

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**ANÁLISIS ESTÁTICO – DINAMICO Y DISEÑO
SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO
ARMADO APORTICADO CON MUROS DE CORTE
USO: OFICINAS**

**INFORME DE SUFICIENCIA CORRESPONDIENTE AL AREA DE
ESTRUCTURAS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

LUIS ENRIQUE ARCE POMALÍA

LIMA-PERÚ

2002

**ANÁLISIS ESTÁTICO – DINÁMICO Y DISEÑO
SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO
ARMADO APORTICADO CON MUROS DE CORTE
USO: OFICINAS**

INDICE

	Página
INTRODUCCIÓN	1
Capítulo I : MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO	2
1.1 Ubicación	2
1.2 Descripción de la edificación	2
1.3 Perímetro	2
1.4 Área	2
1.5 Características generales para el diseño del proyecto	2
Capítulo II : PREDIMENSIONAMIENTO	8
2.1 Losas Aligeradas	8
2.2 Vigas	9
2.3 Columnas	14
2.4 Placas	22
2.5 Resumen del Predimensionamiento	22
Capítulo III : METRADO DE CARGAS	25
3.1 Metrado de cargas para las Losas Aligeradas	26
3.2 Metrado de cargas para las vigas principales y secundarias	28
3.3 Peso de la edificación	29
Capítulo IV : ANÁLISIS SÍSMICO	31
4.1 Generalidades	31

4.2	Parámetros de sitio	32
4.3	Procedimiento de análisis	33
4.3.1	Análisis Sísmico con Fuerzas Estáticas Equivalentes Método Estático	34
4.3.2	Análisis Sísmico con Superposición Espectral Método Dinámico	37
Capítulo V	: ANÁLISIS ESTRUCTURAL	48
Capítulo VI	: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	54
6.1	Generalidades	54
6.2	Diseño por el método plástico o resistencia última	55
6.3	Diseño de Losas Aligeradas	57
6.4	Diseño de Vigas	69
6.5	Diseño de Columnas	112
6.6	Diseño de Muros de Corte	130
6.7	Diseño de Cimentaciones Superficiales: Zapatas	143
	CONCLUSIONES	174
	BIBLIOGRAFÍA	176
	PLANOS	
	ANEXOS	177

INTRODUCCIÓN

En el presente Informe se desarrollan los criterios y procedimientos en el análisis y diseño de los elementos estructurales que forman parte de una edificación de concreto armado de tres niveles, cuyo sistema estructural es del tipo aporticado con muros de corte, el cual se encuentra sujeto a la reglamentación y disposiciones de las actuales normas tales como: Norma Técnica de Edificación E-30 Diseño Sismorresistente y la Norma Técnica de Edificación E-060 Concreto Armado.

Se hace el dimensionamiento, análisis y diseño de todo el conjunto de la edificación, desarrollándose el diseño de todos sus elementos estructurales que lo conforman (losas aligeradas, vigas, columnas, placas y zapatas).

El informe cumple con el objetivo de mostrar la aplicación de las actuales normas de diseño y construcción a un caso específico, como es el de una edificación de concreto armado de tres niveles que tendrá el uso de Oficinas.

Se debe señalar, sin embargo, que las normas se caracterizan por ser dinámicas, de constante cambio, que de acuerdo a los nuevos conocimientos que se van adquiriendo, se hacen las actualizaciones correspondientes, tal como sucedió anteriormente con la norma de diseño sismorresistente y con la norma de edificación de concreto armado. Por lo tanto el lector debe estar actualizándose constantemente para enterarse de las nuevas actualizaciones de las normas, que nos sirven para diseñar estructuras que tengan un mejor comportamiento ante las solicitaciones a las que son sometidas,.

CAPITULO I

MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO

1.1 Ubicación.-

El proyecto se desarrollará en la ciudad de Lima.

1.2 Descripción de la Edificación.-

Se analizará una edificación de concreto armado, cuyo tipo de sistema estructural es aporticado con muros de corte. El edificio consta de 3 pisos o niveles, el cual estará destinado al uso de Oficinas, cuyas plantas típicas y elevación se muestran en las Fig. N° 1,2,3 y 4.

1.3 Perímetro.-

El perímetro del terreno es de 77.10 m.

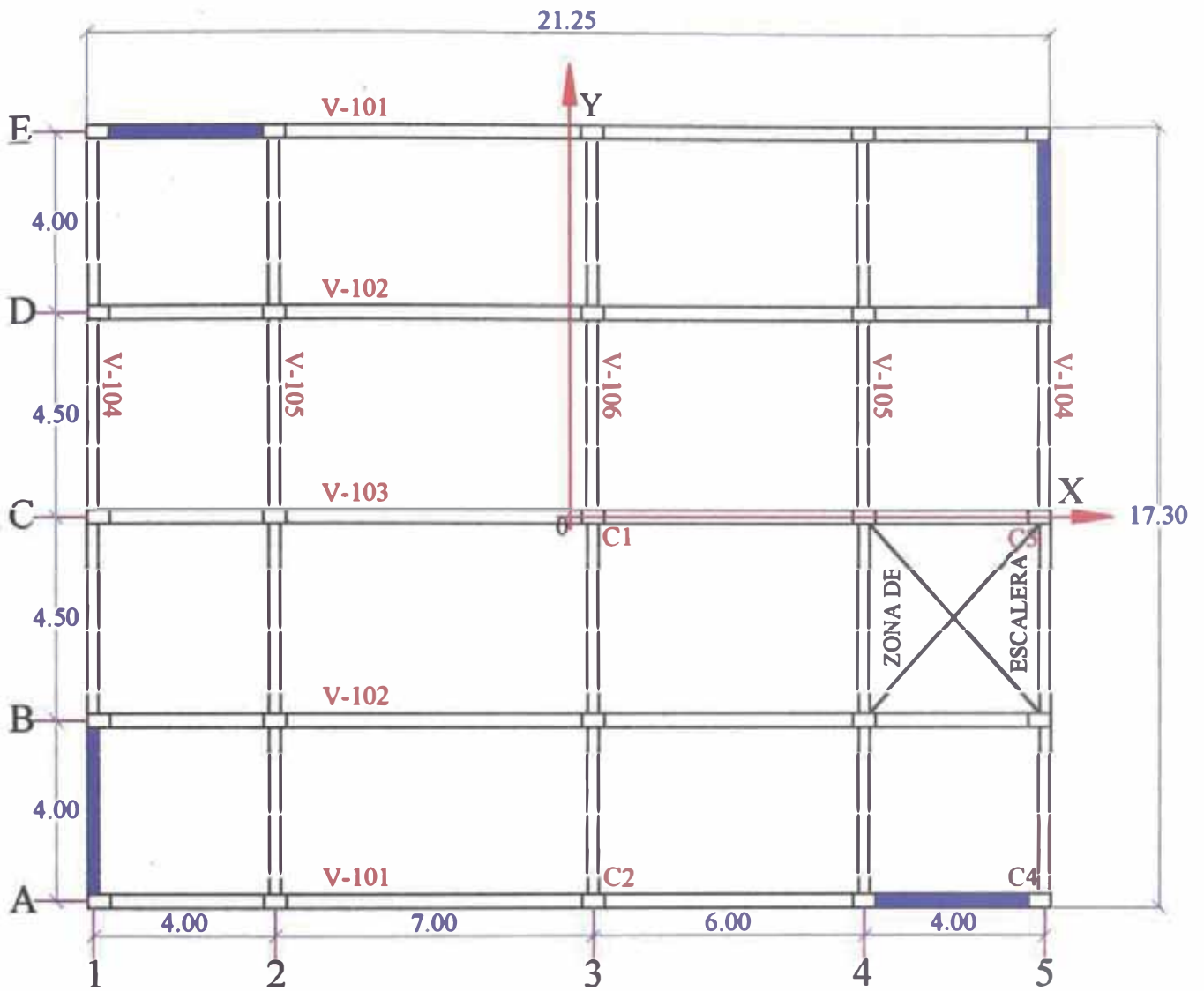
1.4 Área.-

El área total del terreno es de 367.625 m² y el de la construcción de 1071.39 m².

1.5 Características Generales Para el Diseño del Proyecto.-

Datos de la Edificación:

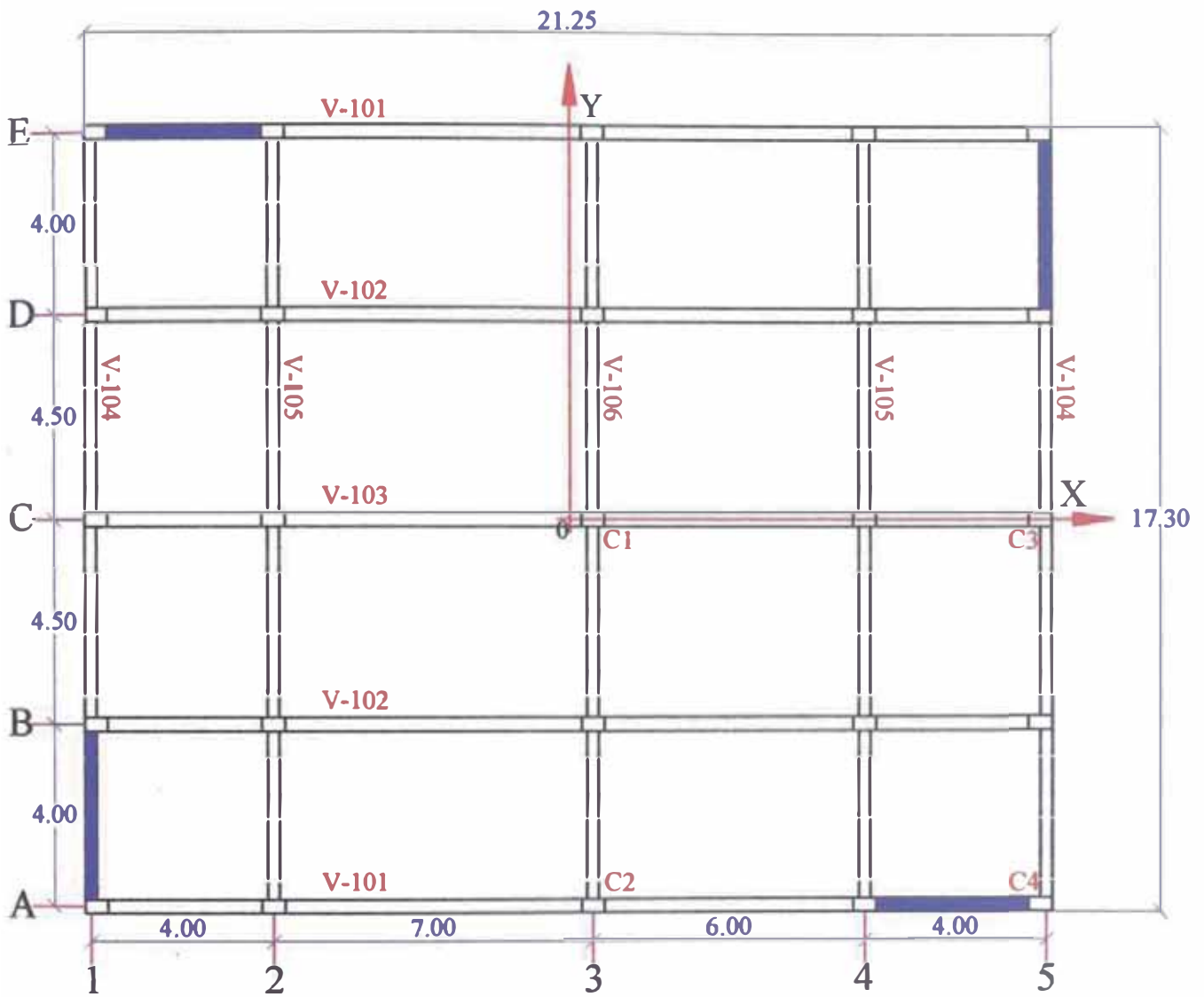
Pisos ó Niveles	:	3
Uso	:	Oficinas
Categoría	:	C (Edificaciones Comunes)



PLANTA TIPICA 1er y 2do NIVEL

Escala 1 : 150

Fig. N° 1

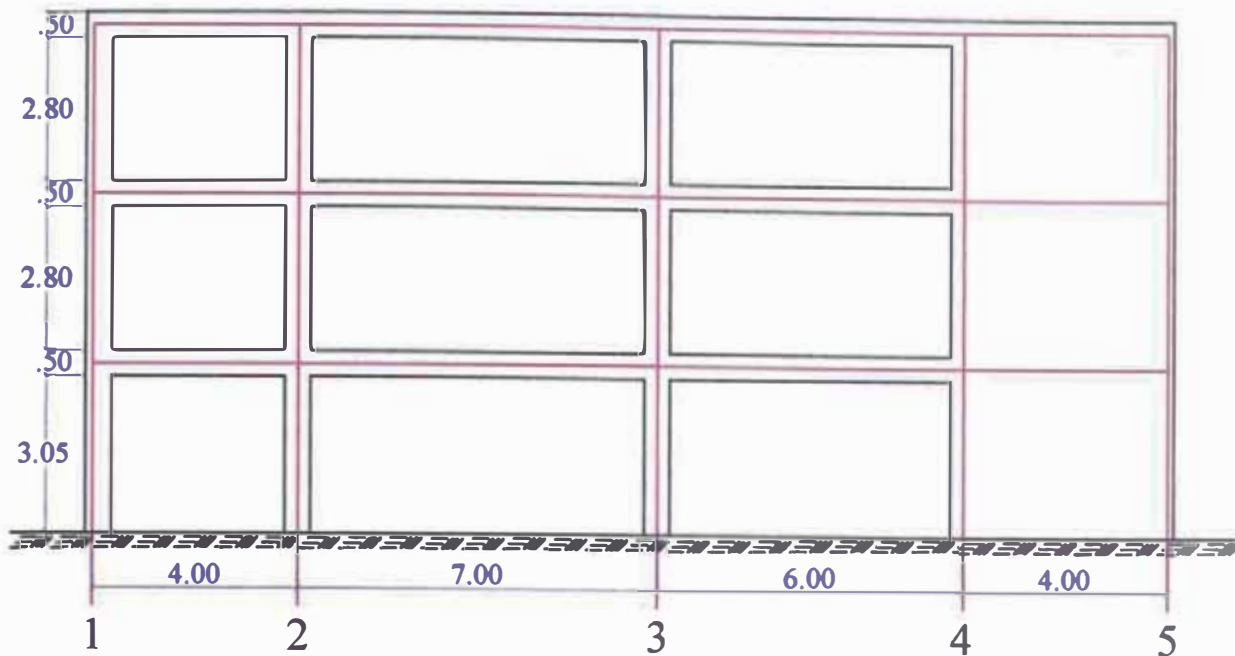


PLANTA 3er NIVEL

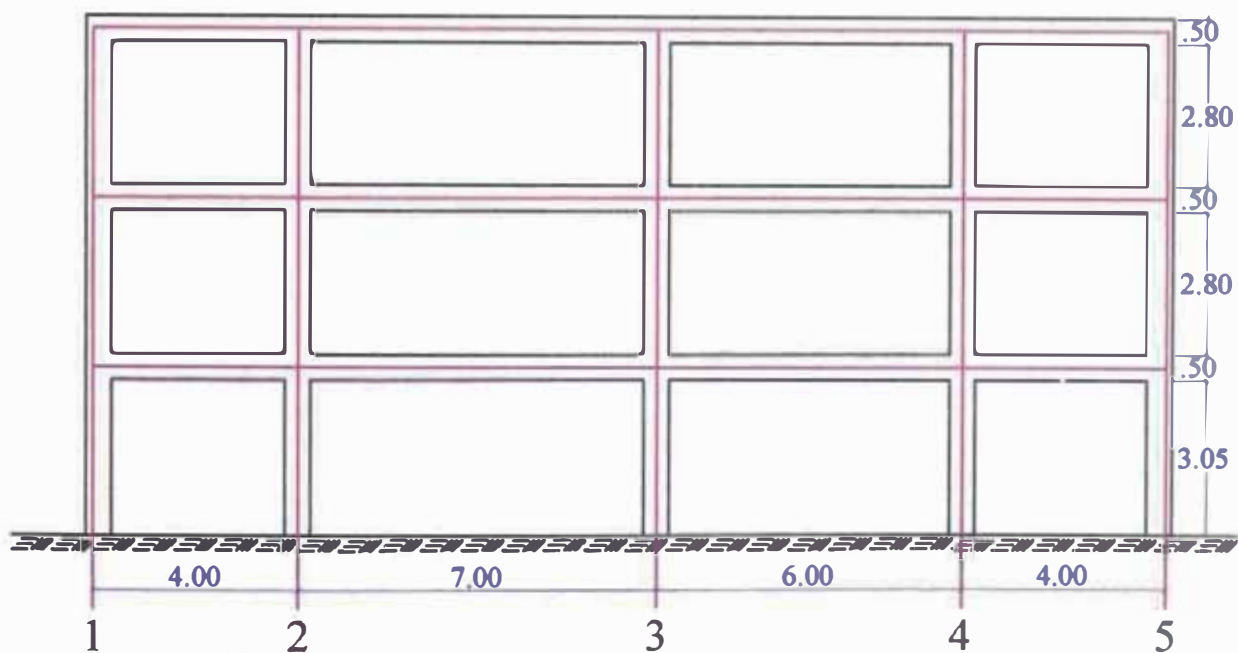
Escala 1 : 150

Fig. N° 2

ESQUEMA PORTICO DEL EJE A CON PLACA EN UN EXTREMO



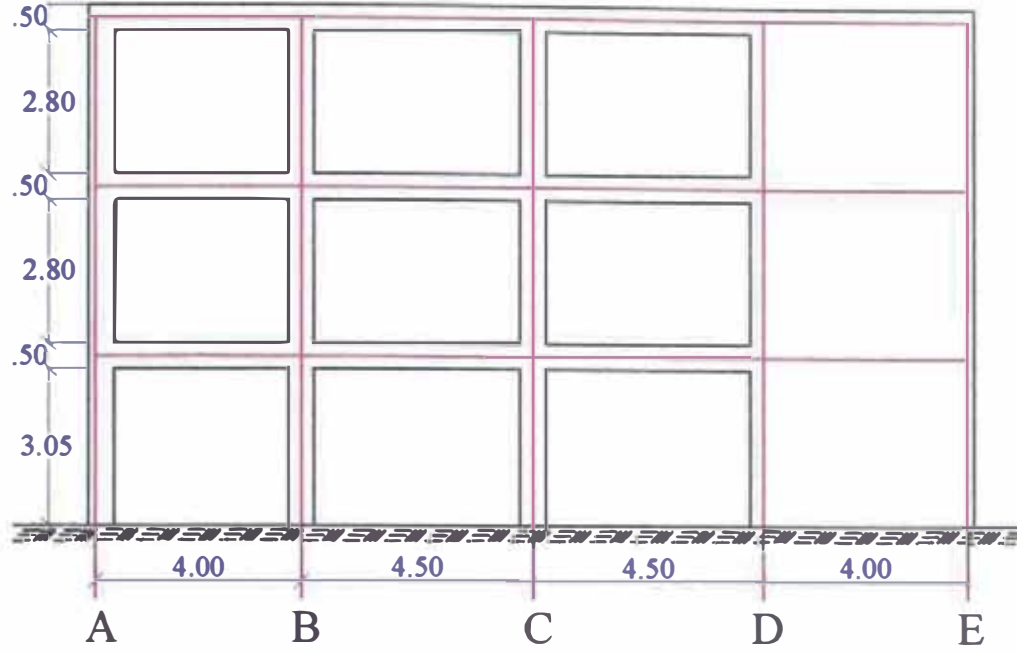
ESQUEMA PORTICO DE LOS EJES B, C Y D



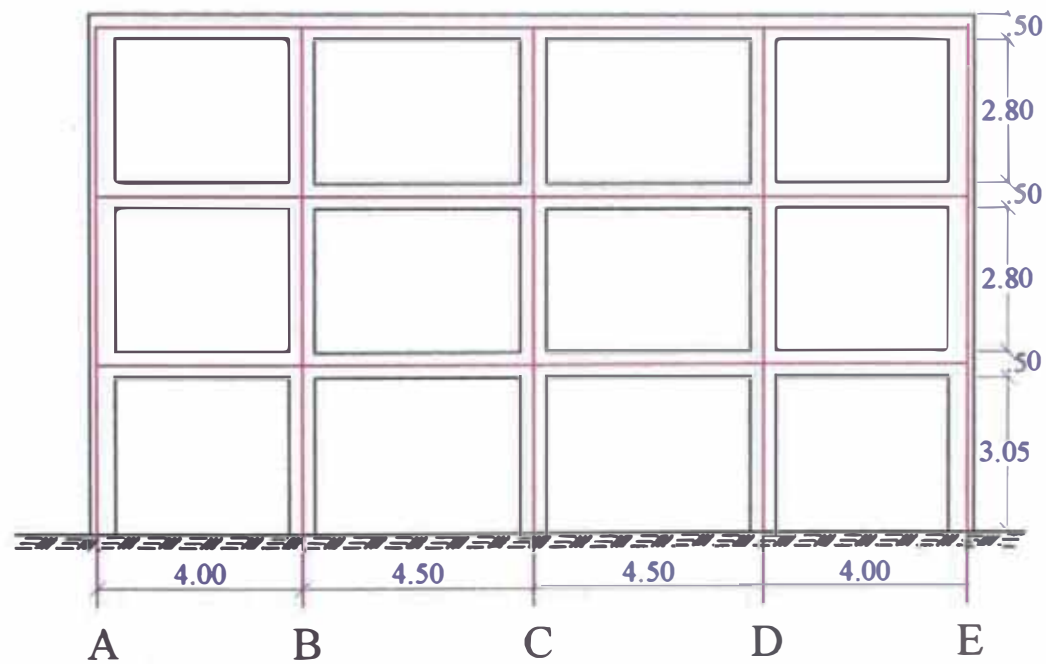
Escala 1 : 150

Fig. N° 3

ESQUEMA PORTICO DEL EJE 5
CON PLACA EN UN EXTREMO



ESQUEMA PORTICO DE LOS EJES 2, 3 Y 4



Escala 1 : 150

Fig. N° 4

Propiedades de los Materiales:**Concreto:**

Resistencia	:	$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo Elástico	:	$E_c = 2.30 \text{ E}+05 \text{ Kg/cm}^2$
Peso Unitario	:	$\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$

Acero:

Resistencia	:	$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo Elástico	:	$E_s = 2.00 \text{ E}+06 \text{ Kg/cm}^2$

Cargas de Diseño:**Carga Muerta:**

Tabiquería Piso Típico	:	150 Kg/m^2
Tabiquería Techo (Azotea)	:	100 Kg/m^2
Acabados	:	100 Kg/m^2

Carga Viva:

(Exceptuando salas de archivo y computación)

S/C Piso Típico	:	250 Kg/m^2
S/C Techo (Azotea)	:	150 Kg/m^2

Parámetros de Sitio:**Zonificación:**

Zona	:	3
Factor de Zona	:	$Z = 0.4$

Condiciones Geotécnicas:

Perfil Tipo	:	S_1 (Roca o suelos muy rígidos)
Periodo Vibración Suelo	:	$T_p = 0.4 \text{ seg}$
Factor Amplificación Suelo	:	$S = 1.0$
Esfuerzo Admisible del Terreno	:	$q = 4 \text{ Kg/cm}^2$

La determinación de los parámetros sísmicos se detallan mas adelante.

CAPITULO II

PREDIMENSIONAMIENTO

En éste capítulo se indica los criterios y recomendaciones prácticas que se han tomado para el predimensionamiento de los elementos estructurales principales como son las losas aligeradas, vigas, columnas y placas.

2.1 Losas Aligeradas:

Según el A.C.I., los peraltes mínimos para no verificar deflexiones, en losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm de ancho y losa superior de 5 cm, con sobre cargas menores a 300 kg/cm² y luces menores de 7.3 m, deben cumplir que:

$$h \geq \frac{L}{25} \dots\dots (2.1)$$

donde:

h = peralte total de la losa.

L = luz libre (en la dirección de menor luz) entre apoyos de la losa aligerada.

En el presente caso, según la planta típica de la edificación (Fig. N° 1), la menor luz que se tiene esta en la dirección del eje Y, por lo tanto los ejes A, B, C, D y E son los ejes principales y los ejes 1, 2, 3, 4 y 5 son los ejes secundarios. Luego en la dirección de la menor luz se tiene:

$$\frac{L}{25} = \frac{4.5}{25} = 0.18 \text{ m.}$$

=>

Usar Peralte: h = 0.25 m

=>

Peso de Losa aligerada = 350 kg/m²

2.2 Vigas:

Existen diversos criterios para el predimensionamiento de vigas. Uno de ellos determina el ancho de viga (b) como $1/20$ del ancho tributario y el peralte mediante la siguiente expresión básica:

$$h = \frac{\ln x \sqrt{w_u}}{4.01} \dots\dots (2.2)$$

donde:

h = Peralte total de la viga en m.

w_u = Carga última por unidad de área en kg/cm^2 .

l_n = longitud libre de la viga en m.

En zonas sísmicas se tiene que tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

$$b \geq 0.25 \text{ m.}$$

$$b/h \geq 0.30$$

$$l_n \geq 4h$$

Haciendo la aplicación para una edificación de oficinas se tiene:

Uso: **Oficinas** \Rightarrow Sobrecarga = 250 kg/m^2

Metrado de cargas para determinar w_u :

P.P. Losa Aligerada $e = 0.25 \text{ m.}$; 350 kg/m^2

P. Tabiquería ; 150 kg/m^2

P. Acabados ; 100 kg/m^2

$$W_D = 600 \text{ kg/m}^2$$

Sobrecarga ; 250 kg/m^2

$$W_L = 250 \text{ kg/m}^2$$

Luego: $w_u = 1.5 W_D + 1.8 W_L$

$$w_u = 1.5 (600) + 1.8 (250) = 1350 \text{ kg/m}^2 = 0.135 \text{ kg/cm}^2$$

Luego reemplazando en la expresión (1)

$$h = \frac{\ln x \sqrt{w_u}}{4.01} = \frac{\ln x \sqrt{0.135}}{4.01} = \frac{\ln}{11} \Rightarrow h = \frac{\ln}{11} \dots\dots (2.3)$$

Además el ancho “b” de la viga esta dado por: $b = \frac{B}{20} \dots\dots (2.4)$

donde:

B = Longitud de influencia de la carga de gravedad actuante.

En la Fig. N° 5 y Fig. N° 6 vemos los anchos tributarios (B) para las vigas principales y secundarias.

◆ Vigas Principales:

$$b = \frac{4.50}{20} = 0.225\text{m}$$

$$h = \frac{7 - 0.30}{11} = 0.609\text{m}$$

=> Usar: 0.30 x 0.60 m

◆ Vigas Secundarias:

$$b = \frac{2}{20} = 0.10\text{m}$$

$$h = \frac{4.50 - 0.30}{11} = 0.381\text{m}$$

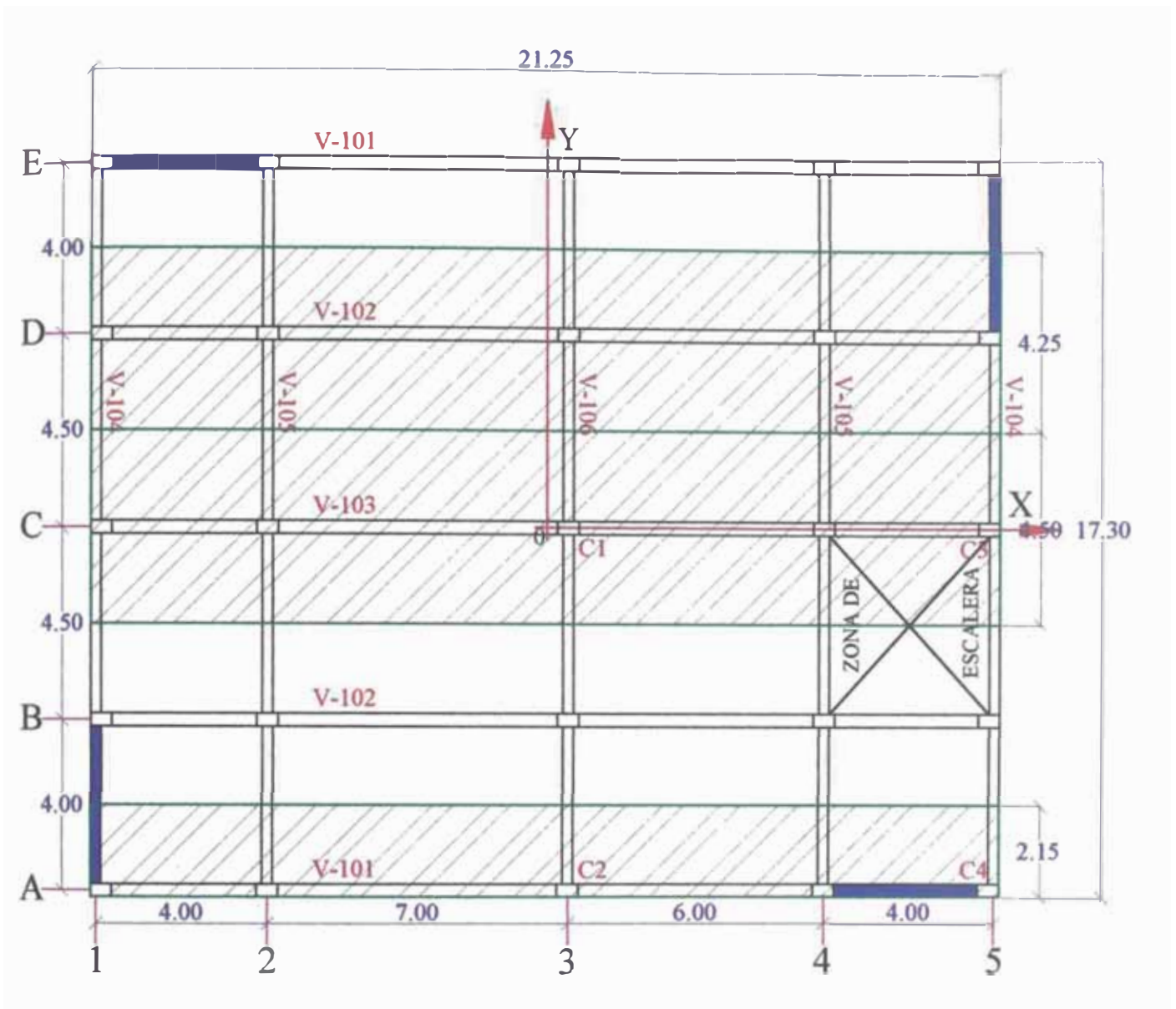
=> Usar: 0.25 x 0.50 m

Entonces haciendo uso de las expresiones: (2.3) y (2.4), se hace el predimensionamiento de las vigas.

NOTA:

Las dimensiones de las vigas principales obtenidas de acuerdo al predimensionamiento por medio de las expresiones: (2.3) y (2.4), fueron modificadas con respecto al peralte, verificándose la conformidad en los desplazamientos y distorsiones en cada nivel de la estructura con el nuevo peralte y a la vez se consiguió el aumento del refuerzo debido a que el programa SAP2000 inicialmente mostraba refuerzos mínimos para las vigas.

En el Cuadro N° 1, se muestran las dimensiones de las vigas principales y secundarias.

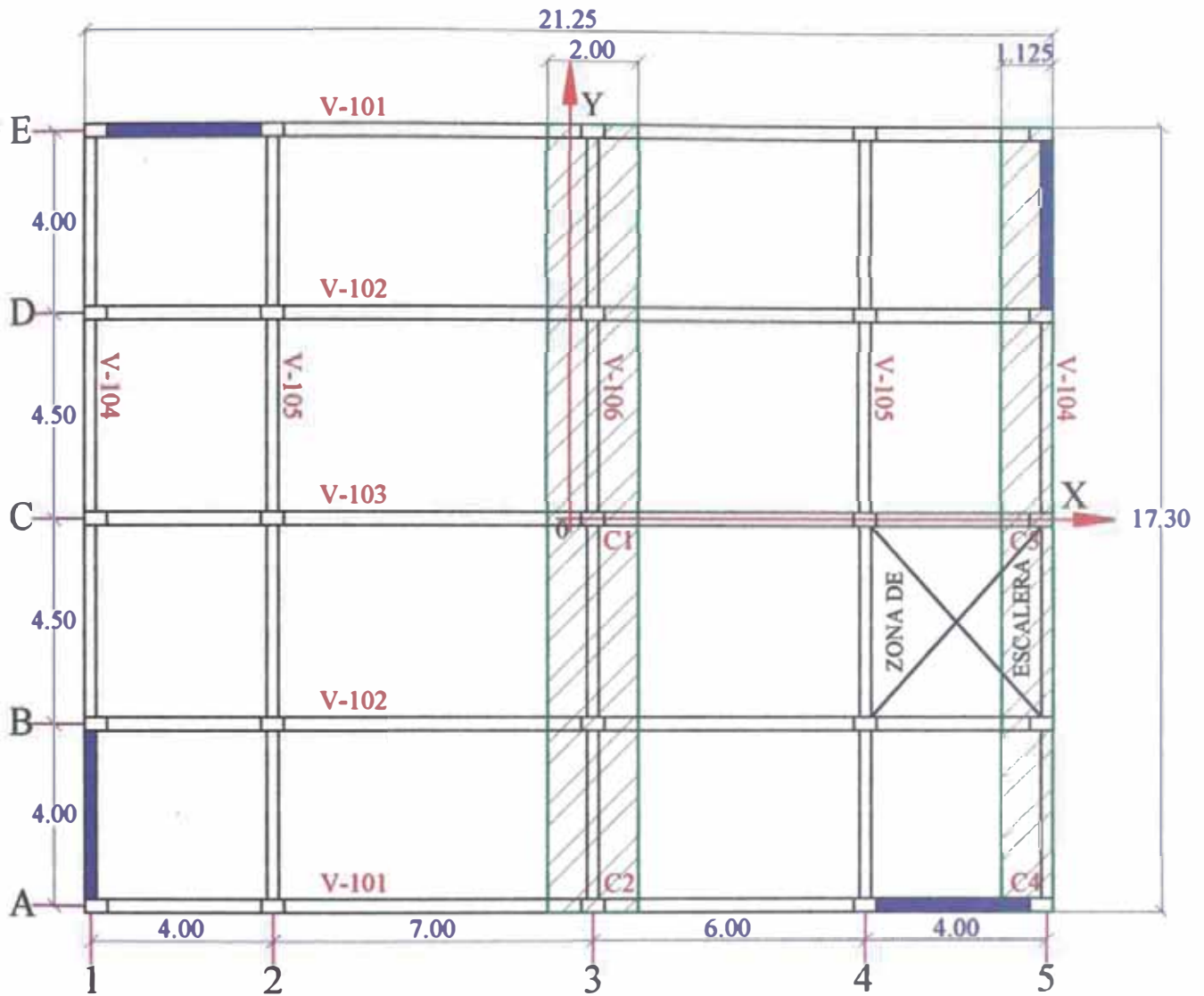


ÁREA DE INFLUENCIA

VIGAS "PRINCIPALES" 1er al 3er NIVEL

Escala 1 · 150

Fig. N° 5



ÁREA DE INFLUENCIA

VIGAS "SECUNDARIAS" 1er al 3er NIVEL

Escala 1 : 150

Fig. N° 6

Cuadro N° 1

CUADRO DE DIMENSIONES DE VIGAS A UTILIZAR EN CADA NIVEL

Eje	Nivel	Viga	Luz Libre (L) (m)	Usar h (m)	Ancho Tributario (B) (m)	B (B/20) (m)	Usar B (m)
A	3	V - 301	6.70	0.50	2.15	0.11	0.30
	2	V - 201	6.70	0.50	2.15	0.11	0.30
	1	V - 101	6.70	0.50	2.15	0.11	0.30
B	3	V - 302	6.70	0.50	4.25	0.21	0.30
	2	V - 202	6.70	0.50	4.25	0.21	0.30
	1	V - 102	6.70	0.50	4.25	0.21	0.30
C	3	V - 303	6.70	0.50	4.50	0.23	0.30
	2	V - 203	6.70	0.50	4.50	0.23	0.30
	1	V - 103	6.70	0.50	4.50	0.23	0.30
D	3	V - 302	6.70	0.50	4.25	0.21	0.30
	2	V - 202	6.70	0.50	4.25	0.21	0.30
	1	V - 102	6.70	0.50	4.25	0.21	0.30
E	3	V - 301	6.70	0.50	2.15	0.11	0.30
	2	V - 201	6.70	0.50	2.15	0.11	0.30
	1	V - 101	6.70	0.50	2.15	0.11	0.30
1	3	V - 304	4.20	0.50	1.13	0.06	0.25
	2	V - 204	4.20	0.50	1.13	0.06	0.25
	1	V - 104	4.20	0.50	1.13	0.06	0.25
2	3	V - 305	4.20	0.50	2.00	0.10	0.25
	2	V - 205	4.20	0.50	2.00	0.10	0.25
	1	V - 105	4.20	0.50	2.00	0.10	0.25
3	3	V - 306	4.20	0.50	2.00	0.10	0.25
	2	V - 206	4.20	0.50	2.00	0.10	0.25
	1	V - 106	4.20	0.50	2.00	0.10	0.25
4	3	V - 305	4.20	0.50	2.00	0.10	0.25
	2	V - 205	4.20	0.50	2.00	0.10	0.25
	1	V - 105	4.20	0.50	2.00	0.10	0.25
5	3	V - 304	4.20	0.50	1.13	0.06	0.25
	2	V - 204	4.20	0.50	1.13	0.06	0.25
	1	V - 104	4.20	0.50	1.13	0.06	0.25

Ejes A,B,C,D y E corresponden a los pórticos principales

Ejes 1,2,3,4 y 5 corresponden a los pórticos secundarios

2.3 Columnas:

En sistemas aporticados, para el predimensionamiento de columnas se deberá tener importante consideración en la relación de esbeltez (h_o/D), ya que del valor de esta relación depende el tipo de falla que se presente en la columna, a continuación se describen los tipos de falla:

- Si $\frac{h_o}{D} \leq 2$ Las columnas fallan por fuerza cortante, siendo ésta falla de tipo frágil (fenómeno de columna corta).
- Si $2 < \frac{h_o}{D} < 4$ Este caso implica una situación de incertidumbre.
- Si $\frac{h_o}{D} \geq 4$ Las columnas presentan falla dúctil.

donde: h_o = altura libre o altura efectiva.

D = dimensión de la columna en la dirección de análisis; en Fig. N° 7

Además de las tres relaciones descritas hay que tener en cuenta el rango de aplastamiento de una columna mediante el índice de aplastamiento (η), el cual se da mediante la ecuación:

$$\eta = \frac{P_s}{b D f_c} \dots\dots\dots(2.5) \quad \text{y} \quad P_s = \alpha P_G$$

donde: η = índice de aplastamiento y $\eta < 1/3$

P_s = carga vertical incluyendo el efecto de sismo.

P_G = carga vertical o de gravedad.

b, D = dimensiones de la sección de la columna.

Haciendo uso de la ecuación (2.5) se plantea las siguientes ecuaciones de predimensionamiento.

2.3.1 Columna Central .- Es la que toma mayor carga de gravedad, en consecuencia tiene la mayor sección.

$$b \times D = \frac{1.1 \times P_G}{0.3 \times f_c} \dots\dots\dots (2.6)$$

2.3.2 Columna Lateral .- Son las columnas que se ubican en el extremo de un Pórtico Principal, o en el extremo de un Pórtico Secundario.

$$b \times D = \frac{1.25 \times P_G}{0.25 \times f_c} \dots\dots\dots (2.7)$$

2.3.3 Columna de Esquina.- Es la que toma menor carga de gravedad, en consecuencia tiene la menor sección.

$$b \times D = \frac{1.5 \times PG}{0.2 \times f_c} \dots\dots (2.8)$$

Donde para todos los casos : $PG = A \times W$;

donde:

$A =$ Área tributaria (En la Fig. N° 8 se muestran las áreas tributarias de las columnas).

$W =$ Carga de servicio en todos los niveles sobre la columna.

De las ecuaciones presentadas, vemos que las columnas de las esquinas son las mas afectadas por el sismo, es por ello que debe darse mayor atención a estas columnas, siendo conservadores en su dimensionamiento.

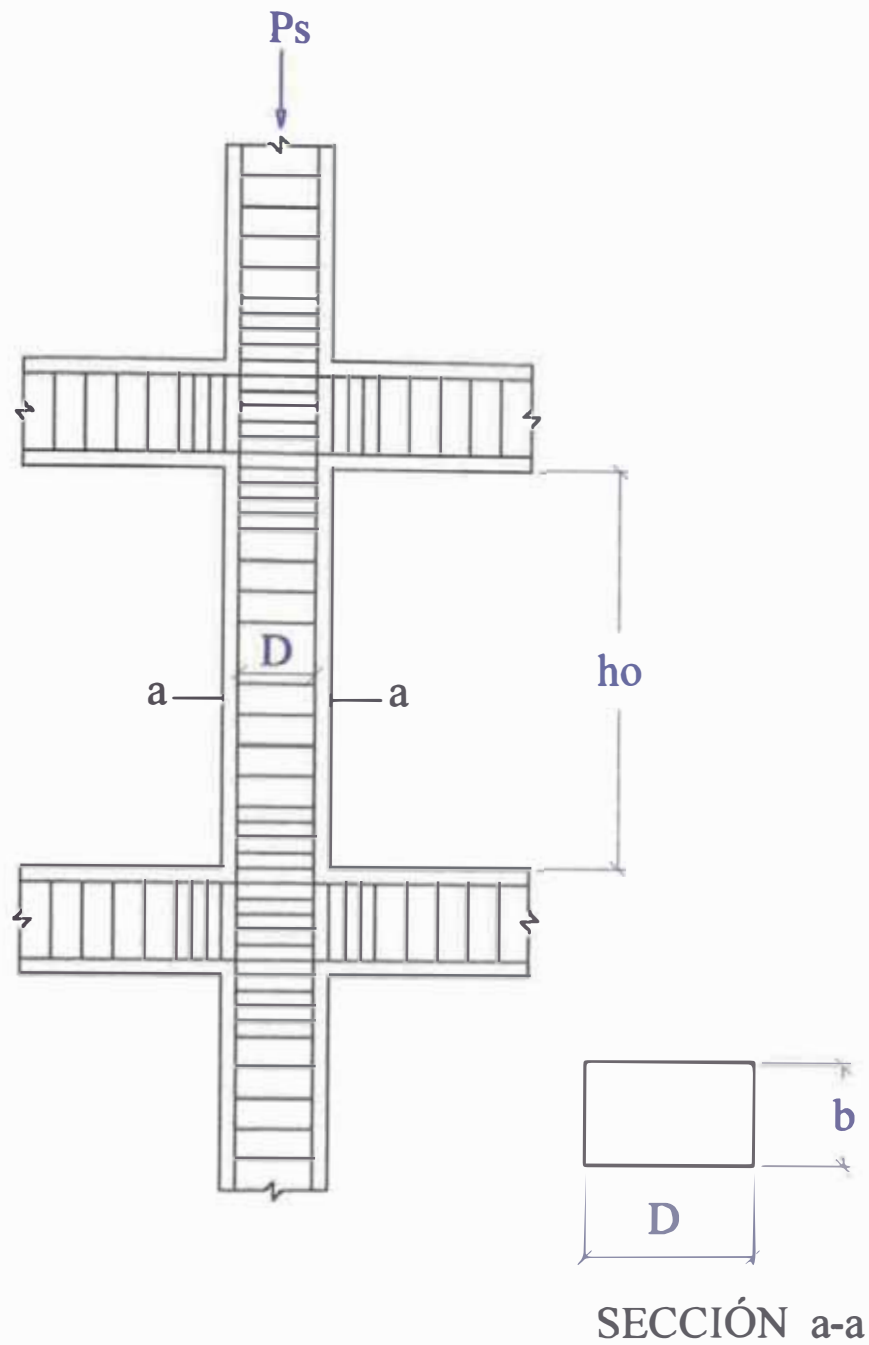
La acción del proceso de predimensionamiento nos aproxima a las dimensiones adecuadas de los elementos principales de la estructura del edificio. Estos resultados inciden en el peso de la edificación.

Es recomendable que la rigidez lateral a lo alto de la edificación sea del mismo orden de magnitud, esto se consigue si se mantiene la misma sección a lo alto de la edificación.

También deberá tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- $D_{\min} = 25\text{cm}$ (mínima dimensión del lado de una columna)
- $\frac{D_{\text{menor}}}{D_{\text{mayor}}} \geq 0.4$ (trata que la diferencia de rigidez no sea alta)

haciendo uso de las expresiones (2.6), (2.7) y (2.8), se tiene los Cuadros N° 2, 3, 4 y 5.

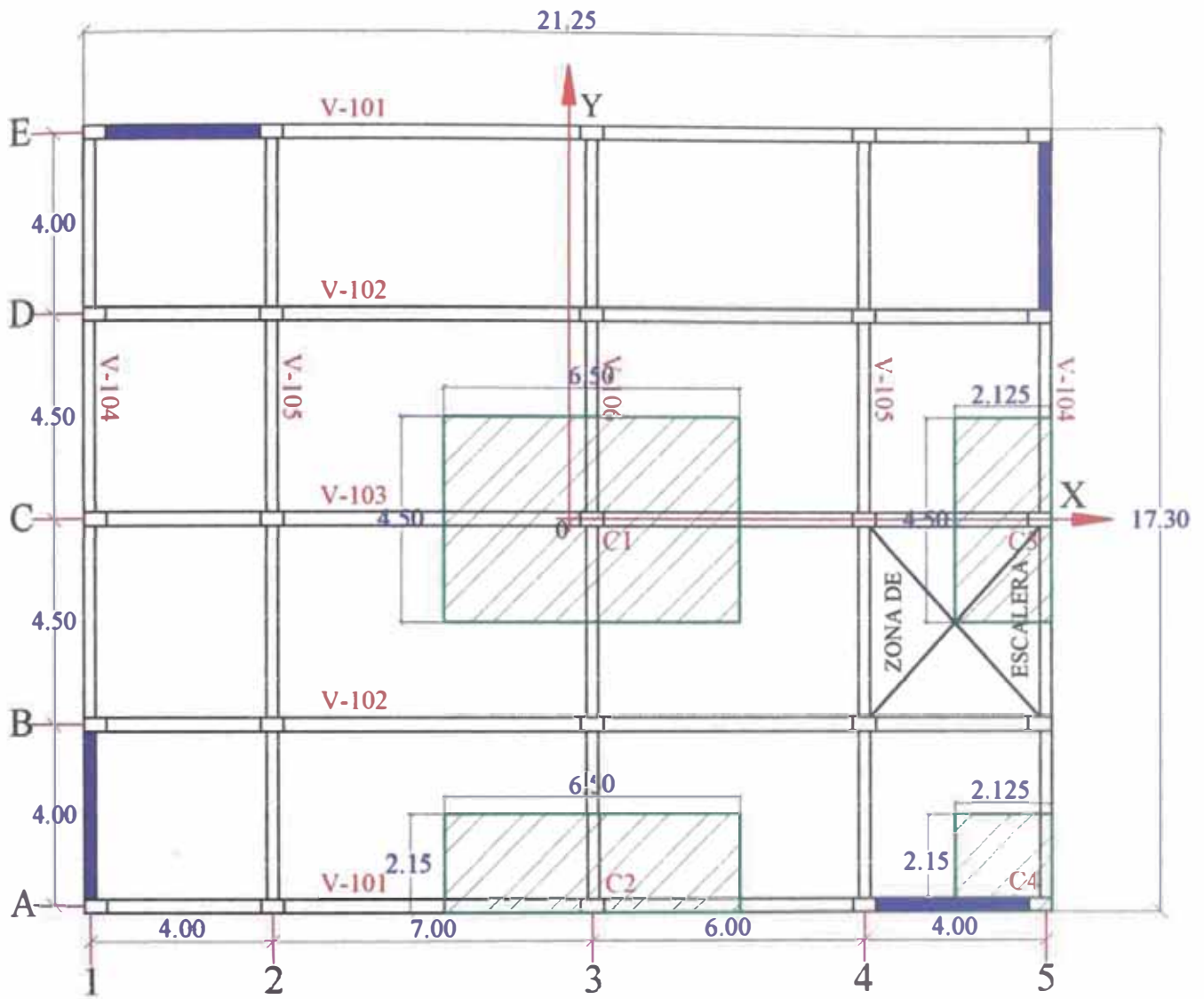


h_o es la altura libre o altura efectiva.

D es la dimensión de la columna en la dirección de análisis.

P_s es la carga vertical incluyendo el efecto del sismo.

