:

$$f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

Tamaño máximo de piedra partida - 2" (50.8mm)

$$a/c = 0.71 \text{ (en peso)}$$

$$\text{Slump} = 4''$$

$$\text{Agua de mezclado} = 168 \text{ lt/m}^3 \text{ (tabla 3)}$$

$$\text{Aire atrapado probable} = 0.5\%$$

$$\text{Agregado grueso} 0.73 \text{ m}^3/\text{m}^3 \text{ (tabla 6)}$$

$$\text{Peso volumétrico seco} 1600$$

$$\text{Peso volumétrico corregido} = 1600 \times 1.007 = 1610$$

$$\text{Peso de piedra por m}^3 : 0.73 \times 1610 = 1180 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso de cemento por m}^3 168/071 = 236 \text{ Kg. (5.6 sacos)}$$

Los volúmenes sólidos por m<sup>3</sup> de concreto con agregado húmedo y superficialmente secos son:

1	Agua	168 lts.	=	0.168 m <sup>3</sup>
	Cemento	236/3070	=	0.077 m <sup>3</sup>
	Piedra	1180/2700	=	0.436 m <sup>3</sup>
	Aire	0.5%	=	<u>0.005 m<sup>3</sup></u>
				0.686 m <sup>3</sup>

$$\text{Por diferencia, el volumen sólido de arena es : } 1.000 - 0.686 = 0.314$$

$$\text{El peso de arena por m}^3 \text{ de concreto : } 0.314 \times 2700 = 849 \text{ Kg.}$$

La dosificación por m<sup>3</sup> de concreto:

Agua 168 lts.  
Cemento 236 Kg.  
Arena 849 Kg  
Piedra 1180 Kg.  
Aire 0.5%

CORRECCION POR HUMEDAD EN LOS AGREGADOS.-

Peso de arena húmeda :  $849 \times 1.03 = 874 \text{ Kg}$

Peso de piedra húmeda:  $1180 \times 1.01 = 1192 \text{ Kg.}$

Humedad libre en la arena = 25 Kg (ó lts)

Humedad libre en la piedra = 12 Kg. (ó lts)

Cantidad de agua por añadir  $168 - (25 + 12) = 131 \text{ lts.}$

DOSIFICACION CORREGIDA CON AGREGADOS HUMEDOS.-

Agua 131 lts.  
Cemento 236 Kg.  
Arena 874 Kg.  
Piedra 1192 Kg.  
Aire 0.5 %

PESOS VOLUMETRICOS SUELTOS.-

Cemento (medido en sacos) 1.500  
Arena (suelta y húmeda) 1.445  
Piedra (suelta y húmeda) 1.400

DOSIFICACION AL VOLUMEN.-

Agua		131 lts.
Cemento	236/1.500	158 lts.
Arena	874/1.445	605 lts.
Piedra	1192/1.400	850 lts.

$$\frac{158}{158} : \frac{605}{158} : \frac{850}{158} \quad \underline{1 : 3.82 : 5.40}$$

Cantidad de agua por saco =  $131/5.6 = 23.3$  lts.

PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA

CAPITULO N° 14

PRESUPUESTO.....PROPIETARIO..Beneficencia.Pública.de.Ica.....  
 OBRA.....Local.Central.....DIRECCION.....ICA.....HOJA Nº.....1.....

