

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE
CUATRO PISOS CON UN SISTEMA ESTRUCTURAL DE
MUROS DE CORTE DE CONCRETO ARMADO
USO: CENTRAL TELEFÓNICA**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de :
INGENIERO CIVIL

VIOLETA DJENANNA HIDALGO TUPIA

Lima - Perú

2004

**DISEÑO SISMORESISTENTE DE UN EDIFICIO DE CUATRO PISOS CON
UN SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CORTE DE CONCRETO
ARMADO
USO : CENTRAL TELEFÓNICA**

INDICE

Introducción	pág.1
Capitulo I : Características del proyecto.	3
1.1 Descripción de la estructura.	3
1.2 Zonificación sísmica.	3
1.3 Área del proyecto	3
1.4 Estructuración del proyecto.	3
1.5 Cargas de diseño.	6
1.6 Propiedades de los materiales.	6
Capitulo II : Predimensionamiento de los elementos estructurales	11
2.1 Consideraciones Iniciales	11
2.2 Predimensionamiento de losas aligeradas	11
2.3 Predimensionamiento de vigas	11
2.4 Predimensionamiento de columnas.	12
Capitulo III : Análisis estructural	24
3.1 Generalidades	24
3.2 Cálculo de cargas verticales.	24
3.3 Sistemas de carga y sus combinaciones.	25
Capitulo IV : Análisis Sísmico	32
4.1 Generalidades	32
4.2 Objetivo del diseño sismorresistente.	32
4.3 Desplazamientos Laterales.	32
4.4 Parámetros de diseño sísmico.	33

4.5 Condiciones geotectónicas.	33
4.6 Factor de Amplificación Sísmica.	34
4.7 Métodos de análisis sísmico.	34
Capítulo V : Análisis Estático	35
5.1 Generalidades	35
5.2 Peso de la edificación	35
5.3 Procedimiento de análisis	35
Capítulo VI : Análisis Dinámico.	41
6.1 Generalidades	41
6.2 Análisis por superposición espectral	41
6.2.1 Modos de vibración	41
6.2.2 Aceleración espectral	41
6.2.3 Criterios de superposición	42
6.2.4 Fuerza cortante máxima en la base	42
6.2.5 Efectos de torsión	42
6.3 Procedimiento de análisis	43
Capítulo VII : Diseño de elementos estructurales	51
7.1 Métodos de diseño	51
7.1.1 Diseño a la rotura o por resistencia última	51
7.2 Métodos de diseño propuestos por el código del ACI	52
7.3 Reducción de la resistencia	53
7.4 Diseño de losas aligeradas	54
7.4.1 Descripción	54
7.4.2 Recomendaciones del ACI para losas aligeradas	56
7.4.3 Procedimiento de diseño de la losa aligerada	56
7.4.4 Máximos momento resistente en la sección	57
7.4.5 Corte máximo en la sección de la losa aligerada	60
7.4.6 Verificación de los resultados – Comentarios	61
7.4.7 Refuerzo por contracción y temperatura.	61

7.5 Pórticos dúctiles especiales	62
7.6 Diseño de vigas dúctiles especiales	63
7.6.1 Diseño por flexión	63
7.6.2 Cuantías de refuerzo	63
7.6.2.1 Viga 25 x 60	64
7.6.2.2 Viga 30 x 60	65
7.6.3 Diseño por corte	65
7.6.3.1 Cortante máximo V_c que toma el concreto	66
7.6.3.2 Requerimientos mínimos de refuerzo transversal	67
7.6.3.3 Espaciamiento máximo de refuerzo transversal	67
7.6.3.4 Aporte máximo del refuerzo transversal a la resistencia al corte	68
7.6.4 Diseño de vigas dúctiles en regiones de alto riesgo sísmico	68
7.6.5 Interpretación de los resultados y verificación de la aplicación del programa SAP - 2000	71
7.7 Diseño de columnas dúctiles especiales	94
7.7.1 Consideraciones de dimensionamiento	94
7.7.2 Consideraciones de diseño	94
7.7.3 Procedimiento de diseño de columnas.	97
7.7.4 Refuerzo Longitudinal.	100
7.8 Diseño de muros corte.	105
7.9 Diseño de cimentación : zapatas y viga de conexión.	112
Anexos	
Anexo No1	127
Anexo No2	134
Anexo No3	138
Anexo No4	164
Anexo No5	170
Anexo No6	174
Anexo No7	192