Fig. N° 7



ÁREA DE INFLUENCIA
COLUMNAS 1er al 3er NIVEL

Escala 1 : 150

Fig. N° 8

Cuadro N° 2

COLUMNA CENTRAL (C1) - NIVEL 3

APORTANTE	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	L (m)	B (m)	H (m)	Parcial (Kg)
Peso de Losa	350	6.25	4.20	-	9187.50
Peso de Viga V - X	2400	6.50	0.30	0.50	2340.00
Peso de Viga V -Y	2400	4.20	0.25	0.50	1260.00
Peso de Acabados	100	6.50	4.50	-	2925.00
Peso de Tabiqueria	100	6.50	4.50	-	2925.00
Sobrecarga	150	6.50	4.50	-	4387.50

TOTAL = 23025.00

$$B*d = \frac{1.10 * PG}{0.30*f_c} = \frac{1.1*(23025)}{0.30*210} = 402.02 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 14)$$

COLUMNA CENTRAL (C1) - NIVEL 2

APORTANTE	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	L (m)	B (m)	H (m)	Parcial (Kg)
Peso de Losa	350	6.25	4.20	-	9187.50
Peso de Viga V - X	2400	6.50	0.30	0.50	2340.00
Peso de Viga V -Y	2400	4.20	0.25	0.50	1260.00
Peso de Columnas	2400	0.30	0.14	2.70	272.16
Peso de Acabados	100	6.50	4.50	-	2925.00
Peso de Tabiqueria	150	6.50	4.50	-	4387.50
Sobrecarga	250	6.50	4.50	-	7312.50

27684.66

$$B*d = \frac{1.10 * PG}{0.30*f_c} = \frac{1.1*(23025 + 27684.66)}{0.30*210} = 885.41 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 30)$$

COLUMNA CENTRAL (C1) - NIVEL 1

APORTANTE	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	L (m)	B (m)	H (m)	Parcial (Kg)
Peso de Losa	350	6.25	4.20	-	9187.50
Peso de Viga V - X	2400	6.50	0.30	0.50	2340.00
Peso de Viga V -Y	2400	4.20	0.25	0.50	1260.00
Peso de Columnas	2400	0.30	0.30	2.70	583.20
Peso de Acabados	100	6.50	4.50	-	2925.00
Peso de Tabiqueria	150	6.50	4.50	-	4387.50
Sobrecarga	250	6.50	4.50	-	7312.50

27995.70

$$B*d = \frac{1.10 * PG}{0.30*f_c} = \frac{1.1 * (23025 + 27684.66 + 27995.70)}{0.30*210} = 1374.22 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 46)$$

USAR EN TODOS LOS NIVELES : 0.30 X 0.50

Cuadro N° 3

COLUMNA LATERAL (C2) - NIVEL 3

APORTANTE	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	L (m)	B (m)	H (m)	Parcial (Kg)
Peso de Losa	350	6.25	1.85	-	4046.88
Peso de Viga V - X	2400	6.50	0.30	0.50	2340.00
Peso de Viga V -Y	2400	1.85	0.25	0.50	555.00
Peso de Acabados	100	6.50	2.15	-	1397.50
Peso de Tabiquería	100	6.50	2.15	-	1397.50
Sobrecarga	150	6.50	2.15	-	2096.25
TOTAL =					11833.13

$$B*d = \frac{1.25 * PG}{0.25*f_c} = \frac{1.25*(11833.13)}{0.25*210} = 281.74 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 10)$$

COLUMNA LATERAL (C2) - NIVEL 2

APORTANTE	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	L (m)	B (m)	H (m)	Parcial (Kg)
Peso de Losa	350	6.25	1.85	-	4046.88
Peso de Viga V - X	2400	6.50	0.30	0.50	2340.00
Peso de Viga V -Y	2400	1.85	0.25	0.50	555.00
Peso de Columnas	2400	0.30	0.10	2.70	194.40
Peso de Acabados	100	6.50	2.15	-	1397.50
Peso de Tabiquería	150	6.50	2.15	-	2096.25
Sobrecarga	250	6.50	2.15	-	3493.75
					14123.78

$$B*d = \frac{1.25 * PG}{0.25*f_c} = \frac{1.25*(11833.13 + 14123.78)}{0.25*210} = 618.02 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 21)$$

COLUMNA LATERAL (C2) - NIVEL 1

APORTANTE	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	L (m)	B (m)	H (m)	Parcial (Kg)
Peso de Losa	350	6.25	1.85	-	4046.88
Peso de Viga V - X	2400	6.50	0.30	0.50	2340.00
Peso de Viga V -Y	2400	1.85	0.25	0.50	555.00
Peso de Columnas	2400	0.30	0.21	2.70	408.24
Peso de Acabados	100	6.50	2.15	-	1397.50
Peso de Tabiquería	150	6.50	2.15	-	2096.25
Sobrecarga	250	6.50	2.15	-	3493.75
					14337.62

$$B*d = \frac{1.25 * PG}{0.25*f_c} = \frac{1.25 * (11833.13 + 14123.78 + 14337.62)}{0.25*210} = 959.39 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 32)$$

USAR EN TODOS LOS NIVELES : 0.30 X 0.30

Cuadro N° 4

COLUMNA LATERAL (C3) - NIVEL 3

APORTANTE	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	L (m)	B (m)	H (m)	Parcial (Kg)
Peso de Losa	350	1.875	4.20	-	2756.25
Peso de Viga V - X	2400	2.125	0.30	0.50	765.00
Peso de Viga V -Y	2400	4.20	0.25	0.50	1260.00
Peso de Acabados	100	2.125	4.50	-	956.25
Peso de Tabiquería	100	2.125	4.50	-	956.25
Sobrecarga	150	2.125	4.50	-	1434.38
TOTAL =					8128.13

$$B*d = \frac{1.25 * PG}{0.25*f_c} = \frac{1.25*(8128.13)}{0.25*210} = 193.53 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 6)$$

COLUMNA LATERAL (C3) - NIVEL 2

APORTANTE	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	L (m)	B (m)	H (m)	Parcial (Kg)
Peso de Losa	350	1.875	4.20	-	2756.25
Peso de Viga V - X	2400	2.125	0.30	0.50	765.00
Peso de Viga V -Y	2400	4.20	0.25	0.50	1260.00
	2400	0.30	0.06	2.70	116.64
Peso de Acabados	100	2.125	4.50	-	956.25
Peso de Tabiquería	150	2.125	4.50	-	1434.38
Sobrecarga	250	2.125	4.50	-	2390.63
					9679.14

$$B*d = \frac{1.25 * PG}{0.25*f_c} = \frac{1.25*(8128.13 + 9679.14)}{0.25*210} = 423.98 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 14)$$

COLUMNA LATERAL (C3) - NIVEL 1

APORTANTE	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	L (m)	B (m)	H (m)	Parcial (Kg)
Peso de Losa	350	1.875	4.20	-	2756.25
Peso de Viga V - X	2400	2.125	0.30	0.50	765.00
Peso de	2400	4.20	0.25	0.50	1260.00
	2400	0.30	0.14	2.70	272.16
	100	2.125	4.50	-	956.25
	150	2.125	4.50	-	1434.38
	250	2.125	4.50	-	2390.63
					9834.66

$$B*d = \frac{1.25 * PG}{0.25*f_c} = \frac{1.25 * (8128.13 + 9679.14 + 9834.66)}{0.25*210} = 658.14 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 22)$$

USAR EN TODOS LOS NIVELES ; **0.30 X 0.30**

Cuadro N° 5

COLUMNA DE ESQUINA (C4) - NIVEL 3

APORTANTE	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	L (m)	B (m)	H (m)	Parcial (Kg)
Peso de Losa	350	1.875	1.85	-	1214.06
Peso de Viga V - X	2400	2.125	0.30	0.50	765.00
Peso de Viga V -Y	2400	1.875	0.25	0.50	562.50
Peso de Acabados	100	2.125	2.15	-	456.88
Peso de Tabiqueria	100	2.125	2.15	-	456.88
Sobrecarga	150	2.125	2.15	-	685.31
TOTAL =					4140.63

$$B*d = \frac{1.5 * PG}{0.20*f_c} = \frac{1.5*(4140.63)}{0.20*210} = 147.88 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 5)$$

COLUMNA DE ESQUINA (C4) - NIVEL 2

APORTANTE	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	L (m)	B (m)	H (m)	Parcial (Kg)
Peso de Losa	350	1.875	1.85	-	1214.06
Peso de Viga V - X	2400	2.125	0.30	0.50	765.00
Peso de Viga V -Y	2400	1.875	0.25	0.40	450.00
Peso de Columnas	2400	0.30	0.05	2.70	97.20
Peso de Acabados	100	2.125	2.15	-	456.88
Peso de Tabiqueria	150	2.125	2.15	-	685.31
Sobrecarga	250	2.125	2.15	-	1142.19
					4810.64

$$B*d = \frac{1.5 * PG}{0.20*f_c} = \frac{1.5*(4140.63 + 4810.64)}{0.20*210} = 319.69 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 11)$$

COLUMNA DE ESQUINA (C4) - NIVEL 1

APORTANTE	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	L (m)	B (m)	H (m)	Parcial (Kg)
Peso de Losa	350	1.875	1.85	-	1214.06
Peso de Viga V - X	2400	2.125	0.30	0.50	765.00
Peso de Viga V -Y	2400	1.875	0.25	0.50	562.50
Peso de Columnas	2400	0.30	0.11	2.70	213.84
Peso de Acabados	100	2.125	2.15	-	456.88
Peso de Tabiqueria	150	2.125	2.15	-	685.31
Sobrecarga	250	2.125	2.15	-	1142.19
					5039.78

$$B*d = \frac{1.5 * PG}{0.20*f_c} = \frac{1.5 * (4140.63 + 4810.64 + 5039.78)}{0.20*210} = 499.68 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 17)$$

USAR EN TODOS LOS NIVELES : 0.30 X 0.30

NOTA:

Las secciones de las columnas centrales (C1), laterales (C2, C3) obtenidas de acuerdo a las expresiones anteriores, fueron modificadas verificándose la conformidad en los desplazamientos y distorsiones en cada nivel de la estructura con las nuevas dimensiones. Dicha modificación se realizó con el objetivo de obtener un mejor comportamiento de las columnas centrales, debido a que la carga axial actuante en dos de las columnas centrales estaba superando a la fuerza axial crítica de Euler (denotada mediante la Ecuación de Euler); esto daría inicio al pandeo lateral con respecto al eje débil (el de menor radio de giro). Por lo que se procedió a modificar las secciones de las columnas, aumentando las dimensiones de las mismas.

2.4 Placas:

Los muros de corte son diseñados para la acción combinada de carga axial, momentos y fuerzas de corte. En la norma técnica E-060 se indica que el espesor mínimo para los muros de corte será de 10 cm y de 20 cm en el caso de muros exteriores de sótanos.

Sin embargo es difícil establecer un predimensionamiento de manera general de los muros, ya que siendo su principal función absorber las fuerzas de sismo, sus dimensiones dependen de estas fuerzas, de la cantidad de muros existentes, de su ubicación relativa en la estructura y de las distorsiones de los entrepisos que se presentan en la edificación.

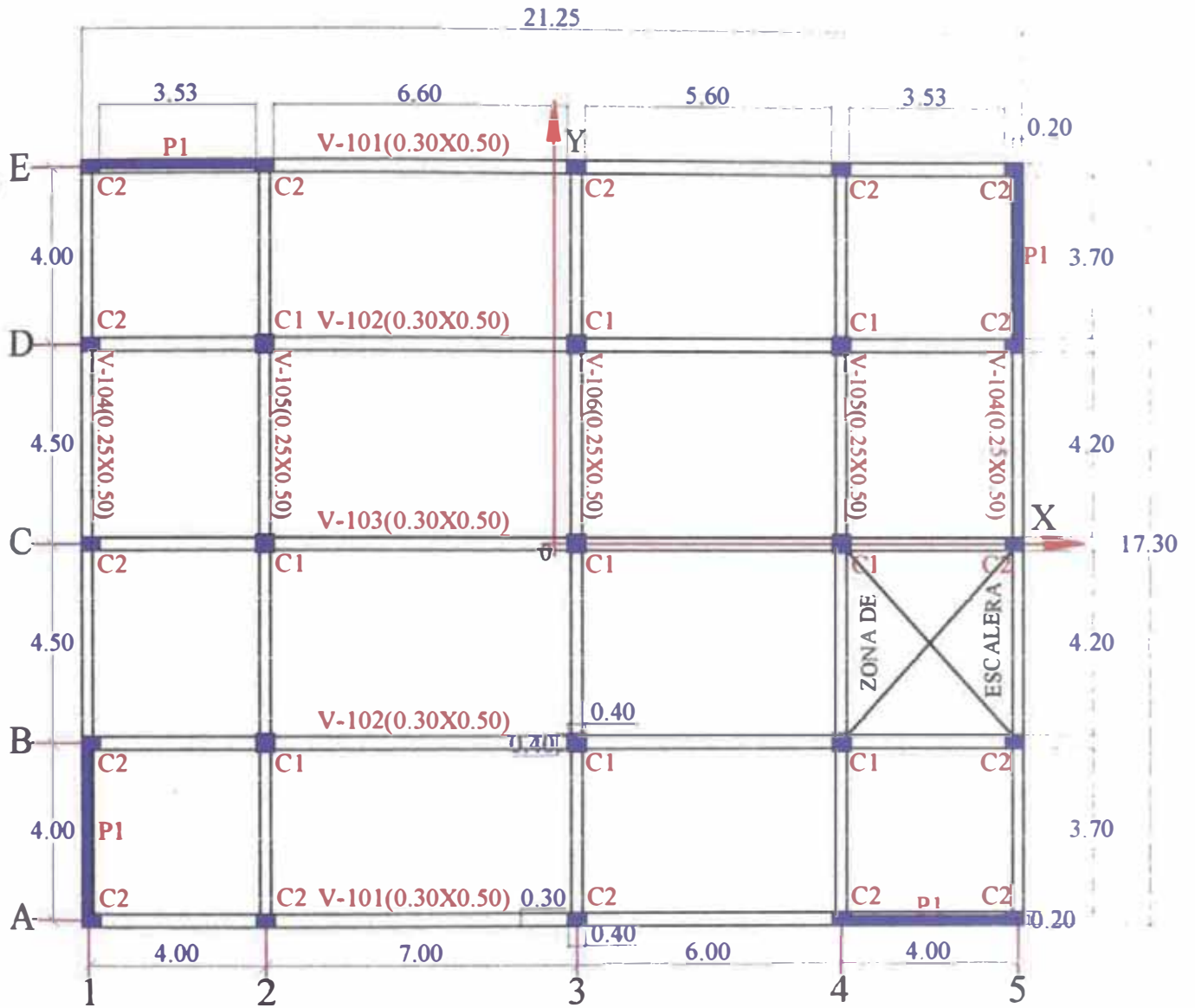
Estimaremos un espesor de placa (P1) de 20 cm, las cuales estarán ubicadas en un extremo de cada pórtico perimetral (las esquinas de la edificación).

2.5 Resumen del Predimensionamiento:

En el cuadro siguiente se presenta las dimensiones de los elementos estructurales que conforman la edificación, que se utilizarán en los cálculos posteriores:

Elemento	Dimensiones
Losas Aligeradas	h = 25 cm
Vigas "Principales"	30x50 cm
Vigas "Secundarias"	25x50 cm
Columnas Centrales (C1)	40x40 cm
Columnas Laterales (C2, C3 y C4)	30x40 cm
Placas (P1)	e = 20 cm

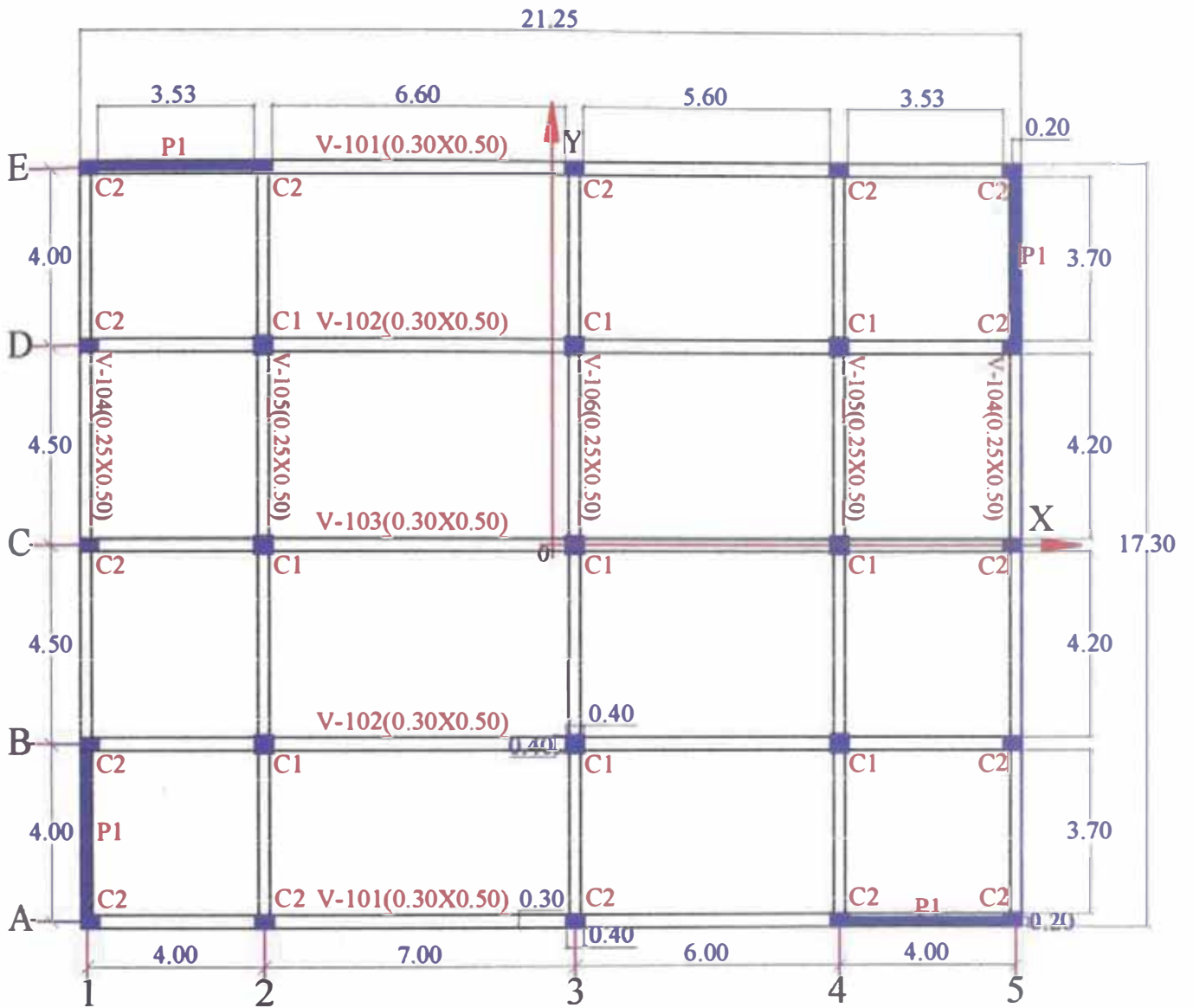
En la Fig. N° 9 y N° 10, se muestran las plantas de la estructura (edificación), con las dimensiones de los elementos estructurales que lo conforman (vigas, columnas y placas)



PLANTA TIPICA 1er y 2do NIVEL

Escala 1 · 150

Fig. N° 9



PLANTA 3er NIVEL

Escala 1 · 150

Fig. N° 10

CAPITULO III

METRADO DE CARGAS

El metrado de las cargas verticales se realiza para luego ser utilizado en el análisis estructural de cada uno de los elementos de la edificación. Consiste en cuantificar las cargas de gravedad que van a tomar las losas aligeradas, los pórticos principales y secundarios.

La distribución de estas cargas verticales a los elementos de soporte se hace en función a las áreas tributarias. Estas cargas de gravedad actuantes sobre las losas y los pórticos se dividen en dos tipos:

Cargas Permanentes (W_D).- También denominadas carga muerta y que corresponden a los pesos propios de las losas aligeradas, vigas, tabiquería y acabados.

Carga Viva o Sobrecarga (S/C).- Es la carga que se establece para los diferentes tipos de ocupación o uso de la estructura, que en éste caso se trata de una edificación destinada al uso de Oficinas, siendo la sobrecarga lo siguiente:

$$S/C \text{ piso típico} = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$S/C \text{ en el techo} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

A continuación se presenta el metrado de cargas verticales para las losas aligeradas y los pórticos que conforman el sistema estructural.

NOTA:

Para el caso del metrado de cargas para las vigas, no se está considerando el peso propio, debido a que el Programa SAP2000 calcula el peso de las mismas.

3.1 Metrado de Cargas para las Losas Aligeradas (e = 0.25m):

3.1.1 Del 1^{er} y 2^{do} Nivel:

Cargas Permanentes [W_D]:

$$\text{P.P. Losa Aligerada} : 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.14 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabiquería} : 0.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.06 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\text{P. Acabados} : 0.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.04 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\mathbf{W_D} = \mathbf{0.24} \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Carga Viva o sobrecarga [W_L]:

$$\text{S/C} : 0.25 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\mathbf{W_L} = \mathbf{0.10} \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

3.1.2 3^{er} Nivel:

Cargas Permanentes [W_D]:

$$\text{P.P. Losa Aligerada} : 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.14 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabiquería} : 0.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.04 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\text{P. Acabados} : 0.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.04 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\mathbf{W_D} = \mathbf{0.22} \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Carga Viva o sobrecarga [W_L]:

$$\text{S/C} : 0.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.06 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\mathbf{W_L} = \mathbf{0.06} \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

En la Fig. N° 11, se muestra un corte (sección) típico de las losas aligeradas con las dimensiones del peralte, losa, viguetas y ladrillos.

CORTE TIPOICO DE ALIGERADO

($h=0.25$ m.)

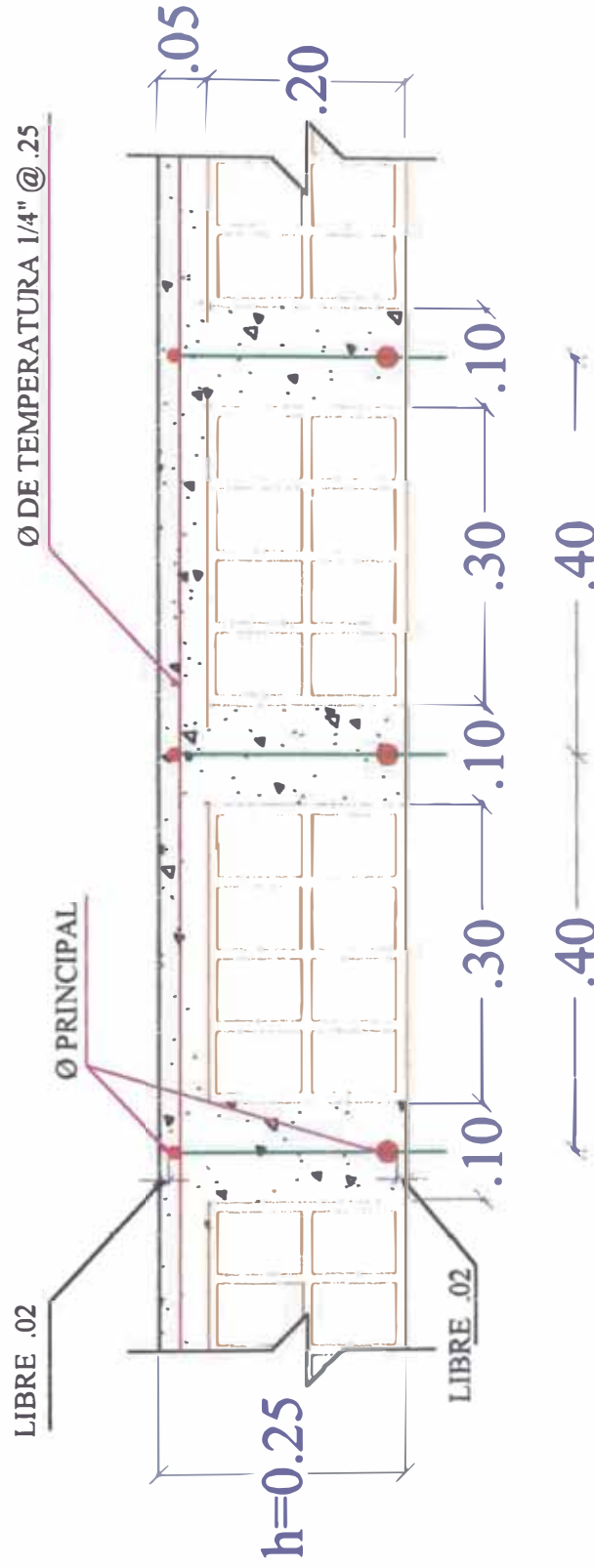


Fig. N° 11

3.2 Metrado de Cargas para las Vigas Principales y Secundarias:

CARGA PERMANENTE : W_D

P. Aligerado :	350 kg/m ²	
Tabiquería :	150 kg/m ²	(Piso Típico)
Tabiquería :	100 kg/m ²	(Techo Azotea)
P. Acabado	100 kg/m ²	

CARGA VIVA o SOBRE CARGA : W_L

Sobrecarga:	250 kg/m ²	(Piso Típico)
Sobrecarga:	150 kg/m ²	(Techo Azotea)

EJES	ANCHO TRIBUTARIO (m)			
	ALIGERADO	TABIQUERIA	ACABADO	S/CARGA
1,5	0.875	1.13	1.13	1.13
2,3,4	1.75	2.00	2.00	2.00
A,E	1.85	2.15	2.15	2.15
B,D	3.95	4.25	4.25	4.25
C	4.20	4.50	4.50	4.50

NIVEL : 3	METRADO = ANCHO TRIBUTARIO x CARGA (m x kg/m ²)					
	EJES	1,5	2,3,4	A,E	B,D	C
ALIGERADO		306.25	612.50	647.50	1382.50	1470.00
TABIQUERIA		112.50	200.00	215.00	425.00	450.00
ACABADO		112.50	200.00	215.00	425.00	450.00
Total W_D (kg/m)		531.25	1012.50	1077.50	2232.50	2370.00
W_D (Ton/m)		0.53	1.01	1.08	2.23	2.37
W_L (Ton/m)		0.17	0.30	0.32	0.64	0.68

NIVEL : 1 Y 2	METRADO = ANCHO TRIBUTARIO x CARGA (m x kg/m ²)					
	EJES	1,5	2,3,4	A,E	B,D	C
ALIGERADO		306.25	612.50	647.50	1382.50	1470.00
TABIQUERIA		168.75	300.00	322.50	637.50	675.00
ACABADO		112.50	200.00	215.00	425.00	450.00
Total W_D (kg/m)		587.50	1112.50	1185.00	2445.00	2595.00
W_D (Ton/m)		0.59	1.11	1.19	2.45	2.60
W_L (Ton/m)		0.28	0.50	0.54	1.06	1.13

3.3 Peso de la Edificación:

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de la categorías C, se tomará el 25% de la carga viva.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.

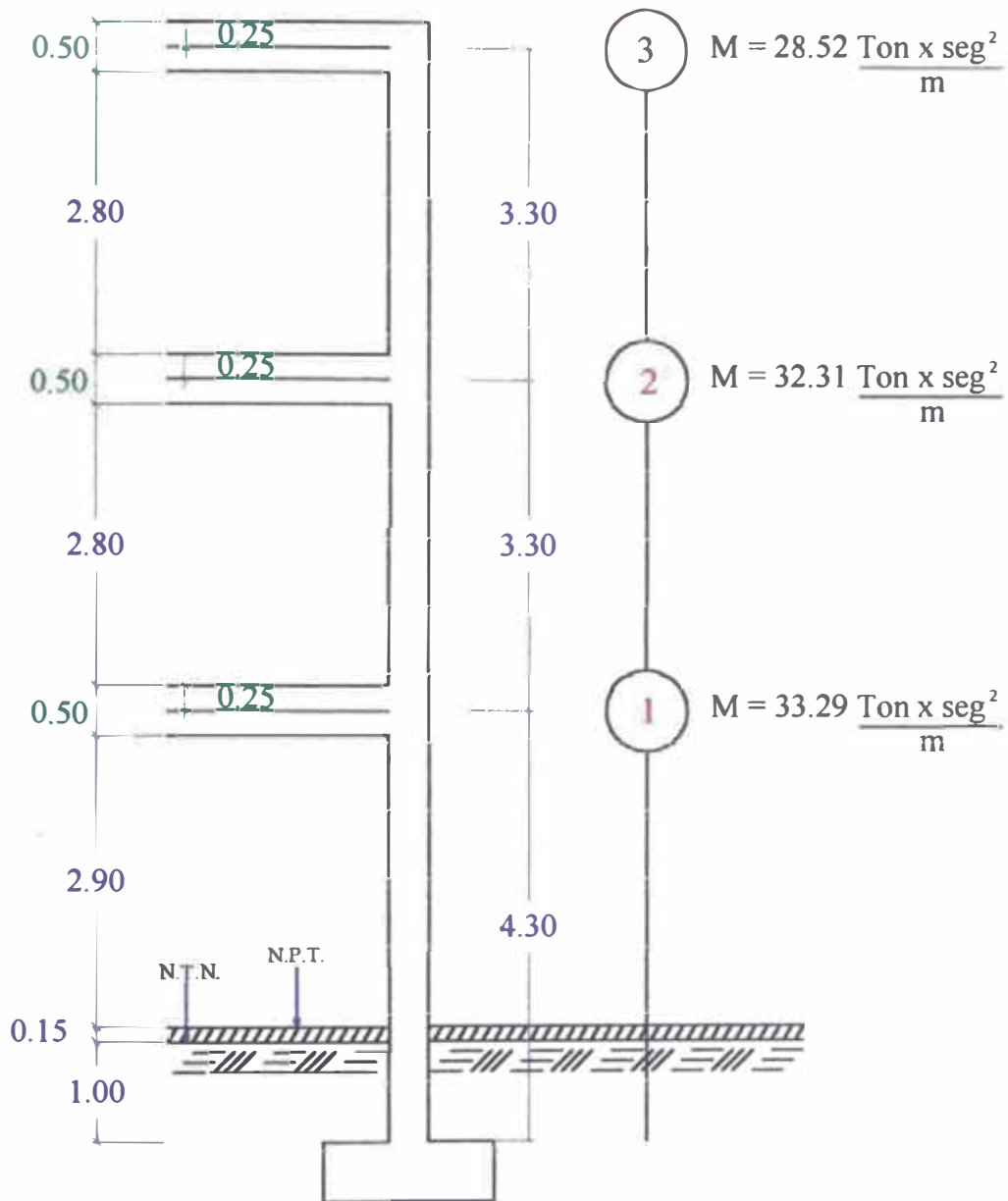
A continuación calcularemos el peso de la edificación:

TERCER NIVEL	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	Área (m ²)	Longitud (m)	# veces	Parcial (Kg)	Masa = Peso/g (Ton x seg ² /m)
Peso de Losa 3er Nivel	350	316.00	-	-	110600.00	
Peso de Viga V - X	2400	0.15	18.50	5	33300.00	
Peso de Viga V - Y	2400	0.125	15.80	5	23700.00	
Peso de Columna 40x40	2400	0.16	1.95	9	6739.20	
Peso de Columna 30x40	2400	0.12	1.95	16	8985.60	
Peso de Placa	2400	1.41	1.35	2	9136.80	
Peso de Acabados	100	367.63	-	-	36763.00	
Peso de Tabiquería	100	367.63	-	-	36763.00	
25% Sobrecarga	37.5	367.63	-	-	13786.13	
Total					279773.73	
Total (Ton)					279.77	28.52
SEGUNDO NIVEL	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	Área (m ²)	Longitud (m)	# veces	Parcial (Kg)	Masa = Peso/g (Ton x seg ² /m)
Peso de Losa 2do Nivel	350	300.25	-	-	105087.50	
Peso de Viga V - X	2400	0.15	18.50	5	33300.00	
Peso de Viga V - Y	2400	0.125	15.80	5	23700.00	
Peso de Columna 40x40	2400	0.16	3.30	9	11404.80	
Peso de Columna 30x40	2400	0.12	3.30	16	15206.40	
Peso de Placa	2400	1.41	2.70	2	18273.60	
Peso de Acabados	100	351.88	-	-	35188.00	
Peso de Tabiquería	150	351.88	-	-	52782.00	
25% Sobrecarga	62.5	351.88	-	-	21992.50	
Total					316934.80	
Total (Ton)					316.93	32.31
PRIMER NIVEL	Peso (kg/m ² ; kg/m ³)	Área (m ²)	Longitud (m)	# veces	Parcial (Kg)	Masa = Peso/g (Ton x seg ² /m)
Peso de Losa 1er Nivel	350	300.25	-	-	105087.50	
Peso de Viga V - X	2400	0.15	18.50	5	33300.00	
Peso de Viga V - Y	2400	0.125	15.80	5	23700.00	
Peso de Columna 40x40	2400	0.16	3.95	9	13651.20	
Peso de Columna 30x40	2400	0.12	3.95	16	18201.60	
Peso de Placa	2400	1.41	3.35	2	22672.80	
Peso de Acabados	100	351.88	-	-	35188.00	
Peso de Tabiquería	150	351.88	-	-	52782.00	
25% Sobrecarga	62.5	351.88	-	-	21992.50	
Total					326575.60	
Total (Ton)					326.58	33.29

PESO TOTAL = 923.28 Ton

MASA TOTAL = 94.12 Ton x seg²/m

ELEVACION DE ENTRE PISOS Y MASAS



Escala 1 : 75

Fig. N° 12

Se muestra la elevación típica de la estructura y la distribución de las masas de los entresijos

CAPITULO IV

ANÁLISIS SISMICO

4.1 Generalidades:

4.1.1 Introducción

La Norma Técnica de Edificación E-030 Diseño Sismorresistente, establece los requisitos mínimos para que las edificaciones tengan un adecuado comportamiento sísmico con el fin de reducir el riesgo de vidas y daños materiales, y posibilitar que las edificaciones esenciales puedan seguir funcionando durante y después de un sismo.

Esta norma se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las edificaciones existentes y a la reparación de las edificaciones que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

4.1.2 Filosofía del diseño sismorresistente

La norma establece que el proyecto y la construcción de edificaciones deben de desarrollarse con la finalidad de garantizar un comportamiento que haga posible:

- a) Resistir sismos leves sin daño.
- b) Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- c) Resistir sismos severos con posibilidad de daños estructurales importantes, evitando el colapso de la edificación.

4.1.3 De los planos y documentos del proyecto

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán llevar la firma de un ingeniero civil colegiado, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

La memoria descriptiva y los planos del proyecto estructural deberán contener como mínimo la siguiente información:

- a) Sistema estructural sismorresistente.
- b) Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.

c) Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

Los proyectos de edificaciones con más de 70 m de altura deberán estar respaldados con una memoria de datos y cálculos justificativos para su revisión y aprobación por la autoridad competente

4.2 Parámetros de Sitio:

4.2.1 Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información geotectónica.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la tabla 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

ZONA	FACTOR DE ZONA - Z (g)
3	0.40
2	0.30
1	0.15

4.2.2 Condiciones geotécnicas

Para efectos de la norma sismorresistente, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de la onda de corte. Los tipos de perfiles de suelos son cuatro, y se muestran en la tabla N° 2.

Debe considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de T_p y S , que son el periodo fundamental de vibración del suelo y el factor de amplificación del suelo, dados en la Tabla N° 2

La norma recomienda que en los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas se podrá usar los valores correspondientes al perfil tipo S₃. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S₄ cuando los estudios geotécnicos así lo determinen.

Tipo	Descripción	T _p (s)	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S ₂	Suelos intermedios	0.6	1.2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S ₄	Condiciones excepcionales	*	*

(*) Los valores de T_p y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S₃

4.2.3 Factor de Amplificación Sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25} \quad ; \quad C \leq 2.5$$

El coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo.

4.3 Procedimientos de Análisis:

El análisis sísmico se realiza de diversas formas, sin embargo son dos los más usados frecuentemente, ellos son el método Análisis Estático y el método Análisis Dinámico.

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos. Y sólo las estructuras clasificadas como regulares y de no más de 45 m. de altura podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes.

Dado que las características del proyecto a evaluar, edificio de tres niveles de 11.15 m de altura, de configuración estructural regular, cumple con los requisitos para hacer el

análisis sísmico por el método estático, es que desarrollaremos a continuación dicho método. También desarrollaremos mas adelante el análisis dinámico.

4.3.1 Análisis Sísmico con Fuerzas Estáticas Equivalentes (Método Estático).

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

Procedimiento de Análisis:

4.3.1.1 Factor de zona:

El proyecto se ubica en la ciudad de Lima, que corresponde a una zona de mucha actividad sísmica:

Zona	Factor de Zona (Z)
3	0.4

4.3.1.2 Condiciones Geotécnicas:

La información que se tiene es que se trata de:

Perfil de suelo	:	Tipo S1
Periodo de vibración	:	$T_p (s) = 0.4 \text{ seg}$
Coefficiente S	:	$S = 1$

4.3.1.3 Periodo Fundamental:

El periodo fundamental para cada dirección se estimara con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

Donde: $h_n =$ Altura total del edificio $\Rightarrow h_n = 11.15 \text{ m.}$

$C_{t_x} = C_{t_y} = 60$, que de acuerdo a las normas este valor corresponde para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

Luego: $T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{11.15}{60} = 0.19 \text{ seg.}$

4.3.1.4 Factor de amplificación sísmica:

Definida por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25} ; \quad C \leq 2.5$$

Donde: T_p = Periodo fundamental de vibración del suelo. $T_p = 0.4$ s
 T = Periodo fundamental de la estructura para cada dirección

Luego:
$$C = 2.5 \left(\frac{0.40}{0.19} \right)^{1.25} = 6.34$$

Pero a su vez debe cumplirse que: $C \leq 2.5 \Rightarrow C = 2.5$

4.3.1.5 Categoría de la Edificación:

En concordancia a las categorías indicadas en las normas sismorresistentes; el rubro Oficinas corresponde a la **Categoría C** - Edificaciones Comunes; cuyo coeficiente de uso e importancia es $U = 1.0$

4.3.1.6 Sistema estructural:

La edificación corresponde a un Sistema de Muros de Concreto Armado, en el cual la resistencia sísmica está dada fundamentalmente por muros de concreto armado. La configuración estructural es del tipo regular.

Por lo tanto el Coeficiente de Reducción R a emplearse es el que corresponde a una estructura regular: $R_x = R_y = 7.5$

4.3.1.7 Fuerza cortante en la base:

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada se determina por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSC}{R} P \dots\dots(\beta) ; \quad \frac{C}{R} \geq 0.1$$

Donde:
$$\frac{C}{R} = \frac{C_x}{R_x} = \frac{C_y}{R_y} = \frac{2.50}{7.5} = 0.33 \geq 0.1 \quad \text{Ok!}$$

Luego reemplazando todos los valores obtenidos en la ecuación (β):

$$V = V_x = V_y = \frac{0.4 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.50}{7.5} \times 923.28 \text{ Ton} = 123.10 \text{ Ton}$$

4.3.1.8 Distribución de la fuerza sísmica en altura :

De acuerdo con la norma, si el periodo fundamental, T , es mayor que 0.7 segundos, una parte de la fuerza cortante V , denominada F_a , deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza F_a se determinará mediante la expresión:

$$F_a = 0.07 T V \leq 0.15 V$$

Donde el periodo T en la expresión anterior será el mismo que el usado para la determinación de la fuerza cortante en la base.

El resto de la fuerza cortante, es decir $V - F_a$ se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^n P_j h_j} (V - F_a)$$

Para el caso particular de mi proyecto : $T = 0.5s < 0.7s \Rightarrow F_a = 0$

En consecuencia la distribución de la Fuerza Sísmica en la altura estará dada por :

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^n P_j h_j} V$$

Piso	Altura (m)	Peso (Ton)	Peso x Altura	Cortante V (Ton)	Fi (Ton)
3	11.15	279.77	3119.44	123.10	54.14
2	7.85	316.93	2487.90	123.10	43.18
1	4.55	326.58	1485.94	123.10	25.79
Total:		923.28	7093.28		123.10

4.3.1.9 Efectos de Torsión:

De acuerdo con la norma, la fuerza en cada nivel (F_i) se supondrá actuando en el centro de masas del nivel respectivo, debiendo considerarse además el efecto de excentricidades accidentales, que para cada dirección de análisis dichas excentricidades (e) en cada nivel, se considera como 0.10 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de aplicación de las fuerzas.

Se muestra a continuación los centros de masa, las excentricidades accidentales y sus respectivos momentos en cada nivel del proyecto:

Piso	Centro de Masas		Fi (Ton)	Excentricidades		Momento Mx Ton*m	Momento My Ton*m
	x (m)	y (m)		Ex=0.1*Lx (m)	Ey=0.1*Ly (m)		
3	-0.5	0	54.14	2.13	1.73	93.66	115.31
2	-0.5	0	43.18	2.13	1.73	74.70	91.97
1	-0.5	0	25.79	2.13	1.73	44.61	54.93

4.3.1.10 Uso del programa SAP 2000 versión 6.11:

Se hace uso de este programa para hacer el análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes, de estructuras aporricadas de concreto armado con muros de corte.

En el Anexo N° 2 (Pag. 177), se presentan los resultados del programa SAP 2000 V 6.11 (método estático), de todo el sistema estructural sismorresistente de la edificación, con respecto a los desplazamientos y en el Anexo N° 3 (Pag. 184) el resumen de los resultados. En donde comparando con los resultados mostrados en las paginas. 42 y 43 (método dinámico) observamos que con las mismas dimensiones de las vigas, columnas y placas los valores de las distorsiones de los entrepisos son mayores que los valores de las distorsiones obtenidos por el método dinámico. Se verifica entonces que el análisis sísmico estático es conservador, que para disminuir los valores de las distorsiones de los entrepisos, se tiene que aumentar las dimensiones de las vigas, columnas y placas, aumentando así el peso de la edificación resultando antieconómica.

4.3.2 Análisis Sísmico con Superposición Espectral (Método Dinámico).

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de superposición espectral o por medio de análisis de tiempo – historia.

Para edificaciones convencionales podrá usarse el procedimiento de superposición espectral; y para edificaciones especiales deberá usarse un análisis de tiempo – historia.

En el presente informe utilizaremos el Análisis por Superposición Espectral.

Procedimiento de Análisis:

4.3.2.1 Modos de Vibración:

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura. Se considerará 9 modos de vibración.

4.3.2.2 Aceleración Espectral:

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} g$$

Donde: S_a = Espectro de aceleraciones

g = Aceleración de la gravedad

Todos los términos de la formula son constantes, excepto el coeficiente sísmico “C”:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25} ; \quad C \leq 2.5$$

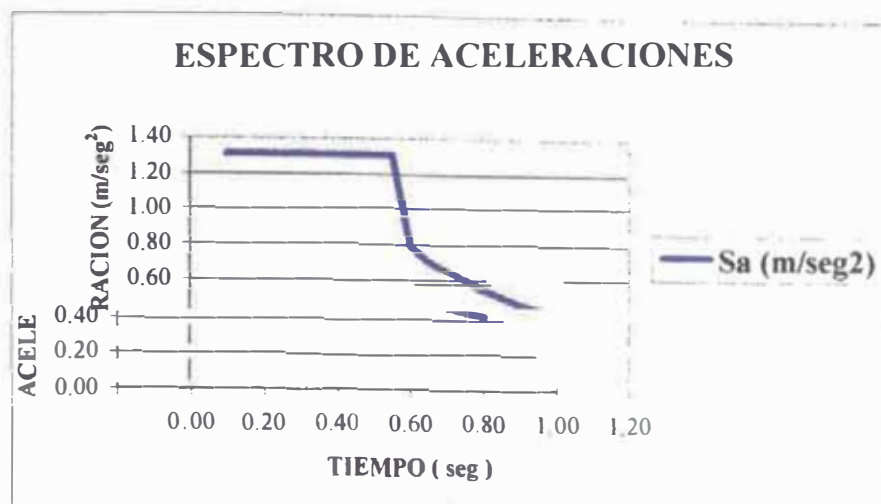
Donde: T_p = Periodo fundamental de vibración del suelo. $T_p = 0.4$ s

T = Periodo fundamental de la estructura para cada dirección

Dando valores a T , obtenemos el siguiente espectro de aceleraciones:

ESPECTRO DE ACELERACIONES

T (seg)	C	Sa (m/seg ²)
0.10	2.50	1.31
0.20	2.50	1.31
0.30	2.50	1.31
0.35	2.50	1.31
0.40	2.50	1.31
0.50	2.50	1.31
0.55	2.50	1.31
0.60	1.51	0.79
0.65	1.36	0.71
0.70	1.24	0.65
0.75	1.14	0.60
0.80	1.05	0.55
0.85	0.97	0.51
0.90	0.91	0.47
0.95	0.85	0.44
1.00	0.80	0.42



4.3.2.3 Criterios de Superposición:

Mediante los criterios de superposición que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) se determina usando la siguiente expresión:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada uno.

4.3.2.4 Fuerza Cortante Mínima en la Base:

para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado por el método estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

4.3.2.5 Masas e Inercia Rotacional (Jo):

En el Anexo 14 vemos las plantas típicas de la edificación del 1^{er}, 2^{do} y 3^{er} piso en donde se determina los valores correspondientes de J (Inercia Torsional) y A (área de planta); el peso de la edificación lo obtenemos del capítulo III y determinamos el siguiente cuadro:

Nivel	Peso (Ton)	Masa = Peso/g	Inercia Torsional (J)	Área (m ²)	Jo = J x m / A
3	279.77	28.52	23003.00	367.63	1784.48
2	316.93	32.31	21689.00	351.88	1991.34
1	326.58	33.29	21689.00	351.88	2051.97

4.3.2.6 Uso del programa SAP2000 versión 6.11:

Se hace uso de este programa para hacer el análisis sísmico de estructuras aporricadas de concreto armado con muros de corte mediante superposición espectral.

Mediante este análisis se determina las dimensiones de las vigas, columnas y placas, que conforman la edificación, las cuales tienen que ser capaces de dar rigidez a toda la estructura frente a solicitaciones sísmicas y cumplir con las distorsiones de los

entrepisos los cuales tienen que ser menores a: $\frac{\Delta_i}{h_{e_i}} \leq 0.007$

Se hizo el análisis de la estructura en forma iterativa tanto por rigidez como por resistencia, hasta determinar las dimensiones óptimas de los elementos estructurales.

El sistema estructural sismorresistente final del proyecto se mostró en las Fig. N° 9 y 10, la cual se encuentra conformada por 4 placas de 3.525 m de longitud por 0.20 m de espesor cada una ubicadas en un extremo de cada pórtico perimetral, 16 columnas rectangulares de 0.30 x 0.40 m ubicadas en los pórticos perimetrales tanto principales y secundarios, y 9 columnas centrales de 0.40 x 0.40 m. Las vigas principales (Ejes A, B, C, D y E) son de 0.30 x 0.50 m, y las vigas secundarias (Ejes 1, 2, 3, 4 y 5) son de 0.25 x 0.50 m.

Tal como se mencionó anteriormente, a esta misma configuración estructural se le hizo el análisis estático (aplicación del programa SAP2000 V6.11), verificándose que los desplazamientos relativos de entrepiso obtenidos es mayor que los obtenidos por el método Dinámico. Es por ello que se procedió a realizar el Análisis Dinámico, debido también a que este método nos aproxima al comportamiento real de la estructura en conjunto, frente a solicitaciones sísmicas.

4.3.2.7 Análisis de resultados:

Está en concordancia con los desplazamientos laterales permisibles, que indica la norma sismorresistente.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso para estructuras de concreto armado debe ser:

$$\frac{\Delta_i}{h_{e_i}} \leq 0.007$$

siendo por lo tanto el desplazamiento lateral máximo admisible de:

$$\Delta_i = h_{e_i} \times 0.007 = 3.30\text{m} \times 0.007 = 0.0231 \text{ m.}$$

En el Anexo N° 5 (Pag. 209), se presentan los resultados del programa SAP2000 V6.11 (método dinámico), de todo el sistema estructural sismorresistente de la edificación, con respecto a los desplazamientos. En el análisis sísmico nos interesa los máximos desplazamientos relativos de entrepiso. Ello se calcula multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

A continuación se presenta un resumen de dichos valores extraídos del Anexo mencionado, y se verifica que cumplen con los desplazamientos laterales máximos permisibles.

DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO

Respuesta Sísmica – Análisis Dinámico – SAP2000 V6.11

SISMO EN LA DIRECCIÓN X - EFECTOS EN LOS PÓRTICOS

PÓRTICO TIPO I (EJE A-A)									
Joint	Load	Nivel	Altura	Desplazamiento	Distorsiones	Coefficiente Reducción	Desplazamiento Relativo Entrepiso	Máximo Desplazamiento Relativo Entrepiso	Conformidad
4	Mínima	3	3.3	-0.00445	-0.00171	7.50	-0.0039	0.007	Ok
3		2	3.3	-0.00274	-0.00160	7.50	-0.0036	0.007	Ok
2		1	4.3	-0.00114	-0.00114	7.50	-0.0020	0.007	Ok
4	Máxima	3	3.3	0.00383	0.00143	7.50	0.0033	0.007	Ok
3		2	3.3	0.00240	0.00138	7.50	0.0031	0.007	Ok
2		1	4.3	0.00102	0.00102	7.50	0.0018	0.007	Ok
PÓRTICO TIPO II (EJE B-B)									
Joint	Load	Nivel	Altura	Desplazamiento	Distorsiones	Coefficiente Reducción	Desplazamiento Relativo Entrepiso	Máximo Desplazamiento Relativo Entrepiso	Conformidad
8	Mínima	3	3.3	-0.00425	-0.00162	7.50	-0.0037	0.007	Ok
7		2	3.3	-0.00263	-0.00153	7.50	-0.0035	0.007	Ok
6		1	4.3	-0.00110	-0.00110	7.50	-0.0019	0.007	Ok
8	Máxima	3	3.3	0.00396	0.00149	7.50	0.0034	0.007	Ok
7		2	3.3	0.00247	0.00143	7.50	0.0032	0.007	Ok
6		1	4.3	0.00105	0.00105	7.50	0.0018	0.007	Ok
PÓRTICO TIPO II (EJE C-C)									
Joint	Load	Nivel	Altura	Desplazamiento	Distorsiones	Coefficiente Reducción	Desplazamiento Relativo Entrepiso	Máximo Desplazamiento Relativo Entrepiso	Conformidad
12	Mínima	3	3.3	-0.00404	-0.00153	7.50	-0.0035	0.007	Ok
11		2	3.3	-0.00252	-0.00146	7.50	-0.0033	0.007	Ok
10		1	4.3	-0.00106	-0.00106	7.50	-0.0019	0.007	Ok
12	Máxima	3	3.3	0.00414	0.00157	7.50	0.0036	0.007	Ok
11		2	3.3	0.00257	0.00149	7.50	0.0034	0.007	Ok
10		1	4.3	0.00108	0.00108	7.50	0.0019	0.007	Ok
PÓRTICO TIPO II (EJE D-D)									
Joint	Load	Nivel	Altura	Desplazamiento	Distorsiones	Coefficiente Reducción	Desplazamiento Relativo Entrepiso	Máximo Desplazamiento Relativo Entrepiso	Conformidad
16	Mínima	3	3.3	-0.00391	-0.00147	7.50	-0.0033	0.007	Ok
15		2	3.3	-0.00245	-0.00141	7.50	-0.0032	0.007	Ok
14		1	4.3	-0.00104	-0.00104	7.50	-0.0018	0.007	Ok
16	Máxima	3	3.3	0.00437	0.00168	7.50	0.0038	0.007	Ok
15		2	3.3	0.00269	0.00157	7.50	0.0036	0.007	Ok
14		1	4.3	0.00112	0.00112	7.50	0.0020	0.007	Ok
PÓRTICO TIPO III (EJE E-E)									
Joint	Load	Nivel	Altura	Desplazamiento	Distorsiones	Coefficiente Reducción	Desplazamiento Relativo Entrepiso	Máximo Desplazamiento Relativo Entrepiso	Conformidad
20	Mínima	3	3.3	-0.00380	-0.00141	7.50	-0.0032	0.007	Ok
19		2	3.3	-0.00238	-0.00137	7.50	-0.0031	0.007	Ok
18		1	4.3	-0.00101	-0.00101	7.50	-0.0018	0.007	Ok
20	Máxima	3	3.3	0.00458	0.00177	7.50	0.0040	0.007	Ok
19		2	3.3	0.00281	0.00165	7.50	0.0037	0.007	Ok
18		1	4.3	0.00116	0.00116	7.50	0.0020	0.007	Ok

DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO**Respuesta Sísmica – Análisis Dinámico – SAP2000 V6.11****SISMO EN LA DIRECCIÓN Y - EFECTOS EN LOS PÓRTICOS**

PÓRTICO TIPO IV (EJE 1-1)									
Joint	Load	Nivel	Altura	Desplazamiento	Distorsiones	Coefficiente Reducción	Desplazamiento Relativo Entrepiso	Máximo Desplazamiento Relativo Entrepiso	Conformidad
4	Mínima	3	3.3	-0.00382	-0.00142	7.50	-0.0032	0.007	Ok
3		2	3.3	-0.00239	-0.00138	7.50	-0.0031	0.007	Ok
2		1	4.3	-0.00102	-0.00102	7.50	-0.0018	0.007	Ok
4	Máxima	3	3.3	0.00467	0.00181	7.50	0.0041	0.007	Ok
3		2	3.3	0.00286	0.00168	7.50	0.0038	0.007	Ok
2		1	4.3	0.00118	0.00118	7.50	0.0021	0.007	Ok
PÓRTICO TIPO V (EJE 2-2)									
Joint	Load	Nivel	Altura	Desplazamiento	Distorsiones	Coefficiente Reducción	Desplazamiento Relativo Entrepiso	Máximo Desplazamiento Relativo Entrepiso	Conformidad
24	Mínima	3	3.3	-0.00394	-0.00148	7.50	-0.0034	0.007	Ok
23		2	3.3	-0.00246	-0.00142	7.50	-0.0032	0.007	Ok
22		1	4.3	-0.00104	-0.00104	7.50	-0.0018	0.007	Ok
24	Máxima	3	3.3	0.00446	0.00172	7.50	0.0039	0.007	Ok
23		2	3.3	0.00275	0.00160	7.50	0.0036	0.007	Ok
22		1	4.3	0.00114	0.00114	7.50	0.0020	0.007	Ok
PÓRTICO TIPO V (EJE 3-3)									
Joint	Load	Nivel	Altura	Desplazamiento	Distorsiones	Coefficiente Reducción	Desplazamiento Relativo Entrepiso	Máximo Desplazamiento Relativo Entrepiso	Conformidad
44	Mínima	3	3.3	-0.00416	-0.00158	7.50	-0.0036	0.007	Ok
43		2	3.3	-0.00258	-0.00150	7.50	-0.0034	0.007	Ok
42		1	4.3	-0.00109	-0.00109	7.50	-0.0019	0.007	Ok
44	Máxima	3	3.3	0.00411	0.00156	7.50	0.0035	0.007	Ok
43		2	3.3	0.00255	0.00148	7.50	0.0034	0.007	Ok
42		1	4.3	0.00107	0.00107	7.50	0.0019	0.007	Ok
PÓRTICO TIPO V (EJE 4-4)									
Joint	Load	Nivel	Altura	Desplazamiento	Distorsiones	Coefficiente Reducción	Desplazamiento Relativo Entrepiso	Máximo Desplazamiento Relativo Entrepiso	Conformidad
64	Mínima	3	3.3	-0.00447	-0.00172	7.50	-0.0039	0.007	Ok
63		2	3.3	-0.00275	-0.00161	7.50	-0.0037	0.007	Ok
62		1	4.3	-0.00114	-0.00114	7.50	-0.0020	0.007	Ok
64	Máxima	3	3.3	0.00392	0.00147	7.50	0.0033	0.007	Ok
63		2	3.3	0.00245	0.00142	7.50	0.0032	0.007	Ok
62		1	4.3	0.00104	0.00104	7.50	0.0018	0.007	Ok
PÓRTICO TIPO VI (EJE 5-5)									
Joint	Load	Nivel	Altura	Desplazamiento	Distorsiones	Coefficiente Reducción	Desplazamiento Relativo Entrepiso	Máximo Desplazamiento Relativo Entrepiso	Conformidad
84	Mínima	3	3.3	-0.00468	-0.00181	7.50	-0.0041	0.007	Ok
83		2	3.3	-0.00286	-0.00168	7.50	-0.0038	0.007	Ok
82		1	4.3	-0.00118	-0.00118	7.50	-0.0021	0.007	Ok
84	Máxima	3	3.3	0.00380	0.00141	7.50	0.0032	0.007	Ok
83		2	3.3	0.00239	0.00137	7.50	0.0031	0.007	Ok
82		1	4.3	0.00102	0.00102	7.50	0.0018	0.007	Ok

Para el Análisis Sísmico, el sistema estructural ha sido definido como un **Sistema de Muros de Concreto Armado**, en el que la resistencia sísmica está dada fundamentalmente por muros de concreto armado.

