

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil

TESIS

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

AUTOR: JOSÉ BERNUY ARMIJOS

-1965-

INDICE

*CAPITULO I
A LIGERADOS*

*CAPITULO II
ANÁLISIS DE PÓRTICOS*

*CAPITULO III
DISEÑO DE VIGAS*

*VIGAS PRINCIPALES
VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO*

*CAPITULO IV
DISEÑO DE COLUMNAS*

*CAPITULO V
ESCALERAS*

*CAPITULO VI
CIMENTACIÓN*

*CAPITULO VII
METRADO Y PRESUPUESTO*

GENERALIDADES.

El presente proyecto corresponde a un edificio cuya estructura de concreto armado se va a calcular.

Está formado de un primer piso para tienda, dos pisos típicos para oficinas y un cuarto piso para viviendas.

Para el cálculo he considerado lo siguiente:

- Peso propio del concreto armado 2400 Kg/m^3

- Cargas permanentes

Aligerados $h = 17 \text{ cm}$ 270 Kg/m^2

Muros $6H$ de cabeza 350 K/m^2

Tabique $6H$ de soga. 215 K/m^2

- Sobrecargas.

Para 2^{do} y 3^{er} piso $\dots 300 \text{ Kg/m}^2$

Para 4^{to} piso $\dots 250 \text{ Kg/m}^2$

Azotea $\dots 100 \text{ K/m}^2$

INDICACIONES:

Para el peralte de las vigas se usó como primer tanteo la Regla práctica $h_v = \frac{1}{10} L$ de la luz del tramo y el ancho, la mitad del peralte.

El espesor del aligerado se asumió de 17 cm para la azotea.

Para columnas se efectúa previamente el metrado considerando los cargas que gravitan sobre ella como son:

Peso del aligerado

Peso de vigas (principales y de arriostre)

Peso de muros

Peso de escaleras.

- Sobrecarga especificada

Determinada la carga P que actúa en la cabeza de la

se multiplica por un coeficiente que compensará producida por la excentricidad de los cargas.

Estos coeficientes varían según los pisos y la posición que ocupan, siendo exteriores e interiores.

$$3 P_4 = P_4$$

$$2 P_3 = P_3$$

$$1.5 P_2 = P_2$$

$$1.5 P_1 = P_1$$

$$1.5 P'_4 = P'_4$$

$$1.5 P'_3 = P'_3$$

$$1.5 P'_2 = P'_2$$

$$1.25 P'_1 = P'_1$$

$$1.0 P'_1 = P'_1$$

columnas exteriores

columnas interiores.

Con los cargas corregidas P_4 P_3 P_2 P_1 se pueden determinar mediante la fórmula

$$A_g = \frac{P}{0.8(0.225 f'_c + f_s P_g)} \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} P_g = 0.01 \\ f'_c = 140 \text{ K/cm}^2 \\ f_s = 1400 \text{ K/cm}^2 \end{cases}$$

El concreto a usarse es de resistencia a la rotura $f'_c = 140 \text{ K/cm}^2$ que se puede conseguir con la proporción 1:2:4 con 7.5 galones de agua por saco de cemento

La armadura será del tipo acero grado duro de $f_s = 1400 \text{ K/cm}^2$

Recubrimientos:

Los recomendados por el D.C.I.

columnas	5 cm.
vigas	5 cm
aligeradas, escaleras	3 cm.

Doblado del fierro:

El acero positivo se dobla a 12 ϕ del P.I (+) hacia el apoyo

El acero negativo se pone hasta 12 ϕ del PI (-) hacia el centro del tramo

Para hallar dichos puntos de inflexión se emplea la parábola de Peabody - caso de solución por coeficientes. Al resolver por el método Hardy Cross se obtendrá a partir de las envolventes de los diagramas de momentos flectores.

CONSTANTES DE CÁLCULO:

Los constantes de cálculo a usarse en la mayoría de los elementos son:

concreto $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$

carga de trabajo $f_c = 0.45 f'_c = 63 \text{ kg/cm}^2$

acero duro corrugado $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = 0.403$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.866$$

$$K = \frac{1}{3} f_c j k = 11$$

Anclaje especial (cuando hay ganchos)

$$r_c = 0.03 f'_c = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = 0.075 f'_c = 10.5 \text{ kg/cm}^2$$

ALIGERADOS

Previo a la ubicación de los pórticos que determinan el sentido a techarse y considerando las condiciones favorables del aligerado hemos adoptado este sistema.

CALCULO

Caso de aligerado de varios tramos se determinan los momentos aceptando el aligerado como losa continua

METODO DE CALCULO

1.- Por coeficientes cuando se cumplen las condiciones que recomienda el A.C.I. Estos coeficientes se usan bajo determinadas condiciones.

- que los lucos sean iguales entre si o que su diferencia no exceda el 20 %

que las cargas sean uniformemente repartidas.

- que la sobrecarga no exceda en tres veces a la carga permanente (para propio mas piso terminado)

se considera la luz libre $l' = l_c - b$

Siendo necesario saber el ancho de las vigas que sirven de apoyo a los aligerados he seguido como fórmula aproximada para determinar este ancho

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

2.- Método de Hardy Cross este método se usó para corregir los momentos en los casos en que se tenían cargas concentradas

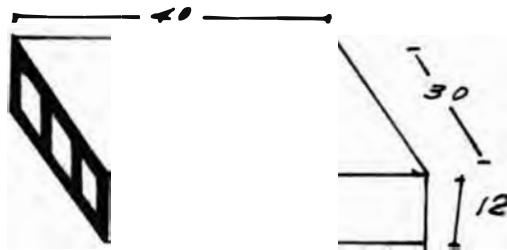
De esta manera se hicieron todos los cálculos por el método de coeficientes y se hizo la corrección respectiva en el tramo o tramos que estaban bajo la influencia de la carga concentrada.

Luz de calculo: se considera como luz de calculo apoyos.

ALIGERADO DE LA AZOTEA

Para el aligerado de la azotea uso ladrillas de tres huecos de las siguientes dimensiones: $40 \times 30 \times 12$.

$$\begin{aligned} h &= 17 \text{ cm} \\ t &= 5 \text{ cm} \\ d &= 14 \text{ cm} \end{aligned}$$



Aligerado TIPO

Aqui aplico coeficientes.

0.85

$$\begin{aligned} \text{Donde } w &= p_p + p_b + s/c \\ &= 370 + 100 + 100 = 470 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

calculo de los momentos

momentos negativos:

$$\begin{aligned} \text{Apoyo 1} \quad M &= \frac{w l^2}{20} = \frac{470 \times 2.85^2}{20} = 190 \text{ Kg-m} \\ \text{Apoyo 2} \quad M &= \frac{w (l_1 + l_2)^2}{9} = \frac{470 \times 2.67^2}{9} = 370 \text{ ''} \\ \text{Apoyo 3} \quad M &= \frac{w l^2}{20} = \frac{470 \times 2.5^2}{20} = 146 \text{ ''} \end{aligned}$$

momentos positivos:

$$\begin{aligned} \text{Tramo 1-2} \quad M &= \frac{w l^2}{14} = \frac{470 \times 2.85^2}{14} = 270 \text{ Kg-m} \\ \text{Tramo 2-3} \quad M &= \frac{w l^2}{14} = \frac{470 \times 2.5^2}{14} = 210 \text{ ''} \end{aligned}$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$(+)\ A_s = \frac{M + 100}{2.5 \times 1400 (14 - 5/2)} \quad - \quad (+)\ \frac{M}{403}$$

$$w_r = p_p + p_t + s/c = 470 \text{ Kg/m}^2$$

calculo de los momentos

momentos negativos

$$\text{apoyo 5} \quad M = \frac{w l^2}{24} = \frac{470 \times 2.25^2}{24} = 100$$

$$\text{apoyo 6} \quad M = \frac{w l^2}{24} = \frac{470 \times 2.25^2}{24} = 100$$

momentos positivos

$$\text{tramo 5-6} \quad M = \frac{w l^2}{10} = \frac{470 \times 2.25^2}{10} = 240$$

calculo de las áreas de acero

acero positivo

		A_s	ϕ armado.
TRAMO 5-6		0.59	1 ϕ 3/8

acero negativo

apoyo	100	0.23	1 ϕ 3/8
apoyo	100	0.23	1 ϕ 3/8

CALCULO DE LOS ESFUEROS CORTANTES

$$\text{apoyo 5} \quad v = 0.5 w l = 0.5 \times 470 \times 2.25 = 530$$

$$\text{apoyo 6} \quad v = 0.5 w l = 0.5 \times 470 \times 2.25 = 530$$

no hay ensanches.

	$\xi = \frac{v}{318}$	
	ξ_0	ϕ armado
	1.66	1 ϕ 3/8
	1.66	1 ϕ 3/8

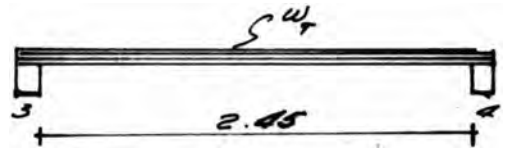
TRAMO 1-2

$$v_m = 0.125 w l = 530 - 0.125 \times 470 \times 2.25 = 398$$

$$\xi = \frac{v}{318} = \frac{398}{318} = 1.26 \quad \hookrightarrow \quad 1 \phi \quad 3/8$$

aligerado TIPO "d" y "e"

$$w_T = p_p + p_b + s/c = 470 \text{ kg/m}^2$$



calculo de los momentos

momentos negativos

apoyo 3 $M = \frac{w_T l^2}{24} = \frac{470 \times 2.5^2}{24} = 122$

apoyo 4 $M = \frac{w_T l^2}{24} = \frac{470 \times 2.5^2}{24} = 122$

momentos positivos

TRAMO 3-4 $M = \frac{w_T l^2}{10} = \frac{470 \times 2.5^2}{10} = 295$

ÁREAS OCUPADAS

$$(\pm) A_s = \frac{M}{f_y}$$

295

Ø armado
1Ø 1/2

122

.29

1Ø 3/8

122

.29

1Ø 3/8

CÁLCULO DE LOS EFUERZOS CORTANTES

apoyo 3 $V = 0.5 w_T l = 0.5 \times 470 \times 2.5 = 590$

apoyo 4 $V = 0.5 w_T l = 0.5 \times 470 \times 2.5 = 590$

no hay ensambles.

POR ADHERENCIA,

$$\xi = \frac{V}{318}$$

apoyos

apoyo 3

590

1.86

1Ø 3/8

apoyo 4

590

1.86

1Ø 3/8

en los P. I.

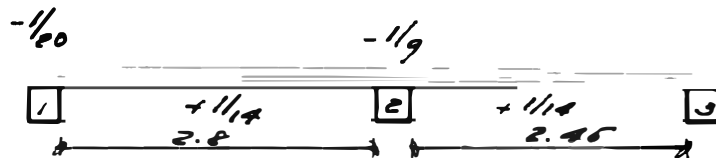
$$0.125 w_T l = 590 - 0.125 \times 470 \times 2.5 = 444$$

$$\xi_0 = \frac{V}{318} = \frac{444}{318} = 1.4 \text{ } \rightarrow \text{1Ø 3/8}$$

ALIGERADO DE CUARTO PISO

Este piso dedicado a viviendas lleva también aligerado de $h = 17\text{cm}$ con ladrillos de tres huecos de las dimensiones sig: $40 \times 30 \times 17$ (aligerado)

El cálculo se hará por el método de coeficientes, en el cual se corregirá el efecto debido a cargas concentradas producido por los muros de los diferentes ambientes.



aligerado TIPO " "

CÁLCULO DE LOS MOMENTOS

momentos negativos

apoyo 1 $M = \frac{w l_1^2}{20} = \frac{6.20 \times 2.8^2}{20} = 250 \text{ kg-m}$

apoyo 2 $M = \frac{w \left(\frac{l_1 + l_2}{2}\right)^2}{9} = \frac{6.20 \times 2.6^2}{9} = 490 \text{ "}$

apoyo 3 $M = \frac{w l_2^2}{20} = \frac{6.20 \times 2.45^2}{20} = 194 \text{ "}$

momentos positivos

TRAMO 1-2 $M = \frac{w l_1^2}{18} = \frac{6.20 \times 2.8^2}{18} = 360 \text{ "}$

TRAMO 2-3 $M = \frac{w l_2^2}{18} = \frac{6.20 \times 2.45^2}{18} = 280 \text{ "}$

CÁLCULO DE LA ÁREA DE ACERO

ACERO NEGATIVO

$$A_s = \frac{M}{f_y}$$

	M	A_s	ϕ armado
APoyo 1.-	250	0.59	1 ϕ 3/8
APoyo 2.	490	1.16	1 ϕ 1/2
APoyo 3.	194	0.46	1 ϕ 3/8

ACERO POSITIVO

$\Delta_s = 703$

	M	Δ_s	ϕ armado
TRAMO 1-2	360	0.90	1 ϕ 1/2
TRAMO 2-3	280	0.70	1 ϕ 3/8

CÁLCULO DE LOS EJFUERZOS CORTANTES

apoyo 1 $V = 0.5 w l_1 = .5 \times 620 \times 2.85 = 880 \text{ Kg}$

apoyo 2 $V_e = 0.575 w l_1 = .575 \times 620 \times 2.80 = 1020 \text{ ''}$

$V_d = .575 w l_2 = .575 \times 620 \times 2.45 = 890 \text{ ''}$

apoyo 3 $V = .5 w l = .5 \times 620 \times 2.45 = 780 \text{ ''}$

Nota no habrá empujes.

CHEQUEO POR ADHERENCIA $\Sigma_o = \frac{V}{2.5 \times .0075 f_c j d} - \frac{V}{318}$

apoyos	V_{max}	Σ_o (m)	ϕ armado
apoyo 1	880	2.75	1 ϕ 3/8
apoyo 2	1020	3.20	1 ϕ 1/2
apoyo 3	780	2.45	1 ϕ 3/8

en los P.I.

TRAMO 1-2

$V_{max} = V_e - 0.125 w l_1 = 1020 - .125 \times 620 \times 2.8 = 800$

$\Sigma_o = \frac{V}{318} = \frac{800}{318} = 2.5 \rightarrow 1 \phi 3/8$

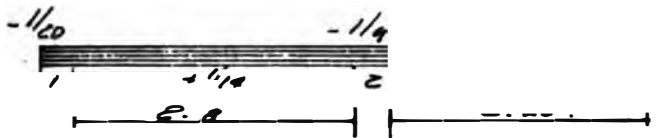
TRAMO 2-3

$V_{max} = V_e - 0.125 w l_2 = 890 - .125 \times 620 \times 2.5 = 670$

$\Sigma_o = \frac{V}{318} = \frac{670}{318} = 2.1 \rightarrow 1 \phi 3/8$

TIPO

$$w_T = 270 + 100 + 250 = 620 \text{ Kg/m}$$



CÁLCULO DE LOS MOMENTOS.

Al entrar a hacer el cálculo de momentos hacemos un cruce, para corregir los M^{tos} y esfuerzos cortantes dados por coeficientes, correspondiente a la carga concentrada del muro ubicado en el tramo 2-3

Considerando una carga concentrada = 560 Kg.

$$(-) M = \frac{560 \times 2.85}{8} = 200$$

/	1/2	1/2	/
-0	0	-200	-200
0	-100	+100	+200
+50	0	-100	-50
-50	-50	+50	+50
0	-150	-100	-100

+275

$$V_{2d} = \frac{560}{2.8} + \frac{150 - 100}{2.8} = 300 \text{ Kg.}$$

$$V_3 = \frac{560}{2.5} + \frac{150 - 100}{2.5} = 260 \text{ ''}$$

Hecho este cálculo hacemos las correcciones para hallar el valor de los M^{tos} y esfuerzos cortantes totales.

- momentos negativos

apoyo 1 $M = \frac{1}{20} \cdot 620 \times 2.8^2 = 250 \text{ Kg-m}$

apoyo 2 $M = -620 \times 2.7 - 150 = 640 \text{ ''}$

apoyo 3 $M = -\frac{620 \times 2.5^2}{20} - 100 = 294 \text{ ''}$

MOMENTOS POSITIVOS.

TRAMO 1-2 $M = \frac{620 \times 2.8^2}{14} - 75 = 250 \text{ Kg-m.}$

TRAMO 2-3 $M = \frac{620 \times 2.8^2}{14} + 275 = 555 \text{ ''}$

CÁLCULO DE EJEUEROS CORTANTES.

apoyo 1 $V_1 = 880 - \frac{150}{2.8} = 830 \text{ Kg.}$

apoyo $V_{2i} = 1020 + \frac{150}{2.8} = 1075 \text{ ''}$

$V_{2d} = 890 + \frac{520}{2} = 1170 \text{ ''}$

apoyo $V_3 = 780 + 520 = 1060 \text{ ''}$

CÁLCULO DE ENSANCHES

a) como todos los M^{tos} son menores de 540 no necesito de ensanchas

b) por el fureo cortante no hay

CÁLCULO DE LAS AREAS DE ACERO

ACERO NEGATIVO

	M	$s_s = \frac{M}{A_s}$	ϕ armado.
apoyo 1.	250	1.4 m ²	1 ϕ 3/8
apoyo 2	640	1.5 "	2 ϕ 3/8
apoyo 3	294	7 "	1 ϕ 3/8

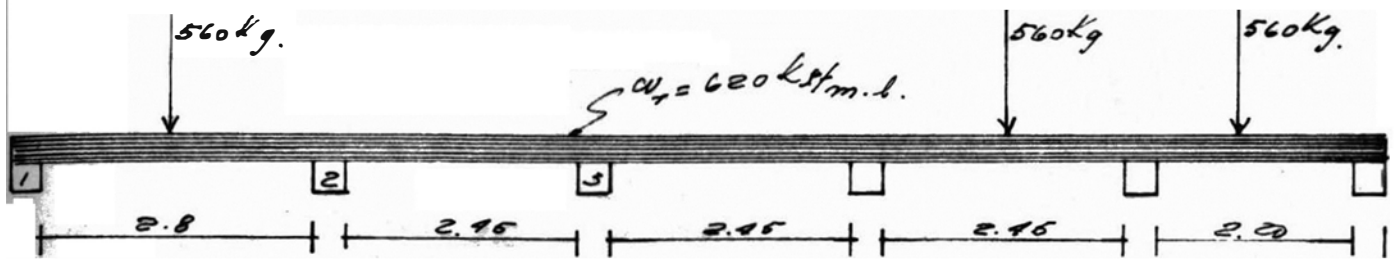
ACERO POSITIVO

	M	$s_s = \frac{M}{A_s}$
TRAMO 1-2	250	0.7
TRAMO 2-3	555	1.4

CHEQUEO POR ADHERENCIA

$E_1 = \frac{830}{3/8} = 2.60 \text{ cm} < 1 \phi 3/8$
 $E_2 = \frac{117}{3/8} = 3.9 \text{ cm} < 2 \phi 3/8$
 $E_3 = \frac{1060}{3/8} = 3.3 \sim 1 \phi 3/8$

aligerado TIPO " "



El método a emplear es el de coeficientes, pero considerando que en los tramos 2-3, 4-5 y 5-6 hay que hacer la corrección respectiva debido a las cargas concentradas.

$$w_T = p.p + p.e + s/c = 270 + 100 + 250 = 620 \text{ Kg/m.l.}$$

HARDY CROSS PARA LAS CARGAS CONCENTRADA

$$(-) M_2 = \frac{560 \times 2.8}{8} = 200 \text{ Kg-m} \quad (+) M = 400 \text{ Kg-m}$$

$$(-) M_A = \frac{560 \times 1 \times 1.75^2}{2.75^2} = 225 \quad (+) M = 360$$

$$(-) M_{Si} = \frac{560 \times 1^2 \times 1.75}{2.75^2} = 130$$

$$(-) M_{Sd} = \frac{560 \times 2.5}{8} = 175 \text{ Kg-m.} \quad (+) M = 360 "$$

	$\frac{1}{2} \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2} \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2} \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2} \frac{1}{2}$	1
0	0 -200	-200 0	0 -225	-130 -175	-175
0	-100 +100	+100 -100	-11 +112	-22 +22	+175
0	0 50	-50 +50	+50 +11	-52 -88	-11
0	-2 +25	+50 -	-20 +20	+16	+11
0	-125 -125	-100 -100	-82 -82	-22	-85
	$[-60]$	$[+290]$	$[-90]$	$[+210]$	$[+200]$

CALCULO DE LOS EFUERZOS CORTANTE

$$V_1 = 0$$

$$V_{2i} = 0$$

$$V_{2d} = \frac{560}{2} = 280$$

$$V_{3i} = \frac{560}{2} = 280$$

$$V_{3d} = 0$$

$$V_{4i} = 0$$

$$V_{2d} = \frac{560 \times 1.75}{2.75} + \frac{224 - 82}{2.75} = 350 - 50 = 300 \text{ Kg}$$

$$V_{5i} = \frac{560 \times 1.0}{2.75} + \frac{224 - 82}{2.75} = 210 + 50 = 260 \text{ ''}$$

$$V_{6d} = \frac{560}{2} + \frac{224 - 82}{2.5} = 280 + 55 = 335 \text{ ''}$$

$$V_6 = \frac{560}{2} - \frac{224 - 82}{2.5} = 280 - 55 = 225 \text{ ''}$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS TOTALES.