Introducción

Siendo el Perú un país ubicado en una zona sísmica, debido al encuentro o convergencia de la placa Sudamericana y la placa de Nazca, que conforman su territorio; es de especial importancia el estudio del diseño sismorresistente de edificios de concreto armado. Es necesario que el proyectista conozca los nuevos conceptos y las herramientas con las que cuenta para que el diseño resulte lo mas económico y al mismo tiempo tenga las características de ductilidad y resistencia para que la estructura soporte adecuadamente sismos de moderada intensidad.

En este Informe de Ingeniería, aplicamos los criterios y métodos para el diseño de estructuras sismorresistentes de concreto armado, basándonos en las normas tales como la Norma Técnica de Edificación E-060 de Concreto Armado, la Norma Técnica de Edificación E-030 Diseño Sismorresistente – 1997 y la Norma de Cargas E-020 del Reglamento Nacional de Construcciones.

El edificio que vamos a diseñar es de 4 niveles para uso de una central telefónica; el sistema estructural es en base a muros de corte debido a que van a ser estos los que principalmente resistan la fuerza sísmica y los que van a restringir los desplazamientos laterales.

Primero haremos un predimensionamiento de los elementos estructurales, considerando las cargas aplicadas y sus luces, además de la resistencia de los materiales. Seguidamente haremos el metrado de cargas verticales y estableceremos los sistemas de cargas a utilizar con las combinaciones mas convenientes. Posteriormente haremos el análisis estático, calculando el peso total de la edificación y las fuerzas sísmicas laterales por cargas estáticas equivalentes.

Con estos datos usaremos el programa SAP-2000 para hacer el análisis estático.

Informe de Suficiencia

Con los resultados analizaremos si las dimensiones preseleccionadas satisfacen las condiciones y requerimientos del diseño sismorresistente, establecidas en las normas antes mencionadas.

En base a análisis sucesivos con la ayuda del SAP-2000, comprobamos la necesidad del uso de muros estructurales para que resistan adecuadamente las fuerzas sísmicas.

Para hacer una comparación de resultados, aunque el reglamento no nos lo exija, haremos el análisis dinámico usando el mismo programa, estableciendo previamente un espectro de pseudo-aceleraciones.

Para optimizar el diseño de la cimentación de las placas, hemos empleado un modelo estructural que simula la reacción del suelo en base a resortes.

CAPITULO I

Características del proyecto

1.1 Descripción de la estructura.

El edificio, proyectado en un área rectangular, consta de 4 niveles de iguales características estructurales, el primer nivel con una altura de 4.00mt y los demás con 3.00mt, de altura.

La estructura consta de pórticos principales y secundarios con 4 muros de concreto armado, situados en el centro de cada uno de los lados exteriores del edificio. Los espesores de las placas son de 0.25m. para las que se orientan en dirección X y de 0.30m. para las orientadas en dirección Y.

La planta típica que se usó inicialmente para el predimensionamiento; que es la misma para todos los niveles, se muestra en el capítulo correspondiente.

1.2 Zonificación sísmica.

Según la división propuesta en la Norma Técnica de Edificación E-030 de Diseño sismorresistente, que divide el territorio nacional en tres zonas, el proyecto esta ubicado en la zona 3, esta zona, que abarca toda la costa de nuestro territorio, es considerada como la de mas alta sismicidad en nuestro país.

1.3 Área de la edificación.

Las dimensiones del área de la edificación son de 14.30 mt. el ancho, por 20.25mt. el largo, siendo el área total de 289.58m².

1.4 Estructuración del proyecto.

El sistema estructural del proyecto es a base de muros de corte, pues son estos los que resisten principalmente las fuerzas sísmicas.