La norma técnica de edificaciones E-030 Diseño Sismorresistente indica que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado por el método del Análisis Estático para estructuras regulares. Para el presente caso, se tiene:

$$V_{[\text{Estático}]} = V_x = V_y = 123.10 \text{ Ton.}$$

$$V_{[\text{mínimo}]} = 0.80 \times 123.10 \text{ Ton} = 98.48 \text{ Ton}$$

Se presenta a continuación el resumen de los resultados de la aplicación del programa SAP2000 versión 6.11 referente a la fuerza cortante basal que toma cada pórtico; resultados extraídos del Anexo N° 8 (Pag. 259) para las columnas y Anexo N° 9 (Pag. 329) para las placas.

FUERZA CORTANTE BASAL EN LOS PORTICOS

DIRECCION X				
Pórtico del eje A-A (con placa en un extremo)				
FRAME	LOAD MAX	Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
1	COMB13	Columna 1	0.124	
16	COMB13	Columna 2	0.068	
31	COMB13	Columna 3	0.544	
46	COMB13	Columna 4	0.132	
61	COMB13	Columna 5	0.107	
SHELL 1	COMB13	Placa	62.208	63.183
Pórtico del eje B-B				
FRAME	LOAD MAX	Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
4	COMB13	Columna 1	0.047	
19	COMB13	Columna 2	-0.099	
34	COMB13	Columna 3	0.618	
49	COMB13	Columna 4	0.678	
64	COMB13	Columna 5	0.530	1.774
Pórtico del eje C-C				
FRAME	LOAD MAX	Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
7	COMB13	Columna 1	0.063	
22	COMB13	Columna 2	-0.088	
37	COMB13	Columna 3	0.629	
52	COMB13	Columna 4	0.713	
67	COMB13	Columna 5	0.565	1.881
Pórtico del eje D-D				
FRAME	LOAD MAX	Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
10	COMB13	Columna 1	0.076	
25	COMB13	Columna 2	-0.053	
40	COMB13	Columna 3	-0.621	
55	COMB13	Columna 4	0.776	
70	COMB13	Columna 5	0.460	1.880
Pórtico del eje E-E (con placa en un extremo)				
FRAME	LOAD MAX	Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
13	COMB13	Columna 1	0.111	
28	COMB13	Columna 2	0.106	
43	COMB13	Columna 3	0.467	
58	COMB13	Columna 4	0.571	
73	COMB13	Columna 5	0.361	
SHELL 4	COMB13	Placa	59.914	61.531
Corte Total actuante en dirección X =				130.249

Pórticos	Cortante Basal (Ton)	Porcentaje (%)
VA + VE	124.713	95.75
VB + VC + VD	5.535	4.25
Total	130.249	100.00

FUERZA CORTANTE BASAL EN LOS PORTICOS

DIRECCION Y				
Pórtico del eje 1-1 (con placa en un extremo)				
FRAME	LOAD MAX	Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
1	COMB14	Columna 1	0.056	
4	COMB14	Columna 2	0.073	
7	COMB14	Columna 3	0.289	
10	COMB14	Columna 4	0.292	
13	COMB14	Columna 5	0.196	
SHELL 10	COMB14	Placa	62.003	62.909
Pórtico del eje 2-2				
FRAME	LOAD MAX	Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
16	COMB14	Columna 1	0.069	
19	COMB14	Columna 2	0.406	
22	COMB14	Columna 3	0.443	
25	COMB14	Columna 4	0.549	
28	COMB14	Columna 5	0.254	1.721
Pórtico del eje 3-3				
FRAME	LOAD MAX	Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
31	COMB14	Columna 1	0.064	
34	COMB14	Columna 2	0.397	
37	COMB14	Columna 3	0.425	
40	COMB14	Columna 4	0.458	
43	COMB14	Columna 5	0.321	1.664
Pórtico del eje 4-4				
FRAME	LOAD MAX	Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
46	COMB14	Columna 1	0.038	
49	COMB14	Columna 2	0.362	
52	COMB14	Columna 3	0.432	
55	COMB14	Columna 4	0.436	
58	COMB14	Columna 5	0.297	1.565
Pórtico del eje 5-5 (con placa en un extremo)				
FRAME	LOAD MAX	Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
61	COMB14	Columna 1	0.071	
64	COMB14	Columna 2	0.194	
67	COMB14	Columna 3	0.306	
70	COMB14	Columna 4	0.071	
73	COMB14	Columna 5	0.061	
SHELL 7	COMB14	Placa	61.705	62.409
Corte Total actuante en dirección Y =				130.268

Pórticos	Cortante Basal (Ton)	Porcentaje (%)
VA + VE	125.318	96.20
VB + VC + VD	4.950	3.80
Total	130.268	100.00

En los cuadros de resúmenes anteriores se observa lo siguiente:

- **Respuesta sísmica de la estructura en dirección X**

La fuerza cortante basal obtenida por el método del Análisis Dinámico es de $V_x = 130.25$ Ton, siendo mayor que el obtenido por el método del Análisis Estático $V_{[Estático]} = V_x = 123.10$ Ton, por lo que quedaría conforme debido a que la norma técnica de edificación E-030 Diseño Sismorresistente indica que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado por el método del Análisis Estático para estructuras regulares.

La fuerza cortante que toman las placas es de: 62.208 y 59.914 Ton, que corresponden al 48% y 46% de la fuerza cortante basal. Por lo tanto se tendrá que aplicar lo que indica la norma técnica de edificación E-030 Diseño Sismorresistente que cuando un solo elemento de la estructura, muro o pórtico resiste una fuerza de 30% o más del total de la fuerza horizontal en cualquier nivel, dicho elemento deberá diseñarse para el 125% de dicha fuerza.

- **Respuesta sísmica de la estructura en dirección Y**

La fuerza cortante basal obtenida por el método del Análisis Dinámico es de $V_y = 130.27$ Ton, siendo mayor que el obtenido por el método del Análisis Estático $V_{[Estático]} = V_y = 123.10$ Ton, por lo que quedaría conforme debido a que la norma técnica de edificación E-030 Diseño Sismorresistente indica que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado por el método del Análisis Estático para estructuras regulares.

La fuerza cortante que toman las placas es de: 62.003 y 61.705 Ton, que corresponden al 48% y 47% de la fuerza cortante basal. Por lo tanto se tendrá que aplicar lo que indica la norma técnica de edificación E-030 Diseño Sismorresistente que cuando un solo elemento de la estructura, muro o pórtico resiste, una fuerza de 30% o más del total de la fuerza horizontal en cualquier nivel, dicho elemento deberá diseñarse para el 125% de dicha fuerza.

CAPITULO V

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el Análisis Estructural se obtienen las fuerzas internas que aparecen en cada uno de los elementos del Sistema Estructural como respuesta a las acciones externas que actúan en la estructura en conjunto. Estas acciones externas actuantes son las cargas horizontales (cargas de sismo y/o cargas de viento) y las cargas verticales (cargas permanentes y sobrecargas).

Para el Análisis Estructural de la Edificación se uso el **programa SAP 2000 versión 6.11**. Este programa tiene la particularidad de modelar estructuras aporricadas con muros de corte.

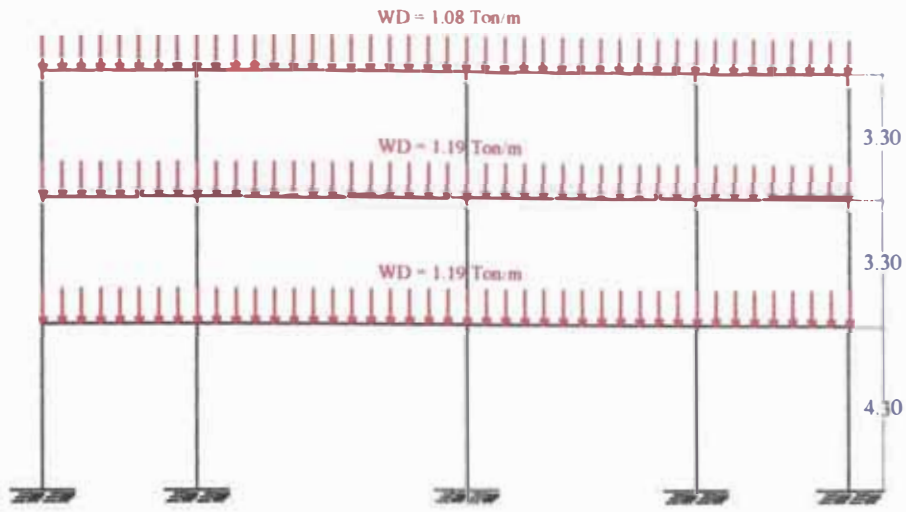
Una ventaja que ofrece el programa es que el ingreso de los datos es a travez de un gráfico, el cual hace que el ingreso sea de manera rápida y dinámica. Dicho gráfico es de acuerdo al proyecto a realizar.

Para las cargas verticales, se ingresan cargando a las vigas de cada uno de los pórticos, el cual se representa mediante cargas distribuidas en la longitud de la viga. En la cual, para el correspondiente metrado de cargas, no se considera el peso propio de las vigas porque el programa lo considera automáticamente.

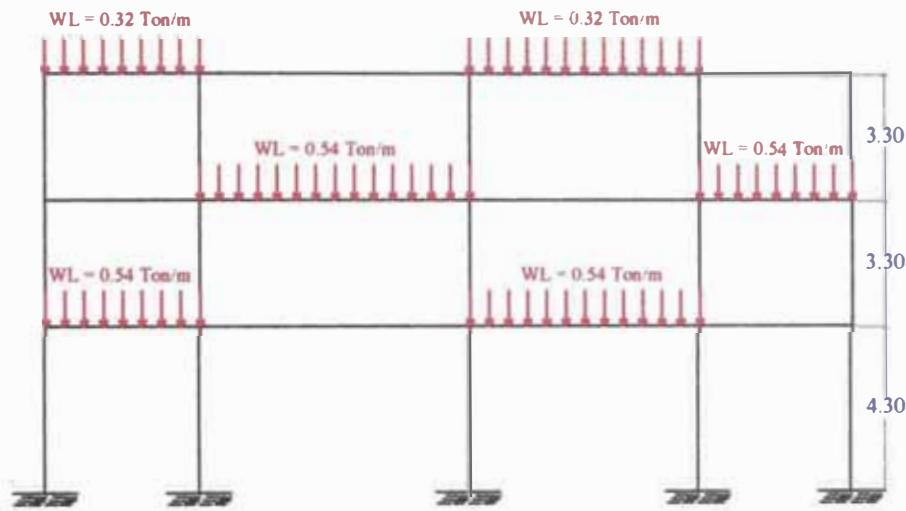
La base de datos y el reporte de resultados con respecto al desplazamiento, fuerzas actuantes y diseño de vigas y columnas de la aplicación del programa SAP 2000 se presentan en los Anexos: N° 4(Pag.197), N° 5(Pag.209), N° 6(Pag.217), N° 7(Pag.238), N° 8(Pag.259), N° 9(Pag.329), N° 10(Pag.331) y N° 11(Pag.337).

A continuación se presentan en las Figuras N° 13, 14, 15, 16 y 17 la distribución de cargas permanentes y damero de sobrecargas que se consideran en el programa SAP 2000, de acuerdo a la norma E-060, para ello se ingresan las diversas combinaciones de carga que considera dicha norma para cada uno de los tipos de pórticos.

ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGA DE GRAVEDAD
PORTICO DE LOS EJES A, E
CARGA MUERTA (D)



CARGA VIVA (L1)



CARGA VIVA (L2)

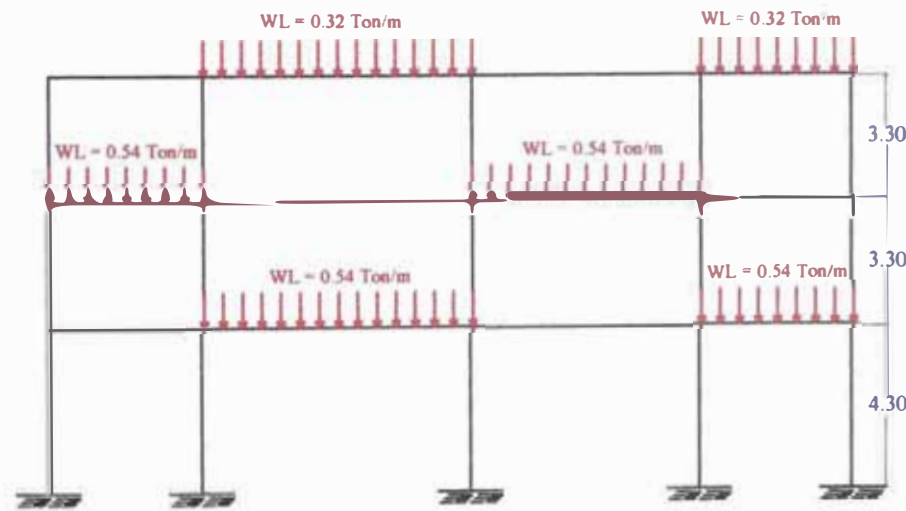
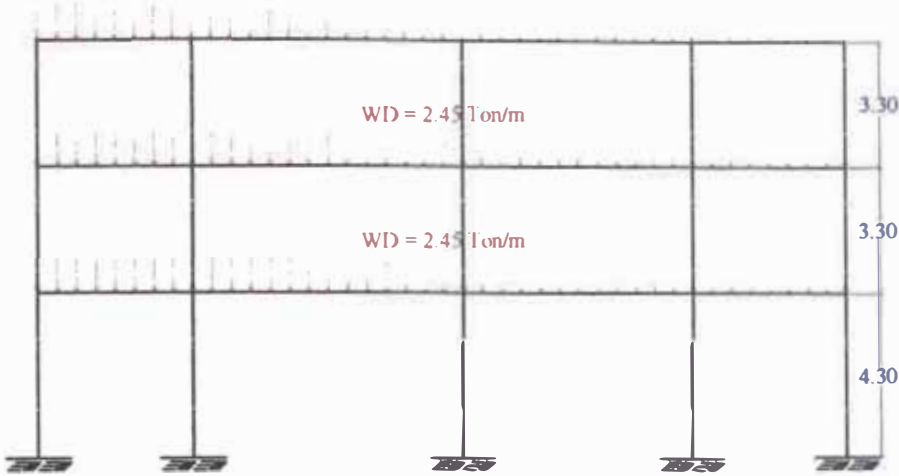


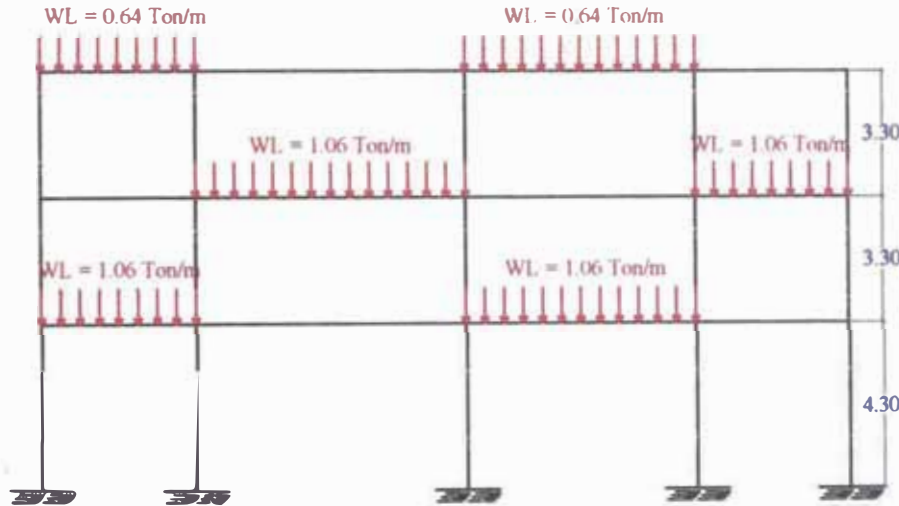
Fig. Nº 13

ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGA DE GRAVEDAD
PORTICO DE LOS EJES B, D
CARGA MUERTA (D)

WD = 2.23 Ton/m



CARGA VIVA (L1)



CARGA VIVA (L2)

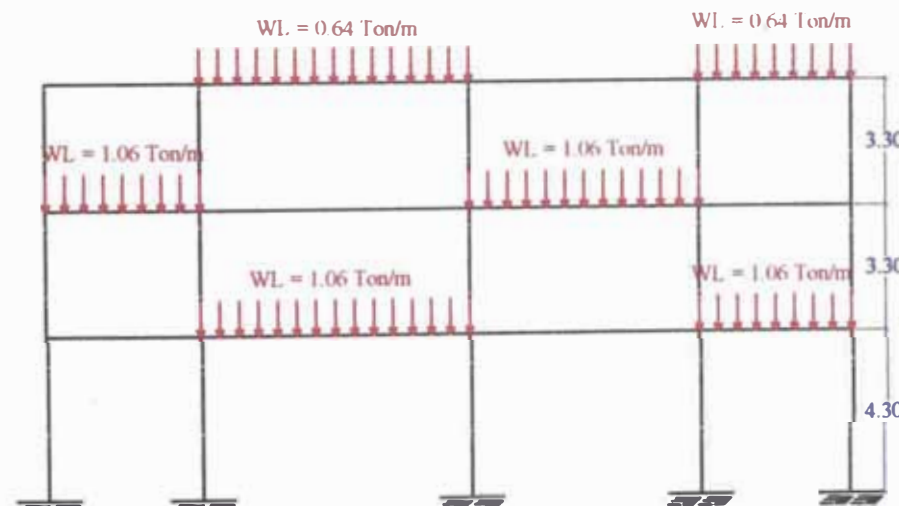
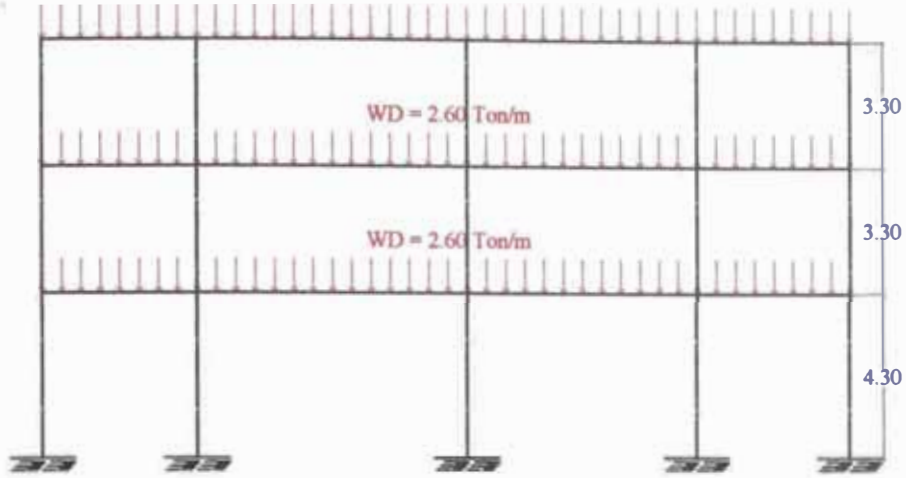


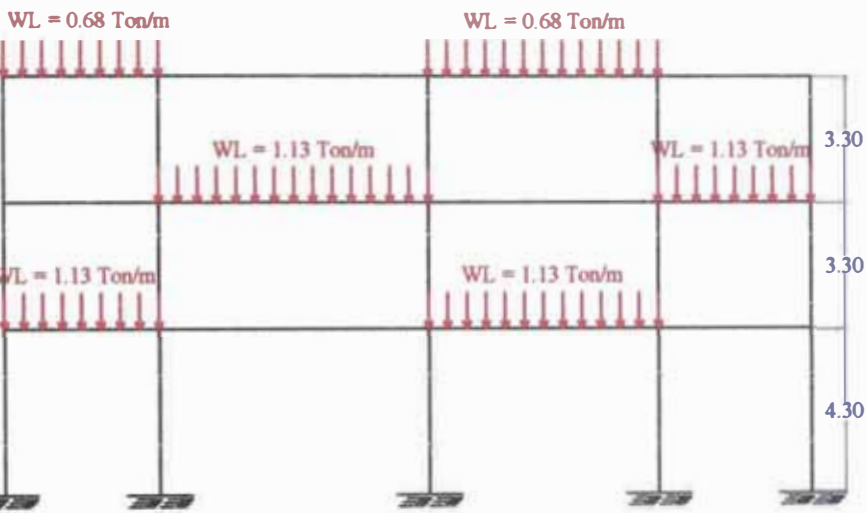
Fig. N° 14

ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGA DE GRAVEDAD
PORTICO DEL EJE C
CARGA MUERTA (D)

WD = 2.37 Ton/m



CARGA VIVA (L1)



CARGA VIVA (L2)

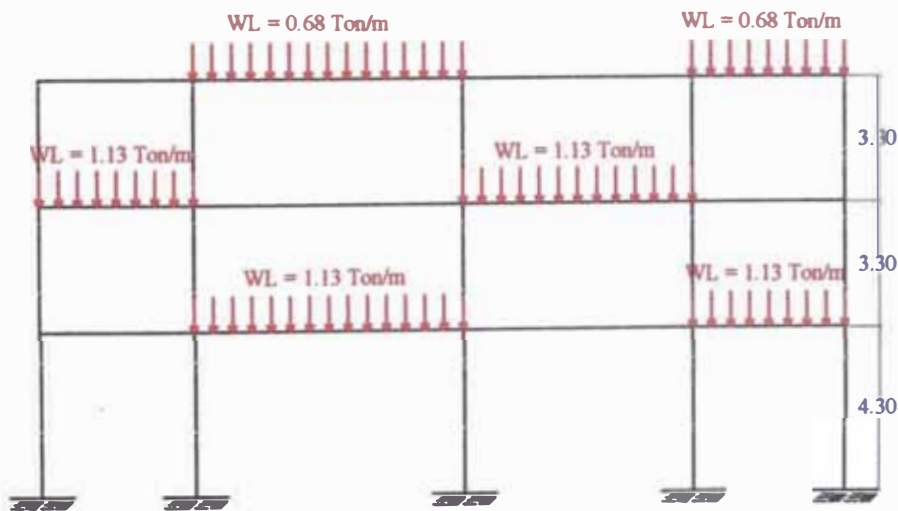
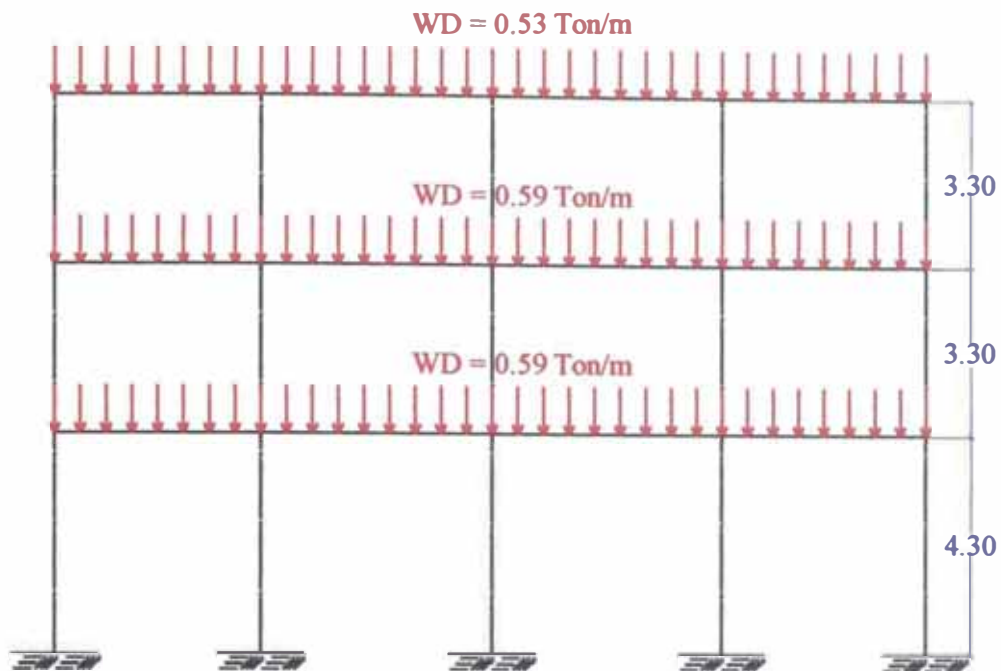


Fig. Nº 15

ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGA DE GRAVEDAD
PORTICO DE LOS EJES 1, 5
CARGA MUERTA (D)



CARGA VIVA (L3)

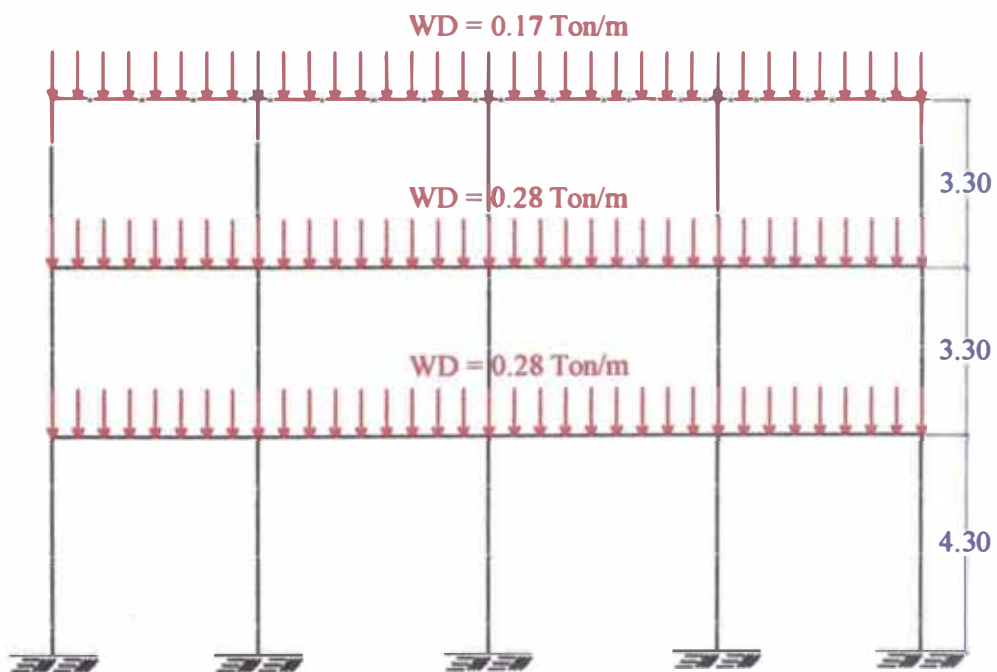
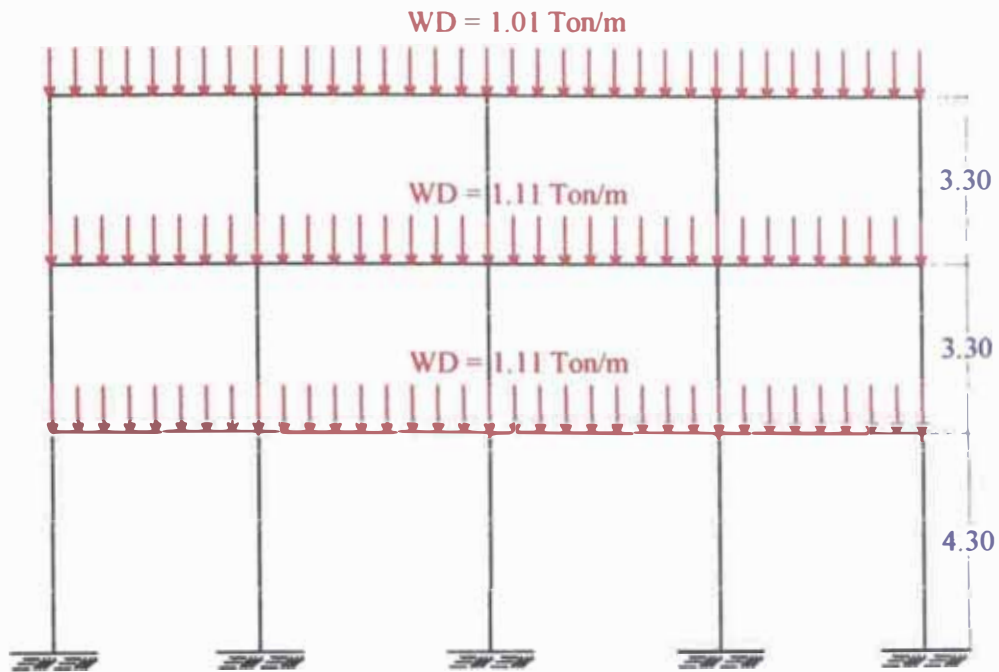


Fig. Nº 16

ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGA DE GRAVEDAD PORTICO DE LOS EJES 2, 3, 4

CARGA MUERTA (D)



CARGA VIVA (L3)

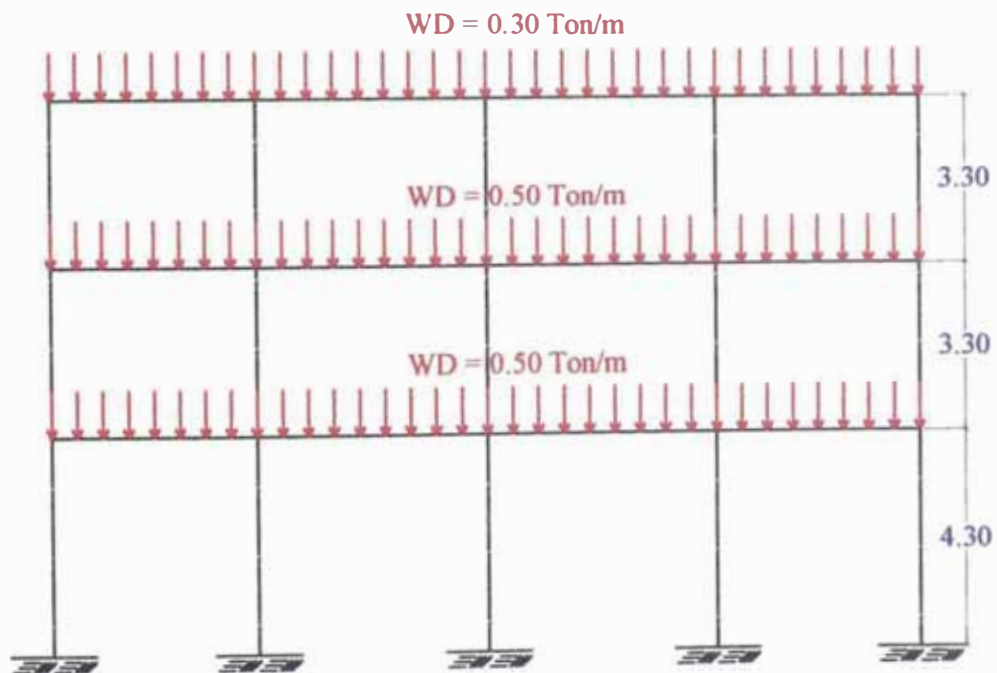


Fig. Nº 17

CAPITULO VI

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

6.1 Generalidades.-

El diseño estructural consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos de una estructura para que esta cumpla una cierta función con un grado de seguridad razonable, comportándose además satisfactoriamente una vez en condiciones de servicio. Definiendo entonces una estructura como un sistema o conjunto de partes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada.

Debido a esto es necesario conocer las relaciones que existen entre las características de los elementos de una estructura, las solicitaciones que deben soportar y los efectos que dichas solicitaciones producen en la estructura (acción – respuesta de la estructura).

Las acciones en una estructura son las solicitaciones a las que pueda estar sometida, tales como, peso propio, cargas vivas, aceleraciones de sismo, asentamientos, presiones de vientos. La respuesta de una estructura, es su comportamiento bajo una acción determinada, puede expresarse como deformación, agrietamiento, vibración, durabilidad. Desde luego la respuesta es función de las características de la estructura.

Para todas las combinaciones posibles de acciones y características de una estructura, se poseerá base racional para establecer un método de diseño. Este tendrá por objeto determinar las características que deberá tener una estructura para que al estar sometida a ciertas acciones, su comportamiento o respuesta sea aceptable desde los puntos de vista de seguridad frente a la falla y de utilidad en condiciones de servicio.

En la actualidad existen, básicamente, dos métodos de diseño en concreto armado: diseño elástico o por cargas de servicio y diseño plástico o resistencia última (método a la rotura). El código del ACI en su edición de 1995 presenta los dos métodos de diseño. Sin embargo, da mayor énfasis al diseño a la rotura, al cual el código denomina método de diseño por resistencia.

En el presente informe, el método de diseño que se utilizará para los elementos estructurales, es el **método plástico o resistencia última (método a la rotura)**.

6.2 Diseño por el método plástico o resistencia última (método a la rotura).-

El diseño por rotura se fundamenta en que las secciones de los miembros de las estructuras se diseñan tomando en cuenta las deformaciones inelásticas para alcanzar la resistencia máxima, o sea el concreto trabajando a su máxima resistencia y el acero en cedencia, por lo tanto se estima mejor la capacidad de carga del elemento estructural.

Algunas de las ventajas de este procedimientos son:

- 1.- El diseño por rotura permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.
- 2.- Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.
- 3.- Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.
- 4.- El método de diseño a la rotura permite evaluar la ductilidad de la estructura.
- 5.- Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.

La desventaja de usar este método es que sólo se basa en criterios de resistencia. Sin embargo es necesario garantizar que las condiciones de servicio sean óptimas, es decir que no se presenten deflexiones excesivas, ni agrietamientos críticos. Con la mejora en la calidad del concreto y la obtención de secciones cada vez menores, se tiende a perder rigidez e incrementar las deflexiones y el ancho de fisuras. Por ello es conveniente usar este método en combinación con otros procedimientos para verificar el adecuado comportamiento de las piezas bajo cargas de servicio.

6.2.1 Factores de Seguridad.-

El código del ACI introduce el factor de seguridad en el diseño a través de dos mecanismos: **amplificación** de las cargas de servicio y **reducción** de la resistencia teórica del elemento estructural.

6.2.1.1 Factores de amplificación de cargas.-

Las cargas de servicio se estiman haciendo uso de los códigos, reglamentos o normas, que en este caso se ha empleado las cargas citadas en el Reglamento Nacional de Construcciones. La carga última de diseño es la suma de las diversas cargas actuantes en la estructura afectadas por un factor de amplificación. Este factor tiene el propósito de

dar seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificadas en el diseño para que sea sumamente improbable la falla. Los factores de carga también ayudan a asegurar que las deformaciones bajo las cargas de servicio no sean excesivas.

Los factores de carga son distintos para diversos tipos de carga debido a que, por ejemplo, es menos probable que la carga muerta de una estructura se exceda a la considerada en el diseño, a que la carga viva si ocurra, por esto su factor de amplificación es menor. La carga máxima de la estructura debe ser igual por lo menos a la suma de cada carga de servicio multiplicada por su factor respectivo de carga.

De acuerdo a las normas de cargas del RNC, la resistencia requerida (W_u) para la carga muerta (D) y la carga viva (L) calculada o legalmente especificada, esta debe ser por lo menos igual a:

$$W_u = 1.5 \times D + 1.8 \times L$$

Si debe incluirse en el proyecto la resistencia a los efectos de las cargas de sismo, la carga W_u necesaria se considerará igual a:

$$W_u = 1.25 \times (D + L \pm S)$$

En los casos en que la carga viva sea nula, la carga W_u necesaria se considerará igual a:

$$W_u = 0.9 \times D \pm 1.25 \times S$$

Las expresiones que permiten determinar la carga última se denominan combinaciones de cargas. De acuerdo a las solicitaciones que actúan sobre un elemento, se propone un juego de combinaciones. Debe de evaluarse cada una de ellas y desarrollar el diseño haciendo uso de las solicitaciones más críticas.

Simultáneamente a la amplificación de las cargas de servicio, el código propone la reducción de la resistencia teórica de los elementos de concreto armado como un medio para incrementar el factor de seguridad del diseño.

6.2.1.2 Factores de reducción de capacidad.-

Los factores de reducción de capacidad ϕ se proporcionan para tomar en cuenta inexactitudes en el cálculo y fluctuaciones en la resistencia del material, en la mano de obra y en las dimensiones.

La resistencia confiable de la sección a utilizar en los diseños se considera como la resistencia teórica multiplicada por ϕ , donde este valor depende de la importancia de las cantidades variables.

La resistencia calculada de los elementos debe reducirse de acuerdo con el código ACI, así como de acuerdo al código Peruano, mediante los factores de reducción ϕ para obtener una estimación conservadora de la resistencia disponible, a continuación se presenta los factores ϕ de reducción de carga para diversas solicitaciones propuestos por el código, que además se emplea en el presente trabajo:

<u>Tipo de Esfuerzo</u>	<u>Factor ϕ de reducción</u>
* Flexión pura.....	0.90
* Tracción y flexo-tracción	0.90
* Compresión y flexo-compresión	
Para miembros con refuerzo en espiral.....	0.75
Para otro tipo de miembros.....	0.70
* Corte y torsión	0.85
* Aplastamiento del concreto.....	0.70
* Concreto simple	0.65

En el caso de flexo-compresión, es posible incrementar el factor de reducción cuando predomina la flexión. De otro lado, en regiones de alto riesgo sísmico existen también provisiones adicionales en torno a estos factores.

6.3.- Diseño de Losas Aligeradas.-

6.3.1.- Generalidades.-

Las losas aligeradas están formadas por losas nervadas con elementos de relleno de menor peso que el concreto. Estos elementos son típicamente ladrillos de arcilla con dimensiones y perforaciones estandarizados, los cuales se muestran en el siguiente cuadro:

Material	# de huecos	Ancho (cm)	Largo (cm)	Altura (cm)
Arcilla	8	30	30	12
			25	15
Arcilla	4	30	30	20
			25	

La losa nervada se compone de una combinación monolítica de nervios o viguetas espaciadas regularmente, y de una losa en la parte superior.

Para el diseño de losas aligeradas con ladrillos, el peso propio de la losa se puede estimar empleando la siguiente tabla:

Altura de la losa (cm)	Peso de losa (kg/m ²)
17 (12 + 5)	250
20 (15 + 5)	300
25 (20 + 5)	350
30 (25 + 5)	400

Las losas aligeradas se calculan por viguetas.

El código ACI, especifica que las losas aligeradas deben cumplir con los siguientes requerimientos:

- El ancho de los nervios o viguetas deberá ser como mínimo 10 cm y el peralte no mayor a tres veces y media el menor ancho de la viga.
- El espaciamiento libre entre los nervios o viguetas será como máximo 75 cm.
- Si la losa tiene embebidas tuberías, su espesor deberá ser por lo menos 2.5 cm. mayor que el diámetro exterior de los tubos.
- En las losas nervadas en una dirección el refuerzo perpendicular a los nervios o viguetas deberá cumplir con los requerimientos de flexión, considerando cargas concentradas si las hubiera, pero no será menor que el refuerzo requerido por temperatura y contracción.
- El espesor de la losa entre viguetas no será menor a la doceava parte de la distancia libre entre viguetas, ni menor de 5 cm.
- Las losas aligeradas más usadas son de 20 y 25 cm. con un espesor de losa de 5 cm. y un ancho de viga de 10 cm. Por cuestiones constructivas, es aconsejable no colocar más de dos varillas de acero por viga. Por otro lado, no es conveniente emplear refuerzo en compresión en estos elementos pues al ser poco peraltados, su efectividad es casi nula.
- Se debe de colocar refuerzo mínimo por temperatura en la dirección perpendicular a las viguetas.

6.3.2.- Procedimientos de diseño de la Losa Aligerada.-

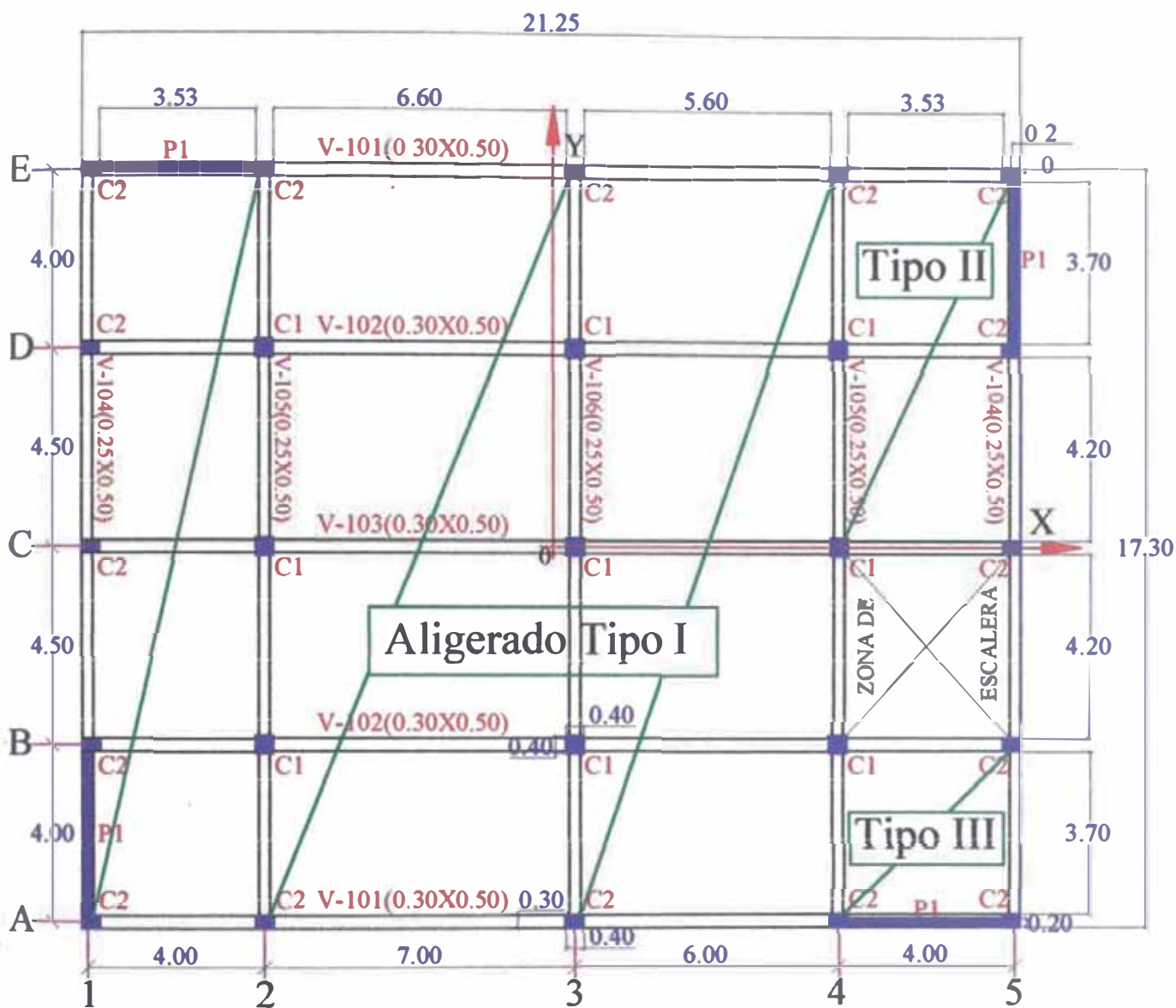
El análisis de las losas aligeradas se efectúa como vigas continuas, aplicando cualquier método de cálculo apropiado para estos casos. En el presente informe se utilizará las hojas de cálculo **Análisis de Vigas y Pórticos Simples**, las cuales se muestran en el Anexo N° 12 (Pag.339). Dichas hojas de cálculo nos muestran resultados de momentos flectores, el acero requerido por flexión y las fuerzas cortantes a lo largo de cada tramo de las viguetas. Entonces nos queda verificar que estos momentos no superen los máximos momentos resistentes de la sección, así como también las fuerzas cortantes que no superen la fuerza cortante máxima que debe tomar el concreto.

En las figuras N° 18 y 19 se muestran los cuatro tipos de aligerado que se presentan en la estructura en general.

En el capítulo II Predimensionamiento de Elementos Estructurales, se determinó el peralte de la losa aligerada igual a $h = 0.25$ m y en el capítulo III Metrado de Cargas, se determinó las cargas de diseño por vigueta que a continuación se presentan:

RESUMEN DE CARGAS PARA ALIGERADOS

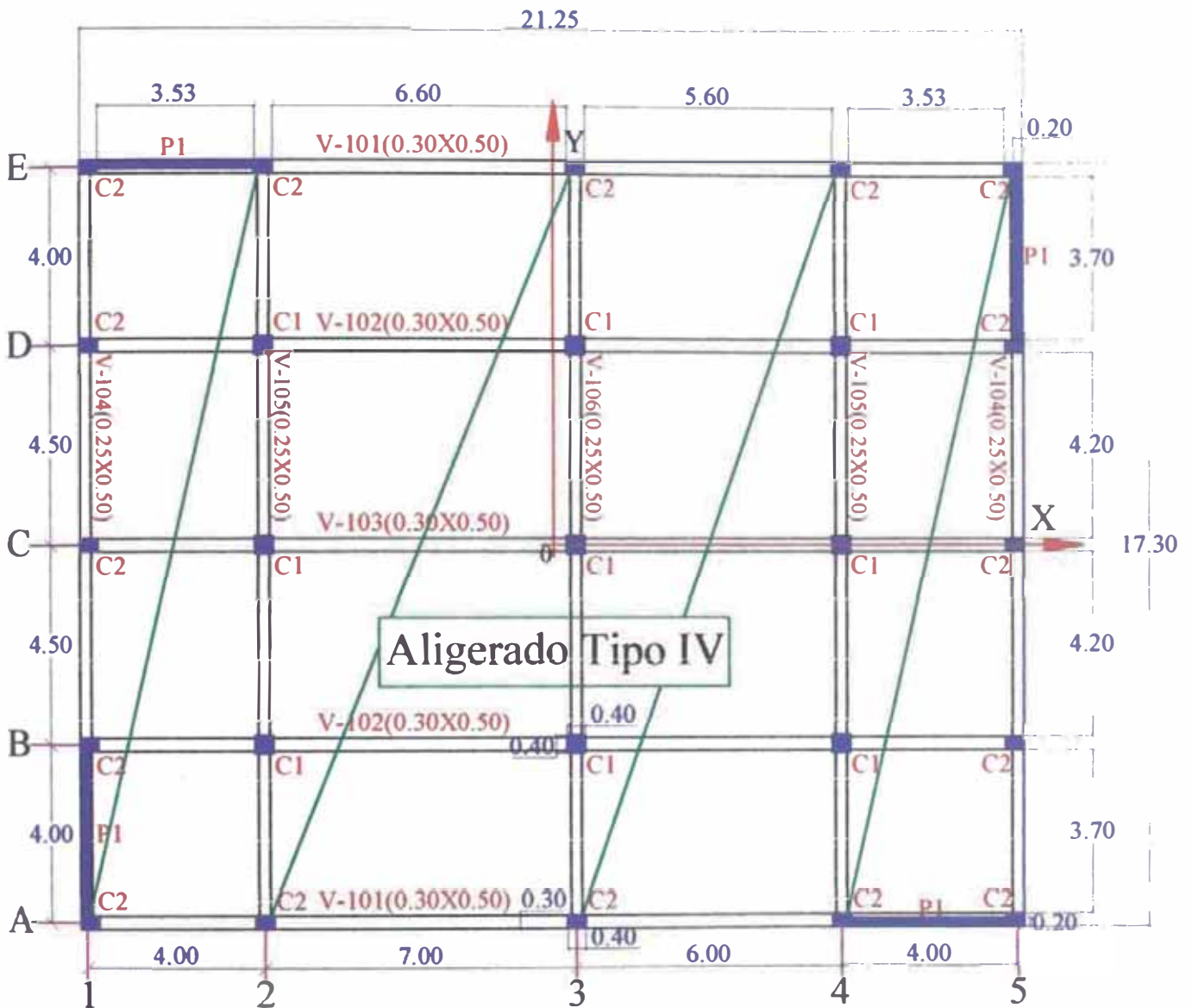
Nivel	h (m)	W_D (Ton/m)	W_L (Ton/m)
1° y 2°	0.25	0.24	0.10
3°	0.25	0.22	0.06



PLANTA LOSAS ALIGERADAS 1er y 2do NIVEL

Escala 1 : 150

Fig. N° 18



PLANTA LOSAS ALIGERADAS 3er NIVEL

Escala 1 : 150

Fig. N° 19

6.3.3.- Máximos momentos resistentes en la sección.-**Momento Positivo.-**

Datos:

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

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

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

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Hacemos uso de la expresión:

$$M_{to \text{ máx}} = \Phi f'c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega) \quad \dots\dots(\alpha)$$

$$\omega_{\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} \frac{fy}{f'c} \quad \dots\dots(\beta)$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75\rho_b \quad \dots\dots(\gamma)$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'c}{fy} \frac{6000}{(6000 + fy)} \quad \dots\dots(\theta)$$

Reemplazando datos en las ecuaciones θ , γ , β se tiene:

$$\rho_b = 0.0213;$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \times 0.0213 = 0.0160$$

$$\omega_{\text{máx}} = 0.0160 \times \frac{4200}{210} = 0.320$$

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$M_{to \text{ máx}+} = 0.9 \times 0.21 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \times 0.40\text{m} \times (22 \text{ cm})^2 \times 0.320 \times (1 - 0.59 \times 0.320) = 9.49 \text{ Ton} \times \text{m}$$

Momento Negativo.-

Datos:

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

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

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

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Hacemos uso de la expresión (α):

$$M_{to \text{ máx}-} = 0.9 \times 0.21 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \times 0.10\text{m} \times (22 \text{ cm})^2 \times 0.320 \times (1 - 0.59 \times 0.320) = 2.37 \text{ Ton} \times \text{m}$$

6.3.4.- Corte Máximo en la sección de losa aligerada.-

El esfuerzo cortante que toma el concreto no debe exceder de $0.53 \cdot \overline{f_c} \cdot b_w \cdot d$; Sin embargo, si las recomendaciones del código del ACI mencionadas anteriormente son satisfechas, la resistencia al corte del concreto se incrementa en un 10% pues es posible la redistribución de la sobrecarga entre viguetas adyacentes.

En consecuencia el esfuerzo cortante máximo que puede tomar el concreto en una vigueta será:

$$V_c = V_v = \phi \times 1.1 \times 0.53 \cdot \overline{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \cdot 210 (10) \times 0.10 \text{m} \times 0.22 \text{m} = 1.58 \text{ Ton}$$

Si aún así la resistencia al corte del concreto no es suficiente para resistir las cargas aplicadas, se tiene que ensanchar las viguetas en una cierta longitud, los cuales se determinan de la siguiente manera:

Longitud de ensanche (X) :

$$V_u - W \cdot X = V_c \quad \rightarrow \quad X = \frac{V_u - V_c}{W}$$

Nuevo ancho (b') :

$$V_u = V_c = U_c \cdot b' \cdot d \quad \rightarrow \quad b' = \frac{V_u}{U_c \cdot d}$$

Con estas nuevas dimensiones, se contrarresta el esfuerzo cortante.