-momentos negativos.

$$\text{apoyo 1} \quad M = \frac{1}{20} \times 620 \times 2.8^2$$

$$\text{apoyo 2} \quad M = -\frac{1}{10} \times 620 \times 2.7^2 - 125 = -450 - 100 = -575 \text{ ''}$$

$$\text{apoyo 3} \quad M = -\frac{1}{11} \times 620 \times 2.5^2 - 100 = -360 - 100 = -460$$

$$\text{apoyo 4} \quad M = -\frac{1}{11} \times 620 \times 2.5^2 - 82 = -360 - 82 = -440$$

$$\text{apoyo 5} \quad M = -\frac{1}{10} \times 620 \times 2.8^2 - 224 = -390 - 224 = -614 \text{ ''}$$

$$\text{apoyo 6} \quad M = \frac{1}{20} \times 620 \times 2.8^2 - 85 = -150 - 85 = -235 \text{ ''}$$

momentos positivos

$$\text{TRAMO 1-2} \quad M = \frac{620 \times 2.8^2}{14} - 60 = 360 - 60 = 300 \text{ Kg-m}$$

$$\text{TRAMO 2-3} \quad M = \frac{620 \times 2.5^2}{16} - 290 = 530 \text{ Kg-m}$$

$$\text{TRAMO 3-4} \quad M = \frac{620 \times 2.5^2}{16} - 90 = 150 \text{ ''}$$

$$\text{TRAMO 4-5} \quad M = \frac{620 \times 2.5^2}{16} + 210 = 450 \text{ ''}$$

$$\text{TRAMO 5-6} \quad M = \frac{620 \times 2.8^2}{14} + 200 = 415 \text{ ''}$$

CHEQUEO POR ADHERENCIA

$\Sigma_0 = 318$

$\Sigma_9 = \frac{870}{320} = 2.8 \text{ cm} < 1 \phi 3/8$

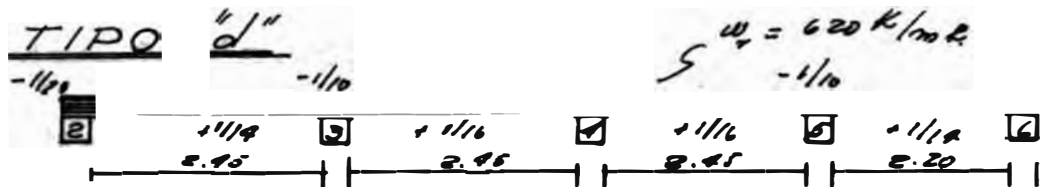
$\Sigma_{0e} = \frac{1050}{320} = 3.4 \text{ ''} < 2 \phi 3/8$

$\Sigma_0 = \frac{1050}{320} = 3.4 \text{ ''} < 1 \phi 1/2$

$\Sigma_{0,1} = \frac{1070}{320} = 3.4 \text{ ''} < 1 \phi 1/2$

$\Sigma_{0,4} = \frac{1125}{320} = 3.5 \text{ ''} < 2 \phi 3/8$

$\Sigma_{0,6} = \frac{900}{320} = 2.8 \text{ ''} < 1 \phi 3/8$



$w_T = p.p + p.t + s/c = 270 + 100 + 250 = 620 \text{ kg/m} =$

CALCULO DE LOS MOMENTOS

negativos:

opoyo 2 $M = \frac{w l_0^2}{20} = \frac{620 \times 2.45^2}{20} = 186 \text{ kg-m}$

$M = \frac{w \left(\frac{l_1+l_2}{2}\right)^2}{10} = \frac{620 \times 2.45^2}{10} = 370 \text{ ''}$

$M = \frac{w \left(\frac{l_1+l_2}{2}\right)^2}{10} = \frac{620 \times 2.45^2}{10} = 340$

$M = \frac{w \left(\frac{l_1+l_2}{2}\right)^2}{10} = \frac{620 \times 2.30^2}{10} = 330$

$M = \frac{w l_0^2}{20} = \frac{620 \times 2.2^2}{20} = 150$

positivos:

TRAMO 2-3 $M = \frac{w l^2}{14} = 265 \text{ kg-m}$

TRAMO 3-4 $M = \frac{w \times 2.45^2}{16} = 230 \text{ ''}$

TRAMO 4-5 $M = \frac{w \times 2.45^2}{16} = 230 \text{ ''}$

TRAMO 5-6 $M = w \times 2.2^2 = 215 \text{ Kg-m}$

CALCULO DE F/ FUERZOS CORTANTES.

apoyo 2 $V = .5 w l_2 = .5 \times 620 \times 2.45 = 760 \text{ Kg}$

apoyo 3 $V_i = .575 w l_2 = .575 \times 620 \times 2.45 = 880 \text{ Kg}$
 $V_d = .575 w l_3 = .575 \times 620 \times 2.45 = 880 \text{ Kg}$

apoyo 4 $V_i = .575 w l_3 = .575 \times 620 \times 2.45 = 880 \text{ Kg}$
 $V_d = .575 w l_4 = .575 \times 620 \times 2.45 = 880 \text{ Kg}$

apoyo 5 $V_i = .575 w l_4 = .575 \times 620 \times 2.45 = 880 \text{ Kg}$
 $V_d = .575 w l_5 = .575 \times 620 \times 2.20 = 790 \text{ Kg}$

apoyo 6 $V = .5 w l_5 = .5 \times 620 \times 2.20 = 790 \text{ Kg}$

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO

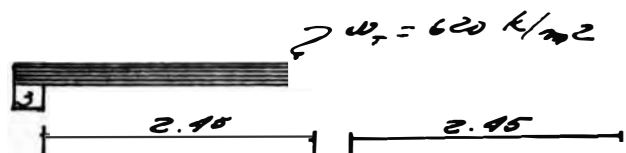
ACERO POSITIVO

	M	$\Delta_s = 403$	ϕ asumido
TRAMO 2-3	265	0.63	1 ϕ 3/8
TRAMO 3-4	230	0.55	1 ϕ 3/8
TRAMO 4-5	230	0.55	1 ϕ 3/8
TRAMO 5-6	215	0.52	1 ϕ 3/8

ACERO NEGATIVO

	M	$\Delta_s = 727$	ϕ asumido
apoyo 2	186	0.45	1 ϕ 3/8
apoyo 3	93	0.10	1 ϕ 1/2
apoyo 4	340	0.80	1 ϕ 3/8
apoyo 5	330	0.78	1 ϕ 3/8
apoyo 6	150	0.35	1 ϕ 3/8

aligerado TIPO "c"



CALCULO DE LOS MOMENTOS.

Positivos

TRAMO 2-3 y 3-4

negativos

apoyo 3 y 5 $M = \frac{1}{20} \times 620 \times 2.45^2 = 186 \text{ Kg-m}$

apoyo 4 $M = \frac{1}{9} \times 620 \times 2.45^2 = 410 \text{ ''}$

CÁLCULO DE EJFUERZOS CORTANTE/

apoyo 3 y 5 $V = .5 \times 620 \times 2.45 = 760 \text{ Kg}$

apoyo 4 $V = .575 \times 620 \times 2.45 = 880 \text{ Kg}$

CÁLCULO DE LAS ÁREAS DE ACERO

positivo

TRAMO 2-3 y 3-4 $\rightarrow .65 \text{ cm}^2$ $1 \phi 3/8$

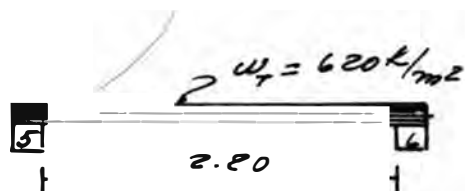
negativo

apoyo 3 y 6 $.45 \text{ cm}^2$ $1 \phi 3/8$

apoyo 4 1 cm^2 $1 \phi 1/2$

aligerada TIPO "f"

$w_t = A_p + p_b + s/c = 270 + 100 + 250 = 620$



CÁLCULO DE LOS MOMENTOS/

momentos negativos/

apoyo 5 $M = \frac{w l^2}{20} = \frac{620 \times 2.20^2}{20} = 131 \text{ Kg-m}$

apoyo 6 $M = \frac{w l^2}{20} = \frac{620 \times 2.20^2}{20} = 131 \text{ ''}$

momentos positivos/

TRAMO 5-6 $M = \frac{w l^2}{10} = \frac{620 \times 2.2^2}{10} = 470$

CÁLCULO DE LAS ÁREAS DE ACERO

ACERO POSITIVO

TRAMO 5-6 $M = 470$ ϕ armado $1 \phi 1/2$

ACERO NEGATIVO

apoyo 5 $M = 131$ 0.31 $1 \phi 3/8$

apoyo 6 $M = 131$ $.31$ $1 \phi 3/8$

CALCULO DE EFUERZOS CORTANTES.

apoyo 5 $V = .5 \omega l = .5 \times 620 \times 2.25 = 700 \text{ Kg}$
 apoyo 6 $V = .5 \omega l = .5 \times 620 \times 2.25 = 700 \text{ Kg}$

$$\epsilon_0 = \frac{V}{2.5 \times 0.0075 \times l / d} = \text{---}$$

Apoyos	V	ϵ_0	ϕ alumido
apoyo 5.	700	2.20	ϕ 3/8
apoyo 6	700	2.20	ϕ 3/8

EX LOS P.I

$V_0 = .125 \omega l = 700 - .125 \times 620 \times 2.25 = 525$
 $\epsilon_0 = \frac{V}{318} = \frac{525}{318} = 1.66 \rightarrow \phi$ 3/8

ALIGERADO DEL TERCER PISO



CALCULO DE LOS MOMENTOS.

momentos negativos.

apoyo 1. $M = \frac{\omega l^2}{20} = \frac{620 \times 2.8^2}{20} = 270 \text{ Kg-m.}$

apoyo 2 $M = \frac{\omega (\frac{l_1 l_2}{3})^2}{9} = \frac{620 \times 2.8^2}{9} = 510 \text{ Kg-m}$

apoyo 3 $M = \frac{\omega l^2}{20} = \frac{620 \times 2.95^2}{20} = 210 \text{ Kg-m}$

momentos positivos.

TRAMO 1-2 $M = \frac{\omega l^2}{18} = \frac{620 \times 2.8^2}{18} = 390 \text{ Kg-m}$

TRAMO 2-3 $M = \frac{\omega l^2}{18} = \frac{620 \times 2.95^2}{18} = 300 \text{ Kg-m}$

CALCULO DE LOS AREAS DE ACERO

ACERO POSITIVO

$$A_s = 703$$

TRAMOS	M	A_s cm ²	ϕ armado
TRAMO 1-2	390	.97 "	1 ϕ 1/2
TRAMO 2-3	300	.74 "	1 ϕ 3/8

ACERO NEGATIVO

$$A_s = \frac{M}{424}$$

APOYOS	M	A_s	ϕ armado
apoyo 1	270	0.64 cm ²	1 ϕ 3/8
apoyo 2	510	1.2 "	1 ϕ 1/2
apoyo 3	210	0.49 "	1 ϕ 3/8

CALCULO DE LOS ESFUERZOS CORTANTE

apoyo 1. $V = .5 w l_1 = .5 \times 670 \times 2.85 = 960 \text{ Kg.}$

apoyo 2. $V_i = .575 w l_1 = .575 \times 670 \times 2.80 = 1100$ "
 $V_d = .575 w l_2 = .575 \times 670 \times 2.45 = 960$

apoyo 3. $V = .5 w l_2 = .5 \times 670 \times 2.45 = 840$ "

CHEQUEO POR ADHERENCIA. $\Sigma_0 = \frac{V}{318}$

apoyos	V_{max}	Σ_0	ϕ armado
apoyo 1	960	3.02 cm	1 ϕ 3/8
apoyo 2	1100	3.45 "	1 ϕ 1/2
apoyo 3	960	3.02 "	1 ϕ 3/8

EN LOS P I

TRAMO 1-2

$$V_{max} = V_2 - .125 w l_1 = .125 \times 670 \times 2.8 = 862$$

$$\Sigma = \frac{V}{318} = \frac{862}{318} = 2.72$$

$$2.72 \quad \phi \text{ 3/8}$$

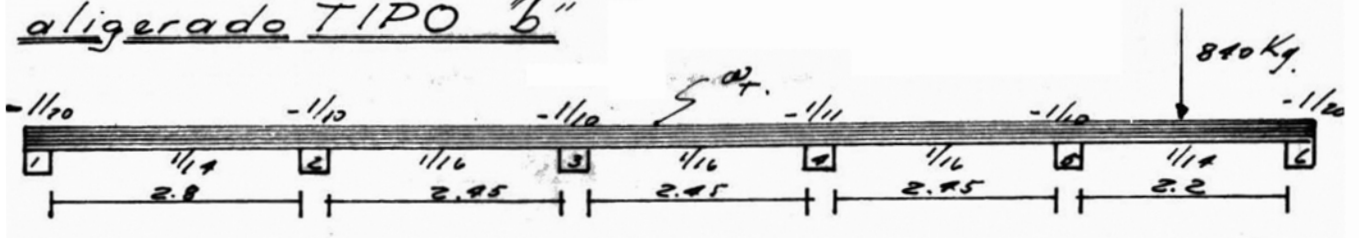
TRAMO 2-3

$$V_{max} = V_2 - .125 w l_2 = .125 \times 670 \times 2.45 = 700$$

$$\Sigma = \frac{V}{318} = \frac{700}{318} = 2.35$$

$$2.35 \quad \phi \text{ 3/8}$$

aligerado TIPO "b"



En el cálculo de este aligerado se ha empleado el método de los coeficientes, habiéndose corregido el cálculo en el quinto tramo por la existencia de una carga concentrada.

$$w_T = p.p + p.b + s/c = 270 + 100 + 300 = 670 \text{ kg/m}^2$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS.

MOMENTOS POSITIVOS.

$$\text{TRAMO 1-2} \quad \frac{w l_1^2}{14} = \frac{670 \times 2.8^2}{14} = 390 \text{ kg-m}$$

$$\text{TRAMO 2-3} \quad \frac{w l_2^2}{16} = \frac{670 \times 2.95^2}{16} = 260 \text{ "}$$

$$\text{TRAMO 3-4} \quad \frac{w l_3^2}{16} = \frac{670 \times 2.45^2}{16} = 260 \text{ "}$$

$$\text{TRAMO 4-5} \quad \frac{w l_4^2}{16} = \frac{670 \times 2.45^2}{16} = 260 \text{ "}$$

$$\text{TRAMO 5-6} \quad \frac{w l_5^2}{14} = \frac{670 \times 2.2^2}{14} = 240 \text{ "}$$

MOMENTOS NEGATIVOS.

$$\text{apoyo 0} \quad \frac{w l_1^2}{20} = \frac{670 \times 2.8^2}{20} = 270 \text{ kg-m}$$

$$\text{apoyo 2} \quad \frac{w \left(\frac{l_1+l_2}{2}\right)^2}{10} = \frac{670 \times 2.6^2}{10} = 420 \text{ "}$$

$$\text{apoyo 3} \quad \frac{w \left(\frac{l_2+l_3}{2}\right)^2}{11} = \frac{670 \times 2.45^2}{11} = 380 \text{ "}$$

$$\text{apoyo 4} \quad \frac{w \left(\frac{l_3+l_4}{2}\right)^2}{11} = \frac{670 \times 2.45^2}{11} = 380 \text{ "}$$

$$\text{apoyo 5} \quad \frac{w \left(\frac{l_4+l_5}{2}\right)^2}{10} = \frac{670 \times 2.45^2}{10} = 380 \text{ "}$$

$$\text{apoyo 6} \quad \frac{w l_5^2}{20} = \frac{670 \times 2.2^2}{20} = 170 \text{ "}$$

apoyo 3 $V_i = .575w l_2 = .575 \times 670 \times 2.45 = 960 \text{ Kg.}$
 $V_d = .575w l_3 = .575 \times 670 \times 2.45 = 960 \text{ ''}$

apoyo 4. $V_i = .575w l_3 = .575 \times 670 \times 2.45 = 960 \text{ ''}$
 $V_d = .575w l_4 = .575 \times 670 \times 2.45 = 960 \text{ ''}$

apoyo 5 $V_i = .575w l_4 = .575 \times 670 \times 2.45 = 960 \text{ ''}$
 $V_d = .575w l_5 = .575 \times 670 \times 2.20 = 865 \text{ ''}$

apoyo 6 $V = .5w l_5 = .5 \times 670 \times 2.20 = 760 \text{ ''}$

Nota. - no hay ensanchamientos

CHEQUEO POR ADHERENCIA

$$\Sigma_0 = \frac{V}{318}$$

apoyos	V_{max}	Σ_0 (cm)	ϕ clavillo
apoyo 1	960	3.02	1 ϕ 3/8
apoyo 2	1100	3.47	1 ϕ 1/2
apoyo 3	960	3.02	1 ϕ 3/8
apoyo 4	960	3.02	1 ϕ 3/8
apoyo 5	960	3.02	1 ϕ 3/8
apoyo 6	760	2.40	1 ϕ 3/8

EN LOS P.I.

TRAMO 1-2

$$V_{max} = V_2 - .125w l_1 = 1100 - .125w l_1 = 820$$

$$\Sigma = \frac{V}{318} = \frac{820}{318} = 2.57 \quad \hookrightarrow \quad 1 \phi \quad 3/8$$

TRAMO 2-3

$$V_{max} = V_3 - .125w l_2 = 960 - .125w l_2 = 720$$

$$\Sigma = \frac{V}{318} = \frac{720}{318} \quad \rightarrow \quad 1 \phi \quad 3/8$$

TRAMO 3-4

$$V_{max} = V_4 - .125w l_3 = 960 - .125w l_3 = 750$$

$$\Sigma = \frac{V}{318} = \frac{750}{318} \quad 2.3 \quad 1 \phi \quad 3/8$$

TRAMO 4-5

$$V_{max} = V_4 - .125w l_4 = 960 - .125 \times 670 \times 2.45 = 750 \quad \hookrightarrow \quad 1 \phi \quad 3/8$$

$$\Sigma = \frac{V}{318} = \frac{750}{318} = 2.3$$

TRAMO 5-6

ACERO NEGATIVO

apoyos	M	Δ_s	ϕ armado
apoyo 2	200	.45	ϕ 3/8
apoyo 3	400	.40	ϕ 1/2
apoyo 4	370	.88	ϕ 1/2
apoyo 5	360	.86	ϕ 1/2
apoyo 6	180	.45	ϕ 3/8

$$\Delta_s = 427$$

CALCULO DE EFUERZOS CORTANTES.

apoyo 2 $V = .5w l_1 = .5 \times 670 \times 2.45 = 820 \text{ Kg.}$

apoyo 3 $V_i = .575w l_1 = .575 \times 670 \times 2.45 = 950 \text{ ''}$
 $V_d = .575w l_2 = .575 \times 670 \times 2.45 = 950 \text{ ''}$

apoyo 4 $V_i = .575w l_2 = .575 \times 670 \times 2.45 = 950 \text{ ''}$
 $V_d = .575w l_3 = .575 \times 670 \times 2.45 = 950 \text{ ''}$

apoyo 5 $V_i = .575w l_3 = .575 \times 670 \times 2.45 = 950 \text{ ''}$
 $V_d = .575w l_4 = .575 \times 670 \times 2.20 = 850 \text{ ''}$

apoyo 6 $V = .5w l_5 = .5 \times 670 \times 2.20 = 740 \text{ ''}$

Nota. - no hay ensanchas.

CHEQUEO POR ADHERENCIA.

$$\Sigma_0 = 318$$

apoyos	V_{max}	Σ_0 (cm)	ϕ armado
apoyo 2	820	2.6	$< \phi$ 3/8
apoyo 3	950	3.0	$< \phi$ 1/2
apoyo 4	950	3.0	$< \phi$ 1/2
apoyo 5	950	3.0	$< \phi$ 1/2
apoyo 6	740	2.3	$< \phi$ 3/8

en los P.I.

TRAMO 2-3

$$V_{max} = V_3 - .125w l_2 = 950 - .125 \times 670 \times 2.45 = 250 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma_0 = \frac{V}{320} = \frac{750}{320} = 2.3 \quad C_0 < \phi \cdot 3/8$$

TRAMO 3-4

$$V_{max} = V_4 - .125w l_3 = 950 - .125 \times 670 \times 2.45 = 750 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma = \frac{V}{320} = \frac{750}{320} = 2.3 \quad C_0 <$$

en los P.I.

TRAMO 2-3

$$V_{max} = V_2 - .125 w l = 830 - .125 \times 670 \times 2.45 = 620 \text{ Kg.}$$

$$\xi_0 = \frac{V}{318} = \frac{620}{318} = 1.95 \leftarrow \text{1 d } 1/4$$

TRAMO 3-4

$$V_{max} = V_2 - .125 w l = 960 - .125 \times 670 \times 2.45 = 750 \text{ Kg}$$

$$\xi = \frac{V}{318} = \frac{750}{318} = 2.3 \leftarrow \text{1 d } 3/8$$

TRAMO 4-5

$$V_m = V_3 - .125 w l = 960 - .125 \times 670 \times 2.45 = 750 \text{ Kg.}$$

$$\xi = \frac{V}{318} = \frac{750}{318} = 2.3 \leftarrow \text{1 d } 3/8$$

Nota. - Para justificar el empleo del espesor $h = 17 \text{ cm}$ en el aligerado, se demuestra a continuación en las condiciones más desfavorables la razón de su adopción

Sea espesor $17 \text{ cm} = h$.

$$\hookrightarrow d = h - 3 = 14 \text{ cm.}$$

Esuogemos el piso con mas sobrecarga

$$p.p. - 270 \text{ Kg.}$$

$$100 \text{ Kg}$$

$$\underline{300 \text{ Kg.}}$$

$$670 \text{ K/m}^2.$$

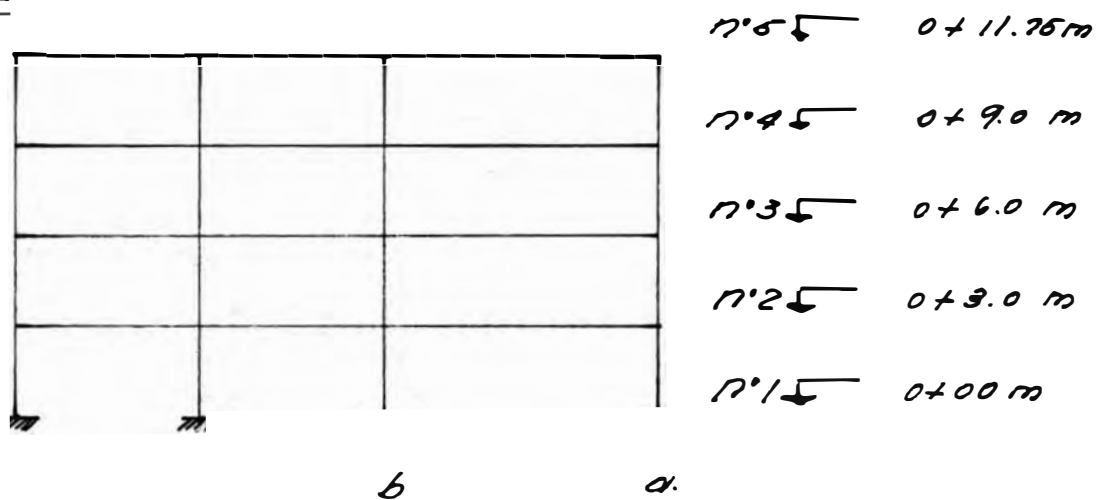
$$d = \frac{960}{4.2 \times 10 \times 0.66 \times 2.5} = 10.6$$

ANÁLISIS DE PORTICOS

NOTACION EMPLEADA

Ejes :- los ejes de columnas paralelos a la fachada los he designado con los números 1, 2, 3, 4, 5, 6 correspondiendo el 1^o a la fachada en sí, y son los que determinan los pórticos respectivos.
Los ejes de columnas normales a la fachada los he designado con las letras a, b, c, d. Estos dan lugar a las vigas de arriostamiento.

Niveles :-



Columnas :- La expresión que las representa esta formada por un número correspondiente al nivel en que se encuentra sobrese, seguido de la inicial de la palabra columna "C" que presentará un subíndice formado por la notación de los ejes que la determinan.

Ej: la columna entre el 2^{do} y 3^{er} nivel y determinada por los ejes d y 3 se representará por 2C_{d-3}.