La planta de la edificación se considera ubicado en un plano XY. Los pórticos principales se encuentran ubicados en el eje Y, y los secundarios en el eje X. Los muros de corte como ya lo hemos mencionado están situados en el centro de cada lado de la edificación. En los gráficos 1 y 2 se observa la distribución en planta de los pórticos y los muros de corte que finalmente se obtuvieron después de las verificaciones respectivas.

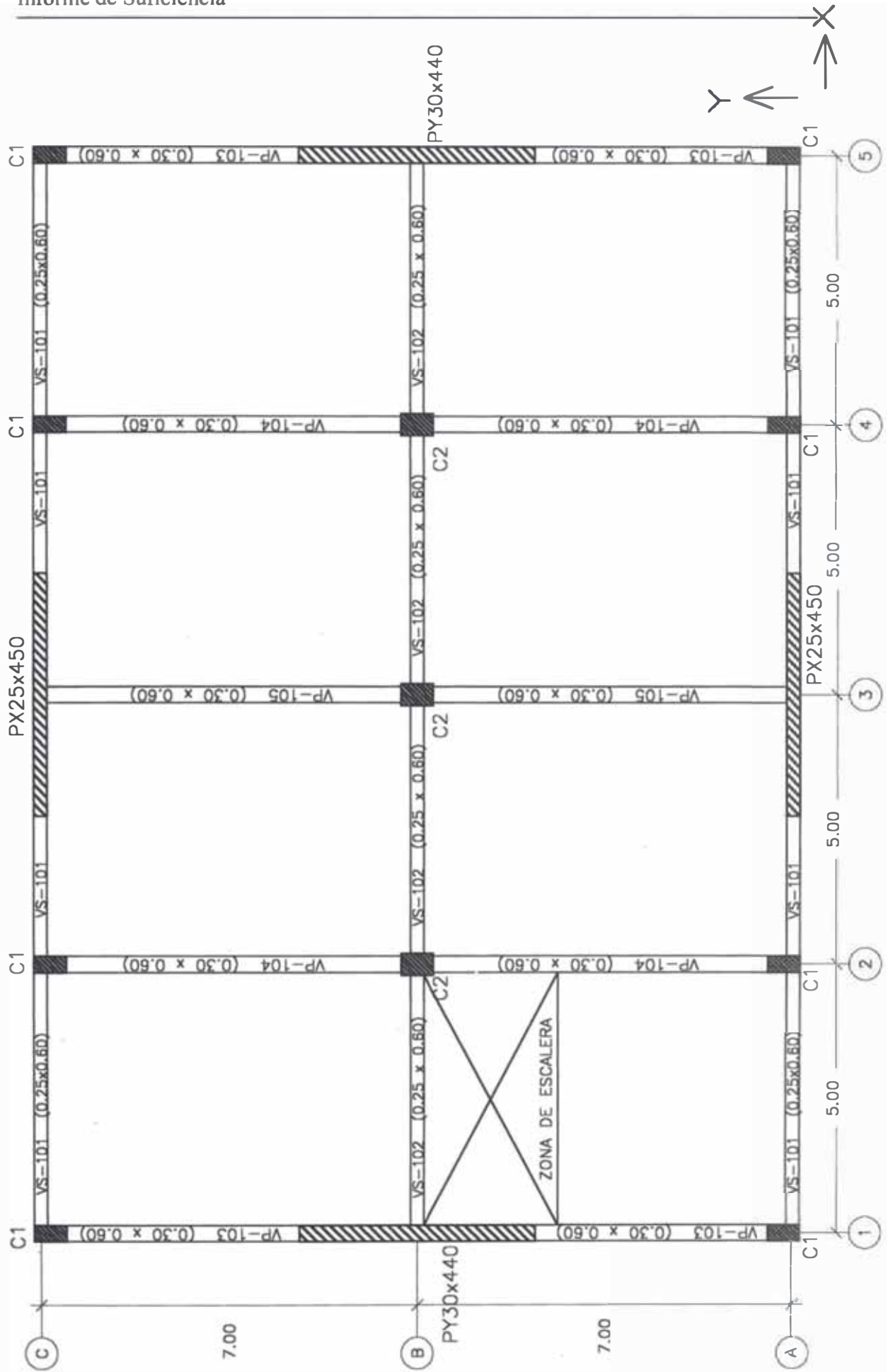
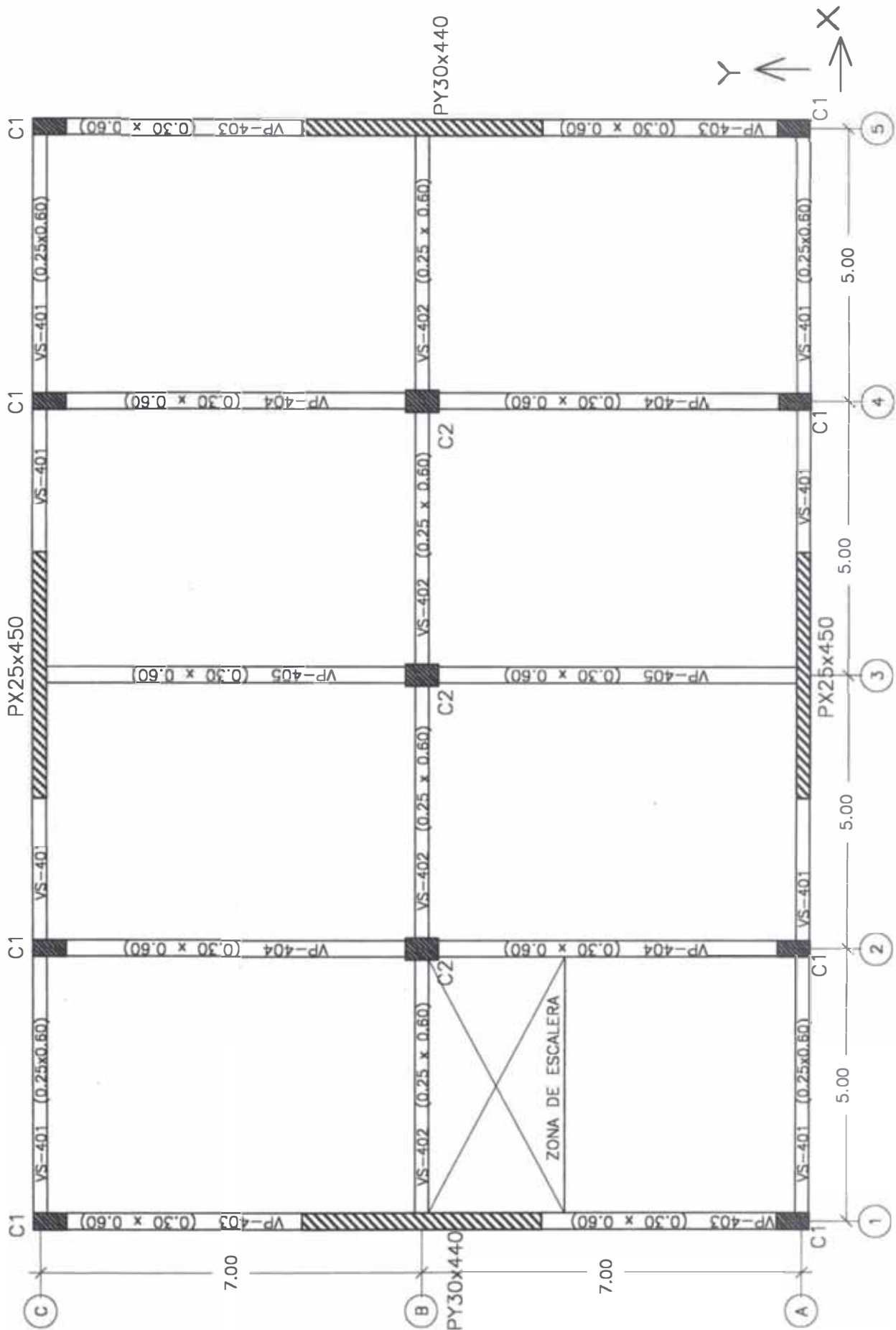


Gráfico 1 .- Planta típica final 1er, 2do y 3er nivel



Gráfica 2.- Planta final 4to nivel (azotea).