6.3.5.- Verificación y comentario de resultados de las hojas de cálculo.-

a) Losa Aligerada tipo I.-

Observando los resultados de las hojas de cálculo mostrados en el Anexo N° 12 (Pag. 328), vemos que los momentos positivos y negativos máximos que se presentan en las secciones de las viguetas, son menores que los momentos resistentes máximos de la sección determinado en 6.3.3. Por lo tanto los aceros obtenidos son los correctos. Sin embargo, a la hoja de cálculo habría que complementarlo con el cálculo de los momentos negativos en los extremos ya que no lo presenta:

Se usará los coeficientes de diseño del ACI para calcular el momento negativo en los extremos de cada losa, correspondiéndole el coeficiente de $\frac{l}{24} \cdot W_u \cdot l_n^2$.

* Determinación de la carga última para las losas del 1° al 2° nivel:

$$W_u = 1.5 * W_D + 1.8 * W_L$$

$$W_u = 1.5 * 0.24 + 1.8 * 0.10 = 0.54 \text{ Ton/m.}$$

Luego:

$$M_{to(-)} = \frac{1}{24} W_u l_n^2 = \frac{1}{24} (0.54) x 3.70^2 = 0.31 \text{ Ton - m}$$

El refuerzo que le corresponde es:

$$-A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \dots(1) \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} \dots(2)$$

Partimos con un valor de $a = d/5$

$$-A_s = \frac{0.31 \text{ Ton - m}}{0.9 x 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.22 \text{ m} x 0.9)} = 0.41 \text{ cm}^2 \quad a = \frac{0.41 x 4.2}{0.85 x 0.21 x 10} = 0.96 \text{ cm}$$

Luego, con $a = 0.96 \text{ cm.}$, reemplazamos en la ecuación (1)

$$-A_s = \frac{0.31 \text{ Ton - m}}{0.9 x 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.22 \text{ m} - 0.0096/2)} = 0.38 \text{ cm}^2$$

* De igual manera, para la losa aligerada del 3° nivel:

$$W_u = 1.5 * 0.22 + 1.8 * 0.06 = 0.438 \text{ Ton/m}$$

Luego:

$$M_{to(-)} = \frac{1}{24} W_u l_n^2 = \frac{1}{24} (0.438) x 3.70^2 = 0.25 \text{ Ton - m}$$

Partimos con un valor de $a = d/5$

$$-A_s = \frac{0.25 \text{ Ton - m}}{0.9 x 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.22 \text{ m} x 0.9)} = 0.33 \text{ cm}^2 \quad a = \frac{0.33 x 4.2}{0.85 x 0.21 x 10} = 0.78 \text{ cm}$$

Luego, con $a = 0.78 \text{ cm.}$, reemplazamos en la ecuación (1)

$$-A_s = \frac{0.25 \text{ Ton - m}}{0.9 x 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.22 \text{ m} - 0.0078/2)} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto usar 1 ϕ 3/8" (Refuerzo negativo en los extremos de los cuatro tipos de aligerados).

* Determinación de la carga última para las losas del 1º al 2º nivel:

$$W_u = 1.5 \cdot W_D + 1.8 \cdot W_L$$

$$W_u = 1.5 \cdot 0.24 + 1.8 \cdot 0.10 = 0.54 \text{ Ton/m.}$$

Luego:

$$M_{to(-)} = \frac{1}{24} W_u l_n^2 = \frac{1}{24} (0.54) \times 3.70^2 = 0.31 \text{ Ton - m}$$

El refuerzo que le corresponde es:

$$-A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \dots (1) \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} \dots (2)$$

Partimos con un valor de $a = d/5$

$$-A_s = \frac{0.31 \text{ Ton - m}}{0.9 \times 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.22 \text{ m} \times 0.9)} = 0.41 \text{ cm}^2 \quad a = \frac{0.41 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 10} = 0.96 \text{ cm}$$

Luego, con $a = 0.96 \text{ cm.}$, reemplazamos en la ecuación (1)

$$-A_s = \frac{0.31 \text{ Ton - m}}{0.9 \times 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.22 \text{ m} - 0.0096/2)} = 0.38 \text{ cm}^2$$

* De igual manera, para la losa aligerada del 3º nivel:

$$W_u = 1.5 \cdot 0.22 + 1.8 \cdot 0.06 = 0.438 \text{ Ton/m}$$

Luego:

$$M_{to(-)} = \frac{1}{24} W_u l_n^2 = \frac{1}{24} (0.438) \times 3.70^2 = 0.25 \text{ Ton - m}$$

Partimos con un valor de $a = d/5$

$$-A_s = \frac{0.25 \text{ Ton - m}}{0.9 \times 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.22 \text{ m} \times 0.9)} = 0.33 \text{ cm}^2 \quad a = \frac{0.33 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 10} = 0.78 \text{ cm}$$

Luego, con $a = 0.78 \text{ cm.}$, reemplazamos en la ecuación (1)

$$-A_s = \frac{0.25 \text{ Ton - m}}{0.9 \times 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.22 \text{ m} - 0.0078/2)} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto usar **1 ϕ 3/8"** (Refuerzo negativo en los extremos de los cuatro tipos de aligerados).

Con respecto al esfuerzo cortante, vemos que la fuerza cortante actuante en las secciones que corresponde a los apoyos interiores, es menor que la resistencia al corte que toma el concreto ; por lo tanto es conforme la cantidad de acero obtenido.

b) Losa Aligerada tipo II, III y IV.-

Al igual que en la losa tipo I, para estos tres tipos de losas se tiene que los momentos positivos máximos que se presentan son menores que los momentos resistentes máximos de la sección y los momentos negativos máximos que se presentan en los apoyos son menores que los momentos resistentes máximos de la sección.

Con respecto al esfuerzo cortante, vemos que la fuerza cortante actuante en las secciones que corresponde a los apoyos interiores, es menor que la resistencia al corte que toma el concreto ; por lo tanto es conforme la cantidad de acero obtenido.

La disposición y detalle del refuerzo longitudinal en las viguetas se muestran en las Fig. N° 20 y 21..

6.3.6.- Refuerzo por contracción y temperatura.-

Las estructuras de extensión considerable, como las losas, están sometidas a esfuerzos altos generados por la contracción de fragua y los cambios de temperatura, los que tienden a ocasionar agrietamientos pronunciados. Para evitar este fenómeno se requiere de una cierta cantidad de refuerzo, denominado comúnmente refuerzo de temperatura.

En las losas armadas en una dirección, el refuerzo principal por flexión hace las veces de refuerzo de temperatura en la dirección en que está colocado. Sin embargo, en la dirección perpendicular, es necesario disponer acero exclusivamente con este fin.

Para losas con refuerzo grado 60 o malla electrosoldada con límites de esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm²: El refuerzo de temperatura recomendado por el código ACI, es igual a:

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times t$$

Donde: b: ancho de la losa
 t: peralte de la losa

El Reglamento Nacional de Construcción indica que el refuerzo por contracción y temperatura debe de colocarse a una separación menor o igual a 5 veces el espesor de la losa sin exceder de 45 cm.

Cálculo del acero de temperatura.-

Para una losa de 5 cm de espesor y un ancho de 1.0 m se tiene:

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times t = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.90 \text{ cm}^2.$$

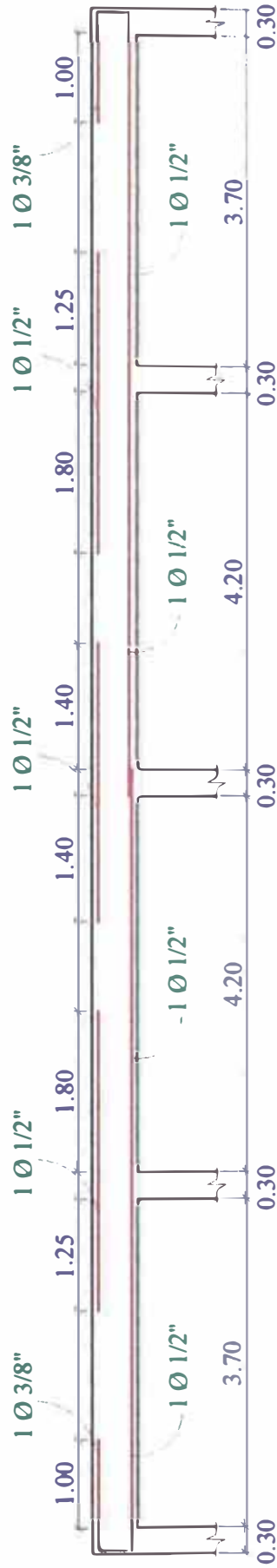
$$S \leq 5 \times t = 5 \times 5 = 25 \text{ cm}$$

$$S \leq 45 \text{ cm}$$

Por lo tanto se recomienda usar: $\emptyset 1/4'' @ 0.25 \text{ m}$.

REFUERZO EN LOSAS ALIGERADAS

ALIGERADO TIPO I (e = 0.25m.) DEL 1° AL 2° NIVEL



ALIGERADO TIPO II (e = 0.25m.) DEL 1° AL 2° NIVEL

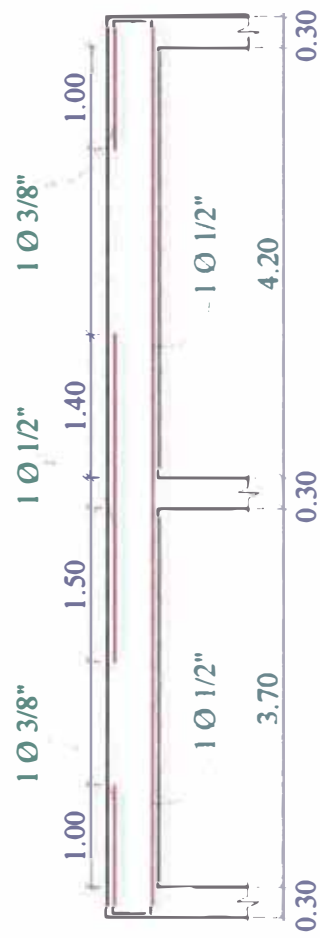
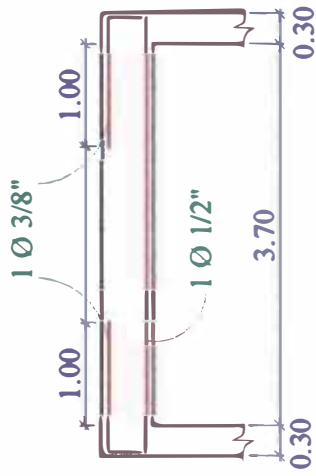


Fig. N° 20

REFUERZO EN LOSAS ALIGERADAS

ALIGERADO TIPO III (e = 0.25m.) DEL 1° AL 2° NIVEL



ALIGERADO TIPO VI (e = 0.25m.) 3° NIVEL

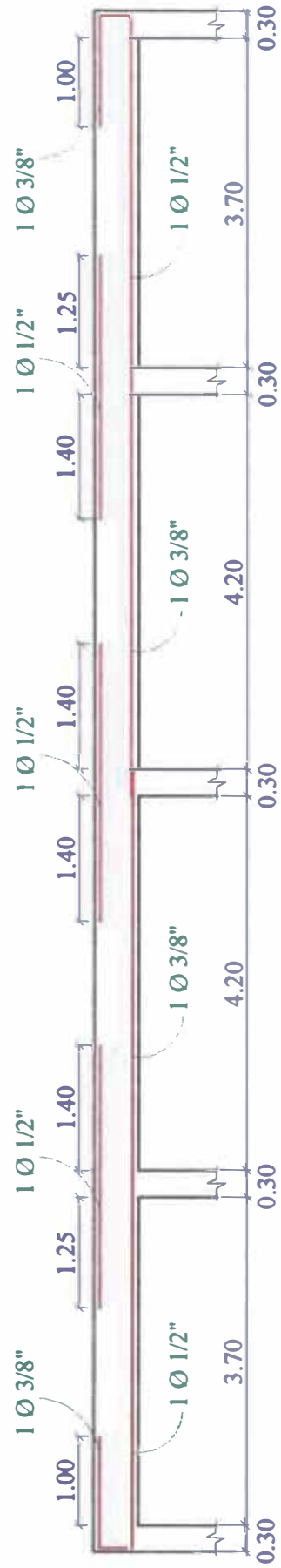


Fig. N° 21

6.4.- Diseño de Vigas.-

6.4.1.- Diseño por Flexión.-

Para el diseño de vigas dúctiles especiales, se ha considerado los siguientes requisitos generales, mencionados anteriormente en la etapa del predimensionamiento:

Para vigas de sección b x h:

- $f_y \leq 4200 \text{ Kg/cm}^2$; ya que se pueden deformar más sin pérdida de su capacidad estática
- $210 \text{ Kg/cm}^2 \leq f_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$; porque retrasa el aplastamiento del concreto.
- $b \geq 25 \text{ cm}$.
- $b/h \geq 0.3$
- $l_n \geq 4h$

6.4.2.- Cuantías de Refuerzo.-

Para todas las secciones de momento positivo y negativo se tiene:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \quad \dots (\gamma)$$

$$\rho_{\min} = 0.80 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} = 0.80 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.0028 \quad \dots (\alpha)$$

$$\rho_{\max} = 0.50 \rho_b \quad \dots (\beta)$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y} \quad \dots (\theta)$$

Reemplazando datos en las ecuaciones β y θ para $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, 4200 Kg/cm^2 y

$\beta_1 = 0.85$ se tiene:

$$\rho_b = 0.0213;$$

$$\rho_{\max} = 0.50 \times 0.0213 = \mathbf{0.011}.$$

La estructura que se está analizando, presenta dos tipos de secciones en las vigas, las cuales son de $0.25 \times 0.50\text{m}$ y $0.30 \times 0.50\text{m}$; para cada una de ellas se calcula los aceros mínimos y máximos así como las solicitaciones resistentes máximas que pueden soportar dichas secciones, para finalmente verificar que los momentos flectores y fuerzas cortantes producidos por las fuerzas externas (se obtienen de la aplicación del programa SAP 2000 versión 6.11), sean menores a las capacidades resistentes de las secciones.

A continuación se procede a calcular las capacidades resistentes máximas de cada una de las secciones.

6.4.2.1.- VIGAS DE 0.25 x 0.50 m.-

Se encuentran en el pórtico de los ejes 1, 2, 3, 4 y 5.

- **Acero mínimo en la sección:**

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} bd = 0.0033 \times 25 \times 44 = 3.63 \text{ cm}^2.$$

- **Acero máximo en la sección:**

$$A_{s\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} bd = 0.011 \times 25 \times 44 = 12.10 \text{ cm}^2.$$

- **Momento resistente máximo en la sección:**

Hacemos uso de la expresión:

$$M_{to \text{ máx}} = \phi f'c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega) \quad \dots(\alpha)$$

$$\omega_{\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} \frac{f_y}{f'c} \quad \dots(\beta)$$

$$\omega_{\text{máx}} = 0.011 \times \frac{4200}{210} = 0.22$$

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$M_{to \text{ máx } \pm} = 0.9 \times 0.21 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \times 0.25\text{m} \times (44\text{cm})^2 \times 0.22 (1 - 0.59 \times 0.22) = 17.51 \text{ Ton} \times \text{m}$$

El momento resistente obtenido, es el máximo momento que puede soportar la sección de viga sin usar acero en compresión ($d = 44 \text{ cm}$).

6.4.2.2.- VIGAS DE 0.30 x 0.50m.-

Se encuentran en el pórtico de los ejes A, B, C, D y E.

- **Acero mínimo en la sección:**

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} bd = 0.0033 \times 30 \times 44 = 4.36 \text{ cm}^2.$$

- **Acero máximo en la sección:**

$$A_{s\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} bd = 0.011 \times 30 \times 44 = 14.52 \text{ cm}^2.$$

- **Momento resistente máximo en la sección:**

Hacemos uso de la expresión:

$$M_{to \text{ máx}} = \phi f'c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega) \quad \dots(\alpha)$$

$$\omega_{\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} \frac{f_y}{f_c} \quad \dots(\beta)$$

$$\omega_{\text{máx}} = 0.011 \times \frac{4200}{210} = 0.22$$

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$M_{\text{to máx}\pm} = 0.9 \times 0.21 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \times 0.30\text{m} \times (44\text{cm})^2 \times 0.22 (1 - 0.59 \times 0.22) = 21.02 \text{ Ton} \times \text{m}$$

De la misma forma que el caso anterior, éste momento es el momento resistente máximo que puede soportar la sección de viga sin usar acero en compresión ($d = 44 \text{ cm}$).

6.4.3.- Diseño por Corte.-

Se sabe que la resistencia nominal al corte en una sección cualquiera, es la suma de las resistencias aportadas por el concreto y por el acero de refuerzo:

$$V_n = V_c + V_s$$

Y en todas las secciones deberá cumplirse:

$$V_u = \phi V_n$$

El máximo esfuerzo cortante que se presenta en un elemento de viga, se encuentra ubicada entre la cara de apoyo y una sección ubicada a una distancia “d” de ella, entonces las secciones situadas en este tramo se diseñarán para un cortante último igual al correspondiente a la sección ubicada a “d” del apoyo.

6.4.3.1.- Cortante máximo que toma el concreto V_c .-

El corte máximo que toma el concreto en elementos sometidos a flexión esta dado por:

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

Para la viga de **0.25 x 0.50 m.** se tiene:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (10) \times 0.25\text{m} \times 0.44\text{m} = 7.18 \text{ Ton.}$$

Para la viga de **0.30 x 0.50 m.** se tiene:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (10) \times 0.30\text{m} \times 0.44\text{m} = 8.62 \text{ Ton.}$$

6.4.3.2.-Requerimientos mínimos de refuerzo transversal.-

La falla por corte es frágil y debe ser evitada siempre, por ello el código recomienda colocar una cantidad mínima de refuerzo transversal para brindar mayor seguridad al diseño y para garantizar que el elemento sea capaz de resistir los esfuerzos que se presentan después de producirse el agrietamiento diagonal. El refuerzo mínimo sugerido por el código ACI debe colocarse siempre que:

$$\frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \text{ y es igual a: } A_{vmin} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad \dots(\alpha)$$

donde:

s: Separación del refuerzo transversal

A_v : Area del acero transversal provisto para resistir corte.

Se calcula a continuación el espaciamiento para refuerzo mínimo en las dos secciones de vigas usando estribos cerrados de dos ramas de ϕ 3/8".

- Para la viga de 0.25 x 0.50m:

$$\text{De la ecuación } (\alpha) : s = \frac{A_{vmin} f_y}{3.5 b_w} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 25} = 68.16 \text{ cm}$$

- Para la viga de 0.30 x 0.50m:

$$\text{De la ecuación } (\alpha) : s = \frac{A_{vmin} f_y}{3.5 b_w} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 30} = 56.80 \text{ cm}$$

En la **Fig. N° 22** se muestra los requisitos para el refuerzo longitudinal, así como la distribución del refuerzo transversal mínimo de elementos sometidos a flexión. La concentración de refuerzo en los extremos busca confinar el núcleo de concreto en caso que el recubrimiento se desprenda por lo que se denomina refuerzo de confinamiento. El desprendimiento del recubrimiento se suele presentar después de la formación de rótulas plásticas.

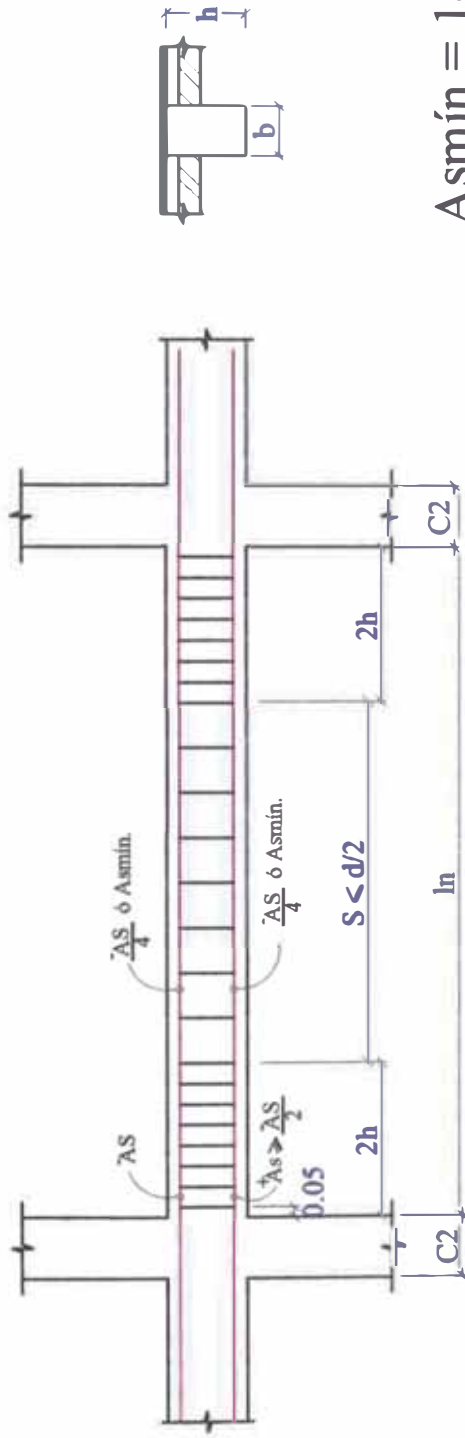
6.4.3.3.- Aporte máximo del refuerzo transversal a la resistencia al corte.-

El refuerzo longitudinal tiene una cuantía máxima que no debe superarse para garantizar el comportamiento dúctil del elemento. Del mismo modo, el refuerzo transversal tiene una limitación similar que busca evitar la falla del concreto comprimido, ubicado en el extremo superior de las fisuras diagonales, antes de la fluencia del acero transversal.

El código del ACI recomienda que:

$$V_u \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b d \quad \dots\dots (\gamma)$$

REFUERZO TRANSVERSAL



$$A_{smín} = \frac{14}{f_y} bd; \quad 0.8 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} bd;$$

Espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento:

$$S < d/4, \quad 8\phi \text{ menor, } 24\phi_{\text{estribo}}, \quad 30 \text{ cm.}$$

Donde no se requiera estribos de confinamiento $\implies S < d/2$

TODOS ESTOS REQUISITOS ASEGURAN UNA CAPACIDAD DE DUCTILIDAD

ALTA PARA TODAS LAS SECCIONES CRÍTICAS DE VIGAS

Fig. N° 22

En caso que se requiera un aporte mayor del refuerzo transversal es necesario incrementar las dimensiones de la sección del elemento o aumentar la resistencia del concreto.

A continuación se calcula la magnitud del aporte máximo del refuerzo transversal a la resistencia al corte.

- Para la viga de 0.25 x 0.50 m.

En la ecuación (γ): $V_s \leq 2.1\sqrt{210} \times 0.25 \text{m} \times 0.44 \text{m} \times (10) = 33.48 \text{ Ton.}$

- Para la viga de 0.30 x 0.50 m.

En la ecuación (γ): $V_s \leq 2.1\sqrt{210} \times 0.30 \text{m} \times 0.44 \text{m} \times (10) = 40.17 \text{ Ton.}$

Con estos valores, se verifica que los cortes que toma el refuerzo transversal de las vigas en general, calculados más adelante, no alcanzan al aporte máximo del refuerzo transversal. Por consiguiente, no hay la necesidad de incrementar las dimensiones de la sección del elemento o aumentar la resistencia del concreto.

6.4.4.- Verificación y comentario de resultados del programa SAP 2000 V6.11.-

Los resultados de la aplicación del Programa SAP 2000, se encuentran en los Anexos siguientes:

En el Anexo N° 6 (Pag.217), se muestran para todas las vigas las envolventes de momentos flectores y fuerzas cortantes.

En el Anexo N° 7 (Pag.238), se muestra la cantidad de acero superior e inferior requerida longitudinalmente y el refuerzo transversal correspondiente. Cabe indicar que para el presente caso el programa no está reportando aceros transversales y en algunos casos indica aceros mínimos, debido a que la fuerza cortante es adsorbida totalmente por el concreto; esto indicaría que teóricamente las vigas no necesitarían refuerzo transversal.

Es por ello que en los cuadros que se presentan en los diseños correspondientes de las vigas, estoy considerando el refuerzo transversal mínimo que sería fierro de ϕ 3/8" de diámetro.

Se presentan los resultados de los máximos esfuerzos que soportan las vigas en los seis tipos de pórticos. Para ello se ha elegido de cada uno de los seis tipos de pórtico, las vigas que soportan las máximas solicitaciones. Estas vigas que soportan los máximos esfuerzos se dan en el segundo nivel del edificio, debiéndose esto a la incidencia de las fuerzas sísmicas.

En los resultados del programa SAP2000, se observa que los momentos actuantes que se obtienen, son menores a los momentos resistentes máximos que pueden soportar las secciones de vigas correspondientes, así mismo se verifica que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte es menor que el aporte máximo del refuerzo transversal; por lo tanto no hay la necesidad de incrementar las secciones de las vigas, por lo tanto se puede decir que las secciones de estos elementos son conformes tanto por rigidez como por resistencia.

6.4.4.1.- Diseño de vigas 0.25 x 0.50m del Pórtico de los Ejes 1 y 5.-

A continuación, se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa SAP 2000 V6.11 para las vigas que soportan las máximas solicitaciones en los pórticos de los ejes 1 y 5, las cuales se presentan en el nivel 2 y está constituida por cuatro tramos:

a).- **Diseño por flexión.-**

Los parámetros mínimo y máximo son:

Sección de viga : .25 x .50 m

$A_{smin} = 3.63 \text{ cm}^2$

$A_{smáx} = 17.60 \text{ cm}^2$

$M_{to máx} = 23.75 \text{ Ton-m}$

Observando los resultados, vemos que los momentos actuantes son menores que el máximo momento resistente de la sección. Con las áreas de acero (refuerzo longitudinal) que reporta el programa SAP2000 V6.11 determinamos las varillas de acero con sus respectivos diámetros, las cuales van a contribuir para resistir las solicitaciones que se presentan en las secciones de las vigas.

Envoltentes de Momentos, Fuerzas Cortantes y Refuerzo en los Pórticos de Ejes 1 y 5

Viga: V-204 (.25 x .50m), Viga tramo:1

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
137	0.15	-0.77	-2.02	-1.41	-3.40	1.57	0.00	3.40	7.18	0.00	11
	0.52	-0.30	-0.89	-1.12	-2.72	0.69	0.00	2.72	7.18	0.00	11
	0.89	0.05	-0.07	-0.82	-2.04	0.05	0.04	2.04	7.18	0.00	11
	1.26	0.62	0.24	-0.52	-1.36	0.00	0.48	1.36	7.18	0.00	20
	1.63	1.00	0.42	-0.23	-0.68	0.00	0.77	0.68	7.18	0.00	20
	2.00	1.13	0.47	0.07	-0.07	0.00	0.87	0.07	7.18	0.00	20
	2.37	1.00	0.39	0.68	0.23	0.00	0.77	0.68	7.18	0.00	20
	2.74	0.62	0.20	1.36	0.52	0.00	0.48	1.36	7.18	0.00	20
	3.11	0.09	-0.10	2.04	0.82	0.08	0.07	2.04	7.18	0.00	11
	3.48	-0.27	-0.89	2.72	1.12	0.68	0.00	2.72	7.18	0.00	11
	3.85	-0.74	-2.02	3.40	1.41	1.57	0.00	3.40	7.18	0.00	11

Viga: V-204 (.25 x .50m), Viga tramo:2

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
140	0.15	1.99	-6.11	-0.41	-4.76	3.85	1.55	4.76	7.18	0.00	11
	0.57	2.10	-4.24	-0.07	-4.14	3.34	1.63	4.14	7.18	0.00	11
	0.99	2.06	-2.63	0.26	-3.53	2.05	1.60	3.53	7.18	0.00	11
	1.41	2.07	-1.48	0.60	-2.91	1.14	1.61	2.91	7.18	0.00	20
	1.83	1.97	-0.60	0.94	-2.30	0.46	1.53	2.30	7.18	0.00	20
	2.25	1.60	0.14	1.27	-1.69	0.00	1.24	1.69	7.18	0.00	20
	2.67	1.39	0.49	1.79	-1.25	0.00	1.07	1.79	7.18	0.00	20
	3.09	1.55	-0.26	2.41	-0.92	0.20	1.20	2.41	7.18	0.00	20
	3.51	1.62	-1.15	3.02	-0.58	0.89	1.26	3.02	7.18	0.00	11
	3.93	1.68	-2.44	3.63	-0.24	1.90	1.30	3.63	7.18	0.00	11
	4.35	1.71	-4.09	4.25	0.09	3.22	1.33	4.25	7.18	0.00	11

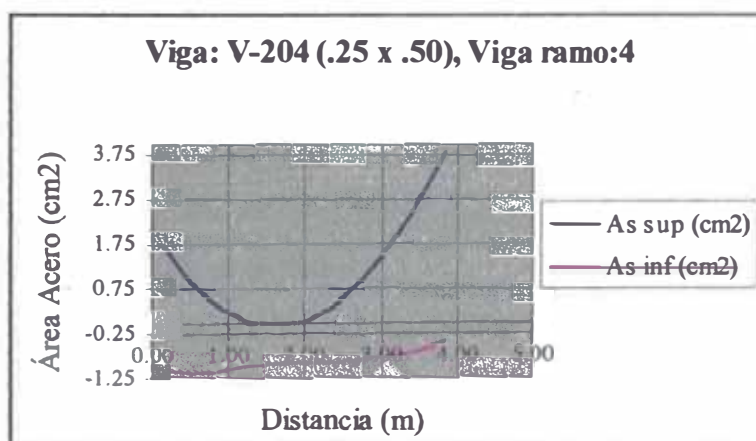
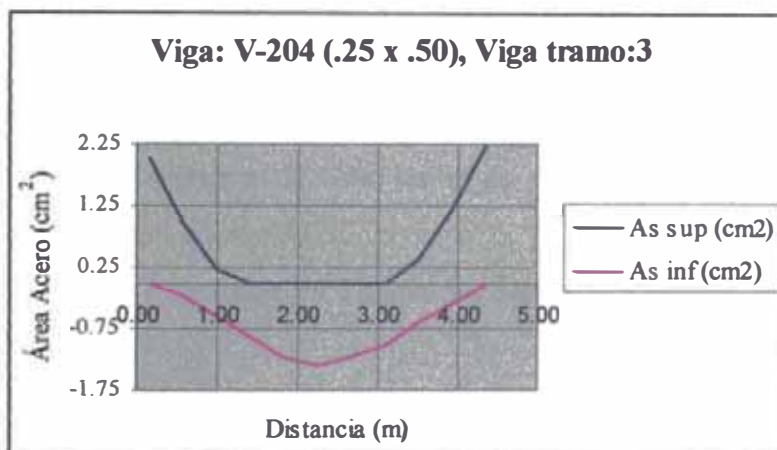
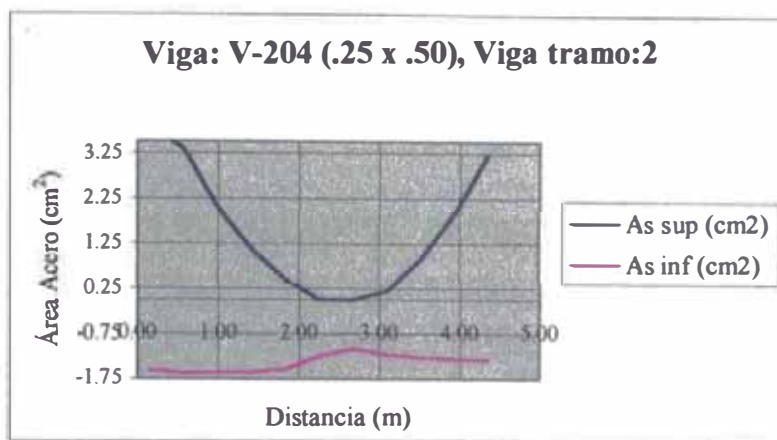
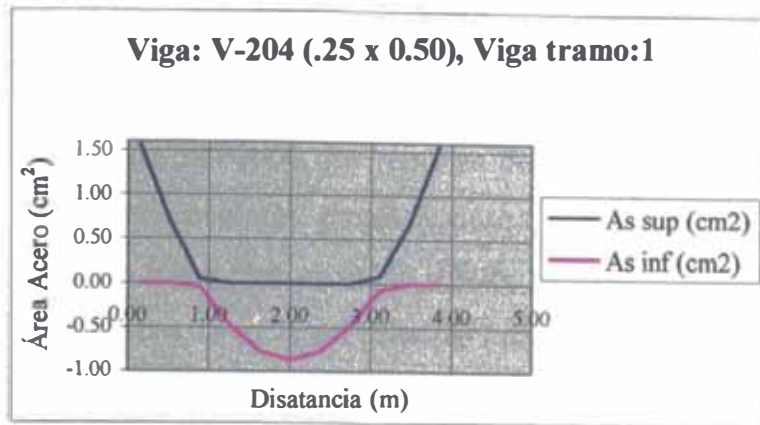
Viga: V-204 (.25 x .50m), Viga tramo:3

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
143	0.15	-0.15	-2.61	-1.24	-3.84	2.03	0.00	3.84	7.18	0.00	11
	0.57	0.30	-1.27	-0.90	-3.07	0.99	0.23	3.07	7.18	0.00	11
	0.99	0.71	-0.28	-0.56	-2.30	0.22	0.55	2.30	7.18	0.00	11
	1.41	1.15	0.24	-0.23	-1.64	0.00	0.88	1.64	7.18	0.00	20
	1.83	1.58	0.63	0.11	-1.03	0.00	1.22	1.03	7.18	0.00	20
	2.25	1.73	0.68	0.46	-0.41	0.00	1.34	0.46	7.18	0.00	20
	2.67	1.56	0.42	1.06	-0.08	0.00	1.21	1.06	7.18	0.00	20
	3.09	1.31	0.02	1.68	0.26	0.00	1.01	1.68	7.18	0.00	20
	3.51	0.84	-0.52	2.34	0.60	0.40	0.65	2.34	7.18	0.00	11
	3.93	0.44	-1.53	3.11	0.93	1.18	0.34	3.11	7.18	0.00	11
	4.35	-0.02	-2.88	3.88	1.27	2.25	0.00	3.88	7.18	0.00	11

Viga: V-204 (.25 x .50m), Viga tramo:4

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
146	0.15	1.42	-2.24	-0.10	-3.19	1.74	1.10	3.19	7.18	0.00	11
	0.52	1.50	-1.17	0.19	-2.64	0.90	1.16	2.64	7.18	0.00	11
	0.89	1.42	-0.47	0.49	-2.10	0.36	1.10	2.10	7.18	0.00	11
	1.26	1.28	0.05	0.82	-1.56	0.00	0.99	1.56	7.18	0.00	20
	1.63	1.17	0.35	1.23	-1.02	0.00	0.91	1.23	7.18	0.00	20
	2.00	1.15	0.14	1.64	-0.65	0.00	0.89	1.64	7.18	0.00	20
	2.37	1.22	-0.43	2.09	-0.36	0.33	0.95	2.09	7.18	0.00	20
	2.74	1.10	-1.23	2.64	-0.06	0.95	0.85	2.64	7.18	0.00	20
	3.11	0.98	-2.22	3.18	0.24	1.72	0.76	3.18	7.18	0.00	11
	3.48	0.84	-3.37	3.72	0.53	2.64	0.65	3.72	7.18	0.00	11
	3.85	0.59	-4.84	4.26	0.83	3.83	0.45	4.26	7.18	0.00	11

ENVOLVENTES DE ACEROS DE REFUERZOS



Criterios que se ha tomado en consideración para la determinación de puntos de corte del refuerzo positivo y negativo:

- Las varillas de refuerzo deben ser cortadas en las secciones en donde ya no son requeridas por solicitaciones de flexión. Para visualizar los puntos de corte se ha utilizado, del programa SAP2000, los reportes de los aceros correspondientes a los diagramas de momentos flectores, presentándose las gráficas de Acero vs. Distancia para cada una de las vigas que se va a diseñar, y que permite de manera rápida ubicar los puntos teóricos de corte del refuerzo longitudinal.
- Las varillas de refuerzo deben tener una longitud de anclaje adecuada, para garantizar que pueda alcanzar el esfuerzo de fluencia, en los puntos de máximo esfuerzo, bajo esta condición se presenta en el siguiente cuadro las longitudes de anclajes para las varillas típicas en concordancia con el tipo de concreto que se emplea:

LONGITUD DE ANCLAJE DEL REFUERZO EN TENSIÓN

Barra N°	Db (cm)	F'c=210 (Kg/cm ²)	f'c=280 (Kg/cm ²)	f'c=350 (Kg/cm ²)
3	0.952	42	36	32
4	1.270	56	48	43
5	1.588	70	60	54
6	1.905	84	72	65
8	2.540	140	119	107
11	3.580	197	168	150

- Para la ubicación de los puntos de corte reales de las varillas, se ha tomado en cuenta las recomendaciones del código ACI:

Para Acero Positivo.- Se toma en cuenta los siguientes criterios y se elige el que aporte mayor longitud:

- a) El acero debe extenderse d ó $12d_b$, el que sea mayor, más allá del punto donde teóricamente es requerido.
- b) El acero debe extenderse a partir del punto donde está más esforzado una longitud igual a su longitud de anclaje.

Para Acero Negativo.- Las longitudes de anclaje serán las consideradas para el acero positivo, sin embargo deben incrementarse por el factor correspondiente a varillas superiores, que típicamente es el factor 1.3.

- El código recomienda que el refuerzo longitudinal no sea cortado en zona de tensión de lo contrario es necesario proveer al elemento de refuerzo transversal adicional en

estas zonas para contrarrestar la concentración de esfuerzos que se genera. En estos casos, lo más práctico es extender el refuerzo más allá del punto de inflexión.

b).- Diseño por Corte.-

En el cuadro de resultados se observa la variación del corte que actúa en la sección de concreto, el corte máximo que toma el concreto y el corte que toma el refuerzo transversal a lo largo de cada tramo de viga.

En cada tramo se analiza dos zonas:

Zona de Confinamiento.-

Está comprendida entre la cara de apoyo de la viga hasta una distancia $2h$ en cada extremo. La zona de confinamiento en ésta viga es: $2h = 2 \times 0.50\text{m} = 1.00\text{ m}$ -

En el cuadro de resultados se observa que el cortante último en la zona de confinamiento generado por las fuerzas externas, es menor que el máximo cortante resistente del concreto, teóricamente significa que no necesita refuerzo transversal. Pero el código recomienda colocar una cantidad mínima de refuerzo transversal para brindar mayor seguridad al diseño y para garantizar que el elemento sea capaz de resistir los esfuerzos que se presentan después de producirse el agrietamiento diagonal.

El cálculo de espaciamiento de estribos es por medio de la siguiente expresión:

$$S = \frac{\phi \times A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Debido a que en nuestro caso el cortante resistente del refuerzo (V_s) es mínimo, se está considerando refuerzo (A_v) con estribos cerrados de 2 ramas de ϕ 3/8", y también las restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento, que aseguran una capacidad de ductilidad alta (ilustradas en la Fig. N° 22), las cuales son:

$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{44}{4} = 11\text{cm.} \\ 8\phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.59 = 12.72\text{ cm.} \\ 24\phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80\text{cm.} \\ 30\text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: Estribos ϕ 3/8" 1@ .05, 9@ .10m

Zona no Confinada.-

Corresponde a la zona fuera de la longitud de confinamiento (zona $\geq 2h$), en el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona no confinada es mínimo.

Espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{\phi \times A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Al igual que en la zona de confinamiento, se está considerando estribos cerrados de 2 ramas de $\phi 3/8''$ y también las restricciones en el espaciado del refuerzo transversal en la zona no confinada, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, que indica donde no se requiera estribos de confinamiento (ilustradas en la Fig. N° 22), el espaciado debe ser:

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22 \text{ cm.}$$

por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada: **Estribos $\phi 3/8'' @ .20 \text{ m}$.**

Finalmente en cada uno de los tramos usar estribos:

$\phi 3/8''$ 1@ .05, 9@ .10, Rto. @ .20 m en c/ extremo.

En la Fig. N° 23 se muestra el detalle del refuerzo longitudinal y transversal de los cuatro tramos de las vigas.

REFUERZO EN VIGAS

VIGAS TÍPICAS DEL PÓRICO DE LOS EJES 1 Y 5:

V-204 (.25 x .50)

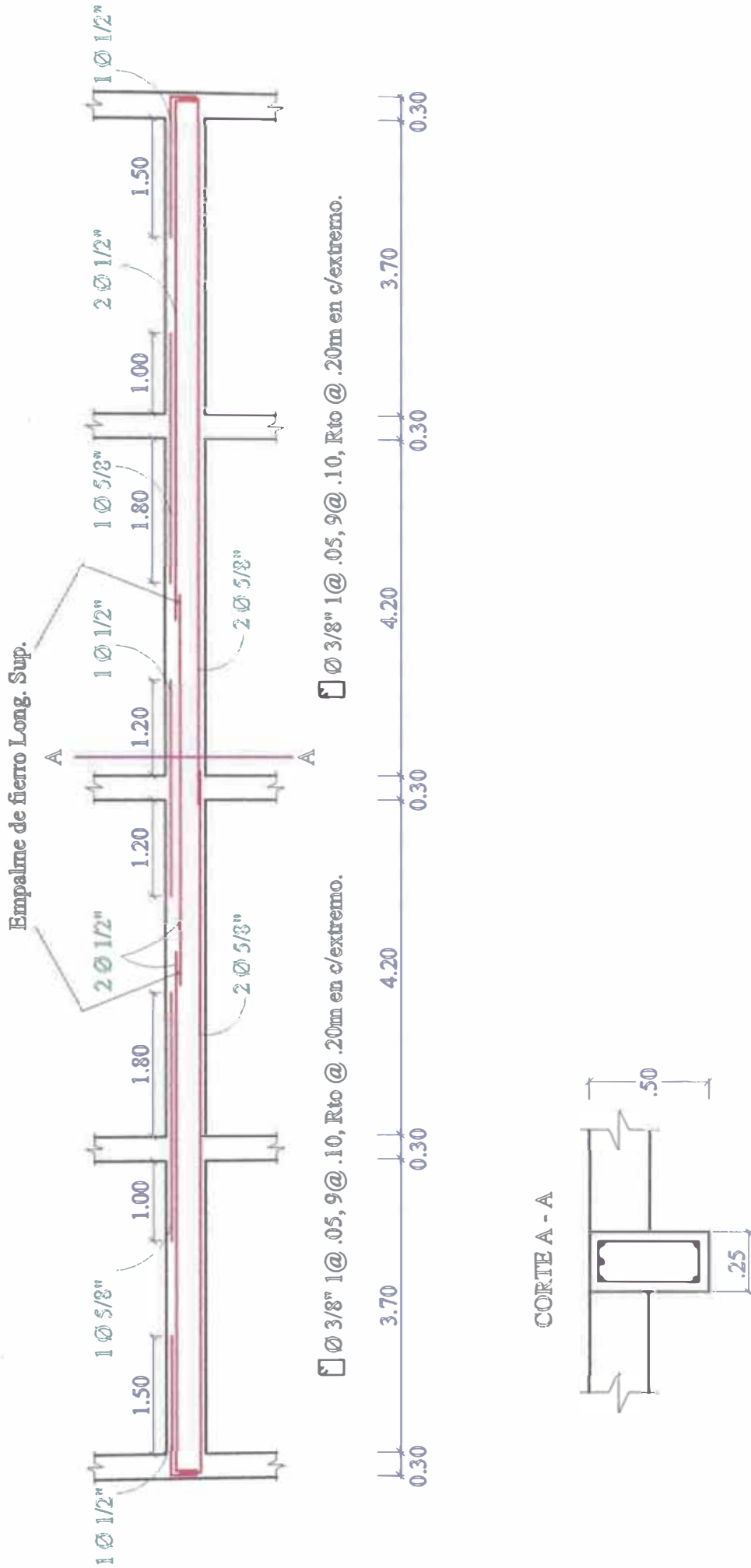


Fig. N° 23

6.4.4.2.- Diseño de vigas 0.25 x 0.50m del Pórtico de los Ejes 2 y 4.

A continuación, se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa SAP 2000 V6.11 para las vigas que soportan las máximas solicitaciones en los pórticos de los ejes 2 y 4, las cuales se presentan en el nivel 2 y está constituida por cuatro tramos:

Envoltentes de Momentos, Fuerzas Cortantes y Refuerzo en los Pórticos de Ejes 2 y 4**Viga: V-205 (.25 x .50m), Viga tramo:1**

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
149	0.15	0.71	-3.69	-1.28	-5.29	2.89	0.55	5.29	7.18	0.00	11
	0.51	1.10	-1.96	-0.82	-4.31	1.52	0.85	4.31	7.18	0.00	11
	0.88	1.59	-0.83	-0.35	-3.44	0.64	1.23	3.44	7.18	0.00	11
	1.25	1.97	-0.06	0.11	-2.57	0.05	1.53	2.57	7.18	0.00	20
	1.61	2.12	0.53	0.57	-1.69	0.00	1.65	1.69	7.18	0.00	20
	1.98	2.25	0.94	1.14	-0.97	0.00	1.75	1.14	7.18	0.00	20
	2.34	1.97	0.47	2.01	-0.47	0.00	1.53	2.01	7.18	0.00	20
	2.71	1.75	-0.16	2.89	0.00	0.12	1.36	2.89	7.18	0.00	20
	3.07	1.34	-0.96	3.76	0.46	0.74	1.03	3.76	7.18	0.00	11
	3.44	0.96	-2.44	4.63	0.92	1.90	0.74	4.63	7.18	0.00	11
	3.80	0.54	-4.29	5.72	1.38	3.38	0.42	5.72	7.18	0.00	11

Viga: V-205 (.25 x .50m), Viga tramo:2

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
152	0.20	0.39	-4.96	-1.61	-6.10	3.85	0.30	6.10	7.18	0.00	11
	0.61	0.95	-2.79	-1.09	-4.86	2.18	0.73	4.86	7.18	0.00	11
	1.02	1.35	-1.09	-0.57	-3.83	0.84	1.05	3.83	7.18	0.00	20
	1.43	1.94	-0.18	-0.05	-2.85	0.14	1.50	2.85	7.18	0.00	20
	1.84	2.17	0.52	0.47	-1.87	0.00	1.69	1.87	7.18	0.00	20
	2.25	2.39	1.00	1.02	-0.92	0.00	1.86	1.02	7.18	0.00	20
	2.66	2.10	0.51	2.00	-0.40	0.00	1.63	2.00	7.18	0.00	20
	3.07	1.81	-0.22	2.98	0.12	0.17	1.40	2.98	7.18	0.00	20
	3.48	1.17	-1.16	3.96	0.65	0.89	0.91	3.96	7.18	0.00	20
	3.89	0.79	-2.97	5.02	1.17	2.32	0.61	5.02	7.18	0.00	11
	4.30	0.21	-5.20	6.26	1.69	3.85	0.16	6.26	7.18	0.00	11

Viga: V-205 (.25 x .50m), Viga tramo:3

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
155	0.20	0.28	-4.93	-1.69	-6.19	3.85	0.22	6.19	7.18	0.00	11
	0.61	0.87	-2.75	-1.17	-4.96	2.14	0.67	4.96	7.18	0.00	11
	1.02	1.32	-1.02	-0.65	-3.86	0.79	1.02	3.86	7.18	0.00	20
	1.43	1.93	-0.12	-0.13	-2.88	0.09	1.50	2.88	7.18	0.00	20
	1.84	2.24	0.58	0.39	-1.90	0.00	1.74	1.90	7.18	0.00	20
	2.25	2.50	1.01	0.92	-0.92	0.00	1.95	0.92	7.18	0.00	20
	2.66	2.25	0.60	1.88	-0.39	0.00	1.75	1.88	7.18	0.00	20
	3.07	1.92	-0.09	2.86	0.13	0.07	1.49	2.86	7.18	0.00	20
	3.48	1.30	-1.00	3.84	0.65	0.77	1.00	3.84	7.18	0.00	20
	3.89	0.85	-2.69	4.93	1.17	2.10	0.65	4.93	7.18	0.00	11
	4.30	0.26	-4.87	6.17	1.69	3.85	0.20	6.17	7.18	0.00	11

Viga: V-205 (.25 x .50m), Viga tramo:4

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
158	0.20	2.45	-2.87	-0.43	-4.70	2.24	1.90	4.70	7.18	0.00	11
	0.56	2.63	-1.31	0.03	-3.83	1.01	2.05	3.83	7.18	0.00	11
	0.93	2.58	-0.44	0.49	-2.96	0.34	2.01	2.96	7.18	0.00	11
	1.30	2.39	0.20	1.10	-2.09	0.00	1.86	2.09	7.18	0.00	20
	1.66	2.21	0.68	1.74	-1.21	0.00	1.72	1.74	7.18	0.00	20
	2.03	2.02	0.70	2.39	-0.61	0.00	1.57	2.39	7.18	0.00	20
	2.39	1.70	-0.07	3.03	-0.14	0.05	1.32	3.03	7.18	0.00	20
	2.76	1.35	-1.18	3.89	0.32	0.91	1.04	3.89	7.18	0.00	20
	3.12	0.89	-2.64	4.76	0.78	2.06	0.68	4.76	7.18	0.00	11
	3.49	0.52	-4.33	5.63	1.25	3.41	0.40	5.63	7.18	0.00	11
	3.85	-0.02	-6.44	6.59	1.71	3.85	0.00	6.59	7.18	0.00	11

a).- Diseño por flexión.-

Los parámetros mínimo y máximo son:

Sección de viga : .25 x .50 m.

$$A_{smin} = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 17.60 \text{ cm}^2$$

$$Mto_{máx} = 23.75 \text{ Ton-m}$$

Observando los resultados, vemos que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección. Con las áreas de acero (refuerzo longitudinal) que reporta el programa SAP2000 V6.11 determinamos las varillas de acero con sus respectivos diámetros, las cuales van a contribuir para resistir las solicitaciones que se presentan en las secciones de las vigas. A su vez se verifica, que la viga trabaja adecuadamente en toda su longitud.