Vigas :- Se representarán por una expresión indicada por el n° que representa el piso seguido de un cero para terminar en una cifra que indica el verdadero n° de la viga (el orden es el de las agujas del reloj).
Ej: la tercera viga del 2^{do} piso se representa así V-203.

Aligerados:- la notación para aligerados se hace llamando a cada tramo de aligerado por la notación "viguetas" TIPO "a" "b" "c"... como aparecen en el plano adjunto.

Zapatas:- estas están especificadas en el capítulo correspondiente

DIMENSIONAMIENTO

VIGAS:- Los planos arquitectónicos no fijan dimensiones de vigas principales, de modo que para entrar al empujado aplicamos el criterio práctico de $h = \frac{l}{10}$, aunque debo considerar aquí la existencia de una gran luz. Los cálculos sin embargo los hacemos entrando con un perfil de 50cm

$$\begin{aligned} \therefore h &= 50 \text{ cm.} \\ b &= 25 \text{ cm.} \end{aligned}$$

SOBRECARGA EN LOS DIFERENTES NIVELES.

Nivel + 11.75	S/C -	100 Kg/m ²
Nivel + 9.00	S/C -	250 Kg/m ²
Nivel + 6.00	S/C -	300 Kg/m ²
Nivel + 3.00	S/C =	300 Kg/m ²

PESOS UNITARIOS.

Concreto armado	2400 Kg/m ³
aligerado 17cm	270 Kg/m ²
moro de ladrillo cabeza (ponderosa)	350 Kg/m ²
" " " Soga	215 Kg/m ²
Escaleras	1000 Kg/m ²
Ventanas AL.	50 Kg/m ² .

SINEMBARGO el criterio práctico para dimensionar las "VIGAS PRINCIPALES" lo chequeamos por cálculo recogiendo el nivel más cargado y en éste la viga más cargada y en ésta, a su vez, el nudo más cargado. En nuestro caso calcularemos la viga

4-3 Va-d.

4-3V

Cargas permanentes

uniformemente repartida

pp	$0.25 \times 50 \times 1 \times 2400$	300	K/m.
p.p aligerado	$2.8 \times 1 \times 300$	840	"
p.t.	$2.8 \times 1 \times 1$	280	"
sobrecarga	$2.8 \times 1 \times 250$	700	"
		2120	"

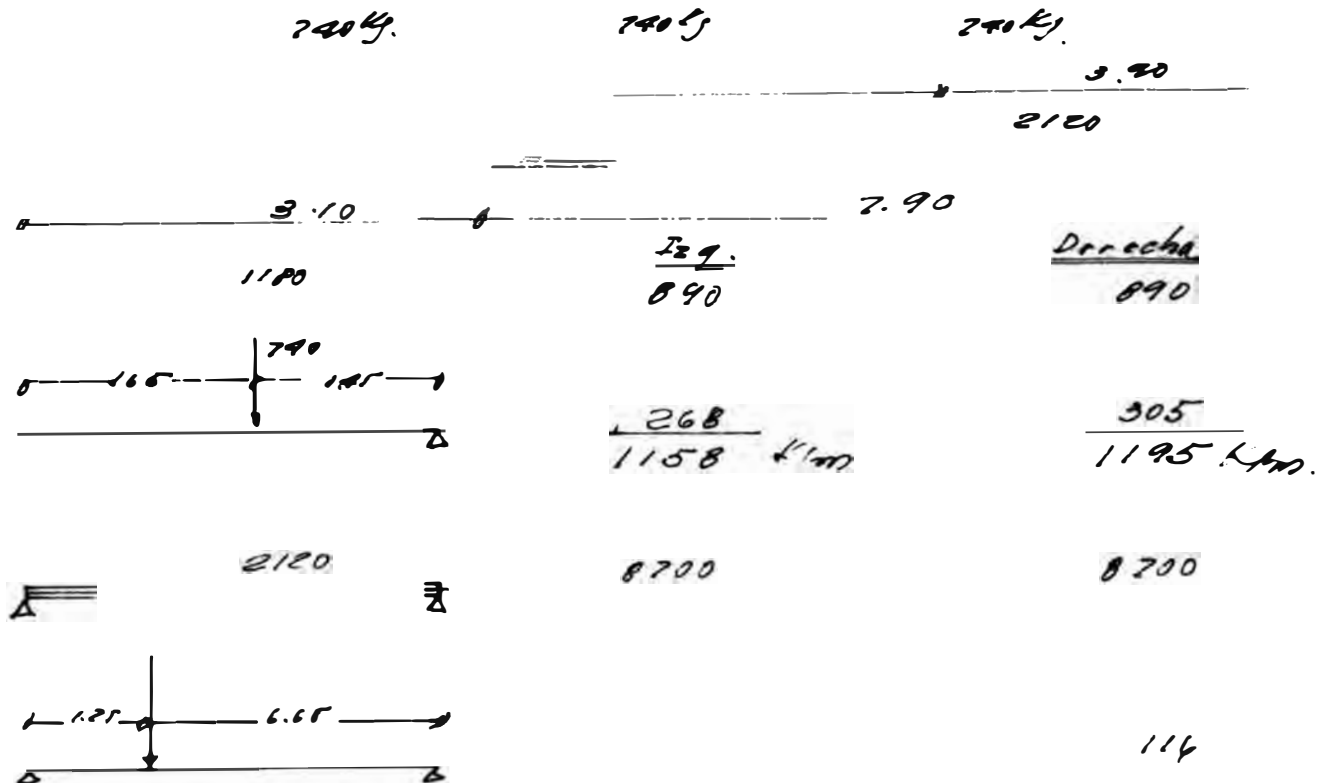
Valor de los cargas concentradas en c/u 740 Kg.

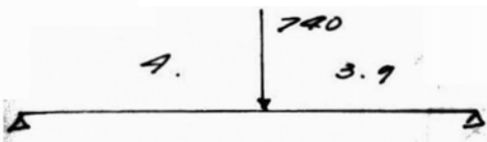
4-3V c-d:

pp	$0.25 \times 50 \times 1 \times 2400$	300	K/m.
p.p aligerado	$1.35 \times 1 \times 300$	400	"
p.t.	$1.35 \times 1 \times 100$	135	"
sobrecarga	$1.35 \times 1 \times 250$	340	"
		1180	Kg.

Valor de la carga concentrada 740 Kg.

Cálculo de los Momentos de Empotramiento.





$$\frac{I_{eq.}}{10060} \frac{K/m}{720}$$

$$\frac{Derecha}{9556} \frac{K/m}{240}$$

Cálculo de los coeficientes.



M^{ts} de Inercia.

$$I_1 = 0.00067$$

$$I_2 = 0.015$$

$$I_3 = 0.05$$

$$I_4 = 0.05$$

$$K_1 = 0.00322$$

$$K_2 = 0.007$$

$$K_3 = 0.0005$$

$$K_4 = 0.007$$

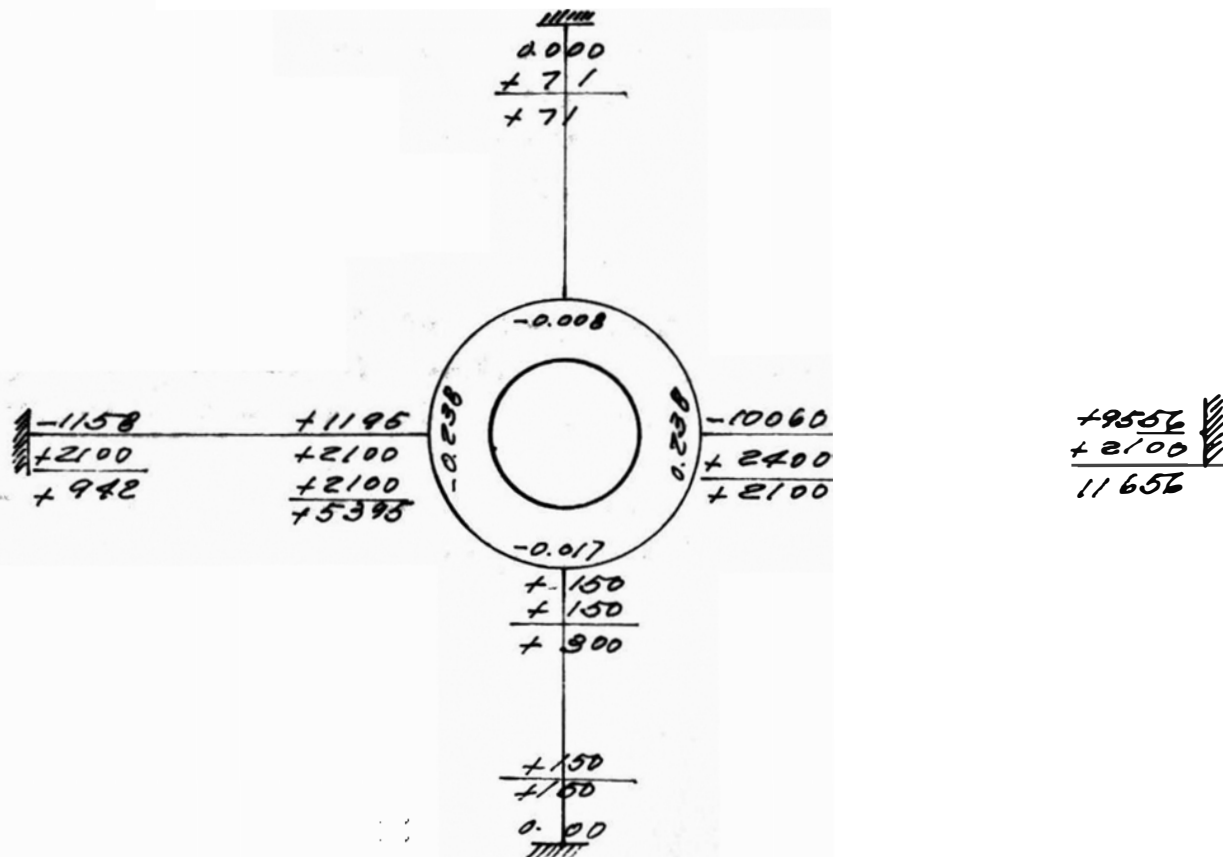
60

$$C_1 = 0.015$$

$$C_3 = 0.034$$

$$C_2 = 0.475$$

$$C_4 = 0.475$$



El mayor momento flector en el nudo es 5860 kg-m.

$$\therefore d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{586000}{11 \times 25}} = \sqrt{2140}$$

De donde $d = 47 \text{ cm}$.

$$h = 47 + \text{recubrimiento} \approx 50 \text{ cm}$$

Luego ejecutamos el metroado de vigas principales para los niveles 2, 3 y 4 en una sección de 25 x 50. Estas medidas se reducirán en la azotea a 25 x 30.

METRADO DE CARGAS

VIGAS PRINCIPALES

NIVEL 5

PORTICOS

5-6 V₂-2

p.p	= 0.25 x 0.25 x 1.00 x 2400	270 kg/m
p.p. aligerado	1.00 x 1.375 x 270	370 "
p.t	1.00 x 1.375 x 1.00	138 "
s/c	1.00 x 1.375 x 1.00	138
		<u>916 kg/m.</u>

Prso muro de ladrillo (6H)	2.20 x 1.00 x 215	475 kg/m.
p.p. aligerada del techo	1.00 x 1.37 x 270	370 "
s/c de arce aligerado	1.00 x 1.37 x 75	103

Las cargas concentradas son de 600 kg/4m.

600 kg. 600 kg.

2.8.

1860 kg/m.

1.5

8m.

$$\begin{aligned} \circ \circ R_1 &= 7,900 \\ AC_{C-6} &= 7,900 \end{aligned}$$

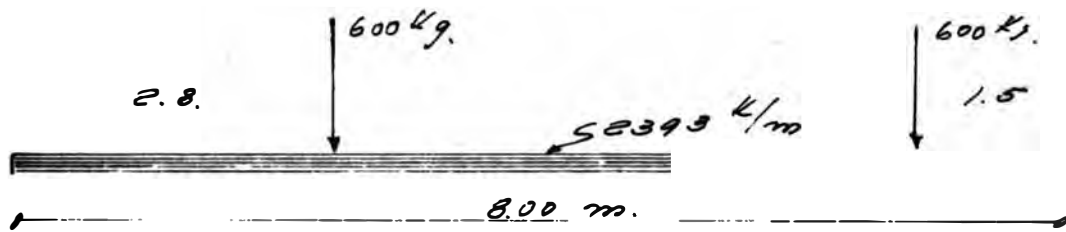
$$\begin{aligned} R_2 &= 8000 \\ AC_{A-6} &= 8000 \end{aligned}$$

5-5Vc-a.

p.p.	$0.25 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400$	270 kg/m.
p.p. alig.	$1.00 \times 2.60 \times 270$	270 "
pt	$1.00 \times 2.60 \times 1.00$	260 "
s/c	$1.00 \times 2.60 \times 1.00$	260 "

Peso muro de ladrillo	$2.00 \times 1.00 \times 215$	430 "
p.p. aligerada del techo	$1.00 \times 1.375 \times 270$	370 "
s/c de este aligerado	$1.00 \times 1.375 \times 75$	103 "
		<u>2393 kg/m.</u>

Las cargas concentradas son de 600 kg/c/u.



De donde $R_1 = 9400$ $R_2 = 9450$
 $\Delta C_{c-5} = 9400$ $\Delta C_{a-5} = 9450.$

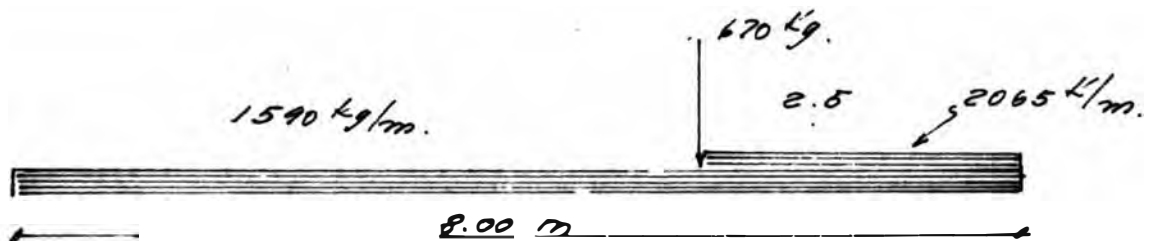
5-4Vc-a

p.p.	$0.25 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400$	270 kg/m
p.p. alig.	$1.00 \times 2.80 \times 270$	760 "
pt.	$1.00 \times 2.80 \times 100$	280 "
s/c	$1.00 \times 2.80 \times 100$	<u>280 "</u>
		1590 "

Peso del muro - los 1^{er} 2.50 m -

$2.20 \times 1.00 \times 215$ 475 "

Carga concentrada $1.4 \times 2.20 \times 215$ 670 "



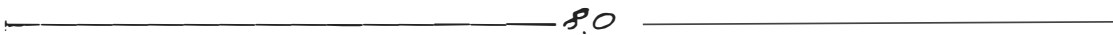
De donde

$R_1 = 7400$ kg $R_2 = 11,100$ kg
 $\Delta C_{c-4} = 7,400$ kg. $\Delta C_{d-4} = 11,100$ kg.

5-3V_{c-a}

p.p	$0.25 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400$	270 Kg/m
p.p. alig.	$1.00 \times 2.80 \times 270$	750 "
p.t	$1.00 \times 2.80 \times 100$	280 "
s/c	$1.00 \times 2.80 \times 100$	<u>280</u> "
		1580 Kg.

1580 Kg/m.



$R_1 = R_2 = 6300$

$4C_{c-3} = 4C_{a-3} = 6300.$

5-3V_{d-c}

p.p . . .	$0.25 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400$	270 Kg/m.
p.p. alig.	$1.00 \times 1.50 \times 270$	400 "
p.t.	$1.00 \times 1.50 \times 100$	150 "
s/c	$1.00 \times 1.50 \times 100$	<u>150</u> "
		980 "

$R_1 = R_2 = 490 \text{ Kg.}$

$4C_{d-3} = 4C_{c-3} = 490 \text{ Kg}$

5-2V_{d-c}

p.p . . .	$0.25 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400$	270 Kg/m.
p.p. alig.	$1.00 \times 2.80 \times 270$	750 "
p.t	$1.00 \times 2.80 \times 100$	280 "
s/c	$1.00 \times 2.80 \times 100$	<u>280</u> "
		1580 "

$R_1 = R_2 = 790 \text{ Kg.}$

$4C_{d-2} = 4C_{c-2} = 790 \text{ Kg.}$

5-2V_{c-b}

p.p . . .	$0.25 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400$	270 Kg/m.
p.p. alig.	$1.00 \times 2.8 \times 270$	750 "
p.t.	$1.00 \times 2.8 \times 100$	280 "
s/c	$1.00 \times 2.8 \times 100$	<u>280</u> "
		1580 "

onde :

$R_1 = R_2 = 790 \text{ Kg}$

$4C_{c-2} = 4C_{b-2} = 790 \text{ Kg.}$

5-2 V_{3-a} (1m 1.70)

p.p	$0.25 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400$	270 kg/m
p.p. alig	$1.00 \times 2.80 \times 270$	270 "
p.t	$1.00 \times 2.80 \times 100$	280 "
s/c	$1.00 \times 2.80 \times 100$	280
pp alig.	$1.00 \times 1.45 \times 270$	390
s/c	$1.00 \times 1.45 \times 75$	180 "
		<u>2150 kg/m</u>

(3.25 m restante)

p.p.	$0.25 \times 0.45 \times 2400$	270 kg/m
p.p. alig	$1.00 \times 1.35 \times 270$	368 "
p.t	$1.00 \times 1.35 \times 100$	135
s/c	$1.00 \times 1.35 \times 100$	135
pp. alig.	$1.00 \times 1.45 \times 270$	390
s/c	$1.00 \times 1.45 \times 75$	180
muro	$1.2 \times 1.00 \times 215$	260
		<u>1738 kg/m</u>

Cargas concentradas.

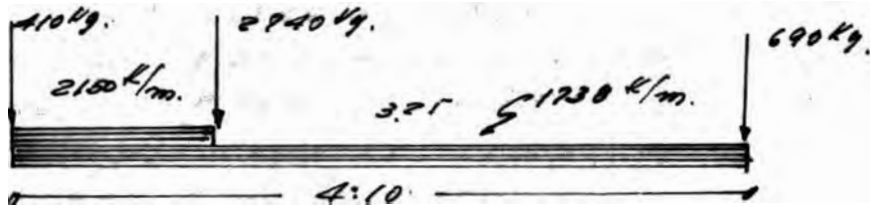
columna	$0.0775 \times 2.20 \times 2400$	410 kg
muro	$2.2 \times 1.45 \times 215$	690

parte que corresponde de la escalera.

$3.25 \times 1.45 \times 1000$ 2360

viga de escalera. $0.25 \times 0.45 \times 1.45 \times 2400$ 390

2740



$R_1 = 7,100 \text{ kg.}$
 $AC_{3-2} = 2,100 \text{ kg.}$

$R_2 = 5,990 \text{ kg.}$
 $AC_{a-2} = 5,990 \text{ kg.}$

5-1 V_{d-c}

p.p	$0.25 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400$	270 kg/m
pp alig..	$1.00 \times 1.70 \times 270$	460 "
p.t	$1.00 \times 1.70 \times 270$	170 "
s/c	$1.00 \times 1.70 \times 270$	170 "
		<u>1070 "</u>

$\therefore R_1 = R_2 = 1500 \text{ Kg.} \quad 4C_{d-1} = 4C_{c-1} = 1500 \text{ Kg.}$

5-1 Vc-b.

Aquí son 3400 Kg.

$\therefore R_1 = R_2 = 1700 \quad 4C_{d-1} = 4C_{c-1} = 1700 \text{ Kg.}$

5-1 Vc-b

p.p.	$0.25 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400$	270 Kg/m.
p.p. alig.	$1.00 \times 1.70 \times 270$	460 "
p.t	$1.00 \times 1.70 \times 100$	170 "
s/c	$1.00 \times 1.70 \times 100$	170 "
		1070 "

$R_1 = R_2 = 1650 \text{ Kg.} \quad 4C_{c-1} = 4C_{b-1} = 1650 \text{ Kg.}$

5-4 Vb-a (lmo 1.70)

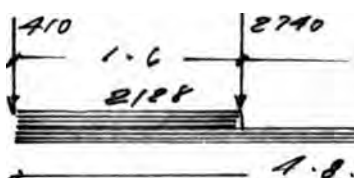
p.p	$0.25 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400$	270 Kg.
p.p. alig.	$1.00 \times 1.70 \times 270$	460 Kg.
p.t	$1.00 \times 1.70 \times 100$	170 "
s/c	$1.00 \times 1.70 \times 100$	170 "
p.p. alig.	$1.00 \times 1.70 \times 270$	460 "
s/c	$1.00 \times 1.70 \times 75$	120 "
muro	$2.20 \times 1.00 \times 215$	470 "
		2128 "

(3.25 restantes)

p.p. viga.	$0.25 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400$	270 Kg.
muro	$2.20 \times 1.00 \times 215$	470 "
		740 "

Cargas concentradas:

columna . . .	$0.0775 \times 220 \times 2400$	410 Kg.
parte de la escalera		2350 "
viga de escalera.	2740	390 "
muro		800 "

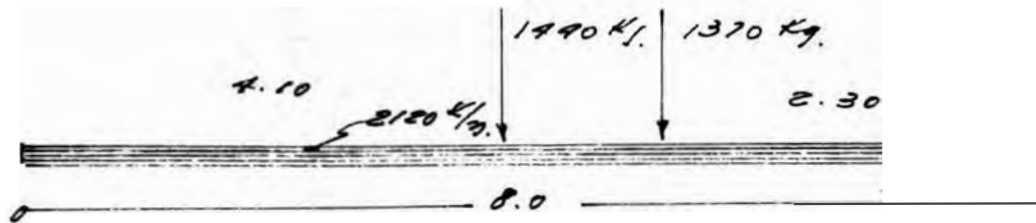


$3.25 \times 220 = 740$

$\therefore R_1 = 5900 \quad 4C_{b-1}$
 $R_2 = 3850 \quad 4C_{a-1}$

Cargas concentradas : son dos.

Se 1440 Kg y 1370 Kg.



$$R_1 = 9600 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = 10200 \text{ Kg.}$$

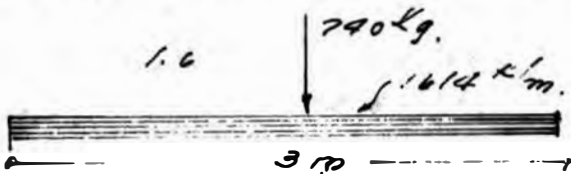
3C-4

3C-4

4-3Vd-c

p.p	$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 Kg/m.
p.p. alig.	$1.00 \times 1.4 \times 300$	420 "
p.t	$1.00 \times 1.4 \times 100$	140 "
s/c	$1.00 \times 1.4 \times 250$	350 "
alfeizer	$1.00 \times 1.4 \times 350$	350 "
ventanas	$1.00 \times 1.8 \times 30$	54 "
		1614 Kg/m.