Informe de Suficiencia

Se ha considerado 5 ejes en dirección Y, que están designados por los números del 1 al 5; y 3 ejes en la dirección X, designados por las letras A, B y C.

En la dirección Y, existen los pórticos tipo I, II y III ; el pórtico tipo I, ubicado en los ejes 1 y 5; el pórtico tipo II, correspondiente a los ejes 2 y 4 y el pórtico tipo III, ubicado en el eje 3.

En la dirección X, existen los pórticos tipo IV y V; el pórtico tipo IV , ubicado en los ejes A y C y el pórtico tipo V ubicado en el eje B.

Las elevaciones de los 5 tipos de pórticos se muestran en los gráficos 3a, 3b y 3c.

1.5 Cargas de diseño.

La estructura de la edificación debe ser capaz de resistir enteramente las cargas debidas a su propio peso y a las previstas por el tipo de uso que se le va a dar.

Los valores de los distintos tipos de carga serán considerados en varias combinaciones multiplicados por los factores establecidos en el Reglamento Nacional de Construcciones.

Tipos de carga.

Las cargas de gravedad consideradas en el proyecto son

Carga muerta .- Es el peso propio de los elementos y de las coberturas de estos y de otras cargas que van a existir permanentemente.

Carga viva .- Es el peso considerado por los ocupantes, el mobiliario, los equipos y otros elementos móviles.

Los pesos unitarios a usar en el diseño son:

Peso unitario del concreto	2400 kg/m ³ .
Tabiquería	120 kg/m ² .
Acabados	120 kg/m ² .
Peso de la losa aligerada e =.25	350 kg/m ² .
Sobrecarga de piso típico	350 kg/m ² .
Sobrecarga de techo de azotea	150 kg/m ² .

1.6 Propiedades de los materiales

Las características de los materiales que se van a usar en el diseño son:

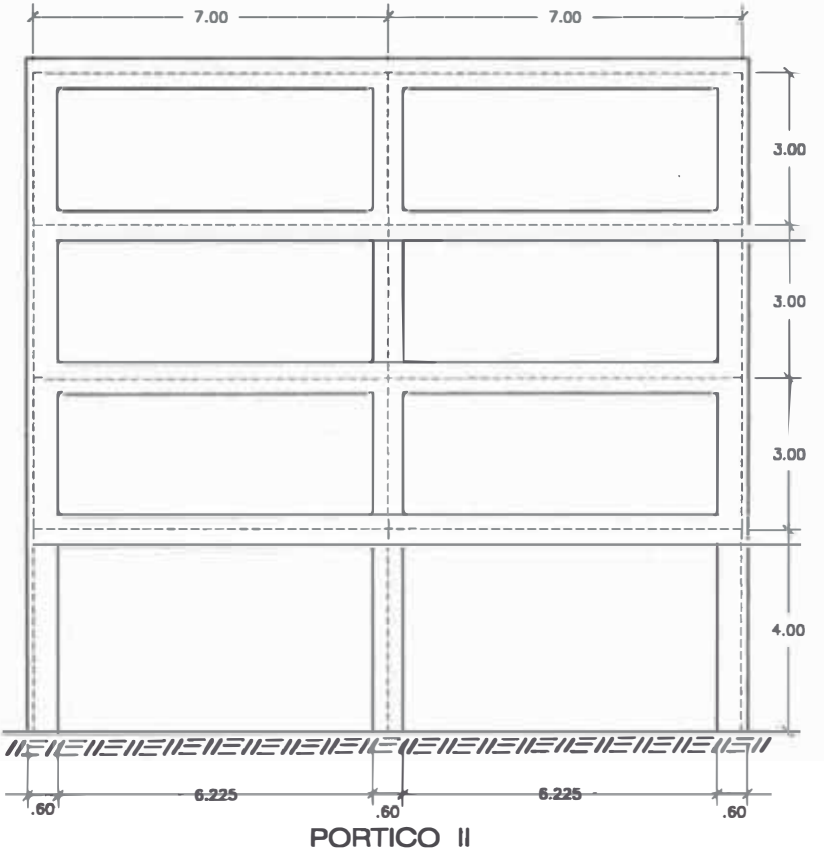