La disposición y detallado del refuerzo longitudinal se obtiene siguiendo los criterios descritos en el diseño de las vigas del pórtico de Ejes 1 y 5.

b).- Diseño por corte.-

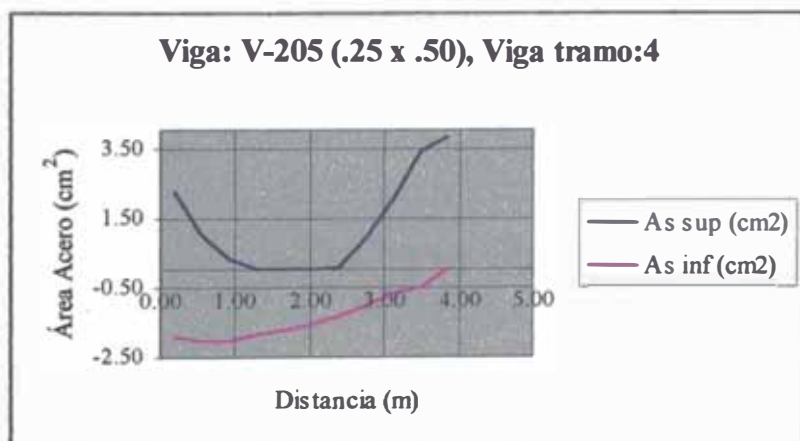
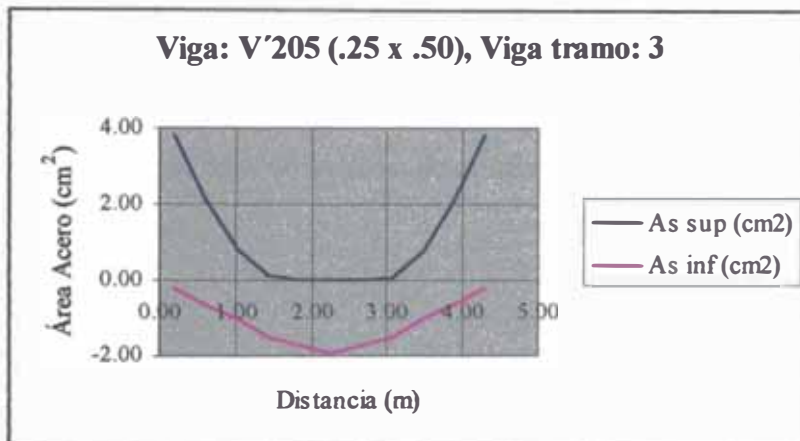
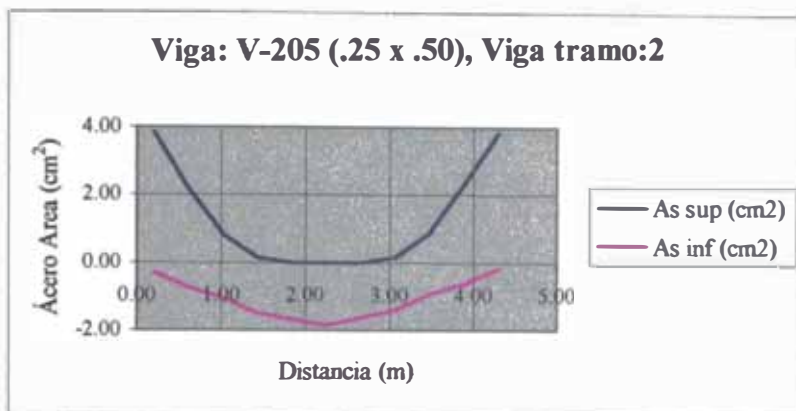
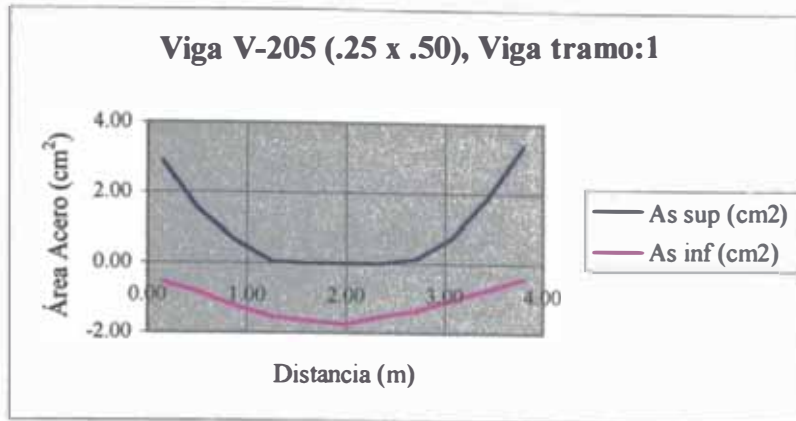
Se sigue el mismo procedimiento descrito en el diseño por corte de la viga anterior. En cada tramo de viga analizamos dos zonas:

Zona de confinamiento.-

Longitud de la zona de confinamiento = $2h = 2 \times 0.50 = 1.00 \text{ m}$.

En el cuadro de resultados se observa que el cortante último en la zona de confinamiento generado por las fuerzas externas, es menor que el máximo cortante resistente del concreto; teóricamente significa que no necesita refuerzo transversal. Pero el código

ENVOLVENTES DE ACEROS DE REFUERZOS



recomienda colocar una cantidad mínima de refuerzo transversal para brindar mayor seguridad al diseño y para garantizar que el elemento sea capaz de resistir los esfuerzos que se presentan después de producirse el agrietamiento diagonal.

El cálculo de espaciamiento de estribos es por medio de la siguiente expresión:

$$S = \frac{\phi \times A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Debido a que en nuestro caso el cortante resistente del refuerzo (V_s) es mínimo, se está considerando refuerzo (A_v) con estribos cerrados de 2 ramas de ϕ 3/8", y también las restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento, que aseguran una capacidad de ductilidad alta (ilustradas en la Fig. N° 22), las cuales son:

$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{44}{4} = 11 \text{ cm.} \\ 8 \phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.59 = 12.72 \text{ cm.} \\ 24 \phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: Estribos ϕ 3/8" 1@ .05, 9@ .10m

Zona no Confinada.-

Corresponde a la zona fuera de la longitud de confinamiento ($\text{zona} \geq 2h$), en el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona no confinada es mínimo.

Espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{\phi \times A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Al igual que en la zona de confinamiento, se está considerando estribos cerrados de 2 ramas de ϕ 3/8" y también las restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal

en la zona no confinada, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, que indica donde no se requiera estribos de confinamiento (ilustradas en la Fig. N° 22), el espaciamiento debe ser:

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22 \text{ cm.}$$

por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada: **Estribos ϕ 3/8" @ .20 m.**

Finalmente en cada uno de los tramos usar estribos:

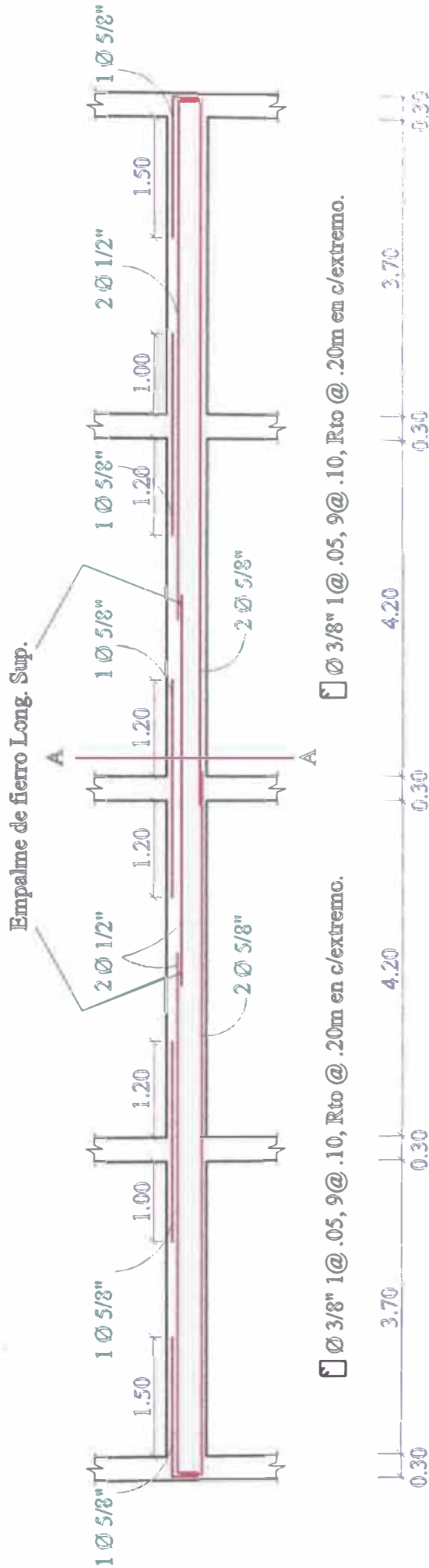
ϕ 3/8" 1@ .05, 9@ .10, Rto. @ .20 m en c/ extremo.

En la Fig. N° 24 se muestra el detalle del refuerzo longitudinal y transversal de los cuatro tramos de las vigas, el cual muestra el diseño de las vigas de mayores solicitaciones.

REFUERZO EN VIGAS

VIGAS TÍPICAS DEL PÓRICO DE LOS EJES 2 Y 4:

V-205 (.25 x .50)



CORTE A - A

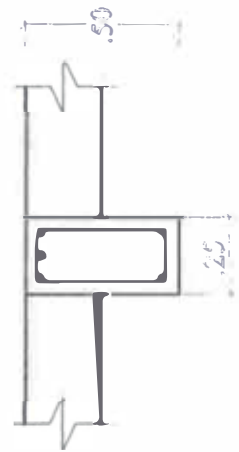


Fig. N° 24

6.4.4.3.- Diseño de vigas 0.25 x 0.50m del Pórtico de Eje 3.-

A continuación, se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa SAP 2000 V6.11 para las vigas que soportan las máximas solicitaciones en el pórtico del eje 3, las cuales se presentan en el nivel 2 y está constituida por cuatro tramos:

Envolventes de Momentos, Fuerzas Cortantes y Refuerzo en el Pórtico de Eje 3**Viga: V-206 (.25 x .50m), Viga tramo:1**

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
161	0.15	0.65	-3.98	-1.32	-5.44	3.13	0.50	5.44	7.18	0.00	11
	0.51	1.05	-2.23	-0.85	-4.49	1.74	0.81	4.49	7.18	0.00	11
	0.88	1.52	-0.98	-0.39	-3.61	0.76	1.18	3.61	7.18	0.00	11
	1.25	1.92	-0.14	0.07	-2.74	0.11	1.49	2.74	7.18	0.00	20
	1.61	2.09	0.50	0.54	-1.87	0.00	1.62	1.87	7.18	0.00	20
	1.98	2.27	0.94	1.07	-1.17	0.00	1.77	1.17	7.18	0.00	20
	2.34	2.05	0.49	1.94	-0.60	0.00	1.59	1.94	7.18	0.00	20
	2.71	1.91	-0.13	2.81	-0.14	0.10	1.48	2.81	7.18	0.00	20
	3.07	1.59	-0.92	3.68	0.32	0.71	1.23	3.68	7.18	0.00	11
	3.44	1.20	-2.33	4.56	0.78	1.81	0.92	4.56	7.18	0.00	11
	3.80	0.81	-4.15	5.56	1.25	3.26	0.63	5.56	7.18	0.00	11

Viga: V-206 (.25 x .50m), Viga tramo:2

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
164	0.20	0.25	-4.99	-1.67	-6.17	3.85	0.19	6.17	7.18	0.00	11
	0.61	0.83	-2.81	-1.15	-4.93	2.19	0.64	4.93	7.18	0.00	11
	1.02	1.25	-1.08	-0.63	-3.85	0.83	0.96	3.85	7.18	0.00	20
	1.43	1.87	-0.16	-0.11	-2.87	0.13	1.45	2.87	7.18	0.00	20
	1.84	2.15	0.54	0.41	-1.89	0.00	1.67	1.89	7.18	0.00	20
	2.25	2.40	1.01	0.94	-0.93	0.00	1.87	0.95	7.18	0.00	20
	2.66	2.14	0.53	1.92	-0.40	0.00	1.66	1.92	7.18	0.00	20
	3.07	1.85	-0.17	2.90	0.12	0.13	1.44	2.90	7.18	0.00	20
	3.48	1.24	-1.09	3.87	0.64	0.84	0.96	3.87	7.18	0.00	20
	3.89	0.83	-2.85	4.96	1.16	2.22	0.64	4.96	7.18	0.00	11
	4.30	0.25	-5.04	6.20	1.68	3.85	0.19	6.20	7.18	0.00	11

Viga: V-206 (.25 x .50m), Viga tramo:3

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
167	0.20	0.23	-5.07	-1.69	-6.21	3.85	0.18	6.21	7.18	0.00	11
	0.61	0.81	-2.87	-1.17	-4.98	2.24	0.63	4.98	7.18	0.00	11
	1.02	1.22	-1.10	-0.65	-3.89	0.85	0.94	3.89	7.18	0.00	20
	1.43	1.84	-0.18	-0.13	-2.91	0.14	1.43	2.91	7.18	0.00	20
	1.84	2.13	0.52	0.39	-1.93	0.00	1.66	1.93	7.18	0.00	20
	2.25	2.40	1.02	0.92	-0.95	0.00	1.87	0.95	7.18	0.00	20
	2.66	2.16	0.54	1.88	-0.42	0.00	1.68	1.88	7.18	0.00	20
	3.07	1.88	-0.16	2.86	0.10	0.12	1.46	2.86	7.18	0.00	20
	3.48	1.26	-1.06	3.84	0.62	0.82	0.98	3.84	7.18	0.00	20
	3.89	0.85	-2.78	4.91	1.14	2.17	0.65	4.91	7.18	0.00	11
	4.30	0.27	-4.96	6.15	1.66	3.85	0.21	6.15	7.18	0.00	11

Viga: V-206 (.25 x .50m), Viga tramo:4

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
170	0.20	0.80	-4.18	-1.26	-5.58	3.29	0.61	5.58	7.18	0.00	11
	0.56	1.17	-2.35	-0.79	-4.57	1.83	0.91	4.57	7.18	0.00	11
	0.93	1.57	-0.93	-0.33	-3.70	0.72	1.22	3.70	7.18	0.00	11
	1.30	1.90	-0.14	0.13	-2.83	0.11	1.48	2.83	7.18	0.00	20
	1.66	2.04	0.48	0.60	-1.96	0.00	1.58	1.96	7.18	0.00	20
	2.03	2.27	0.94	1.16	-1.08	0.00	1.77	1.16	7.18	0.00	20
	2.39	2.10	0.51	1.86	-0.55	0.00	1.63	1.86	7.18	0.00	20
	2.76	1.93	-0.13	2.73	-0.08	0.10	1.50	2.73	7.18	0.00	20
	3.12	1.53	-0.96	3.60	0.38	0.74	1.19	3.60	7.18	0.00	11
	3.49	1.06	-2.21	4.47	0.84	1.72	0.82	4.47	7.18	0.00	11
	3.85	0.67	-3.95	5.42	1.31	3.11	0.51	5.42	7.18	0.00	11

a).- Diseño por flexión.-

Los parámetros mínimo y máximo son:

Sección de viga : .25 x .50 m

$$A_{smin} = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 17.60 \text{ cm}^2$$

$$M_{to máx} = 23.75 \text{ Ton-m}$$

Observando los resultados, vemos que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección. Con las áreas de acero (refuerzo longitudinal) que reporta el programa SAP2000 V6.11 determinamos las varillas de acero con sus respectivos diámetros, las cuales van a contribuir para resistir las solicitaciones que se presentan en las secciones de las vigas. A su vez se verifica, que la viga trabaja adecuadamente en toda su longitud.

La disposición y detallado del refuerzo longitudinal se obtiene siguiendo los criterios ya mencionados, cabe señalar que el refuerzo longitudinal se ciñe estrictamente a los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad alta para todas las secciones críticas de vigas.

b).- Diseño por corte.-

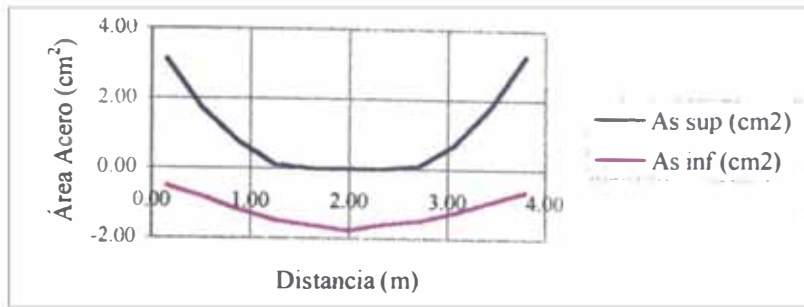
Siguiendo el mismo procedimiento que los casos anteriores. En cada tramo de viga analizamos dos zonas:

Zona de confinamiento.-

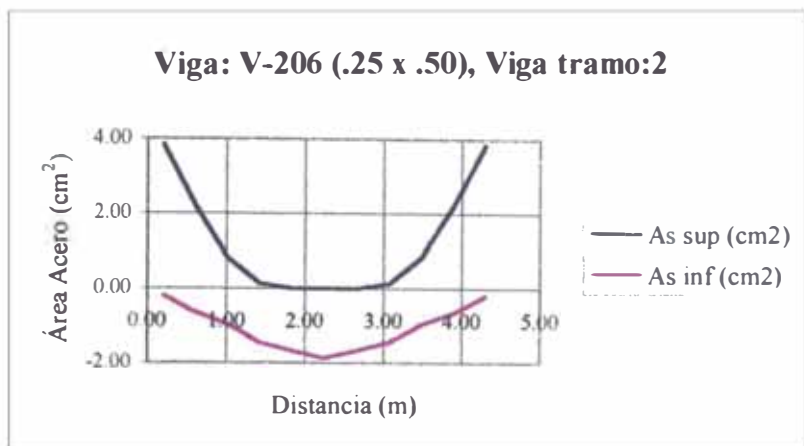
Longitud de la zona de confinamiento = $2h = 2 \times 0.50 = 1.00 \text{ m}$.

ENVOLVENTES DE ACEROS DE REFUERZOS

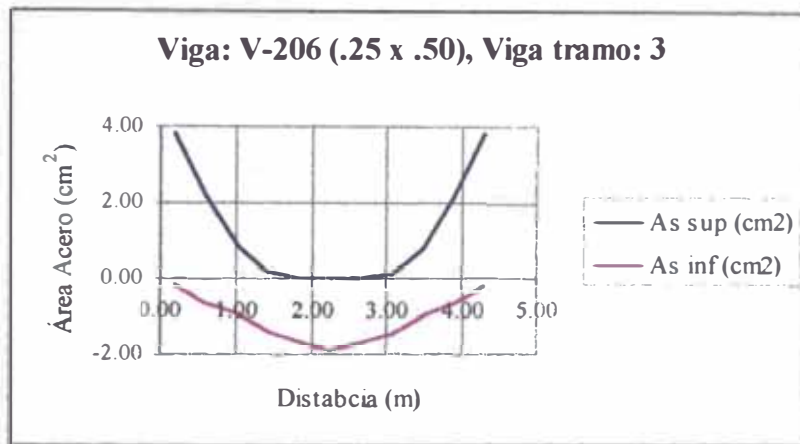
Viga: V-206 (.25 x .50), Viga tramo:1



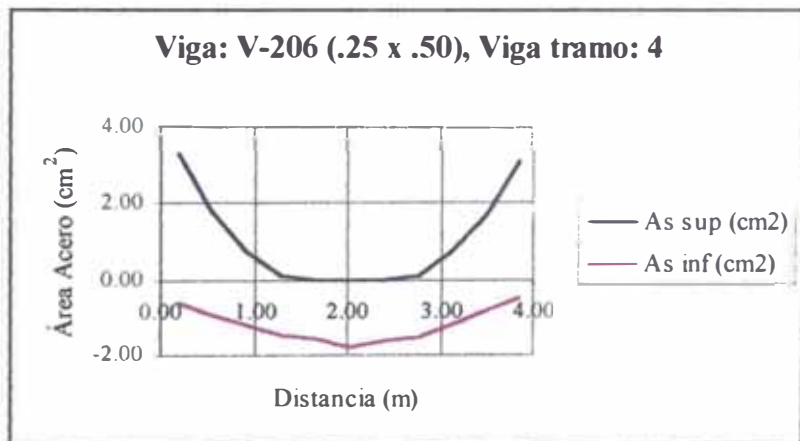
Viga: V-206 (.25 x .50), Viga tramo:2



Viga: V-206 (.25 x .50), Viga tramo: 3



Viga: V-206 (.25 x .50), Viga tramo: 4



En el cuadro de resultados se observa que el cortante último en la zona de confinamiento generado por las fuerzas externas, es menor que el máximo cortante resistente del concreto, teóricamente significa que no necesita refuerzo transversal. Pero el código recomienda colocar una cantidad mínima de refuerzo transversal para brindar mayor seguridad al diseño y para garantizar que el elemento sea capaz de resistir los esfuerzos que se presentan después de producirse el agrietamiento diagonal. El cálculo de espaciamiento de estribos es por medio de la siguiente expresión:

$$S = \frac{\phi \times A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Debido a que en nuestro caso el cortante resistente del refuerzo (V_s) es mínimo, se está considerando refuerzo (A_v) con estribos cerrados de 2 ramas de ϕ 3/8", y también las restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento, que aseguran una capacidad de ductilidad alta (ilustradas en la Fig. N° 22), las cuales son:

$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{44}{4} = 11 \text{ cm.} \\ 8 \phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.59 = 12.72 \text{ cm.} \\ 24 \phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: Estribos ϕ 3/8" 1@ .05, 9@ .10m

Zona no Confinada.-

Corresponde a la zona fuera de la longitud de confinamiento ($\text{zona} \geq 2h$), en el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona no confinada es mínimo.

Espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{\phi \times A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Al igual que en la zona de confinamiento, se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de ϕ 3/8" y también las restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona no confinada, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, que indica donde no se requiera estribos de confinamiento (ilustradas en la Fig. N° 22), el espaciamiento debe ser:

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22 \text{ cm.}$$

por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada: **Estribos ϕ 3/8" @ .20 m.**

Finalmente en cada uno de los tramos usar estribos:

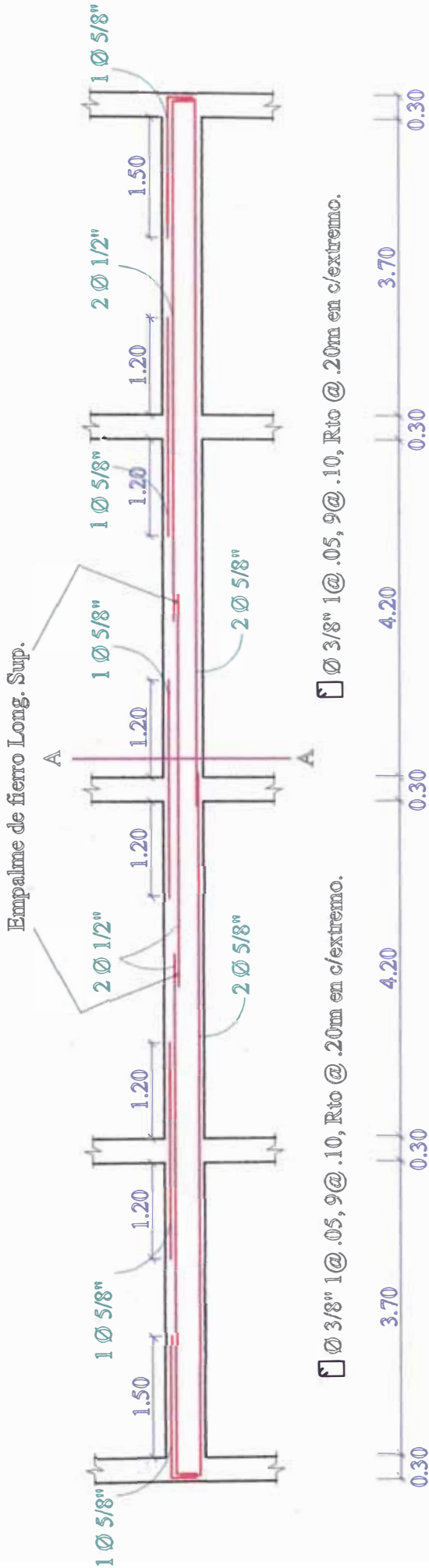
ϕ 3/8" 1@ .05, 9@ .10, Rto. @ .20 m en c/ extremo.

En la Fig. N° 25 se muestra el detalle del refuerzo longitudinal y transversal de los cuatro tramos de las vigas, el cual muestra el diseño de las vigas de mayores solicitaciones.

REFUERZO EN VIGAS

VIGAS TÍPICAS DEL PÓRICO DEL EJES 3:

V-206 (.25 x .50)



CORTE A - A

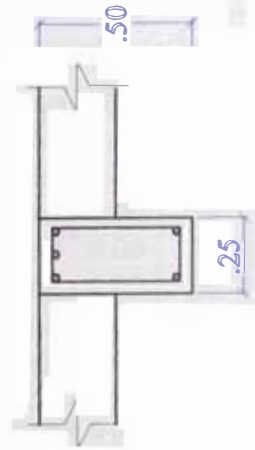


Fig. N° 25

6.4.4.4.- Diseño de vigas 0.30 x 0.50m del Pórtico de los Ejes A y E.-

A continuación, se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa SAP 2000 V6.11 para las vigas que soportan las máximas solicitaciones en el pórtico de los ejes A y E, las cuales se presentan en el nivel 2 y está constituida por cuatro tramos:

Envoltentes de Momentos, Fuerzas Cortantes y Refuerzo en los Pórticos de Ejes A y E**Viga: V-201 (.30 x .50m), Viga tramo:1**

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
77	0.20	0.55	-6.58	-1.42	-6.79	4.62	0.42	6.79	8.62	0.00	11
	0.56	0.97	-4.40	-0.91	-5.80	3.45	0.75	5.80	8.62	0.00	11
	0.92	1.21	-2.64	-0.41	-4.86	2.05	0.93	4.86	8.62	0.00	11
	1.28	1.66	-1.47	0.09	-3.92	1.14	1.28	3.92	8.62	0.00	20
	1.64	1.91	-0.56	0.59	-2.97	0.43	1.48	2.97	8.62	0.00	20
	2.00	2.06	0.11	1.25	-2.03	0.00	1.60	2.03	8.62	0.00	20
	2.36	2.15	0.03	1.95	-1.16	0.00	1.67	1.95	8.62	0.00	20
	2.72	2.10	-0.79	2.87	-0.65	0.61	1.63	2.87	8.62	0.00	20
	3.08	1.99	-1.87	3.81	-0.15	1.45	1.54	3.81	8.62	0.00	11
	3.44	1.54	-3.20	4.75	0.35	2.49	1.19	4.75	8.62	0.00	11
	3.80	1.07	-4.78	5.69	0.85	3.76	0.82	5.69	8.62	0.00	11

Viga: V-201 (.30 x .50m), Viga tramo:2

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
80	0.20	-3.22	-10.51	-4.19	-10.86	6.40	0.00	10.86	8.62	2.24	11
	0.86	-0.76	-4.26	-3.27	-8.68	3.34	0.00	8.68	8.62	0.06	11
	1.52	1.57	-0.43	-2.34	-6.50	0.33	1.21	6.50	8.62	0.00	20
	2.18	4.65	1.34	-1.42	-4.33	0.00	3.65	4.33	8.62	0.00	20
	2.84	6.79	2.47	-0.50	-2.15	0.00	4.62	2.15	8.62	0.00	20
	3.50	7.49	2.93	0.50	-0.34	0.00	4.62	0.50	8.62	0.00	20
	4.16	6.76	2.42	2.29	0.60	0.00	4.62	2.29	8.62	0.00	20
	4.82	4.59	1.23	4.47	1.52	0.00	3.60	4.47	8.62	0.00	20
	5.48	1.45	-0.92	6.64	2.44	0.71	1.12	6.64	8.62	0.00	20
	6.14	-1.02	-4.72	8.82	3.36	3.71	0.00	8.82	8.62	0.20	11
	6.80	-3.54	-11.26	10.99	4.28	6.88	0.00	10.99	8.62	2.37	11

Viga: V-201 (.30 x .50m), Viga tramo:3

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
83	0.20	-0.69	-8.97	-2.77	-9.04	5.41	0.00	9.04	8.62	0.42	11
	0.76	0.65	-4.81	-1.99	-7.19	3.78	0.50	7.19	8.62	0.00	11
	1.32	2.20	-2.06	-1.21	-5.35	1.60	1.71	5.35	8.62	0.00	20
	1.88	3.47	0.07	-0.43	-3.81	0.00	2.71	3.81	8.62	0.00	20
	2.44	4.61	1.38	0.36	-2.35	0.00	3.62	2.35	8.62	0.00	20
	3.00	4.86	1.60	1.40	-1.10	0.00	3.82	1.40	8.62	0.00	20
	3.56	4.07	0.74	2.86	-0.16	0.00	3.19	2.86	8.62	0.00	20
	4.12	3.19	-0.55	4.32	0.62	0.42	2.49	4.32	8.62	0.00	20
	4.68	1.73	-2.49	6.02	1.40	1.93	1.34	6.02	8.62	0.00	20
	5.24	0.73	-6.14	7.87	2.18	4.62	0.56	7.87	8.62	0.00	11
	5.80	-0.71	-10.61	9.71	2.97	6.45	0.00	9.71	8.62	1.09	11

Viga: V-201 (.30 x .50m), Viga tramo:4

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
86	0.20	-1.25	-3.34	-2.42	-5.93	2.61	0.00	5.93	8.62	0.00	11
	0.56	-0.47	-1.42	-1.92	-4.74	1.10	0.00	4.74	8.62	0.00	11
	0.92	0.32	-0.22	-1.42	-3.55	0.17	0.25	3.55	8.62	0.00	11
	1.28	1.36	0.41	-0.92	-2.36	0.00	1.05	2.36	8.62	0.00	20
	1.64	1.99	0.70	-0.41	-1.18	0.00	1.54	1.18	8.62	0.00	20
	2.00	2.19	0.82	0.10	-0.09	0.00	1.70	0.10	8.62	0.00	20
	2.36	1.97	0.73	1.21	0.43	0.00	1.53	1.21	8.62	0.00	20
	2.72	1.32	0.43	2.40	0.93	0.00	1.02	2.40	8.62	0.00	20
	3.08	0.25	-0.18	3.59	1.43	0.14	0.19	3.59	8.62	0.00	11
	3.44	-0.51	-1.45	4.77	1.93	1.12	0.00	4.77	8.62	0.00	11
	3.80	-1.30	-3.38	5.96	2.43	2.63	0.00	5.96	8.62	0.00	11

a).- Diseño por flexión.-

Los parámetros mínimo y máximo son:

Sección de viga : .30 x .50 m

$$A_{s\text{mín}} = 4.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 21.12 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{to máx}} = 28.49 \text{ Ton-m}$$

Observando los resultados, vemos que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección. Con las áreas de acero (refuerzo longitudinal) que reporta el programa SAP2000 V6.11 determinamos las varillas de acero con sus respectivos diámetros, las cuales van a contribuir para resistir las solicitaciones que se presentan en las secciones de las vigas. A su vez se verifica, que la viga trabaja adecuadamente en toda su longitud.

La disposición y detallado del refuerzo longitudinal se obtiene siguiendo los criterios ya mencionados, cabe señalar que el refuerzo longitudinal se ciñe estrictamente a los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad alta para todas las secciones críticas de vigas.

b).- Diseño por corte.-

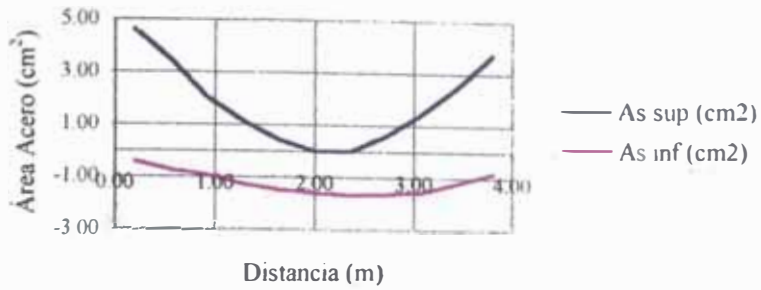
Siguiendo el mismo procedimiento que los casos anteriores. En cada tramo de viga analizamos dos zonas:

Zona de confinamiento.-

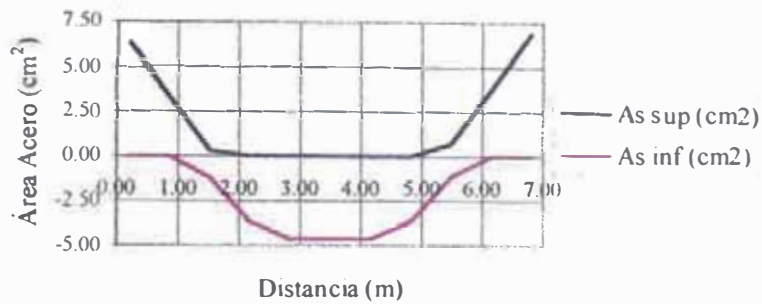
Longitud de la zona de confinamiento = $2h = 2 \times 0.50 = 1.00 \text{ m}$.

ENVOLVENTES DE ACEROS DE REFUERZOS

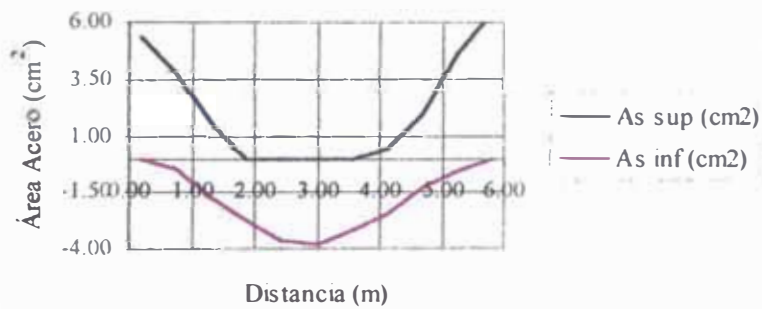
Viga: V-201 (.30 x .50), Viga tramo: 1



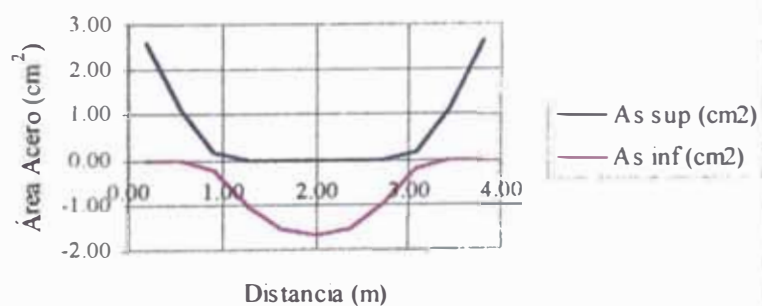
Viga: V-201 (.30 x .50), Viga tramo: 2



Viga: V-201 (.30 x .50), Viga tramo: 3



Viga: V-201 (.30 x .50), Viga tramo: 4



En el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona de confinamiento es:

A una distancia 0.20m: $V_s = 2.37 \text{ Ton}$

Espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{\phi \times A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.85 \times 2 \times 0.71 \times 4.2 \times 44}{2.37} = 94 \text{ cm.}$$

Se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de $\phi 3/8''$.

También hay restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento, que aseguran una capacidad de ductilidad alta (ilustrado en la Fig. N° 22), las cuales son:

$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{44}{4} = 11 \text{ cm.} \\ 8 \phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.59 = 12.72 \text{ cm.} \\ 24 \phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: **Estribos $\phi 3/8''$ 1@ .05, 9@ .10m**

Zona no Confinada.-

Corresponde a la zona fuera de la longitud de confinamiento (zona $\geq 2h$), en el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona no confinada es mínimo.

Espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{\phi \times A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Al igual que en la zona de confinamiento, se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de $\phi 3/8''$ y también las restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona no confinada, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, que indica

donde no se requiera estribos de confinamiento (ilustradas en la Fig. N° 22), el espaciamiento debe ser:

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22 \text{ cm.}$$

por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada: **Estribos ϕ 3/8" @ .20 m.**

Finalmente en cada uno de los tramos usar estribos:

ϕ 3/8" 1@ .05, 9@ .10, Rto. @ .20 m en c/ extremo.

En la Fig. N° 26 se muestra el detalle del refuerzo longitudinal y transversal de los cuatro tramos de las vigas, el cual muestra el diseño de las vigas de mayores solicitaciones.

REFUERZO EN VIGAS

VIGAS TÍPICAS DEL PÓRICO DE LOS EJES A Y E:
V-201 (.30 x .50)

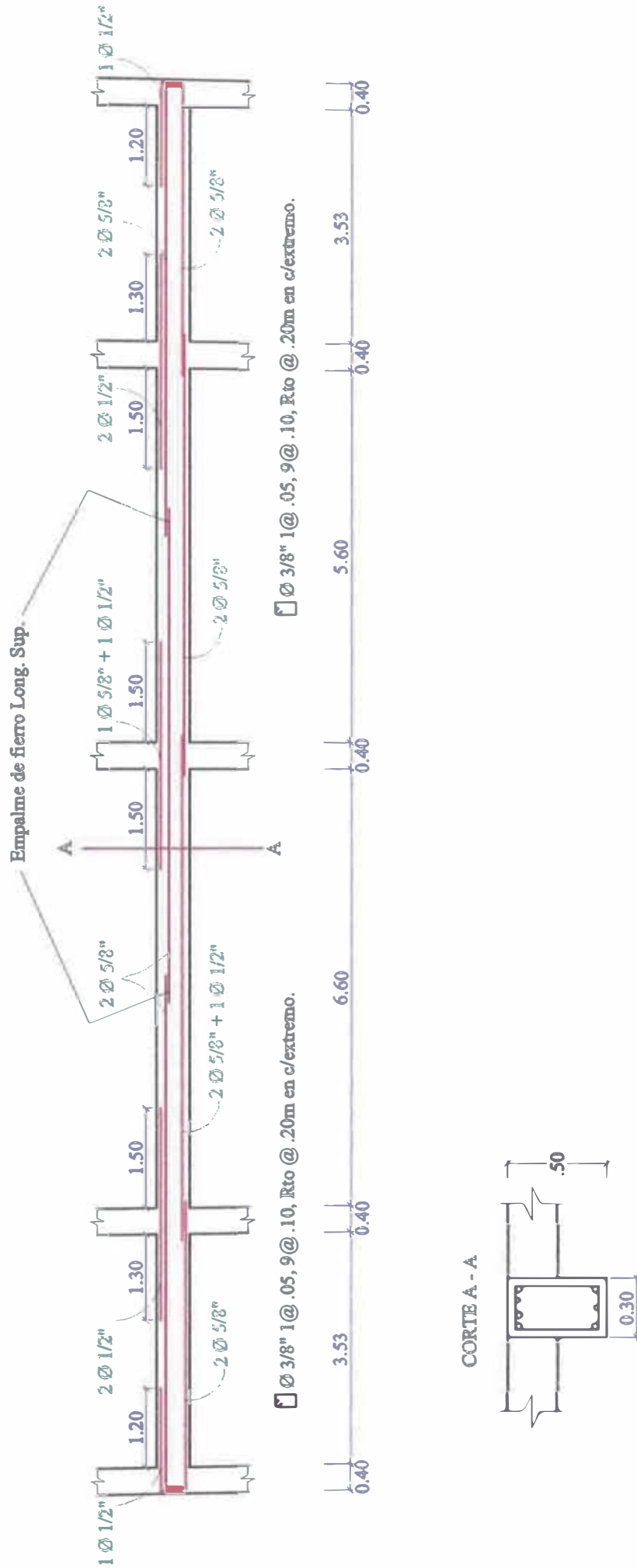


Fig. N° 26

6.4.4.5.- Diseño de vigas 0.30 x 0.50m del Pórtico de los Ejes B y D.-

A continuación, se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa SAP 2000 V6.11 para las vigas que soportan las máximas solicitaciones en el pórtico de los ejes B y D, las cuales se presentan en el nivel 2 y está constituida por cuatro tramos:

Envoltentes de Momentos, Fuerzas Cortantes y Refuerzo en los Pórticos de Ejes B y D**Viga: V-202 (.30 x .50m), Viga tramo:1**

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
113	0.20	0.46	-5.83	-2.84	-10.52	4.60	0.36	10.52	8.62	1.90	11
	0.56	1.32	-2.81	-1.93	-8.32	2.19	1.02	8.32	8.62	0.00	11
	0.92	2.59	-1.07	-1.01	-6.11	0.83	2.01	6.11	8.62	0.00	11
	1.28	3.54	0.10	-0.10	-4.28	0.00	2.76	4.28	8.62	0.00	20
	1.64	4.36	0.82	1.14	-2.54	0.00	3.42	2.54	8.62	0.00	20
	2.00	4.57	1.09	2.40	-0.80	0.00	3.59	2.40	8.62	0.00	20
	2.36	4.00	0.11	3.95	0.12	0.00	3.13	3.95	8.62	0.00	20
	2.72	2.77	-1.43	5.70	1.03	1.11	2.15	5.70	8.62	0.00	20
	3.08	1.49	-3.44	7.84	1.94	2.68	1.15	7.84	8.62	0.00	11
	3.44	-0.13	-5.89	10.04	2.85	4.62	0.00	10.04	8.62	1.42	11
	3.80	-1.32	-9.07	12.25	3.76	5.47	0.00	12.25	8.62	3.63	11

Viga: V-202 (.30 x .50m), Viga tramo:2

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
116	0.20	-6.64	-19.89	-7.75	-20.12	12.84	0.00	20.12	8.62	11.50	11
	0.86	-2.08	-8.06	-6.08	-16.08	4.84	0.00	16.08	8.62	7.46	11
	1.52	2.13	-0.64	-4.41	-12.04	0.49	1.65	12.04	8.62	3.42	20
	2.18	8.17	2.51	-2.74	-8.00	0.00	4.91	8.00	8.62	0.00	20
	2.84	12.12	4.41	-1.07	-3.95	0.00	7.44	3.95	8.62	0.00	20
	3.50	13.39	5.16	0.76	-0.40	0.00	8.29	0.76	8.62	0.00	20
	4.16	12.00	4.22	4.31	1.30	0.00	7.37	4.31	8.62	0.00	20
	4.82	7.94	2.18	8.35	2.96	0.00	4.76	8.35	8.62	0.00	20
	5.48	1.83	-1.78	12.39	4.63	1.38	1.42	12.39	8.62	3.77	20
	6.14	-2.62	-9.46	16.43	6.30	5.72	0.00	16.43	8.62	7.81	11
	6.80	-7.33	-21.64	20.47	7.97	14.15	0.00	20.47	8.62	11.85	11

Viga: V-202 (.30 x .50m), Viga tramo:3

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
119	0.20	-5.00	-16.55	-6.65	-17.63	10.45	0.00	17.63	8.62	9.01	11
	0.76	-1.67	-7.63	-5.24	-14.20	4.62	0.00	14.20	8.62	5.58	11
	1.32	1.71	-2.55	-3.82	-10.77	1.98	1.33	10.77	8.62	2.15	20
	1.88	5.83	0.84	-2.40	-7.35	0.00	4.61	7.35	8.62	0.00	20
	2.44	8.79	2.74	-0.99	-3.92	0.00	5.29	3.92	8.62	0.00	20
	3.00	9.82	3.59	0.49	-1.14	0.00	5.95	1.14	8.62	0.00	20
	3.56	8.94	3.07	3.30	0.60	0.00	5.39	3.30	8.62	0.00	20
	4.12	6.13	1.64	6.73	2.01	0.00	4.62	6.73	8.62	0.00	20
	4.68	2.06	-0.70	10.15	3.43	0.54	1.60	10.15	8.62	1.53	20
	5.24	-0.91	-5.65	13.58	4.85	4.46	0.00	13.58	8.62	4.96	11
	5.80	-4.02	-13.82	17.01	6.26	8.57	0.00	17.01	8.62	8.39	11

Viga: V-202 (.30 x .50m), Viga tramo:4

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
122	0.20	0.36	-6.85	-2.77	-10.56	4.62	0.28	10.56	8.62	1.94	11
	0.56	1.37	-4.11	-1.86	-8.36	3.22	1.06	8.36	8.62	0.00	11
	0.92	2.77	-2.01	-0.95	-6.31	1.56	2.16	6.31	8.62	0.00	11
	1.28	3.55	-0.37	-0.04	-4.57	0.29	2.77	4.57	8.62	0.00	20
	1.64	4.36	0.81	0.87	-2.83	0.00	3.42	2.83	8.62	0.00	20
	2.00	4.41	1.17	2.21	-1.40	0.00	3.46	2.21	8.62	0.00	20
	2.36	3.67	0.38	3.95	-0.26	0.00	2.87	3.95	8.62	0.00	20
	2.72	2.86	-0.86	5.69	0.65	0.66	2.23	5.69	8.62	0.00	20
	3.08	1.56	-2.56	7.56	1.56	1.99	1.21	7.56	8.62	0.00	11
	3.44	0.69	-5.13	9.77	2.47	4.04	0.53	9.77	8.62	1.15	11
	3.80	-0.37	-8.62	11.97	3.38	5.19	0.00	11.97	8.62	3.35	11

a).- Diseño por flexión.-

Los parámetros mínimo y máximo son:

Sección de viga : .30 x .50 m

$$A_{smin} = 4.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 21.12 \text{ cm}^2$$

$$M_{to máx} = 28.49 \text{ Ton-m}$$

Observando los resultados, vemos que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección. Con las áreas de acero (refuerzo longitudinal) que reporta el programa SAP2000 V6.11 determinamos las varillas de acero con sus respectivos diámetros, las cuales van a contribuir para resistir las sollicitaciones que se presentan en las secciones de las vigas. A su vez se verifica, que la viga trabaja adecuadamente en toda su longitud.

La disposición y detallado del refuerzo longitudinal se obtiene siguiendo los criterios ya mencionados, cabe señalar que el refuerzo longitudinal se ciñe estrictamente a los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad alta para todas las secciones críticas de vigas.

b).- Diseño por corte.-

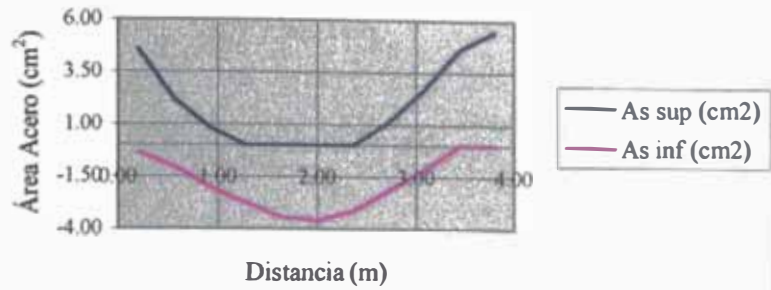
Siguiendo el mismo procedimiento que los casos anteriores: En cada tramo de viga analizamos dos zonas:

Zona de confinamiento.-

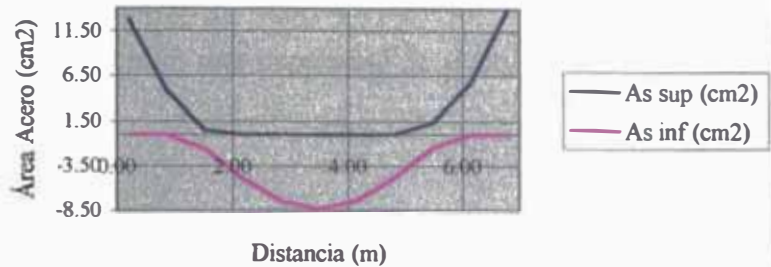
Longitud de la zona de confinamiento = $2h = 2 \times 0.50 = 1.00 \text{ m}$.

ENVOLVENTES DE ACEROS DE REFUERZO

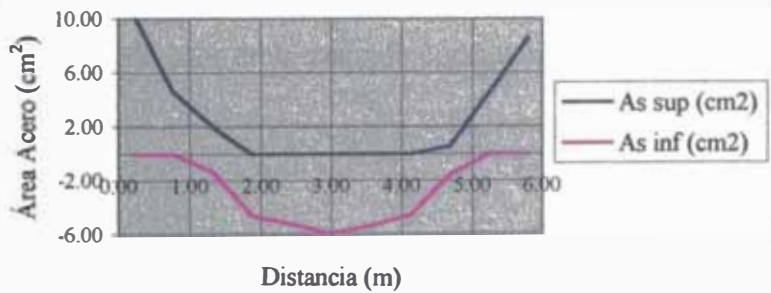
Viga: V-202 (.30 x .50), Viga tramo: 1



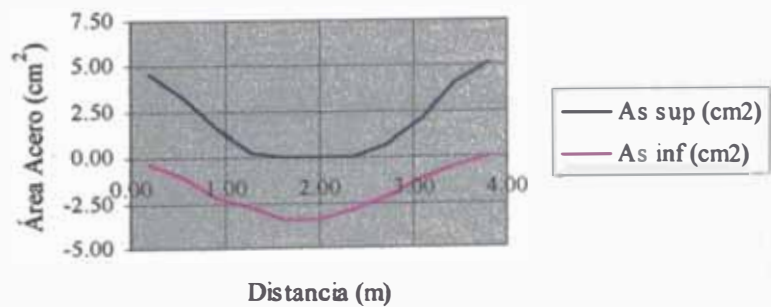
Viga: V-202 (.30 x .50), Viga tramo: 2



Viga: V-202 (.30 x .50), Viga tramo: 3



Viga: V-202 (.30 x .50), Viga tramo: 4



En el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona de confinamiento es:

A una distancia 0.20m: $V_s = 11.50$ Ton (Corte de diseño)

A una distancia 0.86m: $V_s = 7.46$ Ton

Espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{\phi \times A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.85 \times 2 \times 0.71 \times 4.2 \times 44}{11.50} = 19 \text{ cm.}$$

Se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de $\phi 3/8''$.

También hay restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento, que aseguran una capacidad de ductilidad alta (ilustrado en la Fig. N° 22), las cuales son:

$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{44}{4} = 11 \text{ cm.} \\ 8 \phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.59 = 12.72 \text{ cm.} \\ 24 \phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: **Estribos $\phi 3/8''$ 1@ .05, 9@ .10m**

Zona no Confinada.-

Corresponde a la zona fuera de la longitud de confinamiento (zona $\geq 2h$), en el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona no confinada es mínimo.

Espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{\phi \times A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Al igual que en la zona de confinamiento, se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de $\phi 3/8''$ y también las restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal

en la zona no confinada, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, que indica donde no se requiera estribos de confinamiento (ilustradas en la Fig. N° 22), el espaciamiento debe ser:

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22 \text{ cm.}$$

por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada: **Estribos ϕ 3/8" @ .20 m.**

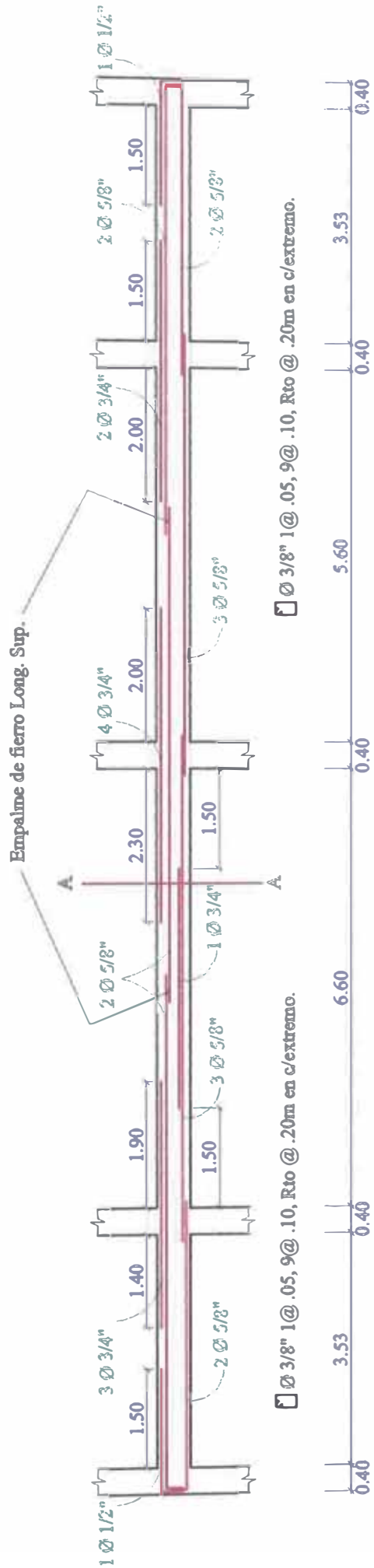
Finalmente en cada uno de los tramos usar estribos:

ϕ 3/8" 1@ .05, 9@ .10, Rto. @ .20 m en c/ extremo.

En la Fig. N° 27 se muestra el detalle del refuerzo longitudinal y transversal de los cuatro tramos de las vigas, el cual muestra el diseño de las vigas de mayores solicitaciones.