Carga concentrada de 740 Kg.



$$R_1 = 2700 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = 2870 \text{ Kg.}$$

3Cd-3

3C-3

4-3Vc-a

p.p	$0.25 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400$	300 Kg/m
p.p. alig	$1.00 \times 2.8 \times 300$	840 "
p.t	$1.00 \times 2.8 \times 100$	280 "
s/c	$1.00 \times 2.8 \times 250$	700 "
		2120 "

Carga concentrada = 740 Kg.



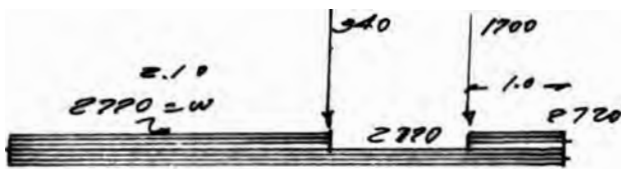
$$R_1 = 9800 \text{ Kg. } 3C-3$$

$$R_2 = 9620 \text{ Kg. } 3C-a-3.$$

4-2 V_{d-c}

p.p	$0.55 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 K/m.
p.p. alig	$1.00 \times 2.8 \times 300$	840 "
p.t	$1.00 \times 2.8 \times 100$	280 "
s/c	$1.00 \times 2.8 \times 250$	700 "
		<u>2120 "</u>

Hoy dos cargas concentradas de 640 kg y 1640 kg.

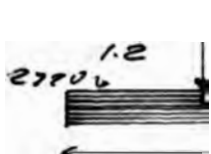


∴ R₁ = 3,400 3 C_{d-2}
 R₂ = 4,880 3 C_{c-2}

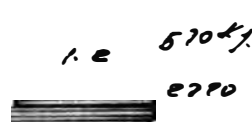
4-2 V_{c-b}

p.p . . .	$0.25 \times 0.45 \times 1 \times 2400$	300 K _s .
p.p. alig.	$1.00 \times 2.80 \times 300$	840 "
p.t	$1.00 \times 2.80 \times 100$	280 "
s/c	$1.00 \times 2.80 \times 250$	700 "
		<u>2120 K/m</u>
muro (hasta 1.20)	$2.8 \times 1.00 \times 215$	600 "
muro	$2.8 \times 1.00 \times 215$	600 "

Cargas concentradas de 340 y 570 kg



340 kg.
 W = 2120
 3.20



R = 4400 3 C_{c-2}
 R₂ = 4200 3 C_{b-2}

4-2 V_{b-a} (hasta : 1.6m).

p.p	$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 K/m.
p.p. alig.	$1.00 \times 2.8 \times 300$	840 "
p.t	$1.00 \times 2.8 \times 100$	280 "
s/c . . .	$1.00 \times 2.8 \times 250$	700 "
		<u>2120 K/m</u>

pp. . . .	$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 K/m
p.p. alig . .	$1.00 \times 1.3 \times 300$	390 "

p.c.	$1.00 \times 1.3 \times 100$	130 K/m.
s/c	$1.00 \times 1.3 \times 100$	130 K/m.
muro	$1.00 \times 2.2 \times 215$	480 K/m.
		<u>1730</u> "

Carga concentrada de viga para escalera = 740 "
 otra carga concentrada. de 570 Kg.

∴ $R_1 = 6520 \text{ Kg.}$ 3Cb-2
 $R_2 = 4800 \text{ Kg.}$ 3Ca-2

Cálculo para las vigas 4-1 Va-c 4-1 Vc-b

p.p	$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 K/m.
p.p. alig	$1.00 \times 1.7 \times 300$	500 "
p.e	$1.00 \times 1.7 \times 100$	170 "
s/c	$1.00 \times 1.7 \times 250$	420 "
muro	$1.00 \times 1.2 \times 350$	420 "
ventana	$1.00 \times 1.8 \times 50$	90 "
		<u>1900</u> K/m.

De donde

$R_1 = R_2 = 9000 \text{ Kg.} \hookrightarrow 3Ca-1 = 3Cb-1$

$R_1 = R_2 = 9000 \text{ Kg.} \hookrightarrow 3Ca-1 = 3Cb-1$

4-1 Va-a. (hacha 1.6)

p.p ...	$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 K/m.
p.p. alig.	$1.00 \times 1.00 \times 300$	450 "
p.e	$1.00 \times 1.50 \times 100$	150 "
s/c	$1.00 \times 1.5 \times 250$	375 "
muro	$1.00 \times 1.2 \times 350$	420 "
ventana	$1.00 \times 1.8 \times 50$	90 "
		<u>1785</u> Kg/m

muro (hacha em).

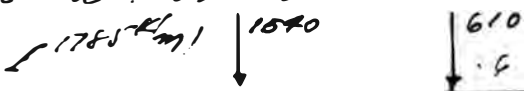
$1.00 \times 2.2 \times 350$

750 Kg.

muro (hacha 1.e).

$1.00 \times 1.2 \times 350$

ventana $1.00 \times 1.8 \times 50$



4.85

metrado de vigas del nivel 3

3-6 V_a-a.

p.p.	$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 kg/m.
p.p. alig.	$1.00 \times 1.37 \times 300$	410 "
p.t.	$1.00 \times 1.37 \times 100$	137 "
s/c	$1.00 \times 1.37 \times 300$	410 "
muro	$1.00 \times 2.80 \times 350$	980 "
		2200 kg/m.

$$R_1 = 9000 \text{ kg.} \quad C_a \text{ } 2C_{a-6}$$
$$R_2 = 8940 \text{ kg.} \quad C_a \text{ } 2C_{a-6}$$

3-5 V_c-a.

p.p.	$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 kg/m.
p.p. al.	$1.00 \times 2.6 \times 300$	780 "
pt	$1.00 \times 2.6 \times 100$	260 "
s/c	$1.00 \times 2.6 \times 300$	780 "
		2120 "

$$2120 \times 8 = 16960 \text{ kg.}$$

$$R_1 = R_2 = 8480 \text{ kg.} \quad 2C_{c-5} - 2C_{a-5}$$

3-4 V_c-a

(el mismo cálculo anterior).

$$R_1 = R_2 = 8480 \text{ kg.} \quad 2C_{c-4} = 2C_{a-4}$$

3-3 V_d-c

p.p.	$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 kg/m.
p.p. alig.	$1.00 \times 1.4 \times 300$	420 "
p.t.	$1.00 \times 1.4 \times 100$	140 "
s/c	$1.00 \times 1.4 \times 300$	420 "
		1280 "

$$R_1 = R_2 = 2000 \quad 2C_{d-3} = 2C_{c-3}$$

3-3 V_c-a.

p.p.	$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 kg/m.
p.p. alig.	$1.00 \times 2.8 \times 300$	840 "
p.t.	$1.00 \times 2.8 \times 100$	280 "
s/c	$1.00 \times 2.8 \times 300$	840 "
		2120 kg/m.

$$R_1 = R_2 = 9000 \text{ kg.} \quad C_a \text{ } 2C_{c-3} = 2C_{a-3}$$

3-2 Vd-c.

p.p	$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 K/m.
p.p. o.l.g.	$1.00 \times 2.80 \times 300$	840 "
p.t	$1.00 \times 2.8 \times 100$	280 "
s/c	$1.00 \times 2.8 \times 300$	840 "
		2160 "

$$R_1 = R_2 = 3400 \text{ Kg} \quad 2C_{d-2} = 2C_{c-2}$$

3-2 Vb-a.

(cálculo igual al anterior).

$$R_1 = R_2 = 3400 \quad 2C_{c-2} = 2C_{b-2}$$

3-2 Vb a. (hasta 1.7)

p.p	$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 K/m.
p.p. o.l.g.	$1.00 \times 2.8 \times 300$	840 "
p.t	$1.00 \times 2.8 \times 100$	280 "
s/c	$1.00 \times 2.8 \times 300$	840 "
		2260 K/m

carga concentrada de escalera y viga
(hasta 3.2)

2740 Kg.

p.p.	$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 K/m
p.p. o.l.g.	$1.00 \times 1.40 \times 300$	420 "
p.t	$1.00 \times 1.4 \times 100$	140 "
s/c	$1.00 \times 1.4 \times 300$	420 "
muro	$1.00 \times 1.0 \times 350$	350 "
ventanas	$1.00 \times 1.80 \times 50$	90 "
		1720

$$R_1 = 6700 \quad c = 2C_{b-2}$$
$$R_2 = 5940 \quad 2C_{a-2}$$

3-1 Vd-c

p.p.	$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$	300 K/m.
p.p. o.l.g.	$1.00 \times 1.7 \times 300$	410 "
p.t	$1.00 \times 1.7 \times 100$	170 "
s/c	$1.00 \times 1.7 \times 300$	410 "
muro	$1.00 \times 1.0 \times 350$	350 "
ventana	$1.00 \times 1.8 \times 50$	90 "
		1730 Kg.

De donde:

$$R_1 = R_2 = 2750 \text{ Kg}$$

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

3-1 V_{c-b}

(igual al cálculo anterior).

$$R_1 = R_2 = 2750 \text{ Kg}$$

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

3-1 V_{b-a}

$$R_1 = 2900 \text{ Kg}$$

$$2C_{b-1}$$

$$R_2 = 2840 \text{ Kg}$$

$$2C_{a-1}$$

metrado de vigas del nivel 2.

2-6 V_{c-a}

p.p $0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$

300 K/m.

p.p alig. $1.00 \times 1.37 \times 350$

350 "

p.E $1.00 \times 1.37 \times 100$

137 "

s/c $1.00 \times 1.37 \times 300$

410 "

muro ... $1.00 \times 2.8 \times 350$

980 "

2200 "

Cargas concentradas de 340 kg y 2500 kg.

$$R_1 = 8140 \text{ Kg}$$

$$1C_{c-6}$$

$$R_2 = 3600 \text{ Kg}$$

$$1C_{a-6}$$

2-5 V_{c-a} (huya 3.8)

p.p $0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400$

300 K/m

p.p alig. $1.00 \times 2.6 \times 300$

780 "

p.E $1.00 \times 2.6 \times 100$

260 "

s/c $1.00 \times 2.6 \times 300$

780 "

2120 "

Considero huya 3.8 un muro de 1.2 m. (alfeizar).

∴

$$1.00 \times 1.20 \times 350$$

420 "

$$1.00 \times 1.60 \times 50$$

80 "

2620 "

VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO

nivel 5.

5-CV5-6

p.p.	0.20 x 0.35 x 1.00 x 2400	168 kg/m.
muro	1.00 x 2.2 x 300	<u>660</u>
		828

$$\therefore = P_2 = \underline{2050 \text{ Kg}} \quad 4C_{c-6} = 4C_{a-6}$$

$$4C_{c-5} = 4C_{a-5} = \underline{1256 \text{ Kg.}}$$

$$4C_{c-4} = 4C_{a-4} = \underline{460 \text{ Kg.}}$$

$$4C_{c-3} = 4C_{a-3} = \underline{460 \text{ Kg.}} \quad 4C_{d-3} = \underline{230 \text{ Kg.}}$$

$$4C_{d-2} - 2C_{c-2} = \underline{490 \text{ Kg}} \quad 4C_{a-2} = \underline{1200 \text{ Kg.}}$$

$$4C_{b-2} = \underline{260 \text{ Kg.}}$$

$$4C_{d-1} - 4C_{c-1} = 4C_{b-1} = \underline{260 \text{ Kg}} \quad 4C_{a-1} = \underline{990 \text{ Kg.}}$$

nivel 4.-

4-CV4-5.

p.p.	0.20 x 0.35 x 1.00 x 2400	210 Kg.
muro	1.00 x 1.00 x 350	350 Kf.
ventana	1.00 x 1.50 x	75 "
		<u>635 "</u>

$$635 \times 2.5 = 1550 \text{ Kg.}$$

$$3C_{c-6} \quad 3C_{c-5} = \underline{775 \text{ Kg.}}$$

4-CV4-5

p.p.	0.20 x 0.35 x 1.00 x 2400	210 Kg.
muro	1.00 x 2.5 x 350	<u>870 Kg.</u>
	$\frac{1080 \times 2.5}{2} = 1350$	1080 "

$$\therefore 3C_{a-6} \quad \underline{1350 \text{ Kg.}}$$

$$3C_{a-5} - 1350 + 1350 = 2700 \text{ Kf.}$$

4-CV4-4

p.p.	0.25 x 0.35 x 1.00 x 2400
muro (1.75)	1.00 x 1.00 x 350

ventana	$1.00 \times 1.50 \times 50$	75 Kg
	$635 \times 1.75 = 1100$	635 "
p.p	$0.25 \times 0.35 \times 1.00 \times 2400$	210
muro	$1.00 \times 2.5 \times 350$	870
		<u>1080</u>

$$1080 \times 1 = 1080 \text{ Kg.}$$

$$\therefore 3C_{a-5} = 1728.$$

$$3C_{a-4} = 2050 + 870 = \underline{2920 \text{ Kg}}$$

4-aV5-4

p.p	$0.25 \times 0.35 \times 1.00 \times 2400$	210 Kg.
muro	$1.00 \times 2.5 \times 350$	870 "
	$\frac{1080 \times 2.5}{2} = 1350.$	1080 Kg.

$$\therefore 3C_{o-5} = 1350$$

$$3C_{a-4} = 1350 + 1350 = \underline{2700 \text{ Kg.}}$$

4-cV4-3

p.p	$0.25 \times 0.35 \times 1.00 \times 2400$	210 Kg.
muro	$1.00 \times 1.00 \times 350$	350 "
ventana	$1.00 \times 1.5 \times 50$	75 "
	$\frac{635 \times 2.75}{2} = 870 \text{ Kg.}$	635 "

$$\therefore 3C_{c-4} = 870 \text{ Kg.}$$

$$3C_{c-3} = 870 + 880 = \underline{1750 \text{ Kg.}}$$

4-aV4-3 (mismo cálculo de 4-aV5-4)

$$\therefore 3C_{a-4} = 1350 \text{ Kg.}$$

$$3C_{a-3} = 1350 + 1480 = \underline{2830 \text{ Kg.}}$$

4-dV3-2

p.p	$0.25 \times 0.35 \times 1.00 \times 2400$	210
muro	$1.00 \times 2.50 \times 350$	870 "
	$\frac{1080 \times 2.75}{2} = 1480$	1080 "

$$\therefore 3C_{d-3} = 1480 \text{ Kg.}$$

$$3C_{d-2} = 1480 + 1630 = \underline{3110 \text{ Kg.}}$$

En este tramo hay dos fuerzas concentradas.

De donde

$$\begin{aligned} 3C_{c-3} &= 880 \text{ Kg.} \\ 3C_{c-2} &= 1100 + 1630 = \underline{2730} \end{aligned}$$

4-a V₃₋₂

$$\begin{aligned} \text{p.p.} & 0.25 \times 0.35 \times 1.00 \times 2400 & 210 \text{ Kg.} \\ \text{muro} \dots & 1.00 \times 2.5 \times 350 & \underline{870} \\ & \frac{1080 \times 2.75}{2} = 1480 & 1080 \text{ "} \end{aligned}$$

∴

$$\begin{aligned} 3C_{a-3} &= 1480 \\ 3C_{a-2} &= 1480 + 1630 = 3110 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

4-d V₂₋₁

$$\begin{aligned} \text{p.p.} & 0.25 \times 0.3 \times 1.00 \times 2400 & 210 \text{ Kg.} \\ \text{muro} & 1.00 \times 2.5 \times 350 \dots & \underline{870 \text{ Kg.}} \\ & \frac{1080 \times 3.10}{2} = 1630 \text{ Kg.} & 1080 \text{ "} \end{aligned}$$

∴

$$\begin{aligned} 3C_{d-2} &= 1630 \\ 3C_{d-1} &= \underline{1630} \end{aligned}$$

4-c V₂₋₁

$$\begin{aligned} \text{p.p.} \dots & 0.25 \times 0.35 \times 1.00 \times 2400 & 210 \text{ Kg.} \\ \text{muro} \dots & 1.00 \times 2.5 \times 350 & \underline{870 \text{ "}} \\ & \frac{1080 \times 3.10}{2} = 1630 & 1080 \text{ "} \end{aligned}$$

∴

$$\begin{aligned} 3C_{c-2} &= 1630 \text{ Kg} \\ 3C_{c-1} &= \underline{1630} \text{ "} \\ 3C_{b-2} &= \underline{1630} \text{ "} \\ 3C_{b-1} &= 1630 \text{ "} \\ 3C_{a-2} &= 1630 \text{ "} \\ 3C_{a-1} &= \underline{1630} \text{ "} \end{aligned}$$

nivel 3.

3-CV6-5

p.p.	$0.25 \times 0.35 \times 1.00 \times 2400$	210 Kg.
muro.	$1.00 \times 1.00 \times 350$	350 "
ventana.	$1.00 \times 1.8 \times 50$	90 "
	$\frac{650 \times 2.5}{2} = 800 \text{ Kg.}$	650 "

$$2C_{c-6} = 800 \text{ Kg.}$$

$$2C_{c-5} = 800 + 800 = \underline{1600 \text{ Kg.}}$$

3-CV6-5

p.p.	$0.25 \times 0.35 \times 1.00 \times 2400$	210 Kg.
muro ...	$1.00 \times 1.80 \times 350$	980 "
	$\frac{1190 \times 2.5}{2} = 1490 \text{ Kg.}$	1190 Kg.

$$2C_{a-6} = \underline{1490 \text{ Kg.}}$$

$$2C_{c-5} = 1490 + 1640 = \underline{3130 \text{ Kg.}}$$

3-CV5-4

p.p.	$0.25 \times 0.35 \times 1.00 \times 2400$	210 Kg.
muro ...	$1.00 \times 1.00 \times 350$	350 "
ventana ..	$1.00 \times 1.80 \times 50$	90 "
	$\frac{650 \times 2.75}{2} = 800 \text{ Kg.}$	650 "

$$2C_{c-5} = 800 \text{ Kg.}$$

$$2C_{c-4} = 800 + 800 = \underline{1600 \text{ Kg.}}$$

3-CV5-4

p.p.	$0.25 \times 0.35 \times 1.00 \times 2400$	210 Kg.
muro ...	$1.00 \times 2.8 \times 350$	980 "
	$\frac{1190 \times 2.75}{2} = 1640 \text{ Kg.}$	1190 "

$$2C_{a-5} = 1640 \text{ Kg.}$$

$$2C_{a-4} = 1640 + 1640 = \underline{3280 \text{ Kg.}}$$

3-CV4-3 (el mismo cálculo que para 3-CV5-4)

∴

$$2G_{c-4} = 800 \text{ Kg.}$$

$$2C_{c-3} = 800 + 240 = \underline{1040 \text{ Kg.}}$$

3-aV4-3

$$2C_{a-4} = 1640 \text{ Kg.}$$

$$2C_{a-3} = 1640 + 1640 - \underline{3280 \text{ Kg.}}$$

3-dV3-2

p.p	$0.25 \times 0.35 \times 1.00 \times 2400$	210 Kg.
muro	$1.00 \times 2.8 \times 350$	980 "
	$\frac{1190 \times 2.75}{2} = 1640.$	1190 "

$$2C_{d-3} = 1640$$

$$2C_{d-2} = 1640 + 1840 = \underline{3480 \text{ Kg.}}$$

3-CV3-e

p.p ...	$0.25 \times 0.35 \times 1.00 \times 2400$	210 Kg.
	$\frac{210 \times 2.75}{2} = 240$	

$$2C_{c-3} = 240 \text{ Kg.}$$

$$2C_{c-2} = 240 + 1840 = \underline{2080 \text{ Kg.}}$$

3-aV3-2

p.p .	$0.25 \times 0.35 \times 1.00 \times 2400$	210 Kg.
muro:	$1.00 \times 2.8 \times 350$	980
	$\frac{1190 \times 2.75}{2} = 1640$	1190

∴

$$2C_{a-3} = 1640 \text{ Kg.}$$

$$2C_{a-2} = 1640 + 3680 = \underline{5320 \text{ Kg.}}$$

CARGAS SOBRE COLUMNAS Y SU DIMENSIONAMIENTO

El dimensionamiento de columnas lo hemos calculado para los pórticos "2" y "6"

columnas de pórtico "6"

4 Gc-6

Carga transmitida por la viga. 5-GVc-a ..	2900 Kg.
" " " " " 5-GVc-5 ..	1020 "
	<u>8920 "</u>

Probable sección de la viga.

$$\frac{8920}{40} = 224 \text{ cm}^2$$

Tomaremos la sección mínima. 775 cm^2 .

% peso de la columna 4Cc-6: $0.077 \times 2.75 \times 2900 = \underline{510}$
 9435 Kg.

Carga total en la base de 4Gc-6.

$$P_1 = \underline{9435 \text{ Kg.}}$$

3Cc-6

Peso aproximado

		580 Kg.
carga transmitida	4-GVc-a	7500 "
" " " "	4-GVc-5	9435 "
" " " "	4Gc-6	1550 "
		<u>19065 "</u>

Probable área $\frac{19065}{40} = 475 \text{ cm}^2$

$$475 < 775 \text{ cm}^2$$

$$P_2 = \underline{19065 \text{ Kg.}}$$

2Cc-6

Peso aproximado.

		580 Kg.
carga transmitida por	3-GVc-a	9000 "
" " " "	3-GVc-5	800 "
" " " "	3Cc-6	19065 "

$$\frac{29445}{40} = 730 < 775 \text{ cm}^2$$

$$29445 \text{ Kg.}$$

$$P_3 = 29,445 \text{ Kg.}$$

1 Cc-6

Peso aproximado
carga transmitida por 2-6Vc-a
" " " 2-CVc-5
" " " 1Cc-6

580 Kg.
8140 "
800 "
29445 Kg.
38965 "

$$\frac{38965 \text{ Kg.}}{40} = 990 > 775 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{155}{39120 \text{ Kg.}}$$

$$P_4 = 39,120 \text{ Kg.}$$

A continuación, aplicando los factores que compensan la sección producida por una excentricidad de P se tiene

- = 38,000
- = 44,000
- = 58,200

son los cargas axiales

$$A_s = \frac{P}{0.8 \cdot (2.25 f_c' + f_s + P_g)} = 36.4$$

$$\frac{28300}{36.4} = 780 \text{ cm}^2$$

$$\frac{38000}{36.4} = 1020 > 775 \text{ cm}^2$$

$$\frac{44000}{36.4} = 1200 > 775 \text{ cm}^2$$

$4C_{c-6} = 780 \text{ cm}^2$
$3C_{c-6} = 1020 \text{ cm}^2$
$2C_{c-6} = 1200 \text{ cm}^2$
$1C_{c-6} = 1600 \text{ cm}^2$

Este mismo proceso se sigue para las columnas de todos los pórticos a excepción de las columnas C₅₋₂ y C₆₋₂ que son internas y están afectadas por otros factores y cuyas operaciones se muestran

<u>4C_{a-6}</u>	
carga transmitida por la viga 5-6 V _{c-a}	8000 Kg.
" " " " " 5-9 V ₆₋₅	<u>1025 "</u>
	9025 "

Probable sección

$$\frac{9025}{40} = 225 < 775 \text{ cm}^2.$$

$$\therefore \text{Peso de columna } 4C_{a-6} : 0.077 \times 3 \times 2400 \quad \frac{550}{9575} \text{ "}$$

carga total en la base. 4C_{a-1}

$$P_1 = \underline{9575} \text{ Kg.}$$

3C_{a-6}

Peso aproximado.

cargas de vigas

carga transmitida

550 Kg.
8700 "
<u>9575 "</u>
18825 "

$$\frac{18825}{40} = 470 < 775 \text{ cm}^2.$$

$$P_2 = \underline{18825} \text{ Kg}$$

2C_{a-6}

Peso aproximado . . .

cargas .

carga transmitida

550 Kg.
10430 "
<u>18825 "</u>
29805 "

$$\frac{29805}{40} = 740 < 775.$$

$$P_3 = \underline{29805} \text{ Kg}$$

1Ca-6

Peso aproximado.