Nº	ESPECIFICACION	Metrado	U	Precio Unitario	Parcial	T O T A L
04	Sobrecimientos					
	- encofrado	168.00	m2.	57.00	9,576.00	
	- concreto 1:8 con 25% de piedra mediana	20.00	m3.	339.00	6,780.00	
06	Solado para zapatas y sótano	240.00	m2.	22.00	5,280.00	
07	Forjado de gradas	30.00	m1.	60.00	1,800.00	47,916.00
4.00	<u>ESTRUCTURA DE CONCRETO.-</u> <u>Imer. Piso</u>					
01	Zapatas					
	- concreto f'c=175 kg/cm2.	145.00	m3.	534.00	77,430.00	
	- acero fy=2800kg/cm2.	8944.00	kg.	1.45	12,968.00	
02	Muro de sostenimiento					
	- concreto f'c=175/cm2 en zapata	24.00	m3	534.00	12,816.00	
	- encofrado	165.00	m2	70.00	11,550.00	
	- concreto f'c=175 en muro	21.00	m3.	590.00	12,390.00	
	- acero fy=2800 kg/cm2.	3995.00	kg.	1.45	5,792.75	
05	Columnas					
	- encofrado	194.00	m2.	78.00	15,132.00	
	- concreto f'c=210 kg/cm2.	14.70	m3.	672.00	9,878.40	
	- acero fy=2800kg/cm2.	5545.00	kg.	1.45	8,041.70	
06	Caja del ascensor					
	- encofrado	170.00	m2.	78.00	13,260.00	
	- concreto f'c=175kg/cm2.	16.00	m3.	636.00	10,176.00	
	- acero fy=2800kg/cm2.	619.00	kg.	1.45	897.55	
08	Escalera					
08a	Cimiento Escalera					
	- concreto f'c=175kg/cm2.	2.00	m3	534.00	1,068.00	
08b	Escalera propiamente					
	-encofrado	9.00	m2.	220.00	1,980.00	
	-concreto f'c=210 kg/cm2.	1.50	m3	606.00	909.00	
	-acero fy=2800 kg/cm2.	96.00	kg.	1.45	139.20	
09	Vigas					
	- encofrado vigas chatas	49.00	m2.	76.00	3,724.00	
	- encofrado vigas peraltadas	158.00	m2	86.00	13,588.00	
	- concreto f'c=210kg/cm2.	31.00	m3.	588.00	18,228.00	
	- doble acero	4332.00	kg.	1.45	6,281.40	
11	Aligerado h-20 cm.					
	- encofrado	595.00	m2.	47.00	27,965.00	
	- concreto f'c=210kg/cm2.	53.00	m3.	588.00	31,164.00	
	- doble acero	4574.00	kg.	1.45	6,632.30	
13	Blocks de 15 x 30 x 25	5950.00	un.	4.40	26,180.00	
14	Cisterna	Global.			17,500.00	
14	Acero fy=2800kg/cm2.					
	- Ø 1/4	814.00	kg.	8.32	6,772.48	

PRESUPUESTO.....PROPIETARIO. Beneficencia. Pública. de. Ica.....  
 OBRA.... Local. Central.....direccion..... ICA.....HOJA.... 2.....

Nº	ESPECIFICACION	Metrado	U	Precio Unitario	Parcial	T O T A L
- Ø 3/8		3,120.00	kg.	8.08	25,209.60	
- Ø 1/2		3,755.00	kg.	7.73	29,026.15	
- Ø 5/8		506.00	kg.	7.43	3,759.58	
- Ø 3/4		3,713.00	kg.	7.37	27,364.81	
- Ø 7/8		6,225.00	kg.	7.31	45,504.75	
- Ø 1		9,644.00	kg.	17.31	70,497.64	558,027.11
Alambre Nº16		300.00	kg.	14.00	4,200.00	
III	<u>PISO TIPICO.-</u>					
4.00	<u>ESTRUCTURA DE CONCRETO.-</u>					
05	Columnas:					
-	encofrado	87.00	m2.	78.00	6,786.00	
-	concreto f'c=210 kg/cm2.	2.3	m3.	672.00	1,545.60	
-	acero fy = 2800	2,341.00	kg.	1.45	3,394.45	
06	Caja de ascensor					
-	encofrado	97.00	m2.	78.00	7,566.00	
-	concreto f'c=175 kg/cm2.	9.00	m3.	636.00	5,724.00	
-	acero fy =2800 kg/cm2.	353.00	kg.	1.45	511.85	
08	Escalera:					
-	encofrado	9.00	m2.	220.00	1,980.00	
-	concreto f'c= 210 kg/cm2.	1.50	m3.	606.00	909.00	
-	doblado de acero	96.00	kg.	1.45	1,139.20	
09	Vigas					
-	encofrado de vigas chatas	43.00	m2	76.00	3,268.00	
-	encofrado de vigas peral-					
-	tadas	149.00	m2.	86.00	12,814.00	
-	concreto f'c =210 kg/cm2.	28.00	m3.	588.00	16,464.00	
-	doblado de acero	3,324.00	kg.	1.45	4,819.80	
11	Aligerado h-20 cm.					
-	encofrado	507.00	m2	47.00	23,829.00	
-	concreto f'c= 210 kg/cm2.	47.00	m3.	588.00	27,636.00	
-	doblado de acero	4,038.00	kg.	1.45	5,855.10	
-	ladrillo 15 x 30 x 25	5,070.00	un.	4.40	22,308.00	
14	Acero Estructural fy=2800 kg.					
-	Ø 1/4	779.00	kg.	8.32	6,481.20	
-	Ø 3/8	2,010.00	kg.	8.08	16,240.80	
-	Ø 1/2	2,886.00	kg.	7.73	22,308.78	
-	Ø 5/8	394.00	kg.	7.43	2,927.42	
-	Ø 3/4	1,113.00	kg.	7.37	8,202.81	
-	Ø 7/8	2,319.00	kg.	7.31	16,951.89	
-	Ø 1	651.00	kg.	7.31	4,758.81	
15	Alambre Nº16	140.00	kg.	14.00	1,960.00	228,243.71
5.00	<u>ALBAÑILERIA.-</u>					
01	Muro de ladrillo pandereta					
-	aparejo de cabeza	267.00	m2.	179.00	47,793.00	
-	aparejo de sogá	503.00	m2.	98.00	49,294.00	