REFUERZO EN VIGAS

VIGAS TÍPICAS DEL PÓRICO DE LOS EJES B Y D:
V-202 (.30 x .50)



CORTE A - A

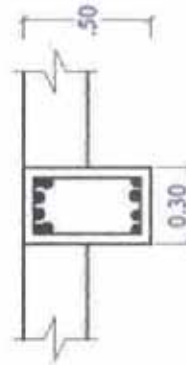


Fig. N° 27

6.4.4.6.- Diseño de vigas 0.30 x 0.50m del Pórtico del Eje C.-

A continuación, se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa SAP 2000 V6.11 para las vigas que soportan las máximas solicitaciones en el pórtico del eje C, las cuales se presentan en el nivel 2 y está constituida por cuatro tramos:

Envoltentes de Momentos, Fuerzas Cortantes y Refuerzo en el Pórtico del Eje C**Viga: V-203 (.30 x .50m), Viga tramo:1**

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
101	0.20	0.36	-6.32	-3.06	-11.26	4.62	0.27	11.26	8.62	2.64	11
	0.56	1.28	-3.12	-2.10	-8.93	2.43	0.99	8.93	8.62	0.31	11
	0.92	2.62	-1.25	-1.14	-6.60	0.96	2.03	6.60	8.62	0.00	11
	1.28	3.67	0.02	-0.18	-4.63	0.00	2.87	4.63	8.62	0.00	20
	1.64	4.59	0.81	1.10	-2.79	0.00	3.60	2.79	8.62	0.00	20
	2.00	4.87	1.13	2.43	-0.95	0.00	3.83	2.43	8.62	0.00	20
	2.36	4.31	0.12	4.06	0.06	0.00	3.38	4.06	8.62	0.00	20
	2.72	3.03	-1.48	5.90	1.02	1.14	2.36	5.90	8.62	0.00	20
	3.08	1.71	-3.55	8.15	1.98	2.77	1.32	8.15	8.62	0.00	11
	3.44	-0.04	-6.10	10.48	2.94	4.62	0.00	10.48	8.62	1.86	11
3.80	-1.27	-9.38	12.81	3.90	5.67	0.00	12.81	8.62	4.19	11	

Viga: V-203 (.30 x .50m), Viga tramo:2

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
198	0.20	-7.16	-21.08	-8.21	-21.29	13.73	0.00	21.29	8.62	12.67	11
	0.83	-2.51	-9.07	-6.53	-17.21	5.47	0.00	17.21	8.62	8.59	11
	1.46	1.57	-1.08	-4.86	-13.13	0.83	1.22	13.13	8.62	4.51	20
	2.09	7.86	2.34	-3.18	-9.05	0.00	4.71	9.05	8.62	0.43	20
	2.72	12.28	4.41	-1.50	-4.98	0.00	7.55	4.98	8.62	0.00	20
	3.35	14.13	5.42	0.20	-1.16	0.00	8.79	1.16	8.62	0.00	20
	3.98	13.41	4.85	3.37	0.91	0.00	8.30	3.37	8.62	0.00	20
	4.61	10.12	3.15	7.45	2.59	0.00	6.14	7.45	8.62	0.00	20
	5.24	4.26	0.04	11.53	4.27	0.00	3.34	11.53	8.62	2.91	20
	5.87	-1.12	-5.49	15.61	5.95	4.33	0.00	15.61	8.62	6.99	11
6.50	-5.39	-16.61	19.68	7.63	10.49	0.00	19.68	8.62	11.06	11	

Viga: V-203 (.30 x .50m), Viga tramo:3

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
107	0.20	-5.39	-17.57	-7.03	-18.64	11.17	0.00	18.64	8.62	10.02	11
	0.76	-1.87	-8.15	-5.54	-15.01	4.89	0.00	15.01	8.62	6.39	11
	1.32	1.71	-2.71	-4.05	-11.39	2.11	1.32	11.39	8.62	2.77	20
	1.88	6.12	0.84	-2.56	-7.76	0.00	4.62	7.76	8.62	0.00	20
	2.44	9.24	2.87	-1.06	-4.13	0.00	5.58	4.13	8.62	0.00	20
	3.00	10.33	3.76	0.49	-1.17	0.00	6.28	1.17	8.62	0.00	20
	3.56	9.39	3.20	3.49	0.66	0.00	5.68	3.49	8.62	0.00	20
	4.12	6.43	1.70	7.11	2.15	0.00	4.62	7.11	8.62	0.00	20
	4.68	2.09	-0.81	10.74	3.64	0.62	1.62	10.74	8.62	2.12	20
	5.24	-1.06	-6.00	14.36	5.14	4.62	0.00	14.36	8.62	5.74	11
5.80	-4.36	-14.72	17.99	6.63	9.19	0.00	17.99	8.62	9.37	11	

Viga: V-203 (.30 x .50m), Viga tramo:4

FRAME	X (m)	Mmax (Ton x m)	Mmin (Ton x m)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
110	0.20	-0.89	-8.48	-3.76	-12.43	5.10	0.00	12.43	8.62	3.81	11
	0.56	0.29	-5.19	-2.81	-10.10	4.09	0.22	10.10	8.62	1.48	11
	0.92	2.01	-2.77	-1.85	-7.77	2.15	1.56	7.77	8.62	0.00	11
	1.28	3.27	-0.82	-0.89	-5.59	0.63	2.55	5.59	8.62	0.00	20
	1.64	4.55	0.64	0.07	-3.75	0.00	3.57	3.75	8.62	0.00	20
	2.00	5.04	1.48	1.10	-2.08	0.00	3.97	2.08	8.62	0.00	20
	2.36	4.70	1.03	2.94	-0.74	0.00	3.69	2.94	8.62	0.00	20
	2.72	3.72	0.14	4.78	0.34	0.00	2.90	4.78	8.62	0.00	20
	3.08	2.61	-1.25	6.78	1.30	0.96	2.02	6.78	8.62	0.00	11
	3.44	1.22	-3.23	9.11	2.26	2.52	0.94	9.11	8.62	0.49	11
	3.80	0.24	-6.46	11.44	3.22	4.62	0.18	11.44	8.62	2.82	11

a).- Diseño por flexión.-

Los parámetros mínimo y máximo son:

Sección de viga : .30 x .50 m

$$A_{s\text{mín}} = 4.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 21.12 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{to máx}} = 28.49 \text{ Ton-m}$$

Observando los resultados, vemos que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección. Con las áreas de acero (refuerzo longitudinal) que reporta el programa SAP2000 V6.11 determinamos las varillas de acero con sus respectivos diámetros, las cuales van a contribuir para resistir las solicitaciones que se presentan en las secciones de las vigas. A su vez se verifica, que la viga trabaja adecuadamente en toda su longitud.

La disposición y detallado del refuerzo longitudinal se obtiene siguiendo los criterios ya mencionados, cabe señalar que el refuerzo longitudinal se ciñe estrictamente a los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad alta para todas las secciones críticas de vigas.

b).- Diseño por corte.-

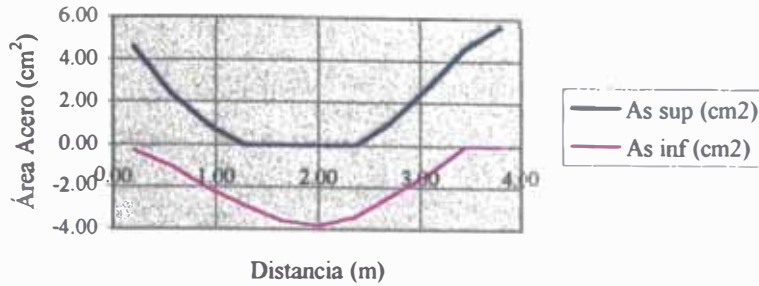
Siguiendo el mismo procedimiento que los casos anteriores. En cada tramo de viga analizamos dos zonas:

Zona de confinamiento.-

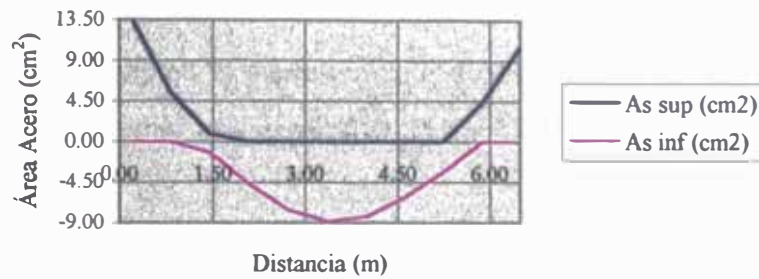
Longitud de la zona de confinamiento = $2h = 2 \times 0.50 = 1.00 \text{ m}$.

ENVOLVENTES DE ACEROS DE REFUERZOS

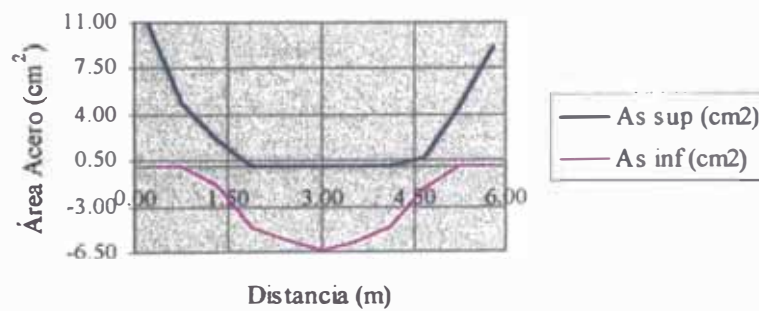
Viga V-203 (.30 x .50), Viga tramo:1



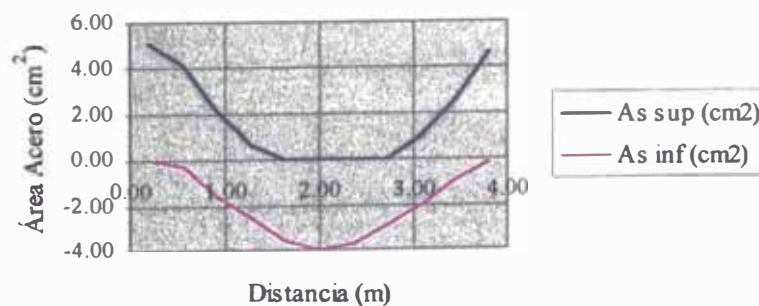
Viga: V-203 (.30 x .50), Viga tramo: 2



Viga: V-203 (.30 x .50), Viga tramo: 3



Viaga: V'203 (.30 x .50), Viga tramo: 4



En el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona de confinamiento es:

A una distancia 0.20m: $V_s = 12.67$ Ton (Corte de diseño)

A una distancia 0.83m: $V_s = 8.59$ Ton

A una distancia 1.46m: $V_s = 4.51$ Ton

Espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{\phi \times A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.85 \times 2 \times 0.71 \times 4.2 \times 44}{12.67} = 17 \text{ cm.}$$

Se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de ϕ 3/8".

También hay restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento, que aseguran una capacidad de ductilidad alta (ilustrado en la Fig. N° 22), las cuales son:

$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{44}{4} = 11 \text{ cm.} \\ 8 \phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.59 = 12.72 \text{ cm.} \\ 24 \phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: **Estribos ϕ 3/8" 1@ .05, 9@ .10m**

Zona no Confinada.-

Corresponde a la zona fuera de la longitud de confinamiento ($\text{zona} \geq 2h$), en el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona no confinada es mínimo.

Espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{\phi \times A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Al igual que en la zona de confinamiento, se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de ϕ 3/8" y también las restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona no confinada, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, que indica donde no se requiera estribos de confinamiento (ilustradas en la Fig. N° 22), el espaciamiento debe ser:

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22 \text{ cm.}$$

por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada: **Estribos ϕ 3/8" @ .20 m.**

Finalmente en cada uno de los tramos usar estribos:

ϕ 3/8" 1@ .05, 9@ .10, Rto. @ .20 m en c/ extremo.

En la Fig. N° 28 se muestra el detalle del refuerzo longitudinal y transversal de los cuatro tramos de las vigas, el cual muestra el diseño de las vigas de mayores solicitaciones.

REFUERZO EN VIGAS

VIGAS TÍPICAS DEL PÓRICO DEL EJE C:

V-203 (.30 x .50)

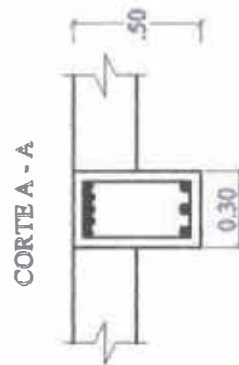
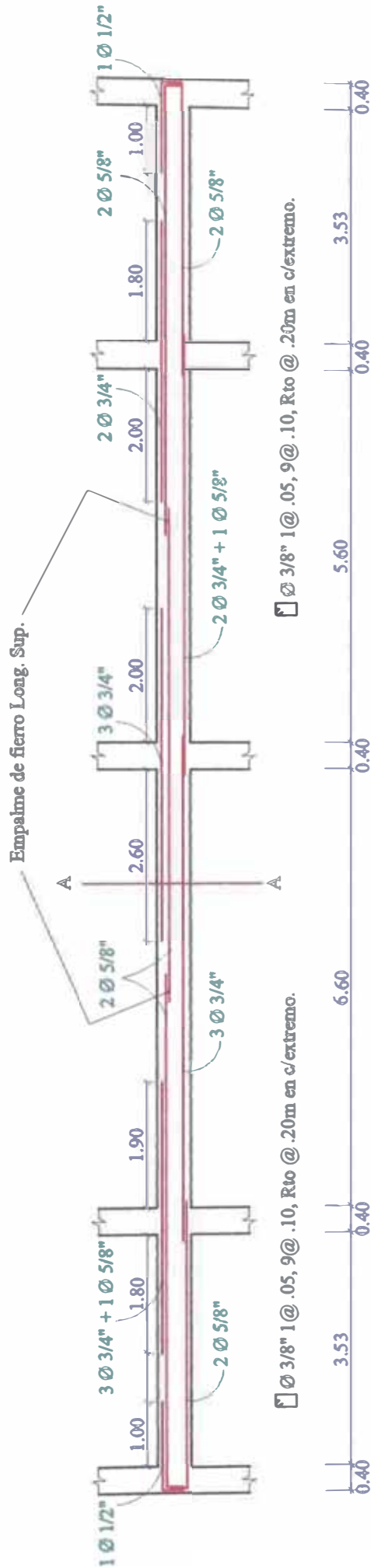


Fig. N° 28

6.5.- Diseño de Columnas.-

6.5.1.- Generalidades.-

Las columnas son los miembros verticales a compresión de los marcos estructurales, que sirven para apoyar a las vigas cargadas. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total de la estructura completa.

El reglamento del ACI requiere que en el diseño de miembros a compresión se utilicen factores de reducción de resistencia Φ , considerablemente menores que los factores Φ para la flexión, o el cortante.

Los principios de la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones que se aplicaron en el análisis y diseño de vigas, se aplican de igual forma a las columnas. Sin embargo se introduce un factor nuevo: la adición de una fuerza axial externa a los momentos flexionantes que actúan en la sección crítica; en consecuencia, es necesario hacer un ajuste a las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos que se desarrollaron para las vigas, con el objeto de tomar en cuenta a la compresión y a la flexión combinada.

En el caso de las vigas, la cantidad de refuerzo se controla para obtener el comportamiento de falla dúctil. En el caso de las columnas, ocasionalmente dominará la carga axial; por lo que no se puede evitar un comportamiento de falla por compresión para los casos en que existe una relación grande de carga axial / momento flexionante.

Como en el caso de las vigas, la resistencia de las columnas se calcula con los principios básicos siguientes:

- Existe una distribución lineal de las deformaciones en la sección transversal de la columna.
- No hay deslizamiento entre el acero y concreto (esto es, la deformación en el acero y en el concreto en contacto es la misma).
- Para el propósito de los cálculos de la resistencia, la deformación máxima permisible del concreto en la falla es igual a 0.003cm/cm.
- La resistencia en tracción del concreto es despreciable y no se considera en los cálculos.

6.5.2.- Consideraciones de diseño.-

Para el diseño de columnas dúctiles especiales, se ha tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

6.5.2.1.- Dimensionamiento,-

Se ha seguido con las consideraciones mencionados anteriormente en la etapa de predimensionamiento, las cuales son:

a) $h_c/D \geq 4$

b) $n = \frac{P_s}{f_c b D} < \frac{1}{3}$

c) $D_{\min} = 30 \text{ cm}$

d) $\frac{D_{\text{menor}}}{D_{\text{mayor}}} \geq 0.4$

6.5.2.2.- Cuantías y Traslapes.-

La cuantía de refuerzo longitudinal en elementos sometidos a flexión y carga axial no debe ser inferior a 0.01 ni superior a 0.06. Debiendo incluir en los planos los detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna si es que la cuantía excede de 0.04.

Los traslapes sólo son permitidos dentro de la mitad central de la columna y éstos son proporcionados como empalmes a tracción. Esto se debe a la probabilidad que existe que el recubrimiento de concreto se desprenda en los extremos del elemento haciendo que estos empalmes se tornen inseguros. Sino satisface lo anterior, se tendrá que considerar refuerzo por confinamiento.

El Reglamento ACI-99 considera para zonas muy sísmicas que en cada nudo, la suma de las capacidades últimas en flexión de las columnas sean por lo menos igual a 1.2 veces la suma de las capacidades últimas de las vigas que concurren a las caras del nudo, y si alguna columna no cumple con ésta condición debe de llevar refuerzo transversal de confinamiento en toda su longitud.

6.5.2.3.- Refuerzo transversal.-

El Reglamento Nacional de Construcciones considera que:

a) Debe colocarse en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud l_0 medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento) que no sea menor que:

- Un sexto de la luz libre del elemento.
- La máxima dimensión de la sección transversal del elemento.
- 45 cm.

Estos estribos tendrán un espaciamiento que no deben exceder del menor de los siguientes valores:

- Un cuarto de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.
- 10 cm.

El primer estribo deberá ubicarse a no más de 5 cm. de la cara del nudo.

b) El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento, no deberá de exceder lo siguiente:

- 6 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 15 cm.
- La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.

En la Fig. N° 29 se muestran todas las consideraciones sobre la disposición del refuerzo transversal en toda la longitud de la columna, de acuerdo a lo mencionado anteriormente.

CONSIDERACIONES DE COLUMNAS DUCTILES

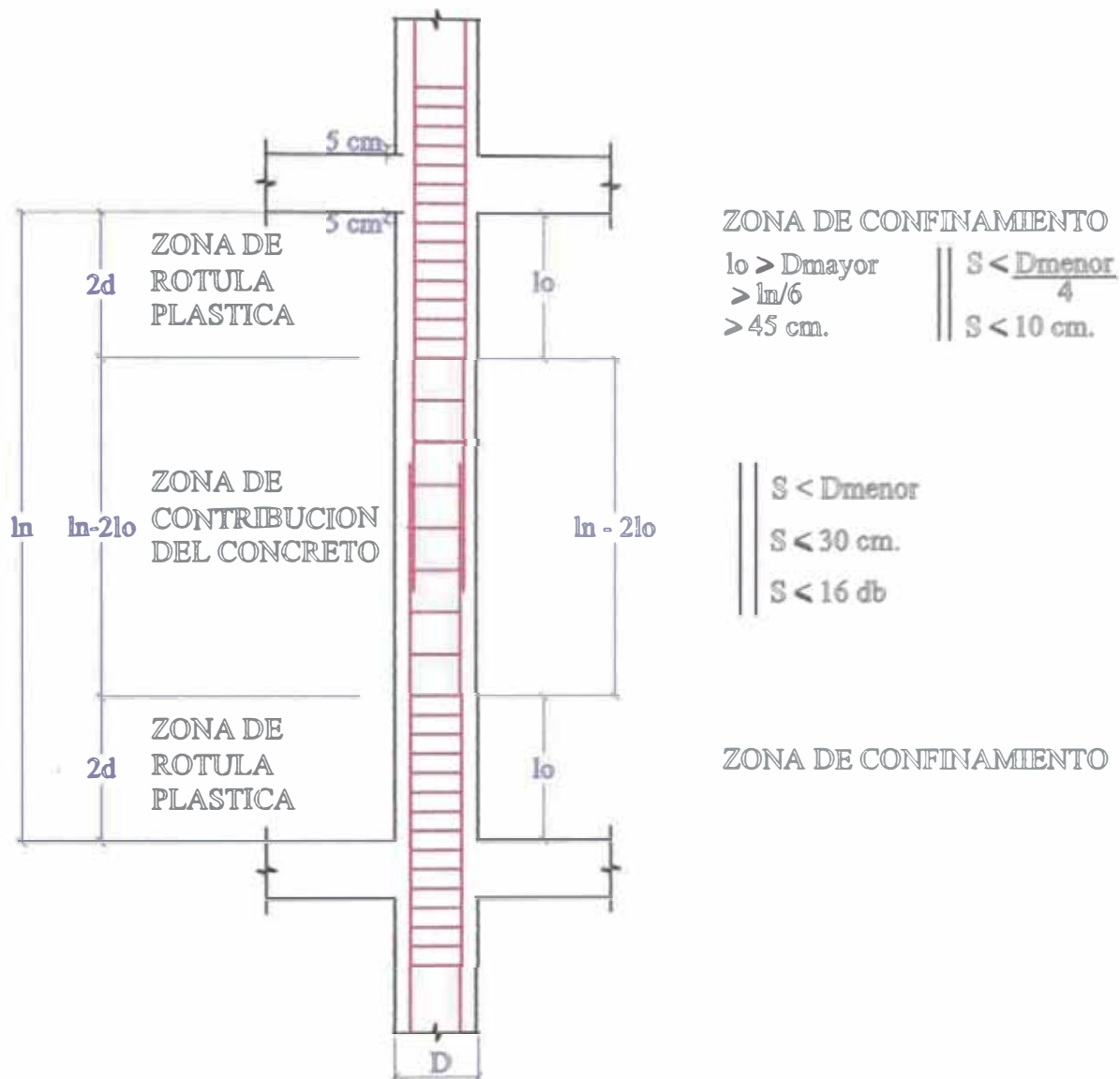


Fig. N° 29

Recomendaciones del ACI para refuerzo transversal en columnas confinadas.-

El ACI recomienda para garantizar la existencia de ductilidad en las columnas las siguientes consideraciones:

Cuantía volumétrica mínima en espiral o estribos circulares.-

$$\rho_{\min} = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f_c}{f_y} \quad \dots\dots (\alpha)$$

Refuerzo por confinamiento.-

$$A_{sh} = 0.30 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) s hc \frac{f_c}{f_y} \quad \dots\dots (\beta)$$

$$A_{sh} = 0.09 s hc \frac{f_c}{f_y} \quad \dots\dots (\gamma)$$

Las expresiones β y γ permiten determinar el espaciamiento “s” de estribos en la zona de confinamiento donde:

A_{sh} = Área total del refuerzo transversal en la dirección de análisis.

hc = Ancho del núcleo de concreto confinado por el acero medido centro a centro de los estribos exteriores.

A_{ch} – Área del núcleo de concreto confinado por el acero.

A_g = Área total de la sección transversal de la columna.

S = espaciamiento del refuerzo transversal.

En la Fig. N° 30 se ilustran éstos parámetros para la determinación del área de refuerzo transversal de confinamiento en columnas.

DEFINICION DE PARAMETROS DE CONFINAMIENTO

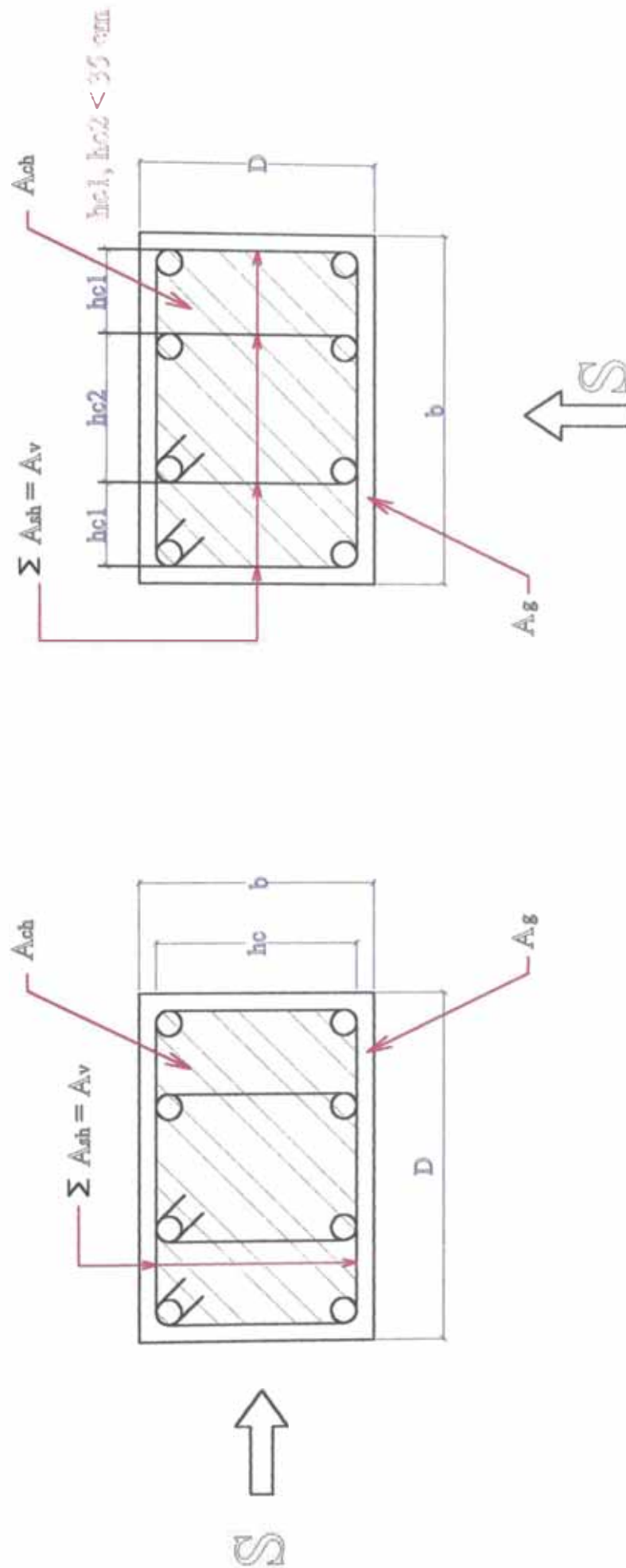


Fig. N° 30

6.5.3.- Procedimiento de diseño de Columnas.-

Para el diseño de columnas dúctiles especiales, se ha tomado los resultados de la aplicación del programa SAP2000 V6.11 correspondiente a columnas, las cuales se presentan en el Anexo N° 8 (Pag. 259), el programa ejecuta 14 combinaciones de cargas (carga viva, carga muerta y cargas de sismo) para cada columna y cada nivel de la estructura, empleando como factores de amplificación los estipulados en el ACI-318-83. También el programa, nos presenta para cada combinación, el momento último, la carga axial última y la fuerza cortante última que se da en todas las columnas.

Debido a que las columnas están sujetas a cargas axiales y momentos flectores actuando en la dirección X como en la dirección Y, se presenta un estado de flexo compresión biaxial en dichas columnas. Para ver estos momentos, vamos a los resultados del programa SAP2000 Anexo 8. Los resultados se dan por cada columna, que el programa denomina (elemento frame).

Hasta el momento, las secciones de las columnas son óptimas con respecto al análisis sísmico, es decir son conformes por rigidez (control desplazamientos); lo que se verá ahora, es su conformidad por resistencia, se verificará su capacidad para resistir el efecto actuante de cargas de gravedad en combinación con cargas sísmicas amplificadas respectivamente.

En el presente informe, el procedimiento de diseño de columnas que se utilizará, es obteniendo los **diagramas de interacción** de las secciones de las columnas, las cuales son la representación gráfica de las combinaciones de carga axial-momento flector que generan la falla de una sección. El diagrama de interacción nos representa todas las combinaciones de falla y por consiguiente constituye una descripción completa de la capacidad resistente de una sección. Todos los puntos dentro del diagrama de interacción representan combinaciones carga axial-momento flector que pueden ser resistidas por la sección. Los puntos fuera del diagrama, son combinaciones que ocasionan la falla.

Para generar los diagramas de interacción de las secciones de las columnas, se hará el uso del programa **PCACOL versión 2.30**, el cual nos permite de manera rápida y práctica obtener la disposición del refuerzo longitudinal mas adecuado para las secciones de las columnas ya definida en el análisis sísmico.

A continuación se presenta el cuadro de datos de las solicitaciones críticas de momento máximo-carga axial y momento-carga axial máximo, los cuales se encuentran dentro del diagrama de interacción generado para cada tipo de columna.

MOMENTOS Y CARGAS AXIALES MÁXIMAS

COLUMA C1: 0.40 x 0.40 m (Columna Central).-

Nº	NIVEL	FRAME	LOAD	Pu (Ton)	Mux (Ton-m) M2	Pu (Kn)	Mux (Kn-m)
1	1	37	COMB10 MAX	125.030	1.120	1225.294	10.976
2	1	37	COMB6 MAX	112.520	1.120	1102.696	10.976
3	2	38	COMB6 MAX	73.470	1.840	720.006	18.032
4	2	53	COMB10 MIN	66.310	2.000	649.838	19.600
5	2	38	COMB14 MIN	47.380	1.860	464.324	18.228
6	3	42	COMB6 MAX	32.780	2.320	321.244	22.736
7	3	54	COMB6 MAX	27.920	2.360	273.616	23.128
8	3	54	COMB8 MAX	27.690	1.840	271.362	18.032
9	3	57	COMB7 MIN	24.940	0.217	244.412	2.127
10	3	54	COMB14 MAX	17.940	2.330	175.812	22.834
Nº	NIVEL	FRAME	LOAD	Pu (Ton)	Muy (Ton-m) M3	Pu (Kn)	Muy (Kn-m)
11	1	37	COMB3	155.900	0.842	1527.820	8.252
12	1	37	COMB2	138.710	2.020	1359.358	19.796
13	1	37	COMB1	137.900	0.595	1351.420	5.831
14	2	38	COMB3	100.600	2.740	985.880	26.852
15	2	23	COMB3	88.070	5.650	863.086	55.370
16	2	23	COMB6 MAX	64.650	4.830	633.570	47.334
17	2	23	COMB5 MAX	63.640	6.440	623.672	63.112
18	3	24	COMB3	40.090	6.750	392.882	66.150
19	3	24	COMB1	36.740	6.530	360.052	63.994
20	3	24	COMB7 MAX	30.520	7.710	299.096	75.558

MOMENTOS Y CARGAS AXIALES MÁXIMAS**COLUMA C2: 0.30 x 0.40 m (Columna Lateral).-**

Nº	NIVEL	FRAME	LOAD	Pu (Ton)	Mux (Ton-m) M2	Pu (Kn)	Mux (Kn-m)
1	1	43	COMB3	77.510	0.326	759.598	3.195
2	1	43	COMB1	69.070	0.317	676.886	3.107
3	2	44	COMB12 MAX	33.390	2.030	327.222	19.894
4	2	68	COMB6 MIN	29.040	1.380	284.592	13.524
5	2	68	COMB10 MAX	25.400	1.290	248.920	12.642
6	2	11	COMB10 MAX	24.610	1.650	241.178	16.170
7	2	8	COMB14 MIN	19.120	1.480	187.376	14.504
8	3	45	COMB10 MIN	18.060	2.230	176.988	21.854
9	3	45	COMB12 MIN	16.070	2.360	157.486	23.128
10	3	18	COMB12 MAX	12.490	2.080	122.402	20.384
Nº	NIVEL	FRAME	LOAD	Pu (Ton)	Muy (Ton-m) M3	Pu (Kn)	Muy (Kn-m)
11	1	16	COMB3	67.640	1.030	662.872	10.094
12	1	16	COMB1	59.800	0.512	586.040	5.018
13	1	67	COMB2	49.170	2.100	481.866	20.580
14	1	10	COMB3	49.090	0.697	481.082	6.831
15	2	17	COMB3	43.240	3.590	423.752	35.182
16	1	67	COMB7 MIN	42.820	2.050	419.636	20.090
17	2	17	COMB5 MAX	29.390	4.270	288.022	41.846
18	3	18	COMB9 MAX	14.560	5.300	142.688	51.940
19	3	12	COMB5 MAX	9.830	3.710	96.334	36.358
20	3	9	COMB13 MAX	6.550	2.900	64.190	28.420

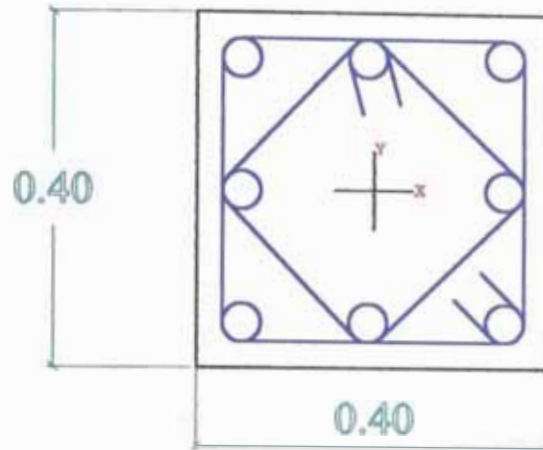
En el Anexo N° 13 (Pag. 360), se presentan los diagramas de interacción con la disposición del refuerzo longitudinal obtenidos para cada una de las columnas.

6.5.4.- Refuerzo Longitudinal.-

En los diagramas de interacción (Anexo N° 13), se observa que la capacidad resistente de los dos tipos de columnas utilizadas en la estructura, es conforme. El detalle de las secciones de las columnas y la disposición del refuerzo longitudinal y transversal, se muestran en la Fig. N° 31.

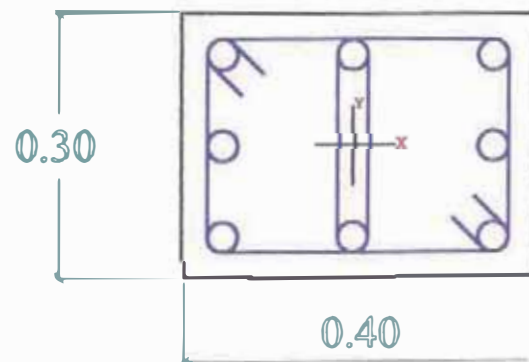
SECCIONES DE COLUMNAS

COLUMNA CENTRAL C-1



8 Ø 3/4" (1.42%)

COLUMNA LATERAL C-2



8 Ø 5/8" (1.33%)

Fig. N° 31

6.5.5.- Refuerzo transversal.-

6.5.5.1.- Columna Central C1 (0.40 x 0.40).- En primer lugar se procede a definir la longitud de confinamiento:

$$l_o \geq \begin{cases} D_{\text{mayor}} = 40 \text{ cm} \\ h_n = \frac{280}{6} = 47 \text{ cm.} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

=> Longitud de la zona de confinamiento: $l_o = 50 \text{ cm.}$

Haciendo uso de las recomendaciones del ACI procedemos a determinar el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento:

$$\rho_{\text{min}} = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots(\alpha)$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.45 \left(\frac{40 \times 40}{31 \times 31} - 1 \right) \frac{210}{4200} \geq 0.12 \times \frac{210}{4200}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.015 \geq 0.006 \quad \text{Es conforme.}$$

$$h_c = 40 - 2 \left(4 + \frac{0.95}{2} \right) = 31.05 \text{ cm.}$$

Luego usando las expresiones:

$$A_{sh} = 0.30 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) s h_c \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots(\beta)$$

$$A_{sh} = 0.09 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots(\gamma)$$

En la expresión (β):

$$4 \times 0.71 = 0.30 \left(\frac{40 \times 40}{31 \times 31} - 1 \right) (s) 31.05 \times \frac{210}{4200} \quad \Rightarrow \quad s = 9.17 \text{ cm.}$$

Usando la expresión (γ) se tiene:

$$4 \times 0.71 = 0.09 (s) 31.05 \times \frac{210}{4200} \quad \Rightarrow \quad s = 20.33 \text{ cm}$$

Además en la zona de confinamiento:

Se tiene límites en el espaciamiento de estribos:

$$s_{\text{máx}} \leq \frac{D_{\text{menor}}}{4} = \frac{40}{4} = 10.00 \text{ cm.}; \quad s_{\text{máx}} \leq 10 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, en esta zona se recomienda usar:

Estribos $\phi 3/8$ " : 1 @ .05, 5 @ .10m.

Fuerza cortante que toma el concreto.- En elementos sometidos a compresión axial, corte y flexión, el agrietamiento disminuye y por lo tanto existe una mayor área para resistir el corte. La expresión para determinar el corte que toma el concreto en este tipo de elemento es:

$$V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f'_c} b d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \dots (\theta)$$

Donde N_u es la fuerza axial mayorada que actúa sobre el elemento y es positiva cuando es de compresión, y A_g es el área bruta de la sección de concreto.

Considerando N_u la carga axial máxima en compresión que puede tomar el elemento, entonces tenemos:

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80(0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y) \approx$$

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80(0.85 f'_c (A_g) + A_{st} f_y)$$

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80(0.85 \times 0.21 \times (40 \times 40) + (8 \times 2.85) \times 4.2) = 305.088 \text{ Ton.}$$

$$P_{u \text{ máx}} = \phi P_{n \text{ máx}} = 0.70 \times 305.088 = 213.562 \text{ Ton.}$$

Luego en la expresión (θ) se tiene:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 40 \times 34 \left(1 + 0.0071 \frac{213562}{40 \times 40} \right) = 17293 \text{ Kg} = 17.30 \text{ Ton.}$$

A continuación se presenta las fuerzas cortantes actuantes máximas que ocurren en la columna C1 (columna central), los cuales se han obtenido de los resultados del programa SAP2000 V6.11 Anexo N° 8 (Pag. 259):

FRAME	LOAD	V _{ux} (Ton)	V _{ux} /Ø (Ton)
21	COMB5 MIN	5.14	6.05
FRAME	LOAD	V _{uy} (Ton)	V _{uy} /Ø (Ton)
42	COMB10 MAX	1.79	2.11

Lo que se observa es que el corte que toma el concreto es mayor que los cortes actuantes en la columna en ambas direcciones. Por lo tanto no hay exigencia de diseño por esfuerzo cortante; pero a manera de ilustración se presenta a continuación el diseño por corte.

Diseño por cortante en los extremos de la columna.-

Se analiza en la dirección más desfavorable. En esta zona no se toma en cuenta la contribución del concreto, por lo tanto el requerimiento de estribos está dado por la expresión:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_n} = \frac{4 \times 0.71 \times 4.2 \times 34}{6.05} = 67 \text{ cm.}$$

Se aprecia que $67 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$. Lo que demuestra que no hay exigencia de diseño por corte.

Por lo tanto con la distribución de los estribos determinados anteriormente, se cumple con el espaciamiento calculado.

Por lo tanto se recomienda usar: **Estribos de ϕ 3/8": 1 @ .05, 5 @ .10m.**

Diseño por cortante en la parte central.-

En esta zona se toma en cuenta la contribución del concreto; se hace uso de la expresión:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_n - V_c}$$

Se tiene que $V_c = 17.3 \text{ Ton} > V_n = 6.05 \text{ Ton}$; por lo tanto en esta zona la exigencia de diseño por corte es despreciable, en consecuencia se toma las consideraciones para columnas dúctiles, en donde se necesita colocar estribos en la parte central con el espaciamiento que se indica:

$$S_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 30 \text{ cm.} \\ D_{\text{menor}} = 40 \text{ cm.} \\ 16d_b(\text{Long.}) = 16 \times 1.91 = 30.56 \text{ cm.} \end{cases}$$

Finalmente la distribución de estribos en la columna C1 es:

ϕ 3/8": 1 @ .05, 5 @ .10, Rto @ .30 m. en cada extremo.

De los resultados, se observa que las exigencias de diseño por corte en las columnas son mínimas, ello indica que sólo la resistencia al corte del concreto es capaz de resistir los efectos de fuerzas cortantes actuantes. Esto se debe a que los elementos verticales que

absorben en mayor proporción las fuerzas de corte son las placas, mucho más que lo que toman las columnas.

6.5.5.2.- Columna Lateral C2,C3 (0.30 x 0.40).-

La longitud de la zona de confinamiento es:

$$l_o \geq \begin{cases} D_{\text{mavor}} = 40 \text{ cm} \\ \frac{h_n}{6} = \frac{280}{6} = 47 \text{ cm.} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

=> Longitud de la zona de confinamiento: $l_o = 50 \text{ cm}$

Siguiendo las recomendaciones del ACI se determina el espaciamiento en la zona de confinamiento:

$$\rho_{\text{smín}} = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots (\alpha)$$

$$\rho_{\text{smín}} = 0.45 \left(\frac{30 \times 40}{21 \times 31} - 1 \right) \frac{210}{4200} \geq 0.12 \times \frac{210}{4200}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.019 \geq 0.006 \quad \text{Es conforme.}$$

Cuando el sismo actúa en dirección X:

$$h_c = \left[30 - 2 \left(4 + \frac{0.95}{2} \right) \right] = 21.05 \text{ cm.}$$

Luego usando las expresiones:

$$A_{sh} = 0.30 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) s h_c \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots (\beta)$$

$$A_{sh} = 0.09 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots (\gamma)$$

En la expresión (β):

$$4 \times 0.71 = 0.30 \left(\frac{30 \times 40}{21 \times 31} - 1 \right) (s) 21.05 \times \frac{210}{4200} \quad \Rightarrow \quad s = 10.67 \text{ cm.}$$

Usando la expresión (γ) se tiene:

$$4 \times 0.71 = 0.09 (s) \times 21.05 \times \frac{210}{4200} \quad \Rightarrow \quad s = 30 \text{ cm}$$

Cuando el sismo actúa en dirección Y:

$$h_c = \left[40 - 2 \left(4 + \frac{0.95}{2} \right) \right] = 31.05 \text{ cm.}$$

Luego usando las expresiones β y γ :

En la expresión (β):

$$4 \times 0.71 = 0.30 \left(\frac{30 \times 40}{21 \times 31} - 1 \right) (s) 31.05 \times \frac{210}{4200} \quad s = 7.23 \text{ cm.}$$

Usando la expresión (γ) se tiene:

$$4 \times 0.71 = 0.09 (s) \times 31.05 \times \frac{210}{4200} \quad \Rightarrow \quad s = 20.33 \text{ cm}$$

Además en la zona de confinamiento:

$$s_{\text{máx}} \leq \frac{D_{\text{menor}}}{4} = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ cm.}$$

$$s_{\text{máx}} \leq 10 \text{ cm.}$$

En ésta zona usar: estribos $\phi 3/8$ " : 1 @ .05, 6 @ .075

Fuerza Cortante que toma el concreto.- Usamos la siguiente expresión:

$$V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f_c} b d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \quad \dots(\theta)$$

Determinación de N_u :

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80 (0.85 f_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)$$

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80 (0.85 f_c (A_g) + A_{st} f_y)$$

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80 (0.85 \times 21 \times (30 \times 40) + (6 \times 1.98 + 2 \times 1.27) \times 4.2) = 219.81 \text{ Ton.}$$

$$P_{u \text{ máx}} = \phi P_{n \text{ máx}} = 0.70 \times 219.81 = 153.87 \text{ Ton.}$$

Luego en la expresión (θ) se tiene:

Cuando el sismo actúa en dirección X: (d = 34cm)

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 34 \left(1 + 0.0071 \times \frac{15387}{30 \times 40} \right) = 7265 \text{ Kg} = 7.3 \text{ Ton.}$$

Cuando el sismo actúa en dirección Y: (= 24 cm.)

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 40 \times 24 \left(1 + 0.0071 \times \frac{15387}{30 \times 40} \right) = 6838 \text{ Kg} = 6.8 \text{ Ton.}$$

A continuación se presenta las fuerzas cortantes actuantes máximas que ocurren en la columna lateral C2, C3 (Columnas extremas de los pórticos principal y secundario), los cuales se han obtenido de los resultados del programa SAP2000 V6.11 Anexo N° 8 (Pag. 259):

FRAME	LOAD	Vux (Ton)	Vux/Ø (Ton)
18	COMB9 MIN	3.57	4.20
FRAME	LOAD	Vuy (Ton)	Vuy/Ø (Ton)
33	COMB12 MIN	1.59	1.87

Diseño por cortante en los extremos de la columna (zona de confinamiento).-

Se analiza en la dirección más desfavorable. En esta zona no se toma en cuenta la contribución del concreto. Del cuadro anterior y los resultados, observamos que el corte que toma el concreto es mucho mayor que los cortes externos actuantes en ambas direcciones. Por lo tanto no hay exigencia de diseño por esfuerzo cortante, por consiguiente se hace uso de las consideraciones de diseño para columnas dúctiles, en conformidad a ello se recomienda usar:

Estribos ϕ 3/8": 1 @ .05, 6 @ .10 en cada extremo.

Diseño por cortante en la parte central.-

En esta zona se toma en cuenta la contribución del concreto; se hace uso de la siguiente

$$\text{expresión: } S = \frac{A_v f_y d}{V_n - V_c}$$

Del cuadro anterior y los resultados, vemos que $V_c = 7.3 \text{ Ton} > V_n = 4.20 \text{ Ton}$, por lo tanto en esta zona la exigencia de diseño por corte es despreciable, en consecuencia se toma las consideraciones para columnas dúctiles, que son las siguientes:

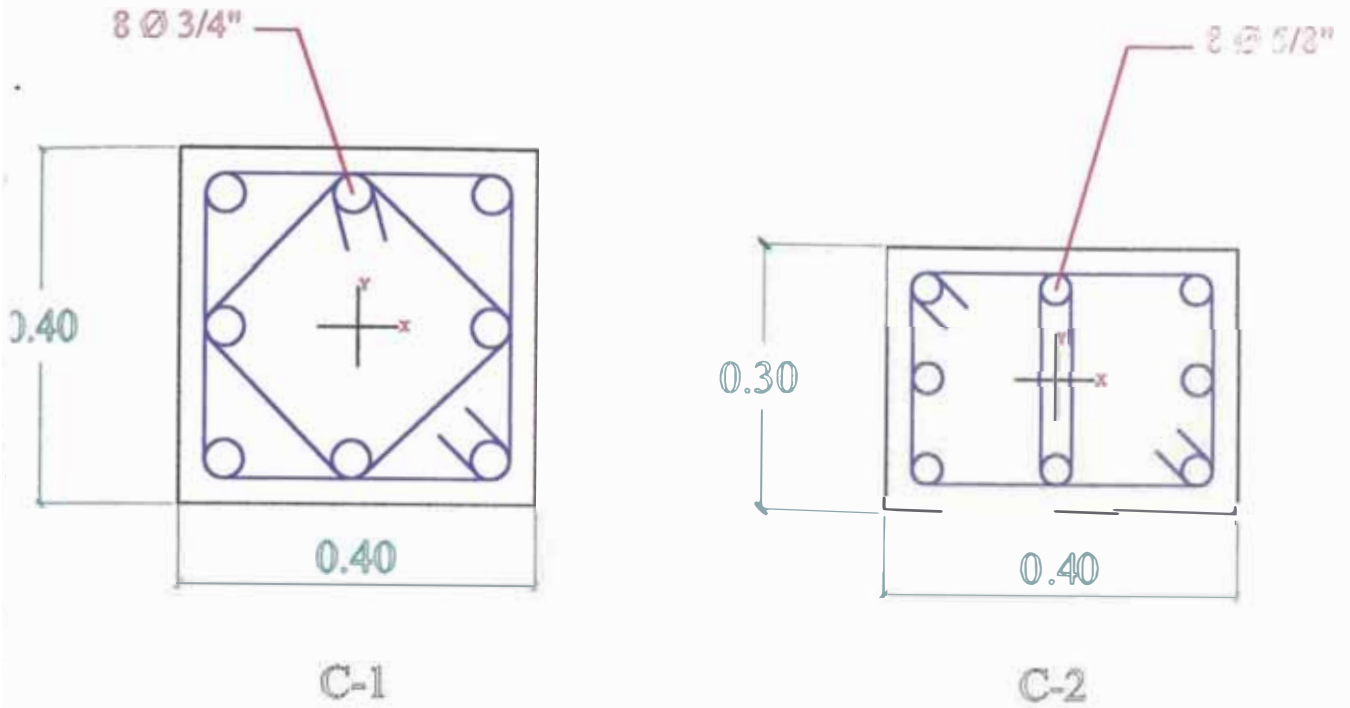
$$S_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 30 \text{ cm.} \\ D_{\text{menor}} = 40 \text{ cm.} \\ 16d_b (\text{Long.}) = 16 \times 1.91 = 30.56 \text{ cm.} \end{cases}$$

Finalmente la distribución de estribos en la columna C2 es:

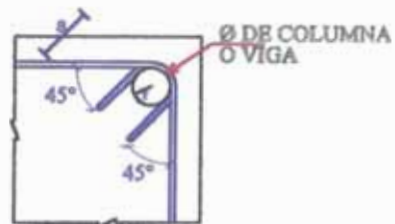
$\phi 3/8$ " : 1 @ .05, 6 @ .10, Rto @ .30 m. en cada extremo.

En la Fig. N° 32, se presenta un cuadro de resumen del diseño de las columnas.

DETALLES DE COLUMNAS



Ø	r	a
3/8"	3 cm	15 cm



CUADRO DE COLUMNAS	
C1	C2
8 Ø 3/4"	8 Ø 5/8"
□ Ø 3/8" 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, R @ 0.30	□ Ø 3/8" 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, R @ 0.30

Fig. N° 32

6.5.- Diseño de Muros de Corte.-

Los muros estructurales o de corte, llamados comúnmente placas, se caracterizan porque aparte de resistir las cargas verticales, resisten cargas horizontales paralelas a la cara del muro, las cuales generan importante esfuerzos cortantes en la estructura.

Los muros de corte deben ser diseñados para la acción combinada de carga axial, momentos y corte.

6.6.1.- Espesores de muros.-

Los muros no tienen restricciones en cuanto a sus dimensiones, sin embargo debe tenerse presente las siguientes consideraciones:

El dimensionamiento se debe hacer teniendo especial consideración los esfuerzos de compresión en los extremos y su resistencia al pandeo.

El espesor mínimo para los muros de corte es de 10 cm.

En el caso de muros de corte coincidentes con muros exteriores de sótano, el espesor mínimo será de 20 cm.

6.6.2.- Refuerzo mínimo en muros.-

El código del ACI define un refuerzo mínimo para controlar el agrietamiento de la estructura.

Refuerzo mínimo vertical

- Para varillas menores o igual que # 5, $f_y \geq 4200 \text{ Kg/cm}^2$ $A_{v \text{ min}} = 0.0012bh$
- Para cualquier otro tipo de varilla $A_{v \text{ min}} = 0.0015bh$

Refuerzo mínimo horizontal

- Para varillas menores o igual que # 5, $f_y \geq 4200 \text{ Kg/cm}^2$ $A_{h \text{ min}} = 0.0020bh$
- Para cualquier otro tipo de varilla $A_{h \text{ min}} = 0.0025bh$

El refuerzo horizontal mínimo indicado es válido para muros cuyas juntas están espaciadas 7m ó menos. Si el espaciamiento es mayor, los mínimos serán los indicados en la siguiente tabla:

Distancia entre juntas	Refuerzo mínimo
7 – 9m	0.0026bh
9 – 12m	0.0030bh
12 – 15m	0.0035bh
15 – 20m	0.0040bh

Consideraciones:

- El espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical no será mayor que tres veces el espesor del muro ni mayor que 45 cm.
- El acero vertical no necesita estribos laterales si la cuantía vertical < 0.01 o si este refuerzo no trabaja a compresión.
- Si $h \geq 25$ cm. el refuerzo horizontal y vertical debe de distribuirse en dos capas.

6.6.3.- Compresión y flexo-compresión en muros de C.A. .-

La resistencia a carga vertical ϕP_{nw} de un muro de sección rectangular sólida cuya resultante de todas las cargas amplificadas se ubique dentro del tercio central de su espesor total podrá determinarse de acuerdo a:

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'_c A_g \left(1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right) \dots\dots\dots(6.5.1)$$

donde:

ϕ = 0.70 (La sollicitación es de flexocompresión)

l_c = Altura libre del muro

A_g = Area de la sección transversal del muro

K = factor de altura efectiva.

Tipo de Muro	Condiciones de Apoyo	k
Muro apoyado arriba y Abajo	Si uno de los apoyos tiene el giro restringido	0.80
	Si ambos apoyos tiene el giro restringido	1.00
Muro con apoyos que admite desplazamiento Relativo	Si ambos apoyos tienen desplazamiento relativo	2.00

El espesor mínimo a usarse en la expresión (6.5.1) será 1/25 de su altura o su longitud, la que sea menor pero no menos de 10 cm.

6.6.4.- Esfuerzos cortantes generados por cargas paralelas a la cara del muro .-

6.6.4.1.- Resistencia del concreto al corte.-

Cuando la carga actúa en el plano del muro, la resistencia del concreto al corte se determina a través de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.88 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} \dots\dots\dots(6.5.2)$$

$$V_c = \left(0.16 \sqrt{f'_c} + \frac{l_w (0.33 \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) h d \dots\dots\dots(6.5.3)$$

donde:

- N_u : Carga axial amplificada en el muro, positiva si es de compresión y negativa si es de tracción.
- M_u : Momento flector amplificado en la sección analizada.
- V_u : Fuerza cortante amplificada en la sección analizada.
- d : Peralte efectivo del muro, se estima como: $d = 0.8l_w$
- l_w : Longitud del muro.
- h : espesor del muro.

Conforme el término $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ va disminuyendo, la relación (6.5.2) controla la resistencia del concreto.

El código del ACI recomienda que la resistencia del concreto al corte entre el apoyo y la sección ubicada al valor menor entre $l_w/2$ y $h_w/2$ deberá considerarse para el cálculo en dicha sección.

6.6.5.- Resistencia nominal máxima del muro.-

El código ACI indica que la resistencia nominal máxima del muro esta dado por:

$$V_n = 2.7 \sqrt{f'_c} h d \dots\dots\dots(6.5.4)$$

El refuerzo por corte en muros esta compuesto por varillas verticales y horizontales, para ello se tiene las siguientes consideraciones:

- Si: $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$, se considera el refuerzo mínimo considerado anteriormente.
- Si: $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$, la cuantía mínima del refuerzo horizontal será 0.0025 y el espaciamiento del acero será menor que: $\frac{l_w}{5}$, 3h, 45cm

- Si: $V_u > \phi V_c$, el área de acero horizontal se determina de la siguiente forma:

$$A_{vh} = \frac{(V_u - \phi V_c) s_2}{\phi f_y d} \dots\dots\dots(6.5.5)$$

Siendo A_{vh} el área del refuerzo horizontal en una franja del muro de ancho s_2 .

Debe verificarse que no sea menor que el mínimo definido en el párrafo anterior.

La cuantía del refuerzo vertical, ρ_v , respecto a una sección bruta horizontal, deberá cumplir:

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \dots\dots\dots(6.5.6)$$

La cuantía vertical mínima será 0.0025, pero no necesita ser mayor que el requerido por refuerzo horizontal, su espaciamiento no excederá $\frac{l_w}{3}$, 3h, 45cm

El acero vertical requerido por corte es adicional al requerido por flexocompresión.

En los muros cuya relación altura / longitud es pequeña la condición crítica de diseño es el corte. Por el contrario, si esta relación es grande, la flexión gobierna el diseño. En los muros bajos, el refuerzo vertical por corte es el más efectivo, mientras que en los altos, ocurre a la inversa.

Esta condición se refleja en la relación (6.5.6) donde para $\frac{h_w}{l_w} < 0.5$ la cuantía de refuerzo vertical y horizontal es la misma. En caso que $\frac{h_w}{l_w} > 2.5$, la cuantía de refuerzo vertical es mínima.

6.6.6.- Consideraciones de diseño de muros dúctiles.-

- Muros esbeltos: $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$

Comportamiento similar a una viga en voladizo.

Momentos grandes en la base del muro: Formación de rótulas plásticas en una longitud (0.5d a 1.0d).

Fuerzas cortantes significativas: fisuramiento por tracción diagonal.

Muros cortos: $\frac{h_w}{l_w} < 2$

Cargas verticales relativamente pequeñas

Requerimientos menores por flexión (momentos de volteo).

La fuerza cortante significativa: fisuramiento por tracción diagonal.

Refuerzos en muros estructurales

$$\rho_n \geq 0.0025$$

$$\rho_v \geq 0.0025$$

$$\text{Si } V_u \geq 0.53 \sqrt{f'_c} A_{cv} \dots\dots\dots(6.5.7)$$

entonces se pondrá dos capas de refuerzo o más.

$$\text{Para muros bajos: } \frac{h_w}{l_w} < 2 \Rightarrow \rho_v \geq \rho_n$$

Espaciamientos máximos

Horizontal : 45 cm.

Vertical : 45 cm.

Resistencia al cortante de muros estructurales

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \dots\dots\dots(6.5.8)$$

$$\alpha_c = 0.80 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

Para valores $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1.5 y 2.0, se interpolará linealmente los valores de α_c .

6.6.7.- Procedimiento de diseño de muros de corte.-

Nos remitimos al Anexo N° 11 (Pag. 337), para extraer las máximas combinaciones de fuerzas externas de diseño factoradas que van a soportar los muros (placas con elementos confinantes, dos columnas, una en cada extremo). Las cuales se va a diseñar considerando las máximas combinaciones de fuerza que para nuestro caso se tiene en la col-placa-col: 4 – eje: E – dirección: X, para los cuatro muros de corte debido a que los muros en dirección X e Y, no difieren significativamente en sus dimensiones.

A continuación se presenta las combinaciones de mayores fuerzas actuantes en el muro indicado:

COL-PLACA-COL: 4 - PORTICO DEL EJE : E - DIRECCIÓN : X

Combinación	Vu (Ton)	Pu (Ton)	Muy (Ton-m)
COMB3	3.07	120.20	64.02
COMB7 MIN	64.06	92.24	141.51
COMB9 MAX	59.00	95.33	241.77

La fuerza cortante basal obtenida por el método del Análisis Dinámico visto en el Capítulo IV, es de $V_x \approx V_y \approx 130.25$ Ton.

Del cuadro se tiene que la fuerza cortante que toma la placa es de: 64.06 Ton, que corresponde al 49% de la fuerza cortante basal. Por lo tanto se tendrá que aplicar lo que indica la norma técnica de edificación E-030 Diseño Sismorresistente que cuando un solo elemento de la estructura, muro o pórtico resiste, una fuerza de 30% o más del total de la fuerza horizontal en cualquier nivel, dicho elemento deberá diseñarse para el 125% de dicha fuerza.

Como se tiene dos muros de corte en cada dirección (X e Y), consideramos la fuerza

cortante para cada muro igual a $\frac{V_x}{2} = \frac{130.25}{2} = 65.13$ Ton., lo cual esta del lado de la

seguridad. Entonces el cortante de diseño es:

$$Vu = 1.25 \times 65.13 = 81.41 \text{ Ton.}$$

1).- En el eje x se tiene: $P_u = 120.20 \text{ Ton}$

$$M_u = 241.77 \text{ Ton-m}$$

$$V_u = 81.41 \text{ Ton}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

DISEÑO POR COMPRESIÓN.-

Se hace uso de la expresión (6.5.1) para determinar la resistencia del muro de concreto a la compresión:

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f_c A_g \left(1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right)$$

$$\phi P_{nw} = 0.55 \times 0.70 \times 210 \times 20 \times 433 \left(1 - \left(\frac{1 \times 330}{32 \times 20} \right)^2 \right) = 514009.80 \text{ kg}$$

$$\phi P_{nw} = 514 \text{ Ton} > P_u = 120.20 \text{ Ton}$$

El muro no requiere refuerzo por compresión.

DISEÑO POR FLEXIÓN.-

El peralte efectivo de la sección se estima como:

$$d = 0.80 \times 4.33 = 3.46 \text{ m.}$$

Se debe verificar que el muro se pueda diseñar como un elemento esbelto, lo cual depende de la relación entre el peralte efectivo y su altura.

$$\frac{d}{h} = \frac{3.46}{10.90} = 0.32 < 0.4$$

Por lo tanto el muro se puede diseñar como un elemento esbelto. Haciendo uso de la expresión:

$$M_u = \phi f_c b d^2 \rho \frac{f_y}{f_c} \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c} \right) \quad \dots\dots(\alpha)$$

donde: $b = 20 \text{ cm.}$

reemplazando valores en la expresión (α) se tiene:

$$241.77 = 0.9 \times 2100 \times 0.20 \times 3.46^2 \rho \frac{4200}{210} \left(1 - 0.59 \rho \frac{4200}{210} \right)$$

$$\rho = 0.0029$$

$$A_s = 0.0029 \times 20 \times 346 = 20.07 \text{ cm}^2$$

Se colocará: **8 ϕ 3/4"** en cada extremo del muro.

DISEÑO POR CORTE.-

a).- En principio, se verifica que la fuerza cortante en el elemento no sea mayor que la máxima permitida, dado por la ecuación (6.5.4)

$$V_{n \text{ máx}} = 2.7 \sqrt{f'c} h d$$

$$V_{n \text{ máx}} = 2.7 \sqrt{210} \times 20 \times 346 = 270756.88 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{81410}{0.85} = 95776.47 \text{ Kg} < V_{u \text{ máx}} = 270756.88 \text{ Kg}$$

La sección de la placa es conforme.

b).- Se verifica si se requiere refuerzo en dos capas.

Se necesita refuerzo en dos capas si:

$$V_u \geq 0.53 \sqrt{f'c} A_{cv}$$

$$\text{Vemos que: } V_u = 81.41 \text{ Ton} > 0.53 \sqrt{210} (10)(0.20)(4.33) = 66.51 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, se necesita refuerzo en dos capas.

c).- La resistencia al corte aportada por el concreto en la sección ubicada a $l_w/2$ de la base (menor que $h_w/2$) es determinada a través de las expresiones (6.5.2) y (6.5.3)

$$V_c = 0.88 \sqrt{210} \times 20 \times 346 + \frac{120200 \times 346}{4 \times 433} = 112259 \text{ Kg}$$

$$V_c = \left[0.16 \sqrt{210} + \frac{433 \left(0.33 \sqrt{210} + 0.2 \times \frac{120200}{433 \times 20} \right)}{\frac{241770 \times 100}{65130} - \frac{433}{2}} \right] 20 \times 346 = 162426 \text{ Kg}$$

Consideramos la resistencia al corte más desfavorable:

$$\Rightarrow V_c = 112.26 \text{ Ton} > V_u = 81.41 \text{ Ton}$$

d).- Debido al resultado anterior, la resistencia al corte que debe ser aportada por el acero, teóricamente es cero.

Por lo tanto, para el refuerzo horizontal requerido usaremos $\phi 3/8''$, considerando la resistencia al corte del acero igual a $V_s = V_u = 81.41$ Ton, cuyo espaciamiento esta dado por:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4.2 \times 346}{81.41} = 25.35 \text{ cm.}$$

La cuantía provista es:

$$\rho_{provista} = \frac{1.42}{25.35 \times 20} = 0.0028 > 0.0025 \text{ Es conforme}$$

e).- Refuerzo longitudinal y transversal requerido en el muro. **Requerimiento mínimo de cuantía.**

$$\rho_h = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} = \rho_n \geq 0.0025$$

Espaciamiento máximo = 45 cm. ó 3h (el menor)

$$A_{cv}/m = (100)(20) = 2000 \text{ cm}^2/m$$

El área de acero mínimo en cada dirección por cada metro de muro es:

$$A_{s_{min}} = \rho_n \times A_{cv} = 0.0025 \times 2000 = 5 \text{ cm}^2/m$$

Usando $\phi 3/8'' \Rightarrow A_s = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{A_s}{A_{sm}} = \frac{1.42 \text{ cm}^2}{5 \text{ cm}^2/m} = 0.28 \text{ m.} < 0.45 \text{ m. Es conforme}$$

Considerar $\phi 3/8'' @ 0.25$ m. en dos capas para el refuerzo horizontal.

$$\Rightarrow \rho_h = \frac{1.42}{25 \times 20} = 0.0028 > 0.0025 \text{ Es conforme}$$

f).- El refuerzo vertical del muro se determina a través de la expresión (6.5.6)

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{10.9}{4.33} \right) (0.0028 - 0.0025) = 0.00249 = 0.0025$$

Por lo tanto se recomienda usar el refuerzo longitudinal mínimo:

Considerar $\phi 3/8'' @ 0.25$ m. en dos capas para el refuerzo vertical.

ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO.-

a).- Verificación de necesidad de elementos de confinamiento:

Debe disponerse necesariamente de elementos de confinamiento si el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema es mayor de $0.2 f'c$.

$$A_g = 433 \times 20 + (10 \times 40) \times 2 = 9460 \text{ cm}^2$$

$$I = \left\{ \frac{30 \times (40)^3}{12} + 30 \times 40 \times (196.5)^2 \right\} \times 2 + \frac{20 \times (353)^3}{12} = 166'301,028.33 \text{ cm}^4$$

$$f'c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \times \frac{l_w}{2}}{I_g} = \frac{120200}{9460} + \frac{241.77 \times 10^5 \times \frac{433}{2}}{166'301,028.33} = 44.18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 44.18 \text{ Kg/cm}^2 > 0.2 f'c = 0.2 \times 210 = 42 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto necesita elementos de confinamiento.

b).- Columna de Confinamiento:

b1.- Verificando si los elementos de confinamiento actuando como columna corta toman las cargas verticales debido a cargas de gravedad y de sismo.

Fuerza Axial máxima sobre el elemento de confinamiento:

$$P_{u \text{ máx}} = \frac{P_{u(\text{muro})}}{2} + \frac{M_u}{l'_w} = \frac{120.20}{2} + \frac{241.77}{3.93} = 121.62 \text{ Ton}$$

Sobre el elemento de confinamiento: $P_u = 121.62 \text{ Ton}$

$$b \times h = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$$

Del diseño por flexión se tiene: $A_{st} = 8 \phi \text{ } 3/4'' = 8 \times 2.85 = 22.80 \text{ cm}^2$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b \times h} = 0.019 > \rho_{\text{mín}} = 0.01 \quad ; \quad < \rho_{\text{máx}} = 0.06$$

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80(0.85 f'c(A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y)$$

Columnas estribadas

$$P_{u \text{ máx}} = \phi P_{n \text{ máx}} = 0.70 P_{n \text{ máx}}$$

$$P_{u \text{ máx}} = 0.7(0.80)(0.85 \times 0.21(1200 - 21.06) + 21.06 \times 4.2)$$

$$P_{u \text{ máx}} = 167.38 \text{ Ton} > P_u = 120.20 \text{ Ton} \quad \text{Es conforme}$$

b.2.- Determinar los requerimientos de refuerzo transversal por confinamiento:

$$S \leq 10 \text{ cm} \quad ; \quad S \leq \frac{t_{\text{menor}}}{4} = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ cm}$$

S, en la dirección de la longitud menor

Luego usando las expresiones:

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 s h_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y} \\ 0.09 s h_c \frac{f_c}{f_y} \end{cases}$$

Considerando estribos de ϕ 3/8"

$$h_c = 40 - 2 \left(4 + \frac{0.95}{2} \right) = 31.05 \text{ cm.}$$

$$4 \times 0.71 = 0.3 \times (s) \times 31.05 \left(\frac{30 \times 40}{21 \times 31} - 1 \right) \frac{210}{4200} \quad \rightarrow \quad s = 7.23 \text{ cm}$$

$$4 \times 0.71 = 0.09 \times (s) \times 31.05 \times \frac{210}{4200} \quad \rightarrow \quad s = 20.33 \text{ cm}$$

S, en la dirección de la longitud mayor

Luego usando las expresiones:

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 s h_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y} \\ 0.09 s h_c \frac{f_c}{f_y} \end{cases}$$

Considerando estribos de ϕ 3/8"

$$h_c = 30 - 2 \left(4 + \frac{0.95}{2} \right) = 21.05 \text{ cm.}$$

$$4 \times 0.71 = 0.3 \times (s) \times 21.05 \left(\frac{30 \times 40}{21 \times 31} - 1 \right) \frac{210}{4200} \quad \rightarrow \quad s = 10.67 \text{ cm}$$

$$4 \times 0.71 = 0.09 \times (s) \times 21.05 \times \frac{210}{4200} \quad \rightarrow \quad s = 30 \text{ cm}$$

En la fig. N° 33 y 34 se muestra el refuerzo provisto para el muro diseñado.

DISTRIBUCION DEL REFUERZO EN EL MURO DE CORTE

DIRECCION: X - EJES: A Y E

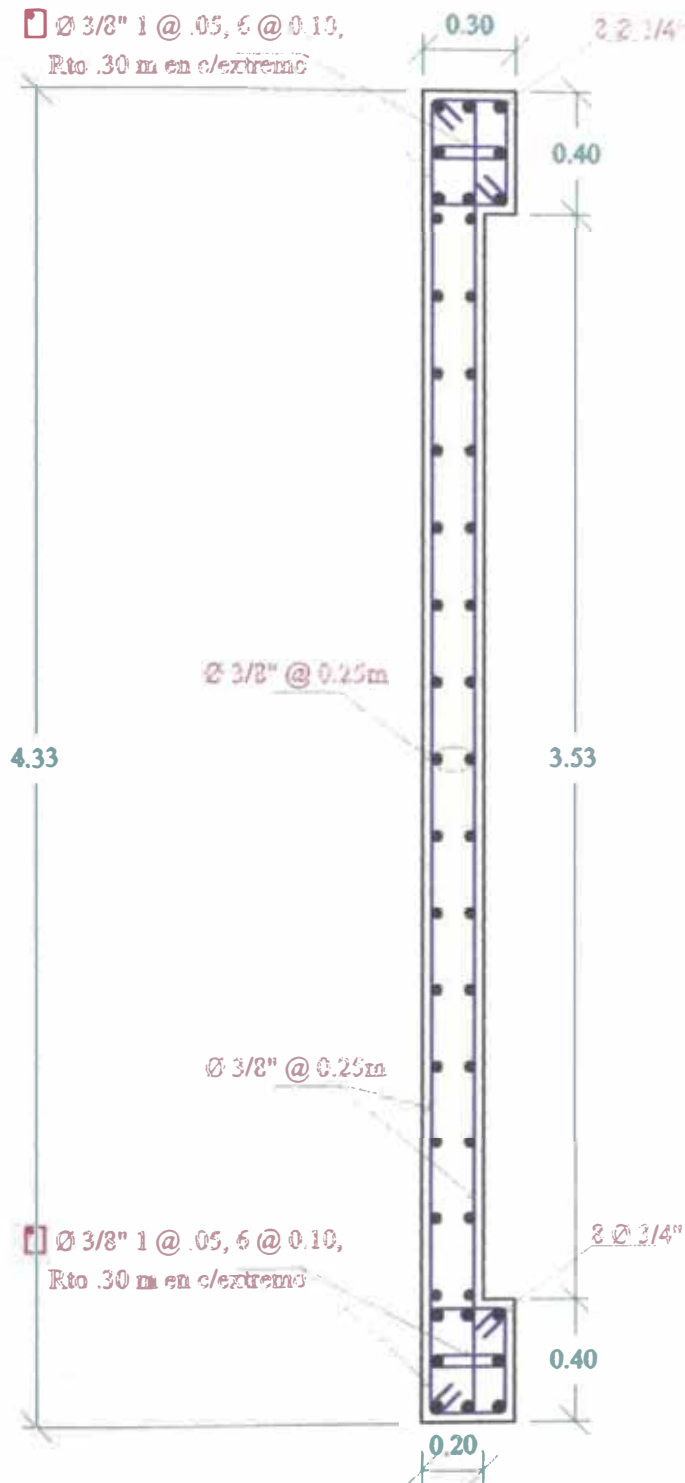


Fig. N° 33

DISTRIBUCION DEL REFUERZO EN EL MURO DE CORTE

DIRECCION: Y - EJES: 1 Y 5

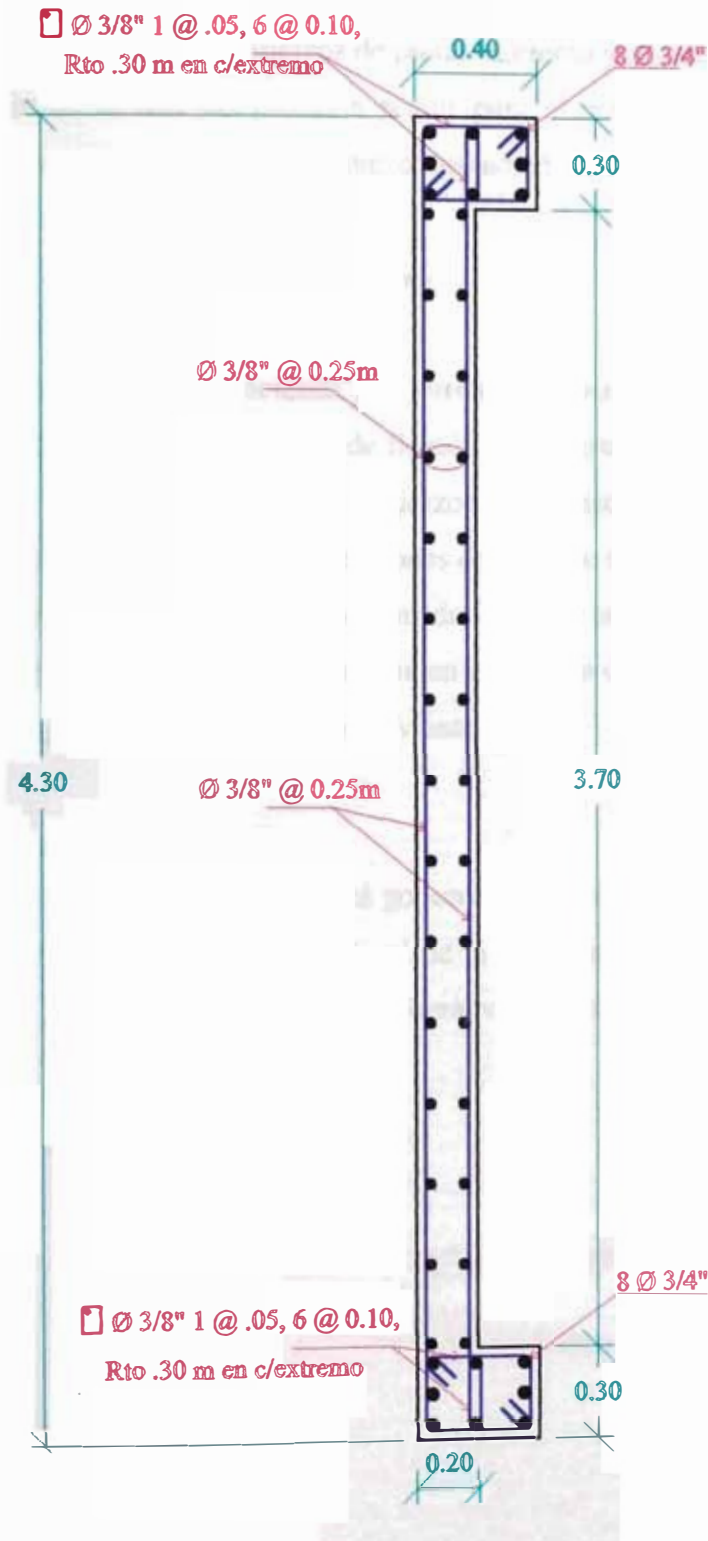


Fig. N° 34

6.7.- Diseño de Cimentaciones Superficiales (Zapatas).-

6.7.1.- Generalidades.-

Las Normas de Concreto Armado E.060 del Perú y las Normas ACI 318, especifican la manera de llevar a cabo el dimensionamiento y diseño del refuerzo de las cimentaciones de concreto armado.

El problema consiste en determinar la presión de contacto entre terreno y cimentación, los esfuerzos de tracción diagonal, los esfuerzos de punzonamiento y los momentos de flexión.

En el presente informe se dan las pautas a seguir para el caso de cimentaciones rígidas (zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas).

6.7.2.- Solución de Cimentaciones Superficiales.-

6.7.2.1.- Dimensionamiento en planta.-

El área de contacto entre las cimentaciones y el terreno se determina en función a las cargas no amplificadas (de servicio). Si por efecto de flexión en la zapata, ésta tendiera a levantarse sobre el terreno, no se deberán considerar esfuerzos de tracción y el equilibrio de fuerzas deberá establecerse considerando que las reacciones del terreno sólo son de compresión.

La Norma E.060 indica que el valor de la presión admisible de la resistencia del terreno podrá incrementarse en 30%, salvo indicación contraria en el estudio de suelos, para los estados de carga en que intervengan las fuerzas de sismo o viento.

6.7.2.2 .- Dimensionamiento en altura.-

Generalmente la altura de la cimentación está gobernada por el requerimiento de longitud de anclaje en compresión del refuerzo longitudinal de la columna o por los esfuerzos de corte por punzonamiento en la zapata. También deberá verificarse los esfuerzos por tracción diagonal (corte).

6.7.2.3.- Diseño del refuerzo.-

En cimentaciones aisladas es conveniente que todos los esfuerzos de corte sean tomados únicamente por el concreto, de esta manera el único refuerzo es el que corresponde al requerido para tomar los momentos de flexión.

En las vigas de conexión de cimentaciones conectadas o en cimentaciones continuas, es posible de acuerdo a la magnitud de las fuerzas de corte utilizar estribos por tracción diagonal.

6.7.2.4.- Transferencia de esfuerzos.-

La transferencia de esfuerzos de la columna a la cimentación cuando no se producen tracciones en la interfase entre columna y zapata, se puede lograr mediante uno de los caminos siguientes:

Sin refuerzo

En este caso, el esfuerzo último de aplastamiento ($f_{au} = P_u/A_g$) deberá ser menor que el permisible (Φf_{an}), donde “ P_u ” es la carga última actuante, “ A_g ” el área de la sección transversal de la columna y $\Phi = 0.70$, “ f_{an} ” deberá tomarse como el menor de los valores siguientes:

$$a) \quad 0.85 \phi f'_c \quad (f'_c = \text{de la columna})$$

$$b) \quad 0.85 \phi f'_c \sqrt{\frac{A_c}{A_z}} \quad (f'_c = \text{de la zapata})$$

donde:

$$\frac{A_c = \text{área de la columna}}{A_z = \text{área de la zapata}} \leq 4$$

Con refuerzo

En este caso, el refuerzo de acero longitudinal de la columna que pasa a través de la junta entre ella y la zapata deberá ser capaz de transmitir toda la fuerza de compresión que exceda a la resistencia de aplastamiento del concreto evaluada según el punto anterior ($f_{au} \leq \Phi f_{an}$).

Es importante señalar que la práctica seguida en el Perú es la de introducir el integro del refuerzo de la columna dentro de la zapata, en este caso el reforzamiento cubre holgadamente los esfuerzos y por consiguiente se hace innecesario la verificación de los esfuerzos de aplastamiento, salvo el caso de columnas prefabricadas que han sido estructuradas de manera que el refuerzo no pase a la zapata.

A continuación presentamos las cargas axiales y momentos flectores, las cuales han sido obtenidas de los resultados del programa SAP2000, que actúan en los dos tipos de columnas: Anexo N° 8 (Pag. 259) y los muros de corte: Anexo N° 11 (Pag. 337), con lo cual procedemos a diseñar las cimentaciones superficiales (zapatas).

RESUMEN DE CARGAS AXIALES Y MOMENTOS EN COLUMNAS Y MUROS DE CORTE

FRAME	COLUMNA, PLACA	SECCION (m ²)	PD (Ton)	PL (Ton)	M _{sx} (M2) (Ton-m)	M _{sy} (M3) (Ton-m)
37	C1	0.40x0.40	80.47	10.00	0.90	0.85
31	C2	0.30x0.40	40.61	4.84	0.40	0.76
COL_PLACA_COL_1_A	P1-X	0.20x4.33	63.79	5.30	0.765	150.92
COL_PLACA_COL_7_5	P1-Y	0.20x4.30	59.25	5.36	153.07	0.935

6.7.3.- Diseño de la Cimentación: Zapata Aislada correspondiente a la columna C1:

Datos generales:

Del terreno:

Capacidad portante del terreno $\sigma_t = 4.0 \text{ Kg/cm}^2$

Peso específico promedio (suelo y concreto): $\gamma_p = 2200 \text{ Kg/m}^3$

$S/C_{\text{piso}} = 400 \text{ Kg/m}^2$

De la columna C1:

Sección : 40 cm x 40 cm

Refuerzo 8 varillas # 6

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

Cargas que transmite la columna:

$P_D = 80.47 \text{ Ton.}$

$P_L = 10.00 \text{ Ton.}$

$M_{SX} = 0.90 \text{ Ton x m.}$

$M_{SY} = 0.85 \text{ Ton x m.}$

De la Zapata:

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

Acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Dimensionamiento de la zapata:**Planta.-**

La zapata en análisis, se encuentra sometida a la acción de flexión biaxial (momentos en el eje X como en el eje Y), y parte del refuerzo de la columna que sostiene podría estar en tensión.

El esfuerzo neto del terreno es:

$$\sigma_n = \sigma_t - h_p \gamma_p - S/C_{\text{piso}}$$

$$\sigma_n = 40 - 1.70 \times 2.20 - 0.40 = 35.86 \text{ Ton/m}^2$$

Verifiquemos la excentricidad de la carga en ambas direcciones:

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{0.85}{80.47 + 10.00} = 0.0094 \text{ m.}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{0.90}{80.47 + 10.00} = 0.0099 \text{ m.}$$

Aproximemos las dimensiones de la cimentación usando:

$$A_z = \frac{P_D + P_L}{\sigma_n} = \frac{80.47 + 10.00}{35.86} = 2.52 \text{ m}^2$$

Por lo tanto se tiene: $S \times T = 1.60 \times 1.60 \text{ m}^2$

Siendo:

“S” dimensión de la cimentación perpendicular a la dirección de análisis.

“T” dimensión de la cimentación paralela a la dirección de análisis.

Con las dimensiones aproximadas se verifica que:

$$e_x = 0.0094 \text{ m} < \frac{T}{6} = \frac{1.60}{6} = 0.27 \text{ m.}$$

$$e_y = 0.0099 \text{ m} < \frac{S}{6} = \frac{1.60}{6} = 0.27 \text{ m.}$$

Con lo cual, se ve que la carga excéntrica de compresión actúa en la región del “núcleo central de la sección rectangular”, de tal modo que no se presentan esfuerzos de tracción en ninguno de los puntos de la sección.

Las dimensiones de la cimentación es mayor a las dimensiones aproximadas, la cual se determina mediante tanteos y utilizando la siguiente expresión:

$$\sigma_1 S = q_1 = \frac{P}{T} + \frac{6M_y}{T^2} + \frac{6M_x}{TS}$$

Estimando una dimensión igual a: $T = 1.60$ m, entonces la otra resulta:

$$\sigma_1 S = \frac{90.47}{1.60} + \frac{6 \times 0.85}{1.60^2} + \frac{6 \times 0.90}{1.60 \times S}$$

$$35.86 \times S = 56.54 + 1.99 + \frac{3.36}{S}$$

$$35.86 \times S^2 - 58.53 \times S - 3.36 = 0$$

Resolviendo la ecuación:

$$S_1 = 1.69;$$

Segundo tanteo: $T = 1.65$ m. \Rightarrow $S = 1.65$ m.

Por lo tanto la sección de la cimentación aislada que se adapta a éste caso de mínimas excentricidades es una zapata cuadrada de:

$S \times T = 1.65 \times 1.65$ m.

Altura.-

Por requerimientos de longitud de anclaje en compresión del refuerzo longitudinal de la columna, se tiene que la altura de la zapata debe ser mayor a:

$$l_{db} = 0.08 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f_c}}$$

La columna C1 cuenta con varillas #6, entonces sustituyendo valores en la ecuación anterior se tiene:

$$d_b = 1.91 \text{ cm.}$$

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_{db} = 0.08 \times 1.91 \frac{4200}{\sqrt{210}} = 44.30 \text{ cm.}$$

$$\text{Además debe cumplirse: } l_{db} \geq 0.004 d_b f_y$$

$$l_{db} \geq 0.004 \times 1.91 \times 4200 = 32 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se considerará una altura de:

$$h_z = 45 + 15 = 60 \text{ cm.}$$

En la Fig. N° 35, se muestra en detalle la disposición de la cimentación en elevación y planta.

ZAPATA AISLADA DE COLUMNA C1

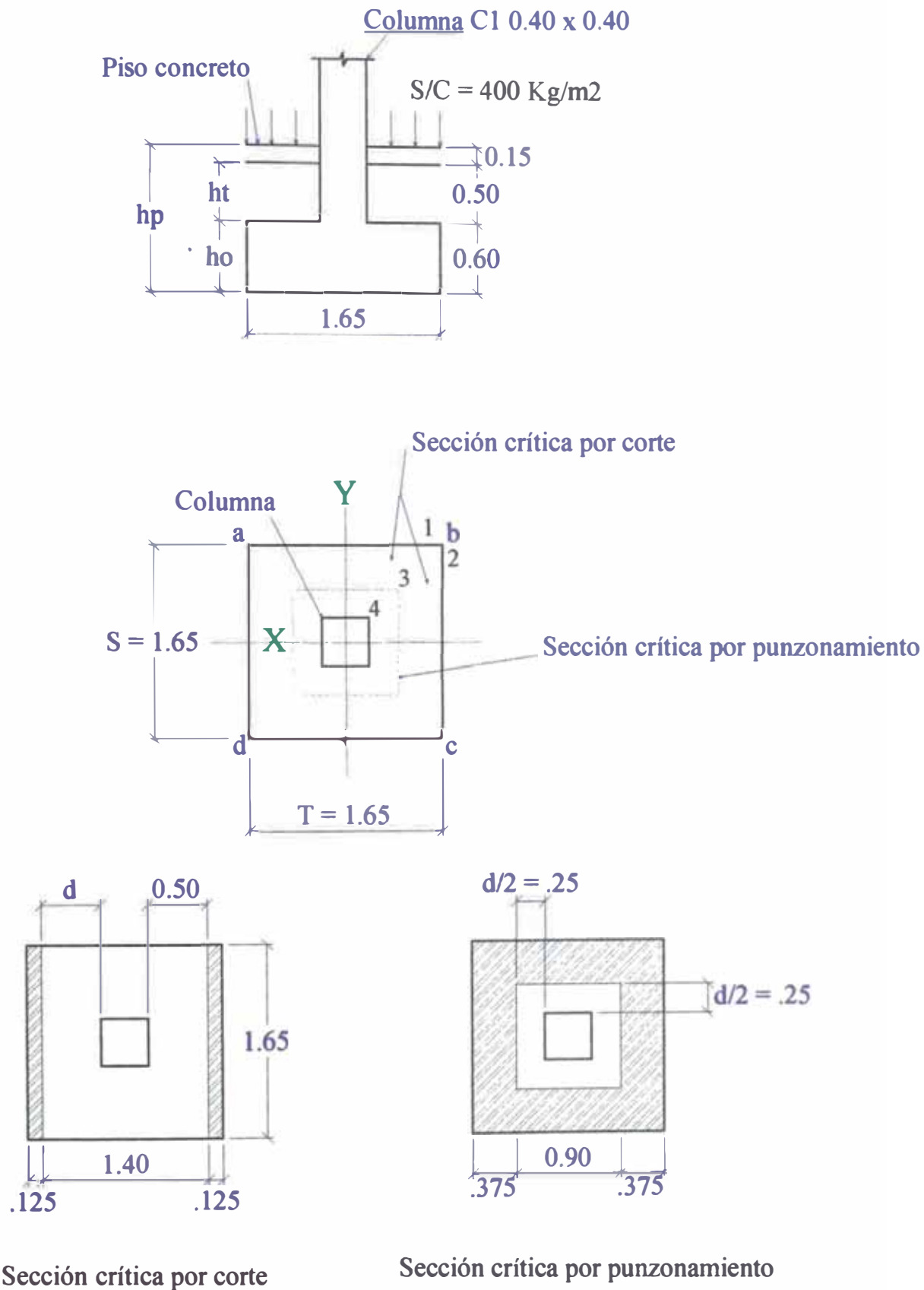


Fig. N° 35

Escala 1 : 50

Reacción amplificada del suelo:

La reacción amplificada del suelo es:

$$\sigma_{\text{sn}} = \frac{1.5 \times 80.47 + 1.8 \times 10.00}{80.47 + 10.00} \sigma_{\text{sn}} = 1.53 \sigma_{\text{sn}}$$

donde σ_{sn} son los esfuerzos en el terreno y esta dado por la expresión:

$$\sigma_{\text{sn}} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_Y}{I_Y} X \pm \frac{M_X}{I_X} Y$$

$$\sigma_{\text{sn}} = \frac{80.47 + 10.00}{1.65 \times 1.65} \pm \frac{0.85}{0.62} X \pm \frac{0.90}{0.62} Y$$

$$\sigma_{\text{sn}} = 33.23 \pm 1.37X \pm 1.45Y \quad \dots\dots\dots(\alpha)$$

La expresión (α) determina las presiones en cualquier punto de la zapata. A continuación se determina las presiones en las esquinas de la zapata aislada. (De la Fig. N° 35)

$$\sigma_{\text{sna}} = 33.23 - 1.37 \times 0.825 + 1.45 \times 0.825 = 33.296 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_n = 35.86 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{\text{snb}} = 33.23 + 1.37 \times 0.825 + 1.45 \times 0.825 = 35.56 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_n = 35.86 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{\text{snC}} = 33.23 + 1.37 \times 0.825 - 1.45 \times 0.825 = 33.164 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_n = 35.86 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{\text{snd}} = 33.23 - 1.37 \times 0.825 - 1.45 \times 0.825 = 30.90 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_n = 35.86 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{OK!}$$

La reacción amplificada del suelo ($1.53 \sigma_{\text{sn}}$) se utiliza para el cálculo de los esfuerzos en la cimentación y para la determinación del refuerzo.

Verificación por Cortante:

La fuerza cortante aplicada (V_u), se determinará a una distancia ($d = h_z - r - \emptyset 3/4'' = 60 - 7.5 - 1.91$) $d = 50.60$ cm con respecto a la cara de la columna y será igual a la resultante de la reacción amplificada del suelo que actúa fuera de la sección crítica. Considerando $d = 50$ cm.

- En la dirección X:

Con respecto a la Fig. N° 35, se tiene:

$$\sigma_{\text{sn1}} = 33.23 + 1.37 \times 0.70 + 1.45 \times 0.825 = 35.39 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_n = 35.86 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{OK!}$$

Luego:
$$V_u = 1.53x\left(\frac{35.56 + 35.39}{2}\right)x0.125x1.65 = 11.20\text{Ton}$$

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = 0.85x0.53\sqrt{210}x1.65x0.50x10 = 53.86 \text{ Ton} > V_u = 11.20 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

- En la dirección Y:

Con respecto a la Fig. N° 35, se tiene:

$$\sigma_{sn2} = 33.23 + 1.37x0.825 + 1.45x0.70 = 35.38 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_n = 35.86 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{OK!}$$

Luego:
$$V_u = 1.53x\left(\frac{35.56 + 35.38}{2}\right)x0.125x1.65 = 11.20 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = 0.85x0.53\sqrt{210}x1.65x0.50x10 = 53.86 \text{ Ton} > V_u = 11.20 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

Verificación por Punzonamiento.-

La sección crítica se encuentra ubicada a una distancia igual a $d/2$ con respecto a la cara de la columna. El corte aplicado (V_u) será la resultante de la presión amplificada del suelo aplicada en la zona achurada mostrada en la Fig. N° 35:

Usando primero la expresión (α) tenemos:

$$\sigma_{sn3} = 33.23 + 1.37x0.45 + 1.45x0.45 = 34.50 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_n = 35.86 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{OK!}$$

Por punzonamiento, la fuerza cortante aplicada es:

$$V_u = 1.53x[35.56x1.65x1.65 - 34.50x0.90x0.90] = 105.37 \text{ Ton.}$$

La resistencia del concreto al corte por punzonamiento es igual al menor valor determinado por las siguientes expresiones:

$$V_c \leq 0.27\left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c} b_o d \quad \dots\dots(\beta)$$

$$V_c = 1.1\sqrt{f_c} b_o d \quad \dots\dots(\delta)$$

Donde:

V_c : Resistencia del concreto al corte.

β_c : Cociente de la dimensión mayor de la columna entre la dimensión menor.

b_o : Perímetro de la sección crítica.

álculo de los parámetros:

$$l_o = (0.40+0.50) \times 4 = 3.60\text{m.}$$

$$l_c = 40/40 = 1.0$$

valuando en las expresiones β y δ :

$$V_c \leq 0.85 \times 0.27 \left(2 + \frac{4}{1} \right) \sqrt{210} \times 3.60 \times 0.50 \times 10 = 359.18 \text{ Ton.}$$

$$V_c = 0.85 \times 1.1 \sqrt{210} \times 3.60 \times 0.50 \times 10 = 243.89 \text{ Ton} > V_u = 105.37 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

Refuerzo longitudinal por flexión:

En la Fig. N° 36, se muestra la distribución de esfuerzos en la cimentación, con lo cual determinamos el momento flector en la cara de la columna:

$$M_u = \left(\frac{W_b + W_4}{2} \right) l_v \cdot b (l_v - X) \quad \dots\dots\dots(\gamma) \quad \text{Donde:}$$

$$X = \frac{l_v}{3} \left(\frac{W_b + 2W_4}{W_b + W_4} \right) \text{ Es C.G. de la carga distribuida en forma trapezoidal.}$$

W_b y W_4 son las reacciones amplificadas máximas.

$$W_b = 1.53 \sigma_{snb} \text{ Ton/m}^2 \quad \text{y} \quad W_4 = 1.53 \sigma_{sn4} \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{snb} = 33.23 + 1.37 \times 0.825 + 1.45 \times 0.825 = 35.56 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{sn4} = 33.23 + 1.37 \times 0.20 + 1.45 \times 0.20 = 33.79 \text{ Ton/m}^2$$

$$W_b = 1.53 \times 35.56 = 54.41 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{y} \quad W_4 = 1.53 \times 33.79 = 51.70 \text{ Ton/m}^2$$

Además se tiene que:

$$l_v = 0.625\text{m. y } b = 1.65\text{m.}$$

$$X = \frac{0.625}{3} \left(\frac{54.41 + 2 \times 51.70}{54.41 + 51.70} \right) = 0.31\text{m.}$$

Reemplazando valores en (γ) tenemos:

$$M_u = \left(\frac{54.41 + 51.70}{2} \right) \times 0.625 \times 1.65 \times (0.625 - 0.31) = 17.23 \text{ Ton} \times \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{17.23 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 50} = 10.13 \text{ cm}^2$$

$$l = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{10.13 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 165} = 1.44 \text{ cm.}$$

$$A_s = 9.25 \text{ cm}^2 \quad a = 1.32 \text{ cm.}$$

Por lo tanto:

$$l = \frac{9.25}{1.27} = 7.3 \approx 8$$

$$S = \frac{1.65 - 2r - \phi}{n - 1} = \frac{1.65 - 0.15 - 0.0127}{8 - 1} = 0.20$$

Por lo tanto, se recomienda usar: **8Ø1/2" @ 0.20m.**

Refuerzo en la dirección transversal:

$$A_{ST} = A_s \times \frac{1.65}{1.65} = A_s$$

Por lo tanto, se recomienda usar: **8Ø1/2" @ 0.20m.**

Longitud de desarrollo del refuerzo: En este caso la sección crítica para la longitud de desarrollo es la misma que la sección crítica para flexión:

Longitud disponible (l_d) para cada barra:

$$l_d = l_v - r$$

$$l_d = 0.625 - 0.075 = 0.55 \text{ m.}$$

Para barras en tracción y $\phi \leq N^\circ 11$ se tiene que:

$$l_d = 0.06 A_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

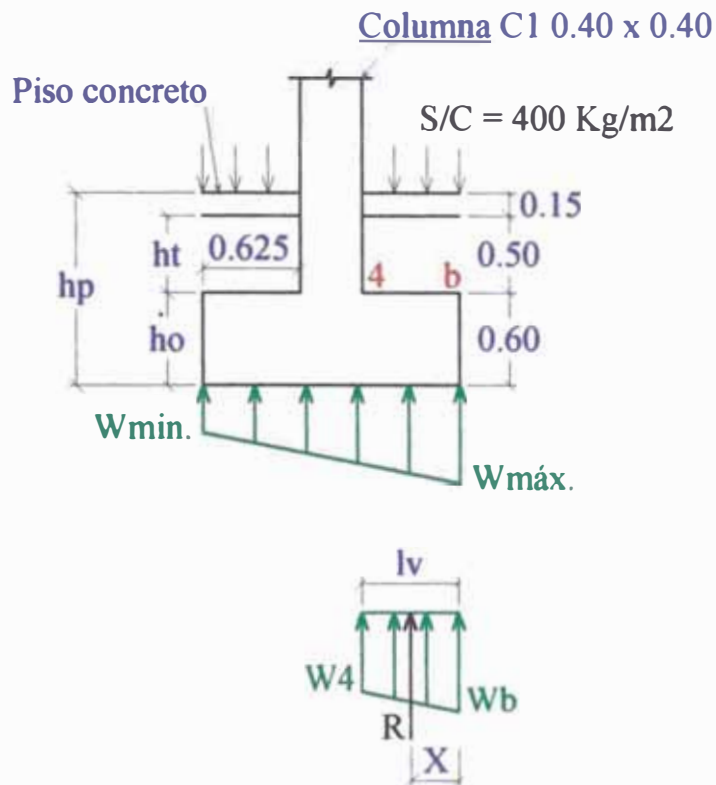
$$l_d = 0.06 \times 1.98 \times \frac{4200}{\sqrt{210}} = 34.43 \text{ cm. A su vez debe cumplirse:}$$

$$l_d \geq 0.0057 d_b f_y = 0.0057 \times 1.59 \times 4200 = 38.06 \text{ cm.} \quad \text{Es conforme.}$$

$$l_d \geq 30 \text{ cm.} \quad \text{Es conforme.}$$

En la Fig. N° 36 se muestra el detallado final de la zapata aislada diseñada.

ZAPATA AISLADA DE COLUMNA C1



DETALLE FINAL DEL REFUERZO

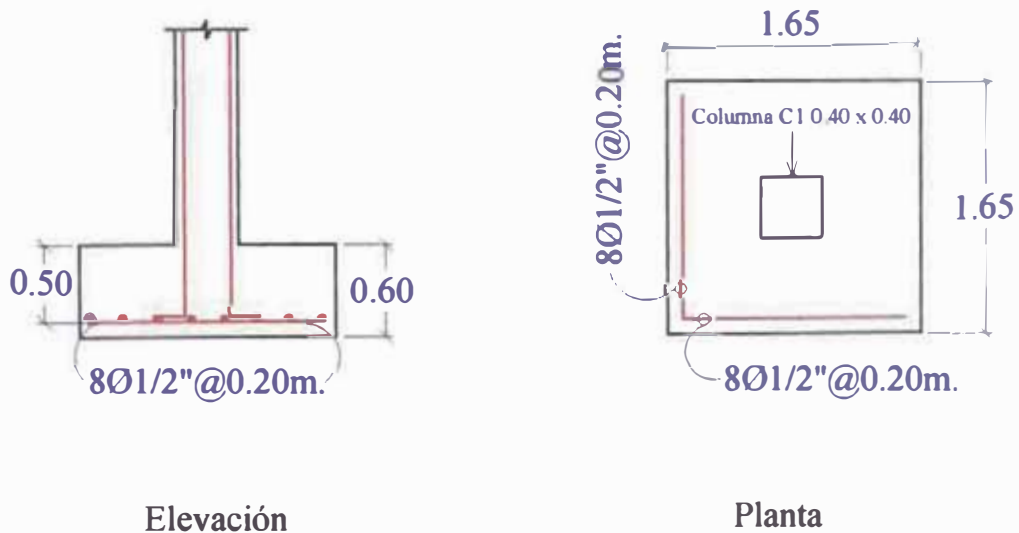


Fig. N° 36

Escala 1 : 50

6.7.4.- Diseño de la Cimentación: Zapata Conectada correspondiente a la columna C1 y C2 en dirección del eje Y.-

Datos generales:

Del terreno:

Capacidad portante del terreno $\sigma_t = 4.0 \text{ Kg/cm}^2$

Peso específico promedio (suelo y concreto) $\gamma_p = 2200 \text{ Kg/m}^3$

$S/C_{\text{piso}} = 400 \text{ Kg/m}^2$

De la columna C2:

Sección $30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$

Refuerzo $8 \text{ varillas } \# 5$

Concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Cargas que transmite la columna:

$P_D = 40.61 \text{ Ton.}$

$P_L = 4.84 \text{ Ton.}$

$M_{SX} = 0.40 \text{ Ton} \times \text{m.}$

$M_{SY} = 0.76 \text{ Ton} \times \text{m.}$

De la Zapata:

Concreto $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

DIMENSIONAMIENTO:

Zapata exterior.-

La capacidad portante neta del terreno es:

$$\sigma_n = \sigma_t - h_p \gamma_p - S/C_{\text{piso}}$$

$$\sigma_n = 40 - 1.70 \times 2.20 - 0.40 = 35.86 \text{ Ton/m}^2$$

Aproximemos las dimensiones de la cimentación usando:

$$A_z = 1.20 \times \frac{P_{C2}}{\sigma_n} = 1.20 \times \frac{P_D + P_L}{\sigma_n} = 1.20 \times \frac{40.61 + 4.84}{35.86} = 1.52 \text{ m}^2$$

$$T = 2S \quad \Rightarrow \quad 2S^2 = 1.52 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad S = 0.90 \text{ m.}$$

Antes de diseñar la Zapata exterior, se procederá a dimensionar la viga de cimentación y determinar sus cargas de diseño. El momento y la fuerza cortante sin amplificar que debe resistir la viga es:

$$M = M_s$$

$$M = 0.40 \text{ Ton-m}$$

$$V = 45.45 \text{ Ton.}$$

A su vez, la carga de la columna interior va a reducirse por la presencia de la viga de cimentación. Sin embargo ésta disminución se desprecia lo cual esta del lado de la seguridad.

Viga de conexión.-

El predimensionamiento lo hacemos con las expresiones siguientes:

$$h = \frac{l_1}{7}; \quad b = \frac{P_1}{31 l_1} \geq \frac{h}{2} \quad \text{donde:}$$

l_1 : Espaciamiento entre la columna interior y exterior.

P_1 : Carga total de servicio de la columna exterior.

Por consiguiente de la Fig, N° 37 se tiene:

$$h = \frac{l_1}{7} = \frac{4.0}{7} = 0.57\text{m.}$$

$$b = \frac{P_1}{31 l_1} = \frac{45.45}{31 \times 4.0} = 0.36\text{m.} \quad b \geq \frac{h}{2} = \frac{0.57}{2} = 0.285\text{m.}$$

Usar: **0.40 x 0.60 m²**.

Dimensionamiento de la zapata exterior.- (de la Fig. N° 37)

$$W_V = 0.40 \times 0.60 \times 2.40 = 0.58 \text{ Ton/m}$$

$$\sum M_2 = 0$$

$$R_N(3.70) = (45.45)(4.0) + 0.40 + \frac{(0.58)(4.15)^2}{2} \quad \Rightarrow \quad R_N = 50.60 \text{ Ton.}$$

$$A_z = \frac{R_N}{\sigma_n} = \frac{50.60}{35.86} = 1.41 \text{ m}^2$$

$$1.41 = T \times S = T \times 0.90 \quad \Rightarrow \quad T = 1.60\text{m.}$$

Usar: **S x T = 0.90 x 1.60 m²**.

Diseño de la viga de conexión.-

$$P_{C2U} = 1.5(40.61) + 1.8(4.84) = 69.63 \text{ Ton.}$$

$$W_{VU} = 1.5(0.58) = 0.87 \text{ Ton/m.}$$

$$M_{SU} = 1.25(0.40) = 0.50 \text{ Ton-m.}$$

ZAPATA CONECTADA ENTRE COLUMNAS C1 Y C2

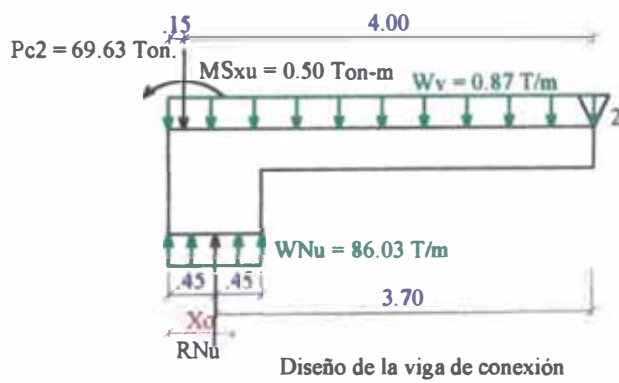
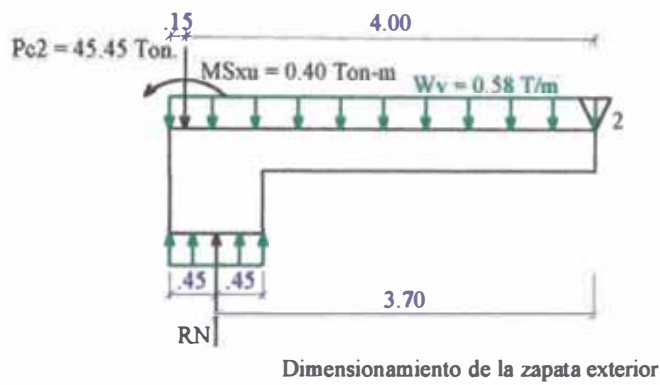
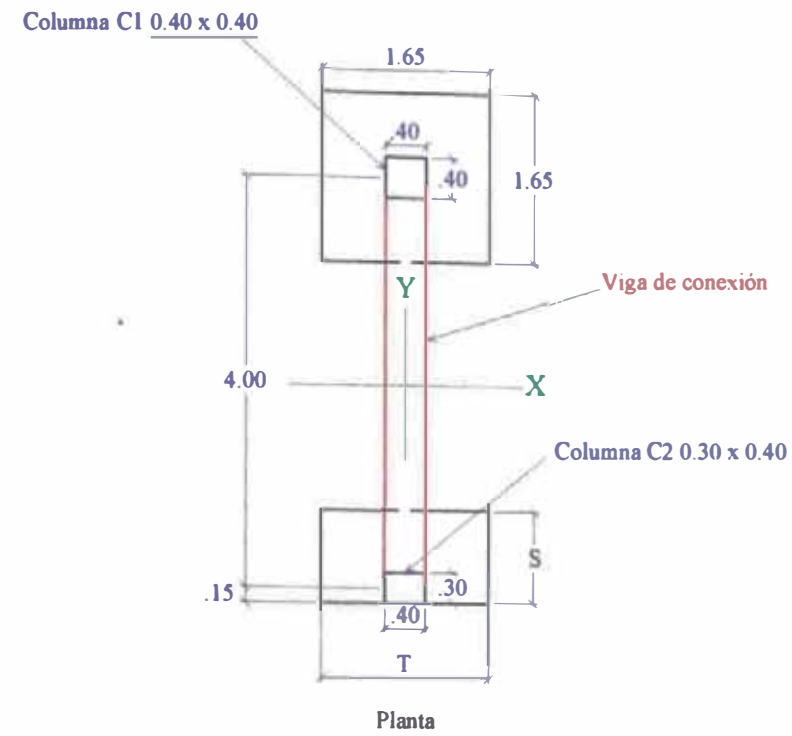


Fig. N° 37

Escala 1 : 75

De la Fig. N° 37:

$$\sum M_2 = 0$$

$$R_{NU}(3.70) = (69.63)(4.0) + 0.50 + \frac{(0.87)(4.15)^2}{2} \Rightarrow R_{NU} = 77.43 \text{ Ton.}$$

$$W_{NU} = \frac{R_{NU}}{S} = \frac{77.43}{0.90} = 86.03 \text{ Ton/m}$$

Sección de momento máximo: $X_0 \leq S$

$$V_u = (W_{NU} - W_{VU})X_0 - P_{C2U} = 0$$

$$X_0 = \frac{69.63}{(86.03 - 0.87)} = 0.82\text{m.} < S = 0.90\text{m.} \text{ Conforme.}$$

$$M_{U\text{máx}} = (W_{NU} - W_{VU})\frac{X_0^2}{2} - P_{C2U}\left(X_0 - \frac{t_1}{2}\right) + M_{SU}$$

$$M_{U\text{máx}} = (86.03 - 0.87)\frac{0.82^2}{2} - 69.63\left(0.82 - \frac{0.40}{2}\right) + 0.50$$

$$M_{U\text{máx}} = -15.04 \text{ Ton-m.}$$

$$d = 60 - \left(5 + 0.95 + \frac{1.59}{2}\right) = 53.26\text{cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{15.04 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 53.26} = 8.30\text{cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{8.30 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 40} = 4.88\text{cm.}$$

$$A_s = 7.82\text{cm}^2. \quad a = 4.6\text{cm.}$$

Verificación de $A_{s\text{mín}}$:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14}{f_y} bd = \frac{14}{4200} \times 40 \times 53.26 = 7.1\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.80 \times \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} bd = 0.80 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 40 \times 53.26 = 5.88\text{cm}^2$$

Vemos que: $A_s > A_{s\text{mín}}$

Por lo tanto:

$$A_s = 7.82\text{cm}^2 \Rightarrow n = \frac{7.82}{2.85} = 2.74 \approx 3$$

Se recomienda usar: **3 Ø 3/4"**

Refuerzo inferior:

Debe distribuirse acero mínimo en la parte inferior de la viga para resistir los esfuerzos que se pudieran producir por asentamientos diferenciales.

Este acero mínimo es:

$$A_s^+ = \frac{A_s^-}{3} \approx \frac{A_s^-}{2} \geq A_{s\text{mín}}$$

$$A_s^+ = \frac{A_s^-}{2} = \frac{7.82}{2} = 3.91 < A_{s\text{mín}} = 7.10\text{cm}^2$$

$$A_s^+ = 7.10\text{cm}^2$$

Se recomienda usar: **3 Ø 3/4"**

Diseño por corte:

Está dado por la expresión:

$$V_e = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 0.40 \times 0.5325 \times 10 = 13.91 \text{ Ton.}$$

de la Fig. N° 38

$$V_{1U} = (W_{NU} - W_{VU})(t1 + d) - P_{C2U}$$

$$V_{1U} = (86.03 - 0.87)(0.30 + 0.53) - 69.63 = 1.05 \text{ Ton.}$$

$$V_{2U} = (W_{NU} - W_{VU})S - P_{C2U}$$

$$V_{2U} = (86.03 - 0.87)(0.90) - 69.63 = 7.01 \text{ Ton.}$$

$$V_e = 13.91 \text{ Ton} > V_{1U} > V_{2U}$$

Se colocarán estribos mínimos a todo lo largo de la viga para absorber esfuerzos que se puedan presentar por asentamientos diferenciales. El refuerzo transversal mínimo está dado por estribos **#3 @ 0.30m**.

El detalle del refuerzo en la viga de conexión se muestra en la Fig. N° 39.

Diseño de la zapata exterior:

El diseño de la zapata exterior se efectúa siguiendo el mismo procedimiento presentado en el diseño anterior el cual se resume tal como sigue: de la Fig. N° 38

$$W_{NU} = \frac{1.5 \times 40.61 + 1.8 \times 4.84}{0.9 \times 1.60} = 48.35 \text{ Ton/m}^2$$

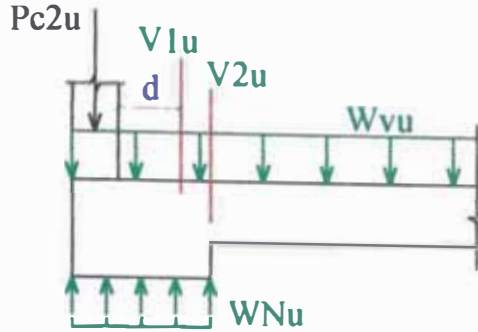
Corte por punzonamiento.-

$$V_u = 48.35 \times (0.90 \times 1.60 - 0.90 \times 0.93) = 29.15 \text{ Ton.}$$

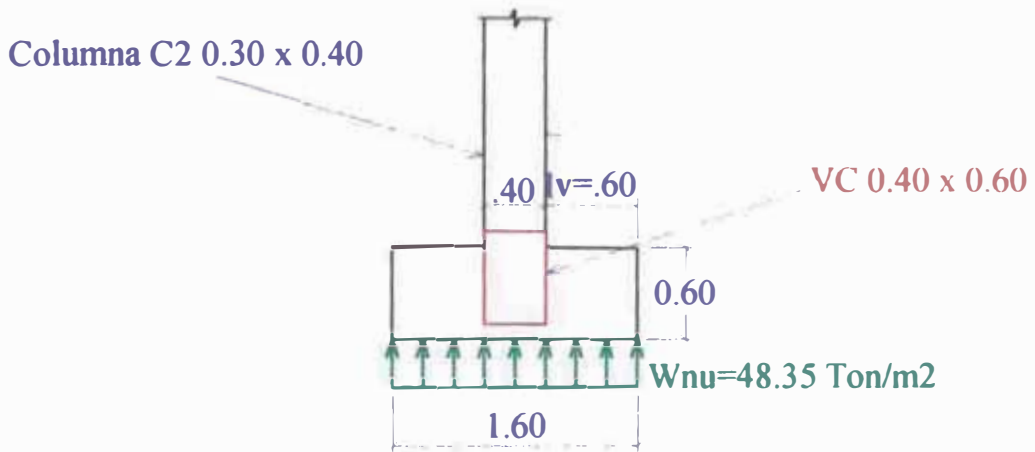
$$b_o = 2 \times (0.90) = 1.80 \text{ m.}$$

ZAPATA CONECTADA ENTRE COLUMNAS C1 Y C2

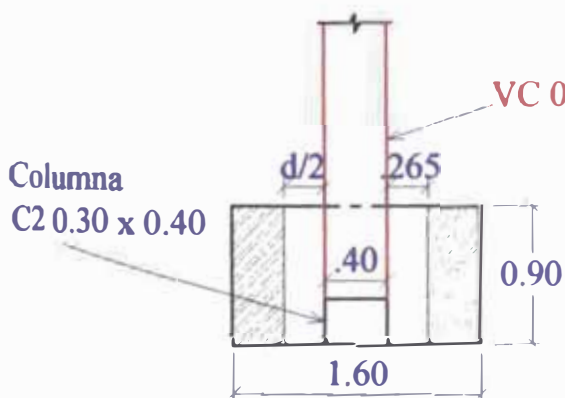
Dimensionamiento de la zapata exterior



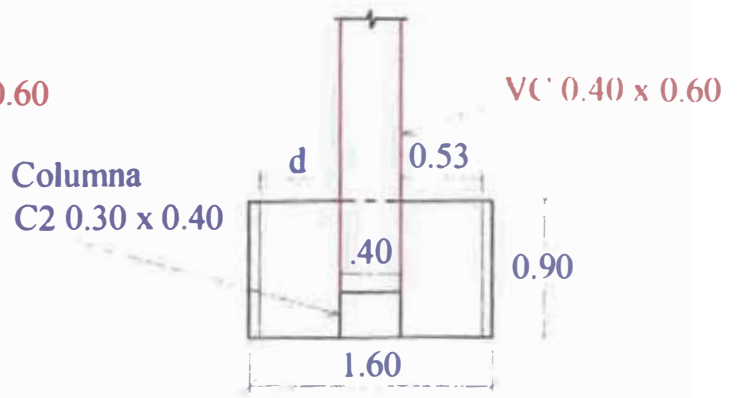
Diseño por corte



Diseño zapata exterior



Sección crítica por punzonamiento



Sección crítica por corte

Fig. N° 38

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \left(2 + \frac{4}{1.33} \right) \times \sqrt{210} \times 1.80 \times 0.5326 \times 10 = 159.66 \text{ Ton} > V_u \quad \text{Es conforme.}$$

Corte por flexión.-

$$V_u = 48.35 \times (0.60 - 0.5326) \times 0.90 = 2.93 \text{ Ton.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 0.90 \times 0.5326 \times 10 = 31.30 \text{ Ton} > V_u \quad \text{Es conforme}$$

Refuerzo paralelo a la dirección mayor.-

$$M_u = 48.35 \times 0.90 \times \frac{0.60^2}{2} = 7.83 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{7.83 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 53.26} = 4.32 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} = \frac{4.32 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 90} = 1.13 \text{ cm.}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \quad a = 1.02 \text{ cm.}$$

Por lo tanto:

$$n = \frac{3.93}{1.27} = 3.1 \approx 4$$

$$S = \frac{0.90 - 2r - \phi}{n - 1} = \frac{0.90 - 0.15 - 0.0127}{4 - 1} = 0.25 \text{ m.}$$

Se recomienda usar: **4 Ø 1/2" @ 0.25m.**

Refuerzo paralelo a la dirección menor.-

$$M_u = 48.35 \times 1.6 \times \frac{0.60^2}{2} = 13.92 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{13.92 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 53.26} = 7.68 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} = \frac{7.68 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 160} = 1.13 \text{ cm.}$$

$$A_s = 6.99 \text{ cm}^2 \quad a = 1.03 \text{ cm.}$$

Por lo tanto:

$$n = \frac{6.99}{1.27} = 5.5 \approx 6$$

$$S = \frac{1.60 - 2r - \phi}{n - 1} = \frac{1.60 - 0.15 - 0.0127}{6 - 1} = 0.30\text{m.}$$

Se recomienda usar: **6 Ø 1/2" @ 0.30m.**

Observación.- La zapata es rectangular y el refuerzo se debe concentrar debajo de la columna en una franja de ancho igual a la menor dimensión de la zapata. La fracción de refuerzo que debe ubicarse en ésta región está determinada por la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Refuerzo debajo de la columna}}{\text{Refuerzo total}} = \frac{2}{\beta + 1} = \frac{2}{\frac{160}{90} + 1} = 0.72$$

β : Cociente del lado mayor de la zapata entre el lado menor.

El acero restante se distribuye en el resto de la cimentación, pero cuidando que no sea menor que el refuerzo mínimo.

El área de acero debajo de la columna es:

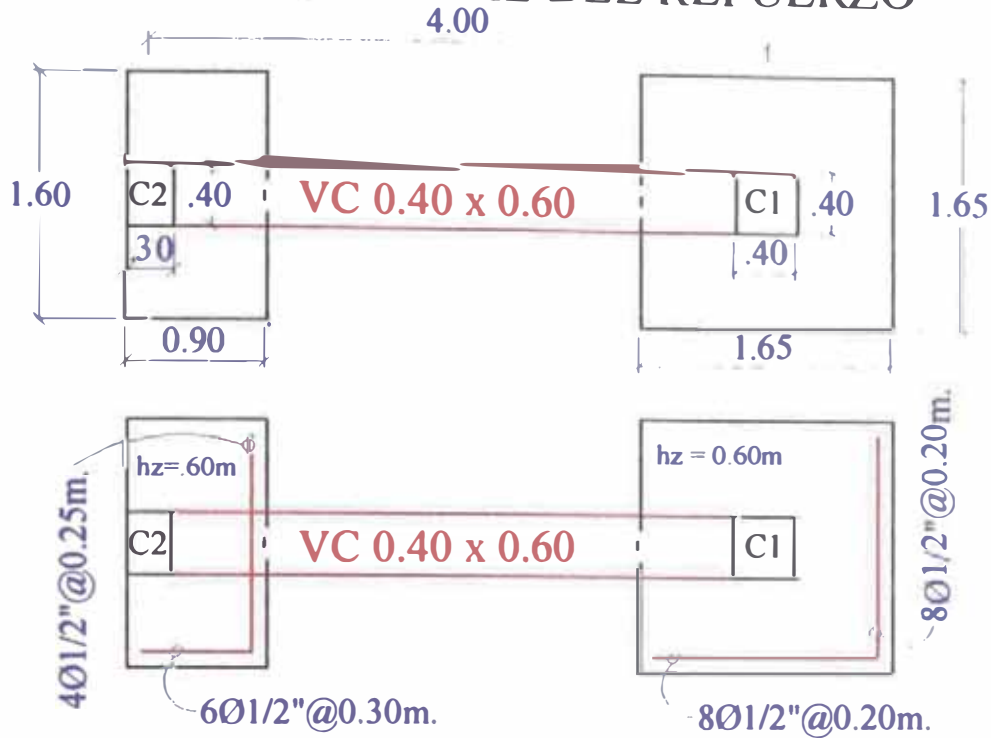
$$A_s = 0.72 \times 6.99 = 5.03\text{cm}^2$$

$$A_s = 5.03\text{cm}^2 \Rightarrow n = \frac{5.03}{1.27} = 4$$

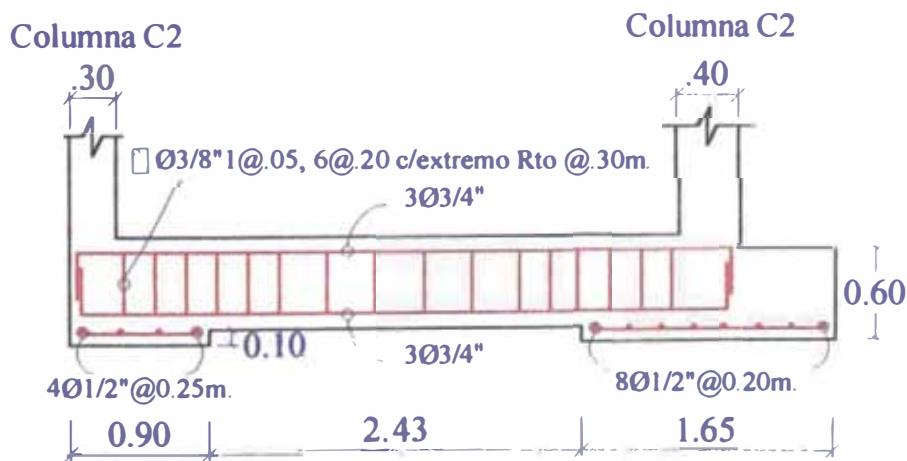
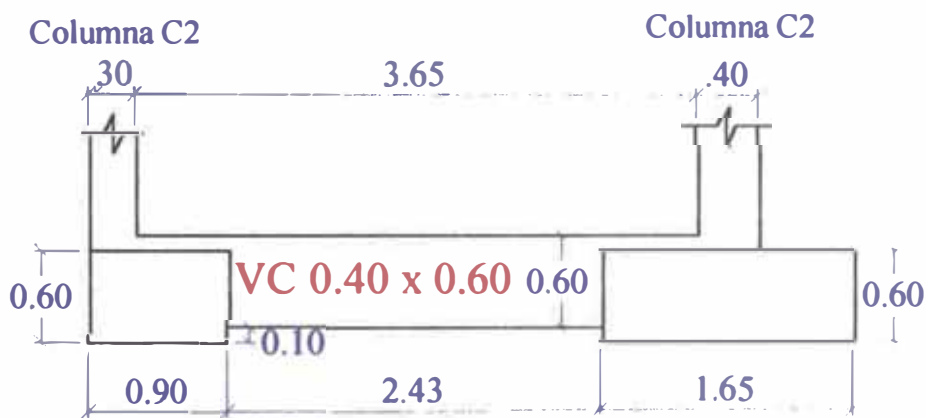
Por lo tanto se colocarán 4 varillas # 4 en la franja central de la zapata y 1 varilla # 4 en cada uno de los volados.

El detallado final de refuerzo en la zapata exterior se muestra en la Fig. N° 39.

ZAPATA CONECTADA ENTRE COLUMNAS C1 Y C2 DETALLE FINAL DEL REFUERZO



PLANTA



ELEVACION

Fig. N° 39

Escala 1 : 50

6.7.5.- Diseño de la Cimentación: Zapata Conectada correspondiente a la columna C2 y el Muro de Corte P1-Y (COL_PLACA_COL_7_5).-

Datos generales:

Del terreno:

Capacidad portante del terreno : $\sigma_t = 4.0 \text{ Kg/cm}^2$

Peso específico promedio (suelo y concreto) : $\gamma_p = 2200 \text{ Kg/m}^3$

$S/C_{\text{piso}} = 400 \text{ Kg/m}^2$

De la columna C2:

Sección : 30 cm x 40 cm

Refuerzo : 8 varillas # 5

Concreto : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Cargas que transmite la columna:

$P_D = 40.61 \text{ Ton.}$

$P_L = 4.84 \text{ Ton.}$

$M_{SX} = 0.40 \text{ Ton x m.}$

$M_{SY} = 0.76 \text{ Ton x m.}$

Del Muro de Corte P1-Y:

Sección : 20 cm x 430 cm

Refuerzo : varillas # 3, 5 y 6

Concreto : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Cargas que transmite el muro de corte:

$P_D = 59.25 \text{ Ton.}$

$P_L = 5.36 \text{ Ton.}$

$M_{SX} = 153.07 \text{ Ton x m.}$

De la Zapata:

Concreto : $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Dimensionamiento de la Zapata:

Planta.-

El esfuerzo neto del terreno es:

$$\sigma_n = \sigma_t - h_p \gamma_p - S/C_{\text{piso}}$$

$$\sigma_n = 40 - 1.70 \times 2.20 - 0.40 = 35.86 \text{ Ton/m}^2$$

Aproximando las dimensiones de la cimentación, como si fuera una cimentación combinada usando:

$$A_z = \frac{P_T}{\sigma_n} = \frac{P_{DC2} + P_{LC2} + P_{DPI} + P_{LPI}}{\sigma_n} = \frac{40.61 + 4.84 + 59.25 + 5.36}{35.86} = 3.07\text{m}^2$$

Además, la zapata combinada se debe dimensionar para que la resultante de las cargas pase por su centro de gravedad.

De la Fig. N° 40 se tiene:

$$110.06x(X_o) = 45.45x8.65 + 0.40 + 64.61x2.15 + 153.07$$

$$X_o = 6.23 \Rightarrow T = 2X_o = 12.46\text{m.} \Rightarrow l_v = 3.66\text{m.}$$

$$110.06x(X_o) = 45.45x8.65 - 0.40 + 64.61x2.15 + 153.07$$

$$X_o = 6.22 \Rightarrow T = 2X_o = 12.44\text{m.} \Rightarrow l_v = 3.64\text{m.}$$

$$110.06x(X_o) = 45.45x8.65 + 0.40 + 64.61x2.15 - 153.07$$

$$X_o = 3.45 \Rightarrow T = 2X_o = 6.90\text{m.} \Rightarrow l_v = 1.90\text{m.}$$

$$110.06x(X_o) = 45.45x8.65 - 0.40 + 64.61x2.15 - 153.07$$

$$X_o = 3.44 \Rightarrow T = 2X_o = 6.88\text{m.} \Rightarrow l_v = 1.92\text{m.}$$

Con el valor de $T = 12.46$ m. La zapata trabaja solo a compresión (Carga resultante sin excentricidad).

$$\text{Entonces: } S = \frac{A_z}{T} = \frac{3.07}{12.46} = 0.25\text{m.}$$

Observación.- La dimensión mayor de la columna C2 es igual a 0.40m. $> S = 0.25\text{m.}$

Por lo tanto se diseñará con una viga de conexión.

En el diseño anterior de la zapata conectada en la dirección X, la zapata exterior de la columna C2 tiene una planta cuyo lado menor es $S = 0.90\text{m.}$ y en la dirección Y un volado de longitud $l_v = 0.60\text{m.}$

Considerando el cálculo anterior de $X_o = 6.23\text{m}$ y tomando la longitud del volado para la zapata de la columna C2 igual a $l_v = 0.80\text{m}$, se tiene:

$$T = 4.30 + 4.20 + 0.30 + 0.80 = 9.60\text{m.}$$

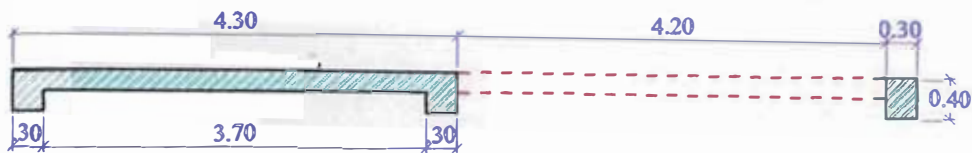
Verificando la excentricidad:

$$e = X_o - \frac{T}{2} = 6.23 - \frac{9.60}{2} = 1.43\text{m.}$$

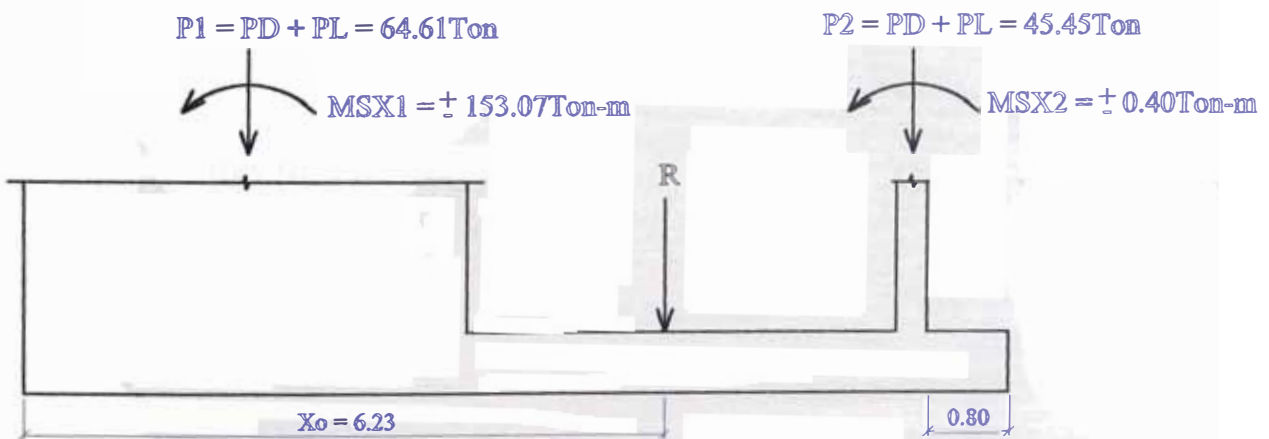
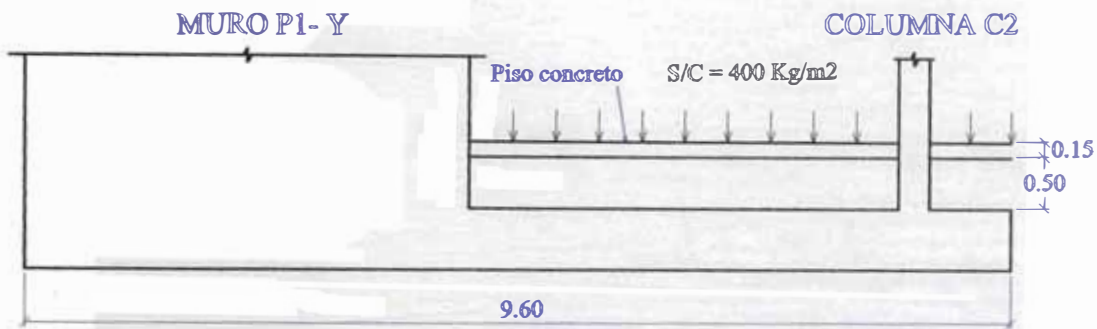
$$e = 1.43 < \frac{T}{6} = \frac{9.60}{6} = 1.60\text{m.} \quad (\text{carga axial en el núcleo central de la cimentación}).$$

Por lo tanto, la longitud del volado para la zapata de la columna C2 es igual a $l_v = 0.80\text{m.}$

ZAPATA CONECTADA ENTRE COLUMNA C2 Y MURO DE CORTE P1-Y EJES 1 Y 5



PLANTA



ELEVACION

Escala 1 : 75

Fig. N° 40

Viga de conexión.-

El predimensionamiento lo hacemos con las expresiones siguientes:

$$h = \frac{l_1}{7}; \quad b = \frac{P_1}{31 l_1} \geq \frac{h}{2} \quad \text{donde:}$$

l_1 : Espaciamiento entre la columna interior y exterior.

P_1 : Carga total de servicio de la columna exterior.

Por consiguiente de la Fig, N° 41 se tiene:

$$h = \frac{l_1}{7} = \frac{6.50}{7} = 0.92\text{m.}$$

$$b = \frac{P_1}{31 l_1} = \frac{64.61}{31 \times 6.50} = 0.32\text{m.} \quad b \geq \frac{h}{2} = \frac{0.92}{2} = 0.46\text{m.}$$

Usar: **0.60 x 1.20 m²**.

Dimensionamiento de la zapata del muro de corte P1-Y.- (de la Fig. N° 41..)

$$W_V = 0.60 \times 1.20 \times 2.40 = 1.73 \text{ Ton/m}$$

$$\sum M_2 = 0$$

$$R_N(6.20) = (64.61)(6.5) + 153.07 + \frac{(1.73)(8.65)^2}{2} \Rightarrow R_N = 102.86 \text{ Ton.}$$

$$A_z = \frac{R_N}{\sigma_n} = \frac{102.86}{35.86} = 2.87 \text{ m}^2$$

$$2.87 = T \times S = (4.30 + l_{V\text{COL}2}) \times S = (4.30 + 0.60) \times S \Rightarrow S = 0.59\text{m.}$$

Considerando el ancho de la zapata igual a $S = 1.20\text{m}$.

Usar: $S \times T = 1.20 \times 4.90 \text{ m}^2$.

DISEÑO DE LA VIGA DE CONEXIÓN.-

$$P_{P1-YU} = 1.5(59.25) + 1.8(5.36) = 98.52 \text{ Ton.}$$

$$W_{VU} = 1.5(1.73) = 2.60 \text{ Ton/m.}$$

$$M_{SU} = 1.25(153.07) = 191.34 \text{ Ton-m.}$$

De la Fig. N° 41:

$$\sum M_2 = 0$$

$$R_{NU}(6.20) = (98.52)(6.50) + 191.34 + \frac{(2.60)(8.65)^2}{2} \Rightarrow R_{NU} = 149.84 \text{ Ton.}$$

$$W_{NU} = \frac{R_{NU}}{T} = \frac{149.84}{4.90} = 30.58 \text{ Ton/m}$$

Sección de momento máximo: $X_0 \leq T$

$$V_u = (W_{NU} - W_{VU})X_0 - P_{C2U} = 0$$

$$X_0 = \frac{98.52}{(30.58 - 1.95)} = 3.44 \text{ m.} < T = 4.90 \text{ m.} \quad \text{Conforme.}$$

Cálculo del Refuerzo:

$$1) \quad M_{U\text{máx}} = (W_{NU} - W_{VU}) \frac{X_0^2}{2} - P_{P1-YU} \left(X_0 - \frac{t1}{2} \right) - M_{SU}$$

$$M_{U\text{máx}} = (30.58 - 1.95) \frac{3.44^2}{2} - 98.52 \left(3.44 - \frac{4.30}{2} \right) - 191.34$$

$$M_{U\text{máx}} = -149.03 \text{ Ton-m.}$$

Refuerzo superior:

$$d = 120 - \left(5 + 0.95 + \frac{1.59}{2} \right) = 113.26 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{149.03 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 113.26} = 38.68 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} = \frac{38.68 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 60} = 15.17 \text{ cm.}$$

$$A_s = 37.31 \text{ cm}^2. \quad a = 14.63 \text{ cm.}$$

Verificación de $A_{s \text{ min}}$:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14}{4200} \times 60 \times 113.26 = 22.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.80 \times \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} b d = 0.80 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 60 \times 113.26 = 18.76 \text{ cm}^2$$

Vemos que: $A_s > A_{s \text{ min}}$

Por lo tanto:

$$A_s = 37.31 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad n = \frac{37.31}{5.1} = 8$$

Se recomienda usar : **8 Ø 1"**

$$2) \quad M_{U\text{máx}} = (W_{NU} - W_{VU}) \frac{X_0^2}{2} - P_{P1-YU} \left(X_0 - \frac{t1}{2} \right) + M_{SU}$$

$$M_{U\text{máx}} = (30.58 - 1.95) \frac{3.44^2}{2} - 98.52 \left(3.44 - \frac{4.30}{2} \right) + 191.34$$

$$M_{U\text{máx}} = 233.65 \text{ Ton-m.}$$

Refuerzo inferior:

$$d = 120 - \left(5 + 0.95 + \frac{1.59}{2} \right) = 113.26 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{233.65 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 113.26} = 60.64 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{60.64 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 60} = 23.78 \text{ cm.}$$

$$A_s = 60.98 \text{ cm}^2. \quad a = 23.91 \text{ cm.}$$

Verificación de $A_{s\text{min}}$:

$$A_{s\text{min}} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14}{4200} \times 60 \times 113.26 = 22.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0.80 x \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d = 0.80 x \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 60 \times 113.26 = 18.76 \text{ cm}^2$$

Vemos que: $A_s > A_{s\text{min}}$

Por lo tanto:

$$A_s = 60.98 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad n = \frac{60.98}{5.1} = 12$$

Se recomienda usar en dos capas: **12 Ø 1"**

Diseño por corte:

Está dado por la expresión:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 0.60 \times 1.1326 \times 10 = 44.36 \text{ Ton.}$$

de la Fig. N° 42

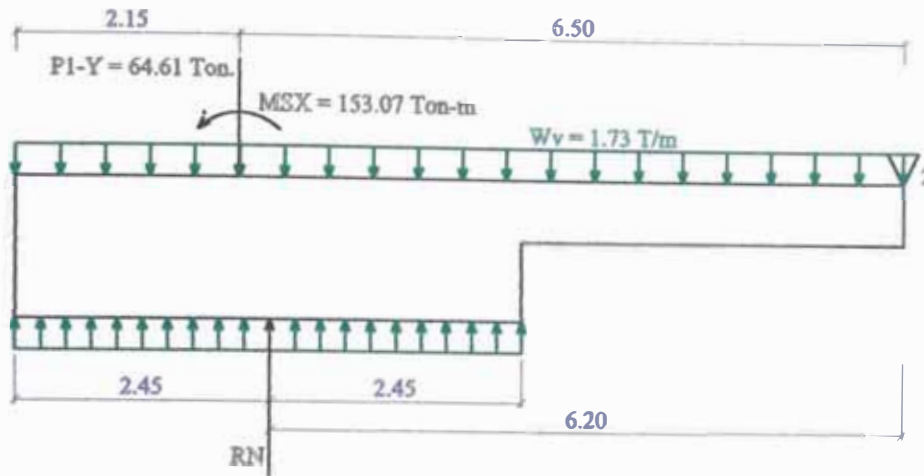
$$V_{1U} = (W_{NU} - W_{VU})(t1 + d) - P_{P1-YU}$$

$$V_{1U} = (30.58 - 1.95)(4.30 + 1.13) - 98.52 = 56.94 \text{ Ton.}$$

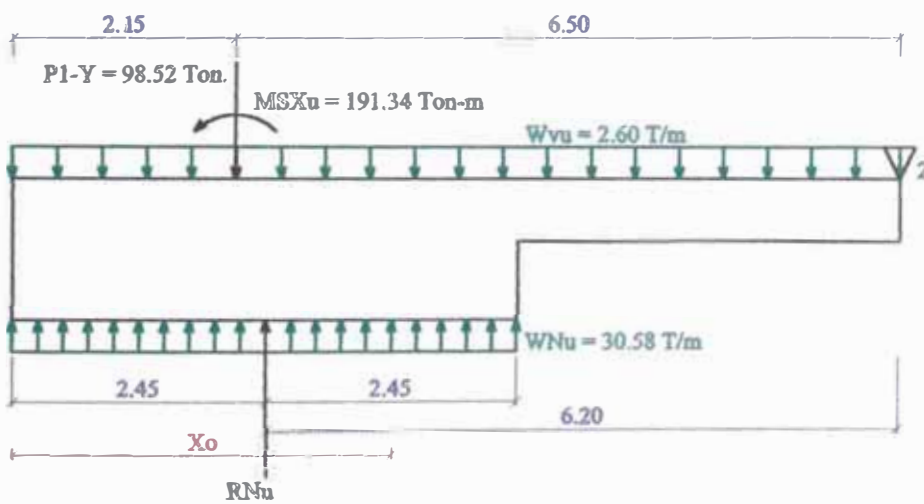
$$V_{2U} = (W_{NU} - W_{VU})S - P_{C2U}$$

$$V_{2U} = (30.58 - 1.95)(4.90) - 98.52 = 41.77 \text{ Ton.}$$

ZAPATA CONECTADA ENTRE COLUMNA C2 Y MURO DE CORTE P1-Y. EJES 1 Y 5



Dimensionamiento de la zapata exterior



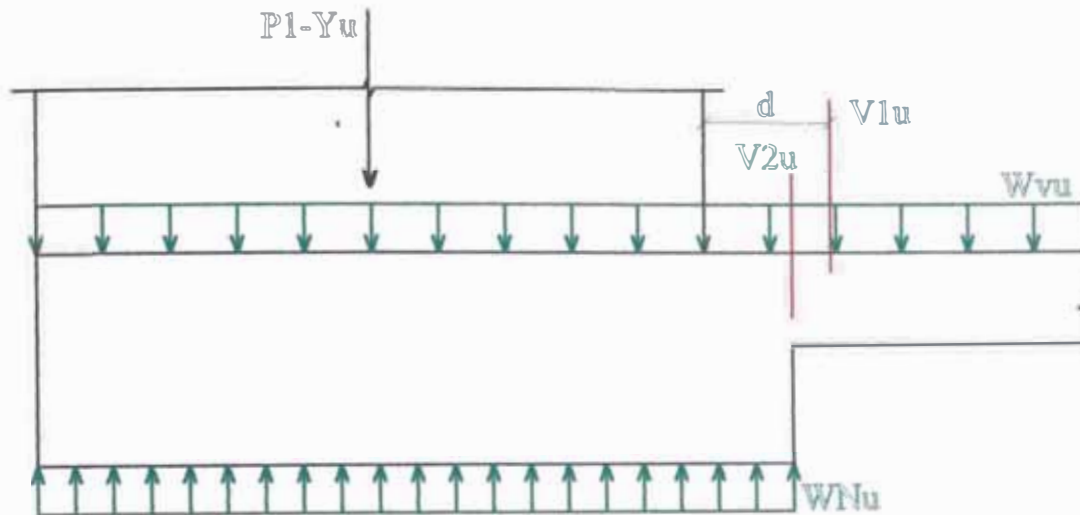
Diseño de la viga de conexión

Escala 1 : 75

Fig. N° 41

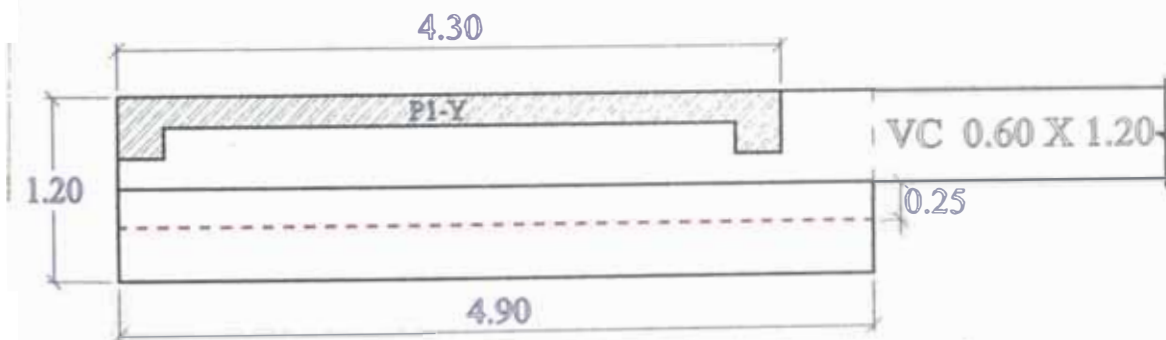
ZAPATA CONECTADA ENTRE COLUMNA C2 Y MURO DE CORTE P1-Y. EJES 1 Y 5

Diseño de la viga de conexión

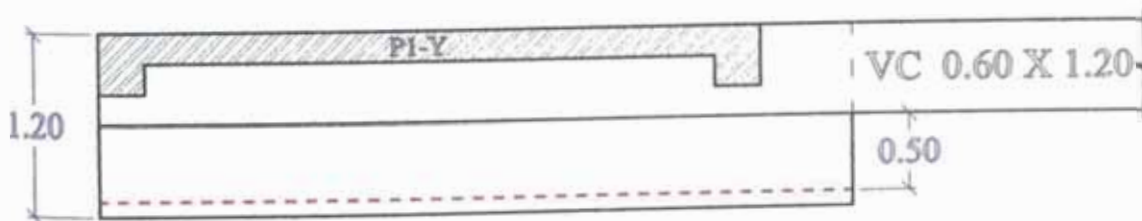


Diseño por corte

Diseño de la zapata del muro de corte P1-Y



Sección crítica por punzonamiento



Sección crítica por corte

Escala 1 : 50

Fig. N° 42

$$V_c = 44.36 \text{ Ton} < V_{IU}$$

Por lo tanto el corte de diseño es:

$$V_s = V_{IU} - V_c = 56.94 - 44.36 = 12.58 \text{ Ton.}$$

Espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{\phi \times A_v \times f_{yd}}{V_s} = \frac{0.85 \times 2 \times 0.71 \times 4.2 \times 113}{12.58} = 45.53 \text{ cm.}$$

Se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de $\emptyset 3/8''$.

Tomando en cuenta las restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, las cuales son:

$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{113}{4} = 28.25 \text{ cm.} \\ 8\phi_{\text{menor}} = 8 \times 2.54 = 20.32 \text{ cm.} \\ 24\phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Longitud de la zona de confinamiento: $2h = 2 \times 1.20 = 2.40 \text{ m.}$

En la zona no confinada, se colocarán refuerzo transversal mínimo a todo lo largo de la viga para absorber esfuerzos que se puedan presentar por asentamientos diferenciales. El refuerzo transversal mínimo está dado por estribos $\emptyset 3/8'' @ 0.30 \text{ m.}$

Por lo tanto se recomienda usar estribos: $\emptyset 3/8'' 1@.05, 10@.20, \text{ Rto. } @.30 \text{ m. en c/ extremo.}$

El detalle del refuerzo en la viga de conexión se muestra en la Fig. N° 43.

DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE CORTE P1-Y.-

Altura.-

Se considera una altura igual a la zapata de la columna C2 ($h_z = 0.60 \text{ m.}$), porque al calcular el peralte efectivo del volado de la zapata del muro de corte por medio de la fórmula de dimensionamiento, el resultado fue de 0.35 m.

$$\text{Por lo tanto: } d = h_z - r - \emptyset 3/4'' = 60 - 7.5 - 1.91 = 50.60 \text{ cm}$$

Considerando $d = 50 \text{ cm.}$

Se tiene:

$$R_{NU} = 149.84 \text{ Ton.}$$

El diseño de la zapata se efectúa siguiendo el mismo procedimiento presentado en los diseños anteriores el cual se resume tal como sigue: de la Fig. N° 42

$$W_{NU} = \frac{R_{NU}}{A_z} = \frac{149.84}{1.20 \times 4.90} = 25.48 \text{Ton/m}^2$$

Corte por punzonamiento.-

$$V_u = 25.48 \times (1.20 \times 4.90 - 0.85 \times 4.90) = 43.70 \text{Ton.}$$

$$b_o = 4.90 \text{m.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \left(2 + \frac{4}{10.75} \right) \times \sqrt{210} \times 4.90 \times 0.50 \times 10 = 193.28 \text{Ton} > V_u \quad \text{Es conforme.}$$

Corte por flexión.-

$$V_u = 25.48 \times (0.60 - 0.50) \times 4.90 = 12.48 \text{Ton.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 4.90 \times 0.50 \times 10 = 159.94 \text{Ton} > V_u \quad \text{Es conforme}$$

Diseño por flexión.-

$$M_u = 25.48 \times 4.90 \times \frac{0.60^2}{2} = 22.47 \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{22.47 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 50} = 13.20 \text{cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} = \frac{13.20 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 490} = 0.63 \text{cm.}$$

$$A_s = 11.96 \text{cm}^2 \quad a = 0.57 \text{cm.}$$

Por lo tanto:

$$n = \frac{11.96}{1.27} = 9.4 \approx 10$$

$$S = \frac{4.90 - 2r - \phi}{n - 1} = \frac{4.90 - 0.15 - 0.0127}{10 - 1} = 0.53 \text{m.}$$

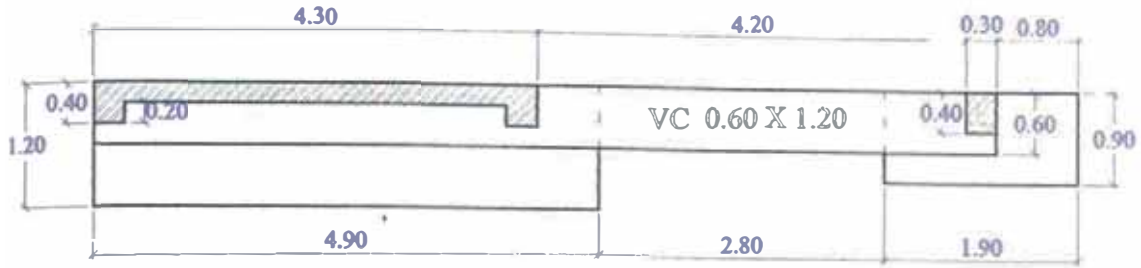
Entonces se va a considerar el refuerzo de zapata de la columna C2 para la zapata del muro de corte, debido a que el muro de corte esta conformado por una placa y dos columnas (Tipo C2) como elementos confinantes, una en cada extremo.

Por lo tanto, se recomienda usar: **5 Ø 1/2" @ 0.25m. en S.**

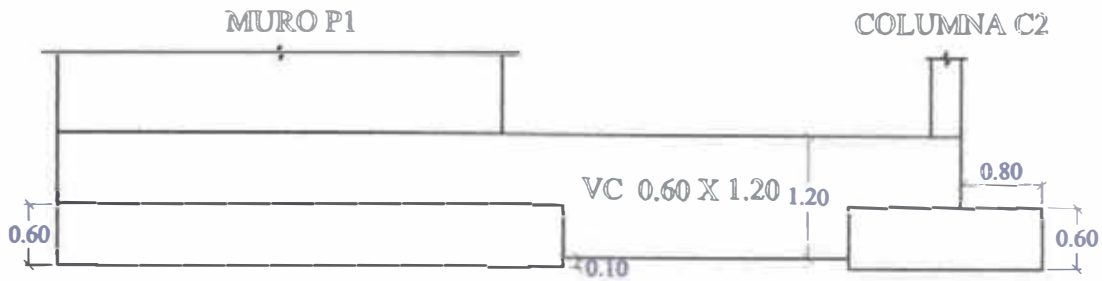
16 Ø 1/2" @ 0.30m. en T.

El detallado final de refuerzo en la zapata conectada se muestra en la Fig. N° 43.

ZAPATA CONECTADA ENTRE COLUMNA C2 Y MURO DE CORTE P1-Y. EJES 1 Y 5

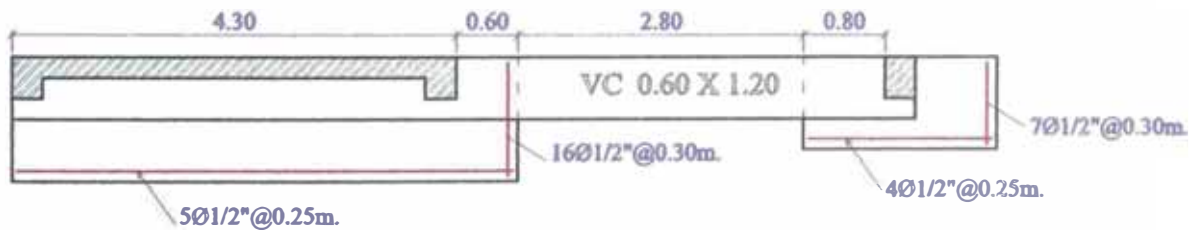


PLANTA

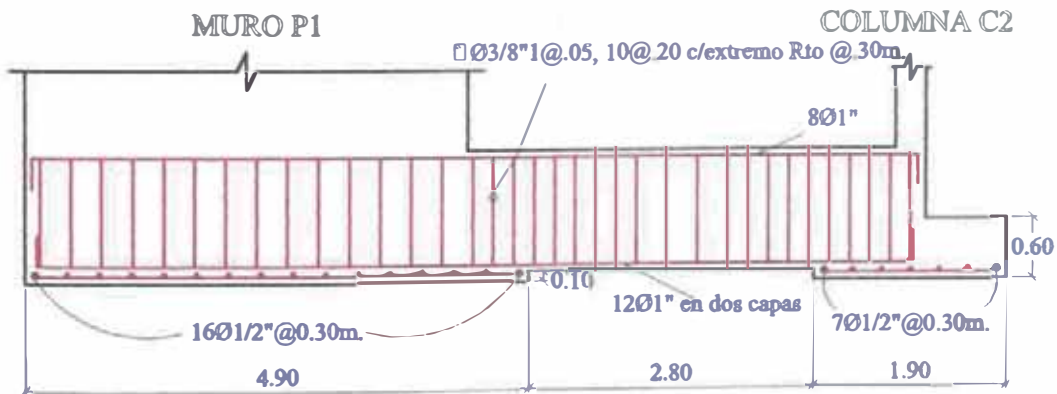


ELEVACION

DETALLE FINAL DEL REFUERZO



PLANTA



ELEVACION

Fig. N° 43

Escala 1 : 75

CONCLUSIONES

De los resultados, observamos que los muros de corte ayudan a controlar en forma importante las deformaciones que se puedan producir en las estructuras, evitando los desplazamientos mayores de la estructura que se puedan producir en caso de sismo.

El comportamiento de una estructura frente a solicitaciones sísmicas depende de sus propias características como también de las características del movimiento.

En general se busca que los elementos estructurales no fallen por fuerza cortante, sino que tengan una falla dúctil, es decir por flexión.

Diseñar una estructura para resistir la totalidad de los esfuerzos generados por un movimiento sísmico no es económico. Por ello, actualmente se prefiere reducir la carga de diseño y garantizar la capacidad de la estructura para disipar energía. Esta solución, aunque más económica, implica que la estructura se comportará dentro del rango plástico y que por lo tanto, se esperan daños en ella pero no de magnitud suficiente para llevarla al colapso.

Las edificaciones aporricadas de concreto armado pueden ser diseñadas para resistir movimientos sísmicos severos. Las columnas deben ser más fuertes que las vigas de manera que las acciones inelásticas se desarrollen en las secciones críticas de viga, de manera de evitar el colapso de las columnas y puedan soportar los pisos sobre ellas.

Todos los miembros deben tener refuerzo continuo en cada caso y estribos cerrados a espaciamiento pequeño, especialmente en los extremos de vigas y columnas con el fin de proporcionar confinamiento y evitar fallas por fuerza cortante.

En el diseño de vigas, la cantidad de refuerzo se controla para obtener el comportamiento de falla dúctil. Mientras que en el caso de las columnas, ocasionalmente dominará la carga axial; por lo que se puede decir que existe un comportamiento de falla por compresión para los casos en que existe una relación grande de carga axial-momento flexionante; en tanto que ocurre un comportamiento de falla por flexión cuando existe una relación grande de momento flector-carga axial.

La estructura aporticada con muros de corte, analizado en el presente informe, se definió como un sistema de **muros de concreto armado**; en donde se ha verificado que los muros de corte constituidos por placas con dos elementos confinantes (dos columnas, una en cada extremo) absorben prácticamente el 95% de la fuerza sísmica en la dirección analizada; en éste sentido se cumple lo que indica la norma técnica E-030 Diseño Sismorresistente en donde señala que es un sistema en el que la resistencia sísmica está dada fundamentalmente por muros de concreto armado.

La estructura analizada es de 3 niveles; para el análisis sísmico se usó 3 formas de modo por cada nivel, en total se uso 9 formas de modo.

Las cuantías obtenidas en las columnas son mayores al 1%, llegándose a obtener la mayor cuantía igual a 1.42% en la columna central (C1).

Si bien los programas de cómputo son unas importantes herramientas para el cálculo y diseño de estructuras, hay que tomar en cuenta que no podemos hablar de números exactos en procedimientos donde hacemos una serie de simplificaciones al modelar las estructuras y donde intervienen tantas variables; por lo tanto siempre será de mayor importancia el criterio y la experiencia del diseñador para utilizar e interpretar adecuadamente los resultados de los cálculos.

BIBLIOGRAFÍA

- Teodoro E. Harmsen – J. Paola Mayorca; “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”; Ed. Mcgraw-Hill Set-95.
- ACI – CAPITULO PERUANO; “Normas Peruanas de Estructuras” Directiva 1997-1998.
- CAPECO; “Reglamento Nacional de Construcciones”; Novena Edición, Agosto 1993.
- Vargas Pasapera, Nelly; “Criterios de Estructuración para un Sistema de Pórticos y Placas”; Informe de Ingeniería.
- Zavala Toledo, Carlos Alberto; “Estudio del factor de reducción por durabilidad en la respuesta sísmica en pórticos con placas”; Tesis de Grado.
- Navarro Flores, Luis Walter; “Análisis estático dinámico y diseño sismorresistente de una edificación de concreto armado aporticado con muros de corte”; Informe de Ingeniería.
- Titulación Profesional por la modalidad de actualización de conocimientos – 2001; Separatas y Apuntes del Curso.