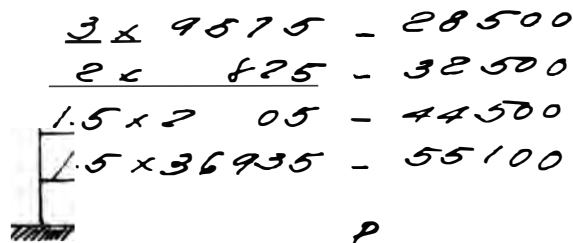
cargas . . .

Carga transmitida

550	Kg.
6580	"
29805	"
<u>36935</u>	Kg.

$$\frac{36935}{40} = 923.375$$

$$P_4 = 36935$$



$$\Delta_s = \frac{P}{36.4}$$

$$\Delta_{s1} = \frac{28500}{36.4} = 785 \text{ cm}^2$$

$$4Ca-6 = 785 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_{s2} = \frac{32500}{36.4} = 890 \text{ cm}^2$$

$$3Ca-6 = 890 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_{s3} = \frac{44500}{36.4} = 1220 \text{ cm}^2$$

$$2Ca-6 = 1220 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_{s4} = \frac{55100}{36.4} = 1510 \text{ cm}^2$$

$$1Ca-6 = 1510 \text{ cm}^2$$

columnas del pórtico "E"

4Cd-2

carga transmitida por 5-2Vd-c

790 Kg.

carga transmitida por 5-dV3-2

490 "

5-dV2-1

1280

$$\frac{1280}{40} = 32 < 779 \text{ cm}^2$$

$$\frac{23180}{40} = 580 < 775 \text{ cm}^2$$

4Cc-2.-

Peso aproximado		560 kg.
Carga transmitida por vigas	5-2Vd-c 5-2Vc-b	1580 "
Carga transmitida por vigas.	5-CV3-2 5-CV8-1	490 "
		2630 "

$$\frac{2630}{40} = 66 < 775 \text{ cm}^2$$

Peso de la columna 4Cc-2 : $0.077 \times 275 \times 2400$ $\frac{510}{3140}$

∴ $P_1 = \underline{3140}$ kg.

$$\begin{aligned} 3 \times 190 &= 5350 \\ 2 \times 8300 &= 16600 \\ 1.5 \times 15740 &= 23500 \\ 1.5 \times 23180 &= 34500 \end{aligned}$$

$$A_f = \frac{P}{36.4}$$

$$A_{g1} = \frac{5340}{36.4} = 147$$

$$4C_{d-2} = 775 \text{ cm}^2$$

$$A_{g2} = \frac{16600}{36.4} = 460$$

$$3C_{d-2} = 775 \text{ cm}^2$$

$$A_{g3} = \frac{23500}{36.4} = 645$$

$$2C_{d-2} = 775 \text{ cm}^2$$

$$A_{g4} = \frac{34500}{36.4} = 950$$

$$1C_{d-2} = 775 \text{ cm}^2$$

3 Cc-2.

peso aproximado ...

cargas transmitidas por vigas 4-2 Vd-c
4-2 Vc-b

cargas transmitidas por vigas 4-CV3-2
4-CV2-1

carga de columna 4 Cc-2

$$\text{área} = \frac{15760}{40} = 390 < 775 \text{ cm}^2$$

$$P_1 = \underline{\underline{15760 \text{ Kg}}}$$

2 Cc-2

peso aproximado

cargas transmitidas por vigas 3-2 Vd-c
3-2 Vc-b

cargas transmitidas por vigas 3-CV3-2
3-CV2-1

carga de columna 3 Cc-2

560 Kg
6800 "
2080 "
15760 Kg.
25,200 Kg.

$$\frac{25200}{40} = 630 < 775 \text{ cm}^2$$

$$P_2 = \underline{\underline{25200 \text{ Kg}}}$$

1 Cc-2

peso aproximado

carga transmitida por vigas 2-2 Vd-c
2-2 Vc-b

carga transmitida por vigas 2-CV3-2
2-CV2-1

$$\frac{34200}{40} = 870 > 775$$

$$\begin{array}{l}
 \underline{1.5 P_1 = 1.5 \times 3140 = 4650 \text{ Kg}} \\
 \underline{1.5 P_2 = 1.5 \times 15760 = 23500 \text{ ''}} \\
 \underline{.25 P_3 = 1.25 \times 25200 = 31500 \text{ ''}} \\
 \underline{1.00 P_4 = 1.00 \times 3476 = 34768 \text{ ''}}
 \end{array}$$

$$\Delta_s = \frac{P}{36.4}$$

$$\Delta_{s1} = \frac{4650}{36.4} = 128 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_{s2} = \frac{23500}{36.4} = 590 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_{s3} = \frac{31500}{36.4} = 860 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_{s4} = \frac{34768}{36.4} = 960 \text{ cm}^2$$

$$4 C_{c-2} = 775 \text{ cm}^2$$

$$3 C_{c-2} = 775 \text{ cm}^2$$

$$2 C_{c-2} = 860 \text{ cm}^2$$

$$1 C_{c-2} = 960 \text{ cm}^2$$

4 C_{b-2}.

carga transmitida por vigas 5-2 V_{b-c} 7990

5-2 V_{c-a}

carga transmitida por

5-b V_{e-1}

$\frac{260}{8150}$

Probable sección $\frac{8150}{40} = 204 < 775 \text{ cm}^2$

Tomo la sección 775 cm²

Peso de columna 4 C_{b-2} : $0.077 \times 2.75 \times 2400$

$\frac{510}{8660 \text{ Kg}}$

$$P_1 = 8660 \text{ Kg.}$$

3 C_{b-2}.

Para aproximado

carga transmitida por vigas 2-2 V_{b-c}

4-2 V_{b-a}

" " " viga 4-3 V_{e-1}

" " " 4 C_{b-2}

560 Kg.

4190 "

6520 "

8660 "

19830 Kg.

$$\text{Probable area } \frac{19830}{40} = 495 < 775 \text{ cm}^2$$

$$P_2 = \underline{19830 \text{ Kg.}}$$

2Cb-2.

Peso aproximado

		560 Kg.
carga transmitida por vigas.	3-2 Vc-b	
	3-2 Vb-a	3400 "
" " viga	3-2 V2-1	5390 "
" " columna	3Cb-e	<u>19830 "</u>
		29080 "
$\frac{29080}{40} = 725 < 775 \text{ cm}^2$		

$$P_3 = \underline{31000 \text{ Kg.}}$$

1Cb-2

Peso aproximado.

		560 Kg.
carga transmitida por vigas..	2-2 Vc-b	
	2-2 Vb-a	10100 "
" " viga	2-2 V2-1	1840 "
" " columna	2Cb-2	<u>29080 "</u>
		41580 Kg.
$\frac{41580}{40} = 1039.5 < 775 \text{ cm}^2$		

$$0.0245 \times 3 \times 2400$$

$$\frac{176}{41756 \text{ Kg}}$$

$$P_4 = \underline{41756 \text{ Kg}}$$

$$\begin{aligned} 1.5 P_1 &= 1.5 \times 8660 &= 5750 \text{ Kg} \\ 1.5 P_2 &= 1.5 \times 19830 &= 29500 \text{ " } \\ 1.25 P_3 &= 1.25 \times 31000 &= 38600 \text{ " } \\ 1.0 P_4 &= 1.00 \times 47756 &= 47756 \text{ " } \end{aligned}$$

$$\Delta_s = \frac{P}{36.4}$$

PORTICOS

Los pórticos resistentes han sido elegidos en el sentido paralelo al frente por exigirlo así la estabilidad del conjunto. De esta manera obtengo seis pórticos, de los cuales tres son de una cruzía y los restantes cada uno de tres cruzías. Estos a su vez están arriostrados por vigas secundarias y por los aligerados mismos.

De esta manera los aligerados están arriostrados en el sentido de la menor luz.

CALCULO DEL PORTICO N° 2

Este pórtico que ha sido elegido para su cálculo por tener la condición de mayor trabajo, se ha diseñado integralmente hasta hallar los momentos finales, por el método Kaniy

I.- CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE DISTRIBUCION

a.- momentos de inercia de las secciones.

<u>VIGAS</u>		<u>COLUMNAS</u>	
<u>Sección</u>	<u>I</u>	<u>Sección</u>	<u>I</u>
25 x 40	133 000 cm ⁴	30 x 30	67 500
25 x	260 000 cm ⁴	30 x 40	160 000

b.- Rigidez de los elementos.

Resulta de dividir los momentos de inercia entre la luz respectiva

c.- coeficientes de distribución

Resulta en cada nudo de dividir los coeficientes de Rigidez entre la suma de ellos

Así para el nudo 1 tendremos

$$C_v = \frac{0.0006}{0.0006 + 0.0002} = 0.75$$

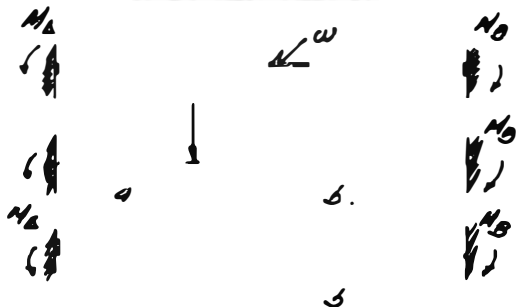
$$C_c = \frac{0.0002}{0.0006 + 0.0002} = 0.25$$

Hasta aquí, los coeficientes de distribución son aplicables al método Cross, en el que los $\sum C = 1$.

En el método Kany esa suma es igual a $-\frac{1}{2}$, lo cual se obtiene multiplicando dichos coeficientes de distribución por el factor $-\frac{1}{2}$.

II. - CALCULO DE LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

FORMULAS USADAS.



$$M_A = + \frac{w l^2}{12} \quad M_B = - \frac{w l^2}{12}$$

$$M_A = + \frac{P a b^2}{l^2} \quad M_B = - \frac{P a^2 b}{l^2}$$


$$M_A = + \frac{w b^2}{12} \left(3 \frac{a b}{l} - \frac{b^2}{l^2} - \frac{2 a^2}{l} \right) \quad M_B = - \frac{w a^2}{12} \left(\frac{4 b}{l} + \frac{3 b^2}{l^2} - \frac{6 a}{l} - \frac{2 a^2}{l} \right)$$

CALCULOS EN EL PORTICO N° 2

En este pórtico he considerado para el desarrollo de envueltas cuatro posesiones de s/c y c.p. y se han hecho los cálculos con aplicación de las fórmulas anteriores.

A continuación presentamos las operaciones para sobrecarga y carga permanente.

5-1 V_{D-C} s/c + c.p. 1600



$$M_D = + \frac{1600 \times 16^2}{12} = + 1245 \text{ Kg-m}$$

$$M_C = - \frac{1600 \times 16^2}{12} = - 1245 \text{ "}$$

$$M_B = + \frac{1368 \times 5^2}{12} = + 1030 \text{ "}$$

$$M_A = - \frac{1368 \times 5^2}{12} = - 1030 \text{ "}$$

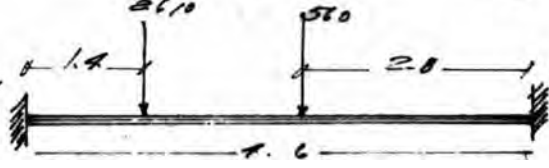


$$M_B = \frac{1642 \times 1.7^2}{12} \left(4 \frac{3.3}{4.6} + \frac{2 \times 3.3^2}{4.6^2} + \frac{1.7^2}{4.6} \right) + \frac{920 \times 4.6^2}{12} + \frac{2610 \times 1.7^2 \times 3.3}{4.6^2} = 3730 \text{ Kg-m}$$

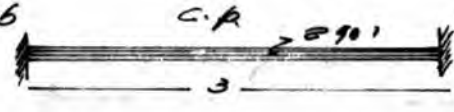
$$M_A = \frac{1642 \times 1.7^2}{12} \left(3 - \frac{2 \times 3.3}{4.6} - \frac{3.3^2}{4.6^2} + \frac{2 \times 1.7^2}{4.6} \right) + \frac{920 \times 4.6^2}{12} + \frac{2610 \times 1.7^2 \times 3.3}{4.6^2} = 2287 \text{ "}$$

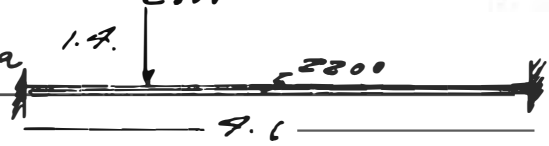
4-2 V_{D-C}  $M_D = +\frac{5200 \times 3^2}{12} = +2550 \text{ Kg-m}$
 $M_C = -\frac{5200 \times 3^2}{12} = -2550 \text{ ''}$

4-2 V_{C-B}  $M_C = +\frac{2200 \times 3^2}{12} = +1650$
 $M_B = -\frac{2200 \times 3^2}{12} = -1650 \text{ ''}$

4-2 V_{B-A}  $M_B = +\frac{2100 \times 7.6^2}{12} + \frac{6610 \times 1.4 \times 5.3^2}{7.6^2} + \frac{570 \times 1.8 \times 2.6^2}{7.6^2} = +5846 \text{ Kg-m}$
 $M_A = -\frac{2100 \times 7.6^2}{12} + \frac{6610 \times 3.3 \times 1.7^2}{7.6^2} + \frac{570 \times 2.8 \times 1.7^2}{7.6^2} = -4380 \text{ ''}$

3-2 V_{D-C}  $M_D = +\frac{3260 \times 3^2}{12} = +2445$
 $M_C = -\frac{3260 \times 3^2}{12} = -2445$

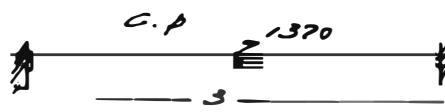
3-2 V_{C-B}  $M_C = +\frac{2700 \times 3^2}{12} = +1850$
 $M_B = -\frac{2700 \times 3^2}{12} = -1850$

3-2 V_{B-A}  $M_B = +\frac{2700 \times 7.6^2}{12} + \frac{2200 \times 1.4 \times 3.2}{7.6^2} = +5846 \text{ Kg-m.}$
 $M_A = -\frac{2700 \times 7.6^2}{12} + \frac{2200 \times 1.4 \times 3.2}{7.6^2} = -4380 \text{ Kg-m.}$

Nota. - Considerando que tanto el 3er nivel como el 2do tienen cargas iguales, damos para para el segundo nivel los mismos momentos de empotramiento que para el tercer nivel.

Cálculo para otra posición.

5-2 V_{D-C}



$$M_D = + \frac{1370 \times 3^2}{12} = +1030 \text{ Kg-m.}$$

$$M_C = - \frac{1370 \times 3^2}{12} = -1030 \text{ "}$$

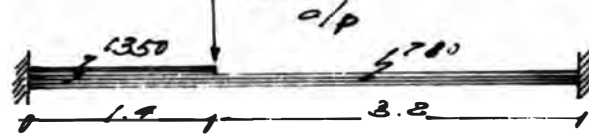
5-2 V_{C-B}



$$M_C = + \frac{1660 \times 3.1^2}{12} = +1250$$

$$M_B = - \frac{1660 \times 3.1^2}{12} = -1250$$

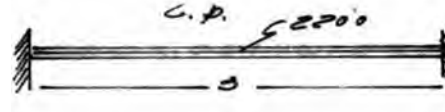
5-2 V_{B-A}



$$M_B = + \frac{1350 \times 1.4^2}{12} \left(4 \frac{3.2}{4.6} + 2 \times \frac{3.2^2}{4.6^2} + \frac{1.4^2}{4.6^2} \right) + \frac{2600 \times 1.4 \times 3.2^2}{4.6^2} + 835 \times 4.6 = +3360 \text{ Kg-m}$$

$$M_A = - \frac{1350 \times 1.4^2}{12} \left(3 - 2 \frac{3.2}{4.6} - \frac{3.2^2}{4.6^2} - \frac{2 \times 1.4^2}{4.6^2} \right) + \frac{2600 \times 3.2 \times 1.4^2}{4.6^2} + 1380 = -2000 \text{ Kg-m}$$

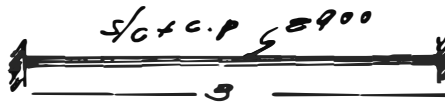
4-2 V_{D-C}



$$M_D = \frac{2200 \times 3^2}{12} = +1700 \text{ Kg-m}$$

$$M_C = \frac{2200 \times 3^2}{12} = -1700 \text{ Kg-m}$$

4-2 V_{C-B}



$$M_C = \frac{2900 \times 3.1^2}{12} = +2300 \text{ "}$$

$$M_B = \frac{2900 \times 3.1^2}{12} = -2300 \text{ "}$$

4-2 V_{B-A}

e. s.

$$M_B = \frac{1370 \times 1.4^2}{12} \left(4 \frac{3.2}{4.6} + 2 \frac{3.2^2}{4.6^2} + \frac{1.4^2}{4.6^2} \right) + \frac{2000 \times 1.4 \times 3.2^2}{4.6^2} + \frac{560 \times 1.8 \times 2.8^2}{21} + 1880 = +4860 \text{ Kg-m}$$

$$M_A = \frac{1370 \times 1.4^2}{12} \left(3 - 2 \frac{3.2}{4.6} - \frac{3.2^2}{4.6^2} - \frac{2 \times 1.4^2}{4.6^2} \right) + \frac{2000 \times 1.4^2 \times 3.2}{4.6^2} + \frac{560 \times 1.8 \times 2.8}{21} + 3120 = 4000 \text{ Kg-m}$$

Continuación el cálculo para los niveles 3 y 2.

Estas posiciones nos facilitan el hallar los máximos momentos positivos y negativos.

CALCULO DE LOS MOMENTOS ISOSTATICOS

Para dibujar los diagramas de momentos es necesario tener los momentos isostáticos de cada tramo, considerado simplemente apoyado

Con los momentos isostáticos y los momentos finales sacados por el método Kany hacemos el diagrama de envolventes

MOMENTOS ISOSTATICOS

$$5-2 V_{D-C} \quad \frac{1660 \times 3^2}{8} = 1870 \text{ Kg-m.}$$

$$5-2 V_{C-B} \quad \frac{1660 \times 3.1^2}{8} = 2000 \quad "$$

$$5-2 V_{B-A} \quad a) \frac{920 \times 4.6^2}{8} = 2430 \quad "$$

$$b) R_1 = \frac{222 \times 1.4 \times 8}{9.4} = 810 \quad "$$

$$R_2 = \frac{222 \times 1.7^2}{9.4} = 150 \quad "$$

$$4-2 V_{D-C} \quad \frac{2900 \times 3^2}{8} = 3250 \text{ Kg-m.}$$

$$4-2 V_{C-B} \quad \frac{2900 \times 3.1^2}{8} = 2600 \quad "$$

$$4-2 V_{B-A} \quad a) \frac{2100 \times 4.6^2}{8} = 5800 \quad "$$

$$b) \frac{2600 \times 1.7 \times 3.2}{4.4} = 2530 \text{ Kg-m}$$

$$c) \frac{560 \times 1.8 \times 2.8}{4.4} = 980 \quad "$$

$$3-2 V_{D-C} \quad \frac{3260 \times 3^2}{8} = 3700 \text{ Kg-m}$$

$$3-2 V_{C-B} \quad \frac{2900 \times 3.1^2}{8} = 3500$$

$$a) \frac{2200 \times 7.6^2}{8} = 5800 \text{ kg-m.}$$

$$b) \frac{2600 \times 1.4 \times 3.2}{4.6} = 2560 \text{ ''}$$

$$E-E \ V_{D-C} \quad \frac{3260 \times 3^2}{8} = 3700 \text{ kg-m}$$

$$E-E \ V_{C-B} \quad \frac{2900 \times 5.7^2}{8} = 3500 \text{ ''}$$

$$a) \frac{2200 \times 7.6^2}{8} = 5800 \text{ ''}$$

$$b) \frac{2600 \times 1.4 \times 3.2}{4.6} = 2560 \text{ ''}$$

Nota - El diagrama de envolventes aparece en el folio de planos y se ha hecho hallando las envolventes para cada tramo y haciendo sumaciones en el caso de cargas diferentes.

DISEÑO DE VIGAS

VIGAS PRINCIPALES

5-2 V_{D-C}

Sección transversal .25x.40 C. d = .35m

$$A_{s\min} = 0.005bd = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$M_{\min} = A_{s\min} f_s j d = 4.4 \times 1400 \times 0.866 \times 35 = 190000 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_{\min} = 1900 \text{ Kg-m.}$$

$$M_c = K b d^2 = 11 \times 25 \times 35^2 = 3350 \text{ Kg-m.}$$

CORTE RESISTENTE DEL CONCRETO

$$V_c = v b j d = 4.2 \times 25 \times 0.866 \times 35 = 3200 \text{ Kg.}$$

AREAS DE ACERO

$$\frac{100 M}{f_s j d} = \frac{100 M}{1400 \times 0.866 \times 35} \quad \text{Kg-m.}$$

$$M = 640 < 1900 \text{ Kg-m} \quad \therefore \text{acero minimo}$$

$$(-) A_{s12} = 4.4 \text{ cm}^2 \quad \cdot 1 \phi 5/8 + 1 \phi 3/4$$

$$M = 1120 < 1900 \text{ Kg-m} \quad \text{acero minimo}$$

$$(+) A_s = 4.4 \text{ cm}^2 \quad 1 \phi 5/8 + 1 \phi 3/4$$

$$M = 220 < 1900 \text{ Kg-m.} \quad \text{acero minimo}$$

$$(-) A_{sdr} = 5 \text{ cm}^2 \quad 1 \phi 5/8 + 1 \phi 3/4$$

Cálculo de 5-2 V_{C-B}

Sección transversal .25x.40 C. d = .35m

$$A_{s\min} = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$M_{\min} = 1900 \text{ Kg-m.}$$

$$M_c = 3350 \text{ Kg-m.}$$

$$V_c = 3200 \text{ Kg.}$$

ÁREAS DE ACERO

$$M = 800 < 1900 \text{ Kg-m} \therefore \text{acero mínimo}$$

$$f) A_{s12} = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 5/8 + 1 \phi 3/4$$

$$M = 400 < 1900 \text{ Kg-m} \quad \text{acero mínimo}$$

$$f) A_s = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 5/8 + 1 \phi 3/4$$

$$M = 2000 > 1900$$

$$f) A_{s_{\text{der}}} = \frac{2000}{420} = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 5/8 + 1 \phi 3/4$$

CÁLCULO DE 5-2 V.B.A.

Sección transversal .25x.40

$$d = 35 \text{ cm.}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{min}} = 1900 \text{ Kg-m.}$$

$$M_c = 3350 \text{ Kg-m}$$

$$V_c = 3200 \text{ Kg.}$$

ÁREAS DE ACERO.

$$M = 2800 > 1900$$

$$f) A_{s12} = \frac{2800}{420} = 6.7 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 3/4 + 2 \phi 5/8$$

$$M = 2900 > 1900$$

$$f) A_s = \frac{2900}{420} = 6.9 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 3/4 + 1 \phi 5/8$$

$$M = 800 < 1900 \quad \text{acero mínimo}$$

$$f) A_{s_{\text{der}}} = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 3/4 + 1 \phi 5/8$$

calculo de las vigas del cuarto nivel.

4-E V_{D-C}

Sección transversal . 25 x 50 $d = 45 \text{ cm.}$

$$A_{s \text{ min}} = 0.005 \times 25 \times 45 = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{min}} = 5.5 \times 1400 \times 0.866 \times 45 = 3000 \text{ Kg-m.}$$

$$V_c = v \cdot b \cdot f \cdot d = 4.2 \times 25 \times 0.846 \times 45 = 4100$$

AREAS DE ACERO

$$M = 1100 < 3000$$

acero mínimo

$$1) A_{s \text{ iz}} = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$\dots \geq \phi \ 3/4$$

$$M = 1500 < 3000$$

acero mínimo

$$1) A_s = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$\geq \phi \ 3/4$$

$$M = 2700 < 3000$$

acero mínimo

$$1) A_{s \text{ der}} = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$\geq \phi \ 3/4.$$

calculo de 4-E V_{C-B}.

Sección transversal 25 x 50 $d = 45 \text{ cm}$

$$A_{s \text{ min}} = 0.005 \times 25 \times 45 = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{min}} = 3000 \text{ Kg-m.}$$

$$M_c = 5,600 \text{ Kg-m}$$

$$V_c = 4,100 \text{ Kg}$$

areas de acero

$$M = 3000$$

acero mínimo

$$1) A_{s \text{ iz}} = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$\geq \phi \ 3/4$$

$$M = 240 < 3000$$

acero mínimo

$$1) A_s = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$\dots \geq \phi \ 3/4$$

$$M = 3300 > 3000$$

acero mínimo

$$1) A_{s \text{ der}} = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$\geq \phi \ 3/4$$

transversal . 25x50 \hookrightarrow $d = 45$
 $0.005 \times 25 \times 45 = 5.5 \text{ cm}^2$
 3000 kg-m
 5600 kg-m
 4100 kg

$$M = 4800 > 3000$$

$$(-) A_{s12} = \frac{4800}{545} = 8.8 \text{ cm}^2$$

3 ϕ 3/4

7.3 cm²

1 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8

$$M = 1700 < 3000$$

$$(-) A_{s12} = 5.5 \text{ cm}^2$$

acero minimo

2 ϕ 3/4

3-2 V_{D-C}

sección transversal . 25x50 \hookrightarrow 45 cm.

$$A_{smin} = 0.005 \times 25 \times 45 = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$= 5.5 \times 1400 \times 0.866 \times 45 = 3000 \text{ kg-m}$$

$$K d b^2 = 11 \times 25 \times 45^2 = 5600 \text{ kg-m.}$$

$$= u b j d = 1.2 \times 25 \times 0.866 \times 45 = 4100 \text{ kg.}$$

$$M = 880 < 3000$$

$$(-) A_{s12} = 5.5 \text{ cm}^2$$

acero minimo

2 ϕ 3/4

$$M = 1840 < 3000$$

$$(-) A_s = 5.5 \text{ cm}^2$$

acero minimo

2 ϕ 3/4

$$M = 1700 < 3000$$

$$(-) A_s = 5.5 \text{ cm}^2$$

acero minimo

2 ϕ 3/4

cálculo de 3-2 V_{c-8}

$$M = 1800 < 3000 \quad \text{acero mínimo} \\ (-) A_{s/2} = 5.5 \quad 2 \phi 3/4$$

$$M = 1700 < 3000 \quad \text{acero mínimo} \\ (+) A_s = 5.5 \quad \dots 2 \phi 3/4$$

$$M = 2300 < 3000 \quad \text{acero mínimo} \\ (-) A_s = 5.5 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 3/4$$

cálculo 3-2 V_{B-1}

$$M = 4400 > 3000 \\ (-) A_{s/2} = \frac{4400}{545} = 8 \text{ cm}^2 \dots 3 \phi 3/4$$

$$M = 4000 > 3000 \\ (+) A_s = 8 \text{ cm}^2 \quad 3 \phi 3/4$$

$$M = 1700 < 3000 \\ (-) A_s = 5.5 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 3/4$$

CÁLCULO DE VIGAS DEL SEGUNDO NIVEL

2-2 V_{D-C} Sección transversal .25x.50 $c = d = 45 \text{ mm}$.

$$A_{s \text{ min}} = 0.005 \times 25 \times 45 = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{min}} = 5.5 \times 1200 \times 0.866 \times 45 = 3000 \text{ Kg-m.}$$

$$M_c = K_b d^2 = 11 \times 25 \times 23^2 = 5600 \text{ Kg-m.}$$

$$V_c = v_b f d = 4.2 \times 25 \times 0.866 \times 45 = 4100 \text{ Kg}$$

areas de acero

$$M = 900 < 3000 \quad \text{acero mínimo} \\ (-) A_{s/2} = 5.5 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 3/4$$

$$M = 1900 < 3000 \quad \text{acero mínimo} \\ (+) A_s = 5.5 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 3/4$$

$$M = 1890 < 3000 \\ (-) A_s = 5.5 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 3/4$$

apoyos.

$$\Sigma_0 = \frac{1920}{320} = 6 \text{ cm.}$$

1 ϕ 3/4

$$\Sigma_0 = \frac{2400}{320} = 7.5$$

1 ϕ 3/4.

puntos de inflexión

$$\Sigma_0 = \frac{1760}{320} = 5.5$$

1 ϕ 5/8

$$\Sigma_0 = \frac{1920}{320} = 6$$

1 ϕ 3/4

PARA VIGA 5-2 VC-8

apoyos

$$\Sigma_0 = \frac{1607}{320} = 5$$

1 ϕ 5/8

$$\Sigma_0 = \frac{2720}{320} = 8.5$$

1 ϕ 3/4 + 1 ϕ 5/8.

puntos de inflexión

$$\Sigma_0 = \frac{960}{320} = 3$$

1 ϕ 5/8

$$\Sigma_0 = \frac{1040}{320} = 3.3$$

1 ϕ 5/8

PARA LA VIGA 5-2 VB-4

apoyos

$$\Sigma_0 = \frac{4960}{320} = 15.5$$

1 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8.

$$\Sigma_0 = \frac{2560}{320} = 8$$

1 ϕ 3/4 + 1 ϕ 5/8.

puntos de inflexión

$$- \frac{4000}{320} = 12.5 \dots$$

1 ϕ 3/4 + 1 ϕ 5/8

$$\Sigma_0 = \frac{2320}{320} = 7.2$$

1 ϕ 3/4 + 1 ϕ 5/8

PARA LAS VIGAS DEL CUARTO NIVEL

de la fórmula

$$\varepsilon_0 = \frac{V}{u \cdot d} = \frac{V}{10.5 \times .866 \times 145} = \frac{V}{1310.475}$$

A-E V G-0

apoyos

$$\varepsilon_0 = \frac{3200}{410} = 7.8 \text{ cm.}$$

1 ϕ 3/4 + 1 ϕ 5/8.

$$\varepsilon_0 = \frac{4800}{410} = 11.5 \text{ cm}$$

1 ϕ 3/4 + 1 ϕ 5/8

puntos de inflexión

$$\varepsilon_0 = \frac{2000}{410} = 4.9 \text{ cm.}$$

1 ϕ 3/4

$$\varepsilon_0 = \frac{3600}{410} = 8.8 \text{ cm.}$$

1 ϕ 3/4 + 1 ϕ 5/8

PARA LA VIGA A-E C-8

apoyos

$$\varepsilon_0 = \frac{3760}{410} = 9.2 \text{ cm}$$

1 ϕ 3/4 + 1 ϕ 5/8.

$$\varepsilon_0 = \frac{4160}{410} = 10 \text{ cm}$$

1 ϕ 3/4 + 1 ϕ 5/8

puntos de inflexión

$$\varepsilon_0 = \frac{1120}{410} = 2.7 \text{ cm.}$$

1 ϕ 5/8

$$\varepsilon_0 = \frac{800}{420} = 1.9 \text{ ''}$$

1 ϕ 5/8.

PARA LA VIGA A-E V B-A

apoyos

$$\varepsilon_0 = \frac{7200}{410} = 17.5 \text{ cm}$$

3 ϕ 3/4

$$\varepsilon_0 = \frac{4900}{410} = 12 \text{ cm}$$

2 ϕ 3/4

puntos de inflexión

$$\varepsilon_0 = \frac{6000}{410} = 14.5 \quad 3 \phi 5/8$$

$$\varepsilon_0 = \frac{4000}{410} = 10 \text{ cm} \quad 2 \phi 5/8$$

PARA LAS VIGAS DEL TERCER NIVEL.

3-2 V D-C

apoyos

$$\varepsilon_0 = \frac{4000}{410} = 10 \text{ cm} \quad 2 \phi 5/8$$

$$\varepsilon_0 = \frac{4800}{410} = 11.5 \quad 2 \phi 3/4$$

puntos de inflexión

$$\varepsilon_0 = \frac{3200}{410} = 7.8 \quad 1 \phi 3/4 + 1 \phi 5/8$$

$$\varepsilon_0 = \frac{3440}{410} \quad 1 \phi 3/4 + 1 \phi 5/8$$

PARA LA VIGA 3-2 V C-D

apoyos

$$\varepsilon_0 = \frac{4000}{410} = 9.9 \text{ cm} \quad 2 \phi 5/8$$

$$\varepsilon_0 = \frac{4800}{410} = 11.5 \text{ cm} \quad 2 \phi 3/4$$

puntos de inflexión

$$\varepsilon_0 = \frac{2040}{410} = 6.5 \text{ cm} \quad 1 \phi 3/4$$

$$\varepsilon_0 = \frac{3000}{410} = 7.5 \text{ cm} \quad 1 \phi 3/4$$

PARA LA VIGA 3-2 V B-A

apoyos

$$\varepsilon_0 = \frac{6882}{410} = 16.8 \quad 3 \phi 3/4$$

$$\varepsilon_0 = \frac{4962}{410} = 12 \quad 2 \phi 3/4$$

CALCULO DE ESTRIBOS

VIGAS DEL 5^{to} nivel.

ΔPOYO 1.-

$$v = 2.6 \text{ K/cm}^2 < 0.03 f'_c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Sólo se pone estribos de montaje

$$\square \phi 1/4 \quad 1 @ 8, \quad 3 @ 17.5$$

ΔPOYO 2.- izquierda.

$$v = 3.2 \text{ K/cm}^2 < 0.03 f'_c$$

Sólo se pone estribos de montaje.

$$\square \phi 1/4 \quad 1 @ 8, \quad 4 @ 17.5$$

ΔPOYO 2.- derecho

$$v = 2.2 < 0.03 f'_c$$

Sólo se pone de montaje

$$\square \phi 1/4 \quad 1 @ 8, \quad 5 @ 17.5$$

ΔPOYO 3.- izquierda

$$v = 3.6 < 4.2 \text{ K/cm}^2$$

Sólo se pone de montaje

$$\square \phi 1/4 \quad 1 @ 8, \quad 8 @ 17.5.$$

ΔPOYO 3.- derecho

$$v = 6.5 > 4.2 \text{ Kg/cm}^2 \quad S_{\text{max}} = \frac{d}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$
$$V_{s,m} = 4960 - 3200 = 1760 \text{ Kg.}$$
$$S_{\text{min}} = \frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 35}{1760} = 15.4 \text{ cm}$$

longitud que necesita estribos.

$$L = a + d \quad a = V_s \cdot \frac{1760}{1660} = 106 \text{ cm.}$$

$$\therefore L = 140 \text{ cm.}$$

El 1^{er} estribo se coloca a la mitad del S_{min} a partir de la cara del apoyo

Aquí (nuestro caso) el espaciamiento mínimo es mayor que el máximo que recomienda el A.C.I.

∴ coloca $\square \phi 1/4 \quad 1 @ 9$, y el resto calculado así:

(usando el espacio cercano a 9 y en números redondos sea 20cm).

$$V_{e9} = V_0 + V'_s \quad \text{con } V'_s = \frac{2 \times 0.82 \times 0.866 \times 140 \times 35}{20}$$

$$V'_s = 1300$$

$$V'_{e0} = 3200 + 1300 = 4500 \text{ Kg.}$$

□ $\phi/4$ 1 @ 9, 4 @ 17.5

APOYO 4.-

$$v = 3.4 \text{ Kg/m}^2 < 4.2 \text{ Kg/m}^2$$

Sólo se pone fierro de montaje

□ $\phi/4$ 1 @ 9, 4 @ 17.5

VIGAS DEL CUBRTO NIVEL.

APOYO 1.-

$$v = 3.3 < 4.2 \text{ Kg/m}^2$$

Sólo de montaje.

□ $\phi/4$ 1 @ 11 3 @ 22

APOYO 2.- izquierdo.

$$v = 4.2 \text{ Kg/m}^2 > 4.2 \text{ Kg/m}^2.$$

$$S_{\text{max}} = \frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5$$

$$V_3 = 4800 - 4100 = 700$$

$$S_{\text{min}} = 2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 45 = 50 \text{ cm.}$$

Longitud que necesita atribuir.

$$l = a + d.$$

$$a = \frac{V_3}{w} = \frac{700}{2900} = 26 \text{ cm.}$$

$$\therefore l = 71 \text{ cm}$$

□ $\phi/4$ 1 @ 11 y el resto se calcula:

$$V'_{e1} = V_e + V'_3 \quad \text{C. } V_3 = 2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 45$$

$$V_3 = 1750 \text{ Kg}$$

$$V'_{e1} = 4100 + 1750 = 5850 \text{ Kg.}$$

1 @ 11, 3 @ 22.5.

APOYO 2.- derecho

$$v = 3.2 < 4.2 \text{ Kg/m}^2$$

Sólo se pone fierro de montaje.

1 @ 11, 3 @ 22.5.

APoyo 3.- izquierdo

$$v = 4.2 = 4.2 \text{ K/om}^2 \quad S_{\text{max}} = 22.5 \text{ cm.}$$
$$V_s = 4200 - 4100 = 600 \text{ Kg.}$$
$$S_{\text{min}} = \frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 45}{600} = 55 \text{ cm}$$

Longitud que necesitan estribos. $l = a + d$.

$$a = \frac{V_s}{\tau} = \frac{600}{2200} = 0.27 \text{ m.}$$

$$\therefore l = 27 + 45 = 72 \text{ cm}$$

$$V'_{20} = V_c + V'_s \quad \hookrightarrow V'_s = \frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 45}{20} = 1750 \text{ Kg.}$$

$$V'_{20} = 4100 + 1750 = 5850 \text{ Kg.}$$

□ φ 1/2 1 @ 11 3 @ 22.5

APoyo 3 derecho.

$$v = 7 < 8.4 \text{ K/om}^2 \quad S_{\text{max}} = \frac{d}{2} = 22.5 \text{ cm.}$$

$$V_s = 7200 - 4100 = 3100 \text{ Kg.}$$

$$S_{\text{min}} = \frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 45}{3100} = 11.$$

longitud de estribos $l = a + d$ $\hookrightarrow a = \frac{V_s}{\tau} = \frac{3100}{2200} = 1.4 \text{ m.}$
 $\therefore l = 50 \text{ cm.}$

$$V'_{20} = V_c + V'_s \quad \hookrightarrow V'_s = \frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 45}{20} = 1750$$

$$V'_{20} = 4100 + 1750 = 5850 \text{ Kg.}$$

□ φ 1/2 1 @ 11 2 @ 22.5

APoyo 4.-

$$v = 5 < 4.2 \quad S_{\text{max}} = 22.5 \text{ cm}$$

$$V_s = 5000 - 4000 = 900 \text{ Kg.}$$

$$S_{\text{min}} = \frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 45}{900} = 40 \text{ cm.}$$

Long: $l = a + d$ $\hookrightarrow a = \frac{V_s}{\tau} = \frac{900}{2200} = 0.4 \text{ m.}$ $\therefore l = 75 \text{ cm.}$

$$V'_{20} = V_c + V'_s \quad \hookrightarrow V'_s = \frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 45}{20} = 1750 \text{ Kg.}$$

$$V'_{20} = 5850 \text{ Kg}$$

∴ □ φ 1/2 1 @ 11 3 @ 22.5

Nota.- el cálculo de estribos para las vigas de los otros niveles sigue el mismo procedimiento y aparece en el

VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO

El cálculo de las vigas de arriostre, lo hacemos en este caso sólo para las vigas del eje "D" y considerando a los dos elementos que las constituyen como simplemente apoyados.

Las vigas de arriostre se calculan con su peso propio y la tabiquería que resisten.

vigas de arriostre de azotea.

V-411 y V-412.

Sección 25 x 30.



$$w = p.p + c.p = 190 + 500 = 690 \text{ Kg/m.l.}$$

Los M_{\min} los hallamos por relación con los momentos la viga de arriostramiento de la planta típica.

$$A_{s_{\min}} = 0.005 b.d = 0.005 \times 25 \times 25 = 3.125 = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$M_{\min} = 3.12 \times 1.400 \times 0.866 \times 25 = 970 \text{ Kg-m.}$$

El máx. M_{\max} de la viga de arriostre de la planta típica es de 1450 Kg-m.

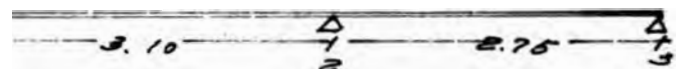
$$\therefore M = 1450 \times \frac{690}{1540} = 660 \text{ Kg-m.}$$

Como $660 < 970$ deducimos que se debe emplear acero mínimo, es decir

$$1 \phi 1/2 + 1 \phi 5/8.$$

vigas de arriostramiento de planta típica.

Sección 25 x 30



$$M_e = 11 \times 25 \times 25 = 1720 \text{ Kg/m.}$$

$$V_c = 4.2 \times 25 \times 0.866 \times 25 = 2300 \text{ Kgs.}$$

$$U) = p.p + c.p = 190 + 1350 = 1540 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{donde } c.p = 2.70 \times 500 = 1350$$

Cálculo de M^{tas}.

$$(-) M_1 = \frac{1}{16} \times 1540 \times 3.1^2 = -930 \text{ Kg-m.}$$

$$(-) M_2 = \frac{1}{9} \times 1540 \times 2.9^2 = -1450 \text{ Kg-m}$$

$$(-) M_3 = \frac{1}{16} \times 1540 \times 2.75^2 = -730 \text{ Kg-m}$$

$$(+) M_{1,2} = \frac{1}{14} \times 1540 \times 3.1^2 = +1050 \text{ Kg-m}$$

$$(+) M_{2,3} = \frac{1}{14} \times 1540 \times 2.75^2 = +780 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de esfuerzos cortantes.

$$V_1 = 0.5 \times 1540 \times 3.1 = 2400 \text{ Kg.}$$

$$V_2 = 0.575 \times 1540 \times 3.1 = 2700 \text{ Kg}$$

$$V_{2,3} = 0.575 \times 1540 \times 2.75 = 2400 \text{ Kg.}$$

$$V_3 = 0.5 \times 1540 \times 2.75 = 2100 \text{ Kg.}$$

ÁREA DE ACERO

$$(-) A_s =$$

$$(-) A_{s_2} = \frac{1450 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 25} = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$(-) A_{s_3} = \frac{730 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 25} = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$(+) A_s = \frac{1050 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 25}$$

$$(+) A_s = \frac{780 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 25} = 2.6 \text{ cm}^2$$

TESIS DE GRADO CONCRETO ARMADO

JOSE BERMUY ARMIJOS

PROMOCION 1961

[90]

DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de columnas se hace valiéndose del diagrama de envolventes para momentos y considerando los valores que corresponden a los casos.

Los valores de M los hemos tomado sin considerar sus coeficientes. El primer valor de M - 4º piso - ha sido restado en su peso propio, por considerar el diseño de las columnas con las cargas en la cabeza.

COLUMNAS DEL CUARTO PISO

cuadro de cargas para $P_g = 0$ y $P_g = 0.01$
cargas.

Sección	$P_g = 0$	$P_g = 0.01$
.30 x .30	22 700	32 700
.30 x .30	22 700	32 700
.30 x .40	30 200	43 600
.30 x .40	30 200	43 600

4 C_{D-2}4 C_{C-2}4 C_{B-2}4 C_{A-2}

$$M_s = 560 \quad 840 \quad 800 \quad 1040$$

$$M_c = 1280 \quad 2630 \quad 8160 \quad 7200$$

$$M_c = 560 \quad 880 \quad 800 \quad 1180$$

$$M_i \text{ (aquí } M_s + P.P.)$$

Considerando la columna de mayor excentricidad.

Sección .30 x .30 \hookrightarrow Area = 900 cm²

$$e_s = \frac{1040}{7200} = 0.144 \text{ m.}$$

$$\frac{e_s}{t} = \frac{144}{30} = 0.48 < \frac{2}{3} \quad (\text{Caso I})$$

$$\frac{850}{30} = 28.33 < 10 \quad (\text{columna corta})$$

$$A_c = \frac{P}{0.8(.225 \times 140 + 1400 \times 0.01)} \quad \frac{17500}{36.5} = 480 > \frac{\Delta_g}{e} = 450$$

Δ_{cero}

$$\Delta_g = \rho_g \times \Delta_c = 0.01 \times 480 = 4.8 \text{ cm}^2$$

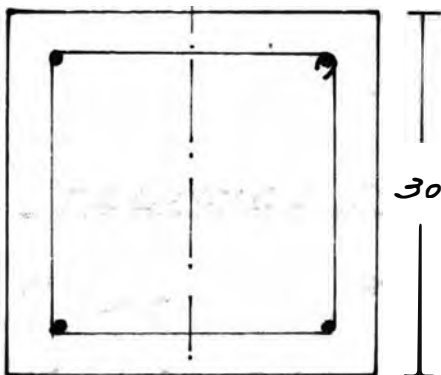
Considerando en pórtico principal un acero mínimo para columnas de

$$4 \phi 5/8 \quad 7.91 \text{ cm}^2$$

Cálculo la cuantía:

$$\rho_g = \frac{7.91}{700} = 0.0088$$

Descripción de la armadura



Área de concreto = $n \times$ área de acero

$$\Delta_g = n \Delta_c$$

$$n = \frac{\Delta_g}{\Delta_c} = \frac{900}{480} = 19$$

$$a = \left(\frac{b}{2} - d'\right) = \left(\frac{30}{2} - 5\right) = 10$$

Cálculo de I_t

$$I_t = \frac{1}{12} b h^3 + (n-1) \Delta_c \times a^2 = \frac{1}{12} \times 30 \times 30^3 + (19-1) 7.91 \times 10^2$$

$$I_t = 79000 \text{ cm}^4$$

$$F_a = 0.8 (.225 f'_c + f_s \rho_g) = 0.8 (.225 \times 140 + 1400 \times 0.0088)$$

$$F_a = 0.8 (31.5 + 12.5) = 35 \text{ K/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M_c}{I_t} \cdot \frac{N_c}{\frac{I_b}{b/2}} = \frac{2200 \times 14.4}{\frac{81200}{15}} \quad 19 \text{ K/cm}^2$$

$$F_b = 0.45 f'_c = 0.45 \times 140 = 63 \text{ K/cm}^2$$

Verificando con la expresión $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$

$$\frac{8}{36} + \frac{19}{63} = 0.53 < 1 \quad \checkmark \text{ se cumple}$$

Estribos

a) diámetro tomando fierros de 11/4.

b) distancia 1) $16 \times 5 = 25 \text{ cm}$

2) $48 \times 1 = 30 \text{ cm}$.

3) 30 cm

Solución.

ocho principal $4 \phi 5/8$.

1stribos $\phi 11/4 @ 25 \text{ cm}$.

COLUMNAS DEL TERCER PISO

3C_{D-2}

3C_{C-2}

3C_{b-2}

3C_{a-2}

M₅: 640 240 800 1200 M₆: 480 240 560

M₅ 8300 15700 19830 16180 M₆: las M₅ + p.p

Sección 30,30 \hookrightarrow Area = 900 cm²

$$\xi = \frac{1200}{16180} = 0.074 \text{ mm.}$$

$$\frac{\xi}{t} = \frac{7.4}{30} = 0.25 < \frac{2}{9}$$

$$\frac{h}{t} = \frac{300}{30} = 10 \quad \therefore \text{columna corta.}$$

carga equivalente axial al de la flexo compresión

$$P = H \left(1 + B \frac{\xi}{t} \right) \quad \checkmark \quad B = 3.$$

$$P = 16180 \left(1 + 3 \times 0.25 \right) = 28000 \text{ kg.}$$

$$p_g = \frac{P_u - 0.225 f_c}{f_s A_g}$$

$$p_g = \frac{28000 - 0.225 \times 140}{0.8 \times 900} = 0.0057$$

$$\therefore 0.0057 < 0.01$$

De donde Area Estructural.

$$A_e = \frac{28000}{36.5} = 770 \Rightarrow A_g = 150$$

Acero

$$A_s = p_g \times A_e = 770 \times 0.01 = 7.7 \text{ cm}^2$$

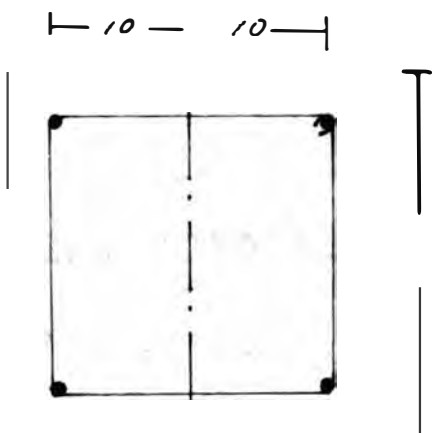
De donde:

$$4 \phi 5/8 \text{ Ca } 7.91 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la coeñbia

$$p_g = \frac{7.91}{900} = 0.0088$$

Descripcion de la armadura



Calculo de I_e

$$I_e = \frac{1}{12} b h^3 + (n + 1) A_s \bar{a}^2 = \frac{1}{12} 30 \times 30^3 + (15 + 1) 7.91 \times 10^2$$

$$I_e = 78500 \text{ cm}^4$$

Valores de f_a , F_a , F_b y f_b .

$$f_a = \frac{M}{A_s} = \frac{16180}{900} = 17.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.8(0.225f'_c + f_s \rho_g) = 0.8(0.225 \times 140 + 1400 \times 0.0083)$$

$$F_a = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{My}{I_b} = \frac{M \cdot e}{I_b} = \frac{16180 \times 7.4}{\frac{78500}{15}} = 23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_b = 63 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificando con la expresión $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$

$$\frac{17.8}{35} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \quad \frac{17.8}{35} + \frac{23}{63} = 0.51 + 0.370 = 0.88 < 1.$$

se cumple.

Estribos

a) Diámetro como fierros de 4/4.

b) distancia: $s = 25 \text{ cm}$.

Solución

acero principal ϕ de 5/8
 estribos ϕ 1/4 @ 25 cm.

COLUMNAS DEL SEGUNDO PISO

3 C_{D-2}

2 C_{C-2}

2 C_{B-2}

2 C_{A-2}

M_s: 1040 560 1280 1600 M_i: 530 480 1200 1580

M_s: 15740 25200 29000 27450 M_i: las M_s + P.P.

Sección 30 x 40 \hookrightarrow Area = 1200 cm²

$$r_y = \frac{1600}{27400} = 0.058 \text{ m.}$$

$$\frac{e_s}{r} = \frac{5.8}{40} = 0.146 < \frac{e}{3}$$

$$I_b = \frac{1}{12} b b^3 + (n-1) A_s + a^2 = \frac{1}{12} 30 \times 20^3 + (15-1) 100 \times 15^2$$

$$I_b = 194000 \text{ cm}^4$$

f_a F_a F_b y f_b .

$$f_a = \frac{M}{A_s} = \frac{27450}{1200} = 23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.8(225 \times 140 + 1400 \times 0.0095) = 0.8(31.5 + 13.3)$$

$$\frac{M + e}{I_b} = \frac{27450 + 5.8 \times 20}{194000} = 16.5 \text{ K/m}^2$$

$$F_b = 63 \text{ Kg/cm}^2$$

expresión $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \geq 1$.

$$\frac{23}{36} + \frac{16.5}{63} = 0.64 + 0.26 = 0.9 < 1$$

no cumple.

Estribos

a) diámetro como fierro de 1/4.

b) espacio : 1) 16 x 3/4 30

2) 18 x 1/4 30

3) 6 = 30

s = 300mm

acero principal 4 ϕ 3/4

estribos .. ϕ 1/4 @ 30mm

COLUMNAS DEL PRIMER PISO

1 C_{D-2}

1 C_{C-2}

1 C_{B-2}

1 C_{a-e}.

M_3 680 320 460 1280
 M_5 23180 39700 48000 37200

Sección . . . 30×40 C. área = 1200 cm^2 .

$$e_s = \frac{1280}{37200} = 0.035 \text{ m.}$$

$$\frac{e_s}{t} = \frac{35}{40} = 0.875 < \frac{e}{3}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{300}{40} = 7.5 < 10 \text{ C. corta.}$$

carga equivalente al de la flexo compresión

$$P = M \left(1 + B \frac{e}{t} \right) \quad \text{C. } B = 3$$

$$P' = 37200 \left(1 + 3 \times 0.088 \right) = 46000 \text{ kg.}$$

$$46000 \text{ kg} > P_{\text{min.}}$$

CHEQUEO DE CUANTIA.

$$p_g = \frac{P}{0.8 A_g} - 0.225 f_c \quad \frac{46000}{0.8 \times 1200} - 0.225 \times 140$$

$$\frac{41 - 31}{1400} = 0.00715 < 0.01$$

$$\Delta_c = \frac{46000}{36.5} = 1260 > A_g = 600 \text{ cm}^2.$$

ACERO

$$A_s = p_g \times \Delta_c = 0.01 \times 1260 = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 7/8 \rightsquigarrow 12.95 \text{ cm}^2$$

$$\frac{15.5}{1200} = 0.01$$

$$I_t = 210,000 \text{ cm}^4.$$

EJCALERAS

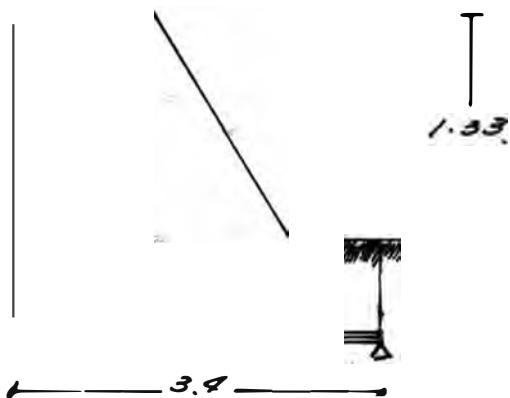
El cálculo de la escalera lo he hecho por coeficientes, asimilándolo al cálculo de una viga con luz libre igual a 2.95 m. amarrada a media altura con una viga de .30 x .50

En el nivel superior, es decir en el amarre del tramo superior lo hago con una viga de .20 x .50

La escalera se ha calculado y diseñado como una losa quebrada fleecando en dos direcciones. Como las luces son iguales se consideran dos tramos típicos.

Diseño de la escalera típica.

a.- Cálculo del PRIMER TRAMO



1.- Cálculo de carga permanente
Tomo ancho de losa igual a 1 mt.

peso de piso	$0.042 \times 1 \times 2500 = 100 \text{ Kg.}$
peso de losa	$.15 \times 1 \times 2500 = 375 \text{ ''}$
revestimiento	100 ''
sobrecarga	<u>400 ''</u>
	975 Kgs.

$$\therefore w_p = 1000 \text{ Kgs.}$$

b.- Luz de cálculo de la losa.

Hemos tomado distancia entre ejes (proyección horizontal de la losa) $L = 3.40 \text{ m.}$

c.- Cálculo de M_{to} y esfuerzos cortantes.

$$(+)\ M = \frac{1}{10} 1000 \times 3.4^2 = 1160 \text{ Kg-m.}$$

$$(-)\ M = \frac{1}{20} 1000 \times 3.4^2 = 580 \text{ Kg-m}$$

$$V = 0.5 \times 1000 \times 3.4 = 1700 \text{ Kg.}$$

d.- Cálculo de altura útil

$$M_E = 11 \times 100 \times 12^2 = 1540 \text{ kg-m.}$$

$$1540 > 1160$$

$$V_C = 4.2 \times 100 \times 0.866 \times 12 = 4400 \text{ kg.}$$

$$4400 > 1700$$

Hacemos $d = 11$

$$M_E = 11 \times 100 \times 11^2 = 1320 \text{ kg-m.}$$

$$1320 > 1160$$

$$V_C = 4.2 \times 100 \times 0.866 \times 11 = 4000 \text{ kg.}$$

$$4000 > 1700$$

∴ Tomamos $h = 11 + 3 = 14 \text{ cm.}$

e.- Cálculo áreas acero

$$(A) A_s = \frac{1160 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 11} = 8.5 \text{ cm}^2 \hookrightarrow \phi 1/2 @ 14 \text{ cm.}$$

$$(B) A_s = 4.2 \text{ cm}^2 \hookrightarrow \phi 1/2 @ 20 \text{ cm.}$$

f.- Checkear por adherencia.

$$E_o = \frac{1160}{10.5 \cdot 0.866 \times 11} = 11 < 4 \phi 1/2$$

g.- Acero de temperatura o reparto


$$0.0025 \times 100 \times 11 = 2.75 \hookrightarrow \phi 3/8 @$$

II.- Cálculo del Segundo Tramo

a.- cálculo de carga permanente

Para primer tanteo suponemos $h = 17 \text{ cm}$.

Peso de peso	100 Kgs.	
Peso de losa	430	
Revestimiento	100	
Sobrecarga	400	
	1000 kg.	

 4.3.

$$\therefore w_d = 1000 \text{ kg.}$$

b.- Longitud de cálculo de la losa.

$$L = 4.30 \text{ m.}$$

c.- Cálculo de M^{to} y esfuerzos cortantes.

$$1000 \frac{4.3^2}{10} = 1800 \text{ Kgs.-m}$$

f) M

a.- Cálculo de las áreas de acero

TREMOS.

$$b) A_s = \frac{2150 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 14} = 16 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 5/8 @$$

APÓYOS.-

$$c) A_s = \frac{900 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 14} = 8 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/2$$

f ACERO DE TEMPERATURA Y REPARTICIÓN.

$$A_s = 0.0025 b d = 0.0025 \times 100 \times 14 = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \phi 3/8 @ 20$$

g. Verificación por corte.-

$$V_{max} = 0.5 w l = 0.5 \times 1000 \times 4.3 = 2150 \text{ Kgp.}$$

$$v = \frac{2150}{b d} = \frac{2150}{100 \times 0.866 \times 14} = 1.8 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$1.8 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

h.- ADHERENCIA.-

$$E_0 = \frac{2150}{0.5 \times 0.866 \times 14} = 17 \text{ cm.}$$

Verificación :- lo que quiere decir que está conforme.

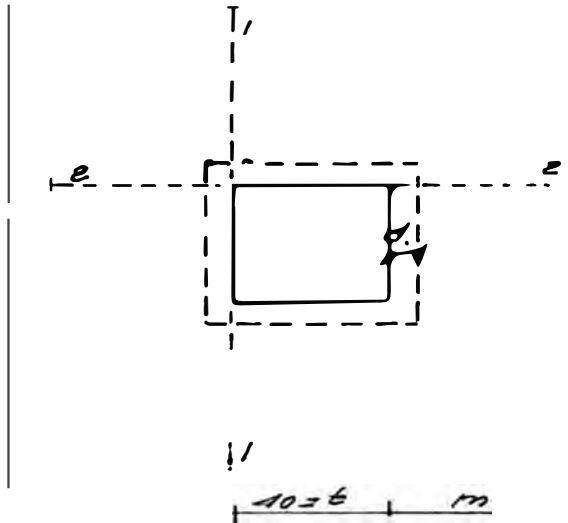
ZAPATA/AL/LADAS

zapata I

columna 30x40

$$P = 41,330$$

$$\Delta_r = 2.5 \text{ K/cm}^2.$$



1.- área de la zapata.

$$P(\text{carga axial}) = 41,300$$

$$p.p. (5\% \text{ de } P) = \frac{2060}{}$$

$$P_t = 43,360$$

2.- Dimensión de lados

Para tener la zapata rectangular, consideraremos un volado "m" igual para cada lado de la zapata, de modo que:

$$\Delta_z = B \times \Delta = (b+2m)(t+2m)$$

$$17400 = (30+2m)(40+2m) = 1200 + 80m + 60m + 4m^2$$

$$\text{de donde } m^2 + 35m - 4050 = 0$$

$$\therefore m = 48 \text{ cm.}$$

$$B = b+2m = 30 + 2(48) = 126 \text{ cm.}$$

$$\Delta = t+2m = 40 + 2(48) = 136 \text{ cm.}$$

$$\Delta_z = 17200 \text{ cm}^2$$

3.- Presión neta - carga unitaria con que reacciona el terreno sin considerar el p.p.

$$\frac{P}{\Delta \cdot B} = w_n = \frac{41330}{17200} = 2.4 \text{ K/cm}^2$$

4.- Cálculo de los M_{cr} en las secciones críticas.

$$M_{1-1} = w_n \frac{B m^2}{2} = \frac{2.4 \times 126 \times 48^2}{2} = 350,000 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_{2-2} = w_n \frac{\Delta m^2}{2} = \frac{2.4 \times 136 \times 48^2}{2} = 375,000 \text{ Kg-m.}$$

5.- Altura requerida por momentos.

$$d_{1-1} = \sqrt{\frac{350000}{11 \times 126}} = 16 \text{ cm.}$$

$$\hookrightarrow = 16 \text{ cm.}$$

$$d_{2-2} = \sqrt{\frac{375000}{11 \times 136}} = 17 \text{ cm.}$$

6.- Altura requerida por corte

$$v = 0.03 f'_c = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = \frac{V}{A} = \frac{w_n (\Delta \times B - (b+2d)(t+2d))}{2[(b+2d) + (t+2d)] \cdot 866 d}$$

$$4.2 = \frac{2.4 [126 \times 136 - (30+2d)(40+2d)]}{2[(30+2d) + (40+2d)] \cdot 866 d}$$

de donde $d = 23 \text{ cm.}$

Tomaremos un recubrimiento de 10cm. por seguridad. debido a las irregularidades del terreno y aumentamos la mayor altura útil en un 50% para favorecer la adherencia.

Asi tendremos $h = 70 \text{ cm}$ \hookrightarrow $d = 60 \text{ cm.}$

7.- Comprobación del peso propio

$$p.p = 1.2 \times 1.36 \times 0.70 \times 2400 = 2850 \text{ aprox } 5\% \text{ de } P.$$

8.- Cálculo de la armadura de acero

$$\Delta_{s_{1-1}} = \frac{.85 M}{f_s d} = \frac{.85 \times 350000}{1400 \times 866 \times 60} = 1 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_{s_{2-2}} = \frac{.85 M}{f_s d} = \frac{.85 \times 375000}{73} = 4.4 \text{ cm}^2$$

9.- Comprobación por adherencia.: siendo carga de trabajo por adherencia \hookrightarrow $\Delta l = 0.956 f'_c$ para barras corrugadas.

$$\Sigma_{0-1} = \frac{.85 V}{w_f d} = \frac{.85 \times 2.4 \times 126 \times 48}{7.8 \times 866 \times 60} = 30.5 \text{ cm} \hookrightarrow 6 \text{ d } 5/8$$

$$\Sigma_{0-2} = \frac{.85 \times 2.4 \times 136 \times 48}{405} = 33 \text{ cm} \hookrightarrow 7 \text{ d } 5/8$$

zapata II.

columna 30x40

$$P = 48,000 \text{ Kg}$$

$$G_r = 2.5 \text{ K/cm}^2.$$

1.- Área de la zapata.

P (carga axial)	48 000
$p.p$ (5% de P)	2 400
	<hr/>
	50 400

$$A_z = \frac{P+p.p}{G_r} = \frac{50400}{2.5} = 20000 \text{ cm}^2.$$

2.- Dimensiones de lados

Se considera un volado m igual para cada lado de la zapata de modo que

$$A_z = B \times \Delta = (b+2m)(\ell+2m)$$

$$20000 = (30+2m)(40+2m) = 1200 + 140m + 4m^2$$

$$m^2 + 35m - 4700 = 0$$

$$\therefore m = 55 \text{ cm.}$$

De donde

$$B = b+2m = 30+110 = 140$$

$$\Delta = \ell+2m = 40+110 = 150$$

$$> \hookrightarrow 21,000 \text{ cm}^2$$

3.- Presión neta

$$w_n = \frac{48000}{21000} = 2.3 \text{ Kg/cm}^2$$

4.- Cálculo de los M_{bols} en las secciones críticas.

$$M_{1-1} = \frac{w_n B m^2}{2} = \frac{2.3 \times 140 \times 55^2}{2} = 480000 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_{2-2} = \frac{2.3 \times 150 \times 55^2}{2} = 520000 \text{ Kg-cm.}$$

5.- Cálculo de altura requerida por momentos.

$$d_{1-1} = \sqrt{\frac{480000}{11 \times 140}} = 18$$

$$d_{2-2} = \sqrt{\frac{520000}{14 \times 150}} = 18$$

} 18 cm.

6.- Alteura requerida por corte

$$v = 0.03 f'_c = 4.2 \text{ K/cm}^2$$

$$v = \frac{V}{b_j d} = \frac{2.3 [(140 \times 150 - (30+2d)(40+2d))]}{2 [(30+2d) + (40+2d)] \cdot 866 d}$$

de donde $d = 25 \text{ cm}$.

Asumo $h = 70 \text{ cm}$ $c = d = 60 \text{ cm}$.

7.- Comprobacion del p.p.

$$D_p = 1.40 \times 1.50 \times 0.70 \times 2400 = 3500 \text{ Kg. aprox } 5\% \text{ de } P.$$

8.- Cálculo de la armadura de acero

$$A_{s1-1} = \frac{0.85 M}{73} = \frac{.85 \times 280000}{73} = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2-2} = \frac{0.85 M}{73} = \frac{.85 \times 520000}{73} = 6 \text{ cm}^2$$

9.- Comprobación por adherencia

$$Z_{01-1} = \frac{.85 \times 2.3 \times 140 \times 55}{7.8 \times .866 \times 60} = 37 \text{ cm} \quad 7 \phi 5/8$$

$$Z_{02-2} = \frac{.85 \times 2.3 \times 150 \times 55}{405} = 40 \text{ cm} \quad 8 \phi 5/8$$

10.- Colocacion de armaduras:-

a) armadura paralela al lado mayor de $H^\circ 1$ separado de los bordes 7.5 cm. a espaciamiento de

$$S = \frac{140 - 2 \times 7.5}{7} = 18 \text{ cm.}$$

b) armadura paralela al lado menor de $H^\circ 2$ contada en un ancho igual a (B)

$$A_{sB} = \frac{2}{1 + \frac{4}{3}} \quad A_{sB} = \frac{2}{1 + \frac{4}{3}} \times 8 = \frac{16}{2.7} = 6 \phi$$

11.- TRACCION DIAGONAL. empleamos estribos de cuatro ramas y ϕ 11e.

a) Para apoyo izquierdo

(confirmando con v para ver si lleva estribos)

$$v = \frac{33500}{98 \times .866 \times 80} = 4.4 \text{ K/cm}^2 \begin{matrix} \geq 0.027 f'_c = 4.2 \\ \leq 0.06 f'_c = 8.4 \end{matrix} \text{ estribos.}$$

Espaciamiento máximo $s = \frac{d}{2} = 40 \text{ cm}$

$$V_c = v \times b \times j \times d = 4.2 \times 98 \times .866 \times 80 = 28500 \text{ Kg.}$$

$$s = \frac{n \times a \times f_s \times j \times d}{V_s} = \frac{4 \times 1.27 \times 1400 \times .866 \times 80}{33500 - 28500} = 490 \text{ cm.}$$

$490 > 40$ \therefore adopto 40 cm.

De donde

\mathcal{W} $\frac{1}{2}$ c \rightarrow 1 @ 20 cm 1 @ 40 cm.

b) Para el apoyo derecho

$$v = \frac{42000}{98 \times .866 \times 80} = 6.2 \text{ kg} \begin{matrix} \geq 0.03 f'_c \\ \leq 0.06 f'_c \end{matrix}$$

Espaciamiento máx $s = \frac{d}{2} = 40 \text{ cm} \rightarrow$ 4 ramas y ϕ 11e.

$$V_c = v \times b \times j \times d = 28500 \text{ Kg.}$$

$$s = \frac{n \times a \times f_s \times j \times d}{V_s} = \frac{4 \times 1.27 \times 1400 \times .866 \times 80}{42500 - 28500} = 35 \text{ cm}$$

$35 < 40$ adopto 35.

De donde

\mathcal{W} $\frac{1}{2}$ c \rightarrow 1 @ 18 1 ϕ 36

En el voladizo no necesita estribos porque $7000 < 28500 \text{ kg.}$

12.- ACORO TRANSVERSAL DE REPARTICION.

COLUMNA. P.B-1.

$$w_1 = \frac{38900}{98(40 \times 80)} = 3.3 \text{ K/cm}^2$$

$$M_1 = \frac{(t_1 + d)}{2} w_1 m^2 = \frac{(40 + 80)}{2} \times 3.3 \frac{2}{2} = 168000 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_s \times j (d-3)} = \frac{168000}{1400 \times .866 (80-3)} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = w_1 m(t_1 + d) = 3.3 \times 29(40 + 80) = 11,500$$

$$\text{Tomando } \mu = 0.056 f'_c = 9.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{o1} = \frac{11500}{7.85 \times 866 \times 80} = 21 \text{ cm.} \rightarrow \phi 1/2$$

$$S = \frac{1.26 \times 100}{6.33} = \frac{12600}{633} = 20 \text{ cm.}$$

∴ $\phi 1/2 @ 20 \text{ cm.}$

COLUMN B-2

$$w_2 = \frac{77800}{98(40 + 160)} = 2.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_2 = (t_2 + 2d) w_2 \frac{m^2}{2} = (40 + 160) \frac{2.6 \times 2.9^2}{2} = 220000 \text{ Kg-m.}$$

$$A_{s-2} = \frac{M_2}{f_s (d-3)} = \frac{220000}{1400 \times 866 (77)} = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$V_2 = w_2 m(t_2 + 2d) = 2.6 \times 29 \times 200 = 15000 \text{ Kg.}$$

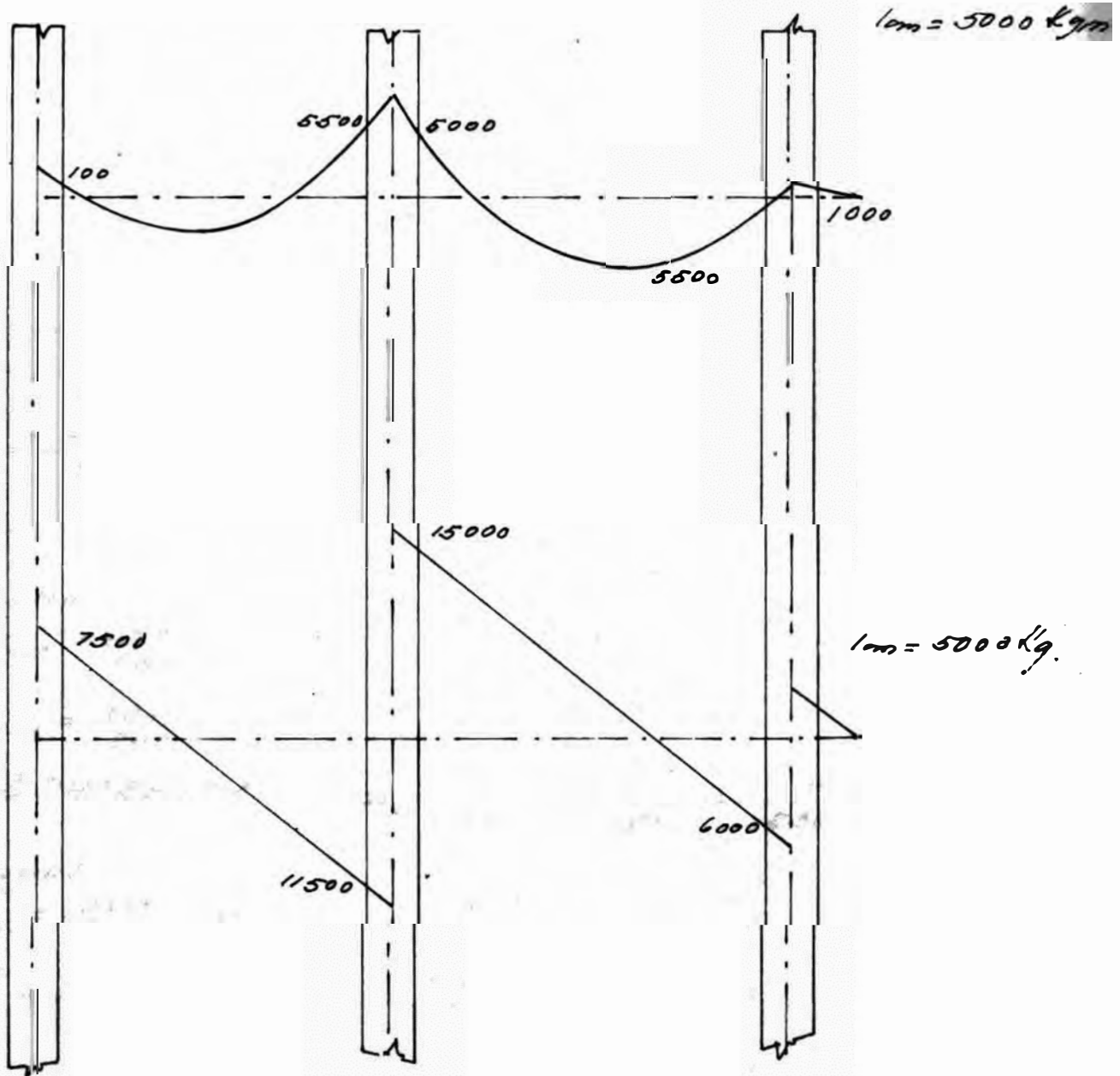
$$E_{o2} = \frac{15000}{7.85 \times 866 \times 80} = 28 \text{ cm} \rightarrow \phi 7/8$$

$$S = \frac{326 \times 100}{1551} = 25 \text{ cm.}$$

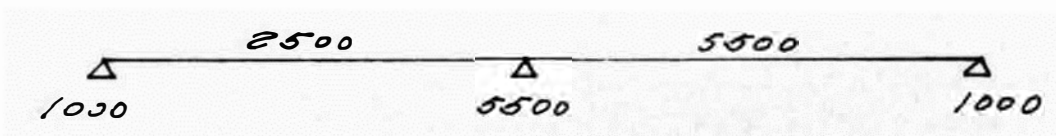
∴ $\phi 7/8 @ 25 \text{ cm.}$

DIAGRAMA DE ENVOLVENTES.

Escala 1:50



Calculado el Cross obtenemos del diagrama los valores sig:
de diseño.



c) Cálculo de la altura útil en el ancho de la columna.

$$\frac{550000}{11 \times 40} = 1120 = 35 \text{ cm.}$$

Considerando que hay que darle más altura por adherencia.
tendrá'

$$h = 80 \text{ cm} \rightarrow d = 70 \text{ cm.}$$

d) Áreas de Acero

$$A_s = \frac{M \times 100}{1200 \times 0.866 \times 70} \quad \frac{M}{850}$$

Apoyos

$$A_{s1} = \frac{1000}{850} = 1.2 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 1/2

$$A_{s2} = \frac{5500}{850} = 6.2 \text{ cm}^2$$

4 ϕ 5/8

$$A_{s3} = \frac{1000}{850} = 1.2 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 1/2

TRAMOS

$$A_{s1-2} = \frac{2500}{850} = 3.0 \text{ cm}^2$$

→ 2 ϕ 5/8

$$A_{s2-3} = \frac{2200}{850} = 3.8 \text{ cm}^2$$

→ 2 ϕ 5/8

e) ADHERENCIA

$$E_s = \frac{V}{12.5 \times 0.866 \times 70} = \frac{V}{830}$$

Apoyos

$$E_{s1} = \frac{7500}{630} = 12 \text{ cm.}$$

→ 3 ϕ 5/8

$$E_{s2} = \frac{15000}{630} = 24 \text{ cm.}$$

→ 5 ϕ 5/8

$$E_{s3} = \frac{7000}{630} = 11 \text{ cm.}$$

→ 3 ϕ 5/8

TRAMOS

$$E_{s1-2} = \frac{7000}{630} = 11 \text{ cm.}$$

→ 2 ϕ 5/8

$$E_{s2-3} = \frac{12000}{630} = 19 \text{ cm.}$$

→ 4 ϕ 5/8

f.- Estribos.

$$v_c = v_{xj} \times b \times d = 4.2 \times 0.866 \times 40 \times 70 = 10300 \text{ Kg.}$$

$$\text{Para } v = 0.06 f'_c = 8.4 \text{ Kg/cm}^2 \quad \hookrightarrow \quad v = 20600 \text{ Kg.}$$

$$\text{Para } v = 0.08 f'_c = 11.2 \text{ Kg/cm}^2 \quad \hookrightarrow \quad v = 30600 \text{ Kg.}$$

Apoyo 1.- Derecho $7500 < 10300$ no lleva estribos.

∴ los estribos se pondrán sólo con fines mecánicos

Apoyo 2.- Izquierdo $15000 > 11600$
 $15000 < 0.06 f'_c$

Lleva estribos.

$$\text{Siendo } s_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm.}$$

Los estribos serán de dos ramas con fierro de 1/2".

$$\frac{2 \times 1.26 \times 0.866 \times 1400 \times 70}{v_s} = \frac{22000}{15000 - 11600} = \frac{22000}{3400}$$

$$s = 80 \text{ cm}$$

Apoyo 2.- Derecho $11500 < 11600$
∴ no lleva estribos.

Apoyo 3.- Izquierdo
no lleva estribos.

6.- Diseño de un diente para que la capacidad soportante del terreno sea suficiente para soportar estas cargas.

a.- Reacción por m.l. de voladizo.

$$w = w_p \times 100 \times 100 = 23000 \text{ Kg/m.l.}$$

b.- Momento $\frac{w l^2}{2} = \frac{23000 \times 0.70^2}{2} = 4150 \text{ Kg-m.}$

c.- Altura útil por m.l. de voladizo

$$d = \sqrt{\frac{415000}{11 \times 100}} = \sqrt{3907} = 19 \text{ cm}$$

d.- Altura útil por corte para 1m. de voladizo

Tomamos para corte unitaria máx.: $v = 0.03 \text{ f'c}$

$$d.e = \frac{2.3 \times 100 \times 60}{100 \times 0.866 \times 9} \rightarrow d = 40 \text{ cm}$$

Para favorecer la adherencia adopto $h = 50 \text{ cm.}$

c.- Área de acero

$$A_s = \frac{415000}{1400 \times 0.866 \times 40}$$

$$8.5 \text{ cm}^2 = \phi 1/2 @ 14.$$

f.- Adherencia

$$\frac{23000 \times 0.60}{10.5 \times 0.866 \times 40} = \frac{13800}{365} = 38 \text{ cm.}$$

$$38 \text{ cm} \rightarrow 10 \phi 1/2. \rightarrow \phi 1/2 @ 10$$

1 $\phi 3/8$ cada 20cm.

7.- DISEÑO DE LA VIGA.

a.- Reacción por m.l. de ancho

$$w = w_p \cdot b \cdot x = 2.3 \times 100 \times 100 = 23000 \text{ Kg-m.l.}$$

b.- Cálculo por CROS de las MTQ.

coeficientes de distribución.

$$K_1 = .40$$

$$C_1 = 0.52$$

$$K_2 = .37$$

$$C_2 = 0.48$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO

$$\frac{1}{12} w l^2 = \frac{1}{12} 23000 \times 2.5^2 = 12000 \text{ Kg-m.}$$

$$\frac{1}{12} w l^2 = \frac{1}{12} 23000 \times 2.75^2 = 14400$$

$$\frac{1}{2} w l^2 = \frac{1}{2} 23000 \times .55^2 = 3,500 \text{ "}$$

$$\frac{1}{24} w l^2 = \frac{1}{24} 23000 \times 2.5^2 = 6,000 \text{ "}$$

	0	1	52.48	1	0
	+1200		-1200 +1400		
	-6000		-3000		
	+260		+520 +480		+240
	-260		-130 730		+10260
	-1040		-2080 -1920		960
	+1040		+520 +480		+960
	-260		-520 -480		240
	+260		+130 +120		+240
	6000		-130 -120		<u>3500</u>
			<u>17000</u>		

Calculados los M_{ts} de cross obtenemos el diagrama de envolventes para M_{ts} y as. fuerzas cortantes que servirán para el cálculo

2000		10000		7000
Δ		Δ		Δ
	7000		12500	
				7000

c.- Cálculo de la altura útil en el ancho de la columna

$$d = \sqrt{\frac{1250000}{11 \times 30}} = 62 \text{ cm.}$$

Adoptamos la altura útil de 100cm.

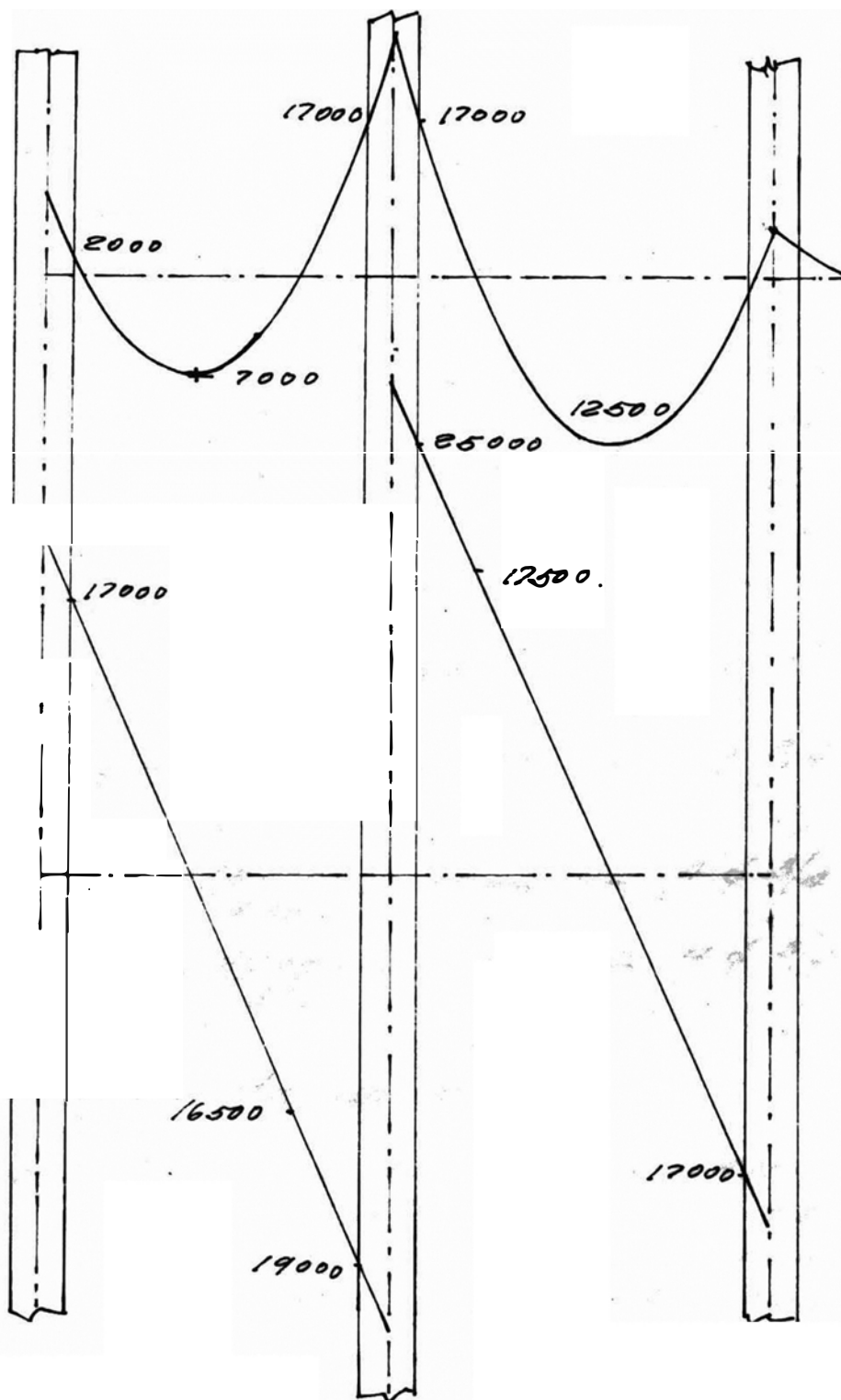
d.- Áreas de acero

$$A_s = \frac{M \times 100}{1000 \times f_{y\text{acero}}} = \frac{M}{1090}$$

Envolventes de Momentos y Cortes.

Escala 1:50

1cm = 5000kg



Apojos:

$$A_{s1} = \frac{2002}{1090} = 1.8 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 5/8

$$A_{s2} = \frac{10000}{1090} = 9 \text{ cm}^2$$

2 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8

$$A_{s3} = \frac{7000}{1090} = 6.5 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8

TRAMOS

$$A_{s1-2} = \frac{7002}{1090} = 6.5 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8

$$A_{s2-3} = \frac{12500}{1090} = 11.5 \text{ cm}^2$$

4 ϕ 3/4 + 1 ϕ 5/8

c.- ADHERENCIA.

$$E_0 = \frac{V}{10.5 \times 0.866 \times 90} = \frac{V}{820}$$

APOYOS

$$E_{01} = \frac{20000}{820} = 25 \text{ cm} \quad \hookrightarrow \quad 4 \phi \ 3/4$$

$$E_{02} = \frac{31000}{820} = 38 \text{ cm} \quad \hookrightarrow \quad 5 \phi \ 3/4$$

$$E_{03} = \frac{26000}{820} = 32 \text{ cm} \quad \hookrightarrow \quad 5 \phi \ 3/4$$

TRAMOS

$$E_{01-2} = \frac{18000}{820} = 22 \text{ cm} \quad \hookrightarrow \quad 4 \phi \ 3/4$$

$$E_{02-3} = \frac{22000}{820} = 27 \text{ cm} \quad \hookrightarrow \quad 4 \phi \ 3/4$$

f.- Calculo de estribos

$$V_c = v_j b d = 4.2 \times 0.866 \times 30 \times 90 = 9800 \text{ Kg.}$$

$$\therefore \text{ para } v = 0.03 f'_c = 4.2 \text{ Kg} \quad \hookrightarrow \quad V = 9,800 \text{ Kg.}$$

$$\text{" } v = 0.06 f'_c = 8.4 \text{ Kg} \quad \hookrightarrow \quad V = 19,600 \text{ Kg.}$$

$$\text{" } v = 0.08 f'_c = 11.2 \text{ Kg} \quad \hookrightarrow \quad V = 26,200 \text{ Kg.}$$

APOYO 1.- DERECHO

$$17000 > 9800$$

$$17000 < 0.06 f'_c$$

$$S_{\text{min}} = 45 \text{ cm.}$$

Estribo de 1/2" 2 ramas.

$$S_{\text{min}} = \frac{2 \times 1.2 \times 0.866 \times (1200 \times 90)}{8200} = 35 \text{ cm.}$$

PRESUPUESTO

El presupuesto de la estructura del edificio se ha hecho en base a los precios de acero por Kilos y de concreto armado por m^3 .

El acero se ha pagado a $\$5.40$ Kg de varillas de cualquier diámetro y longitud de 30'.

El ormento se valorizó a $\$28.25$ la bolsa.

El presupuesto para este edificio lo presentamos en un cuadro general para todos sus elementos, considerando que se tuvo en cuenta a su vez la misma operación para el costo total de cada partida, conforme al cálculo del aligerado de 17 cm.

En el diseño se usó concreto de $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$.

METODO Y PRESUPUESTO PARCIAL POR M²

ALIGERADO DE 17 cm. DE ESPESOR

MATERIALES	UNIDAD.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
a cemento con transporte	S/c	0.768	28.25	20.90
b arena con transporte	m^3	0.044	40.00	1.76
c.- piedra de 1/2 y 3/4	m^3	0.087	80.00	7.00
d.- ladrillos	pieza	6.250	2.30	14.40
e.- acero	Kg	7.000	5.10	35.70
f.- clavos	Kg	0.100	8.50	0.85
g.- alambre	Kg	0.100	9.00	0.90
h.- madera.	pie ²	2.800	5.80	15.00

TOTAL DE MATERIALES 96.61

ALIGERADO DE 17cm. DE ESPESOR. (Continuación)

MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
a.- colocación de ladrillos	peón	H.H. 0.45	42.00	20.00
b.- preparación de concreto	albañil	H.H. 0.08	60.00	4.80
	peón	H.H. 0.80	42.00	34.00
c.- vaciado concreto	albañil	H.H. 0.25	60.00	15.00
	peón	H.H. 1.00	42.00	42.00
d.- encofrado y desmoldado	carpintero	H.H. 1.20	60.00	72.00
	oficial	H.H. 0.45	46.00	56.00
e.- corte y colocación de fierro.	ferrero	H.H. 0.45	60.00	27.00
	peón	H.H. 0.45	42.00	17.00
<u>TOTAL MANO DE OBRA</u>				<u>286.00 =</u>

RESUMEN

TOTAL MATERIALES
 " MANO DE OBRA

METRADO TOTAL

PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNI	PRECIO PARCIAL
1.- aligerado de .12m.	m ²	625	148.00	92,000.00
2.- vigas.	m ³	43	1500.00	65,000.00
3.- columnas	m ³	98	1800.00	176,000.00
4.- cimentación	m ³	27	1000.00	27,000.00
5.- escaleras.	m ³	11	1600.00	17,600.00
				f. 377,600.00
			10 % dirección técnica honorarios	37,760.00

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Apuntes de concreto armado
- 2.- Apuntes de Estructuras
- 3 Apuntes de Resistencia de Materiales.
- 4.- Reinforced Concrete Structures
Dean Peabody Edición 1946
- 5.- A. C. I 1956
Manual of Standard Practice for Detailing
Reinforced Concrete
A.C.I 315-57 Edición 1957.
Estructuras Porticadas.
Eduardo Casado.
- 6 Resistencia de Materiales.
S. Timoshenko.
- 9.- Cálculo de Porticos.
Kang.
- 10.- Concrete Reinforced.
P. M. Ferguson