PRESUPUESTO.....PROPIETARIO.Beneficencia.Publica.de.Ica.....  
 OBRA....Local.Central.....Dirección.....ICA.....HOJA.....3.....

Nº	ESPECIFICACION	Metrado	Precio		Parcial	T O T A L
			U	Unitario		
11	Muros decorativos con bloques ornamentales de concreto	30.00	m2.	200.00	6,000.00	
16	Dinteles de concreto armado	62.00	m1.	100.00	6,200.00	
17	Derrames con ladrillo	216.00	m1.	13.00	2,808.00	112,095.00
6.00	<u>REVOQUES</u>					
01	Tarrajeo de muros interiores	1,090.00	m2.	34.00	37,060.00	
	- Jabonera con asa 6"x6"	5.00	un.	70.00	350.00	
	- Jabonera simple 6" x 3"	5.00	un.	38.00	190.00	
	- Tohalleros con barra de madera 24"	5.00	un.	64.00	320.00	
	- Gancho	5.00	un.	20.00	100.00	
	- Papelera de 6" x 6"	5.00	un.	66.00	330.00	
08	Papelera metálica de colgar	5.00	un.	60.00	300.00	
09	Colocación de accesorios	30.00	un.	45.00	1,350.00	40,155.00
19.00	<u>EQUIPOS ESPECIALES</u>					
07	Calentador de agua de 90 lts.de capacidad	5.00	un	2,850.00	14,250.00	14,250.00
20.00	<u>VARIOS</u>					
02	Muebles bajos de cocina(tipo económico)	21.00	m1.	1,700.00	35,700.00	35,700.00
				SUB-TOTAL:		812,890.71
IV	<u>AZOTEA</u>					
4.00	<u>ESTRUCTURA DE CONCRETO</u>					
06	Caja de ascensor					
	- encofrado	121.00	m2	78.00	9,438.00	
	- concreto f'c=175 kg/cm2.	11.00	m3	636.00	6,996.00	
	- doblado de acero fy=2800 kg/cm2.	439.00	kg.	1.45	636.55	
11	Aligerado h=20 cm.					
	- encofrado	31.00	m2.	47.00	1,457.00	
	- concreto f'c=210kg/cm2.	4.00	m3	588.00	2,352.00	
	- doblado de acero fy=2800 kg/cm2.	195.00	kg.	1.45	282.75	
	- Ladrillo 15 x 30 x30x25	310.00	un	4.4	1,364.00	
12	Losa en caja de ascensor					
	- encofrado	9.00	m2	62.00	558.00	
	- concreto f'c=175kg/cm2.	1.00	m3	540.00	540.00	
	- doblado de acero fy=2800 kg/cm2.	112.00	kg	1.45	162.40	



PRESUPUESTO N°.....PROPIETARIO..Beneficencia..República de Ica.....  
 OBRA.....Local Central.....DIRECCION.....ICA.....HOJA N°...4.....

N°	ESPECIFICACION	Metrado	U	Precio Unitario	Parcial	T O T A L
14	Acero estructural					
	Ø 1/4	35.00	kg.	8.32	291.20	
	Ø 3/8	288.00	kg.	8.08	2,327.04	
	Ø 1/2	423.00	kg.	7.73	3,269.79	
15	Alambre N° 16	20.00	kg.	14.00	280.00	
16	Tanque elevado	Global			<u>7,800.00</u>	37,754.73
5.00	<u>ALBAÑILERIA</u>					
01	Muro de ladrillo K.K. - aparejo de cabeza	43.00	m2.	132.00	5,676.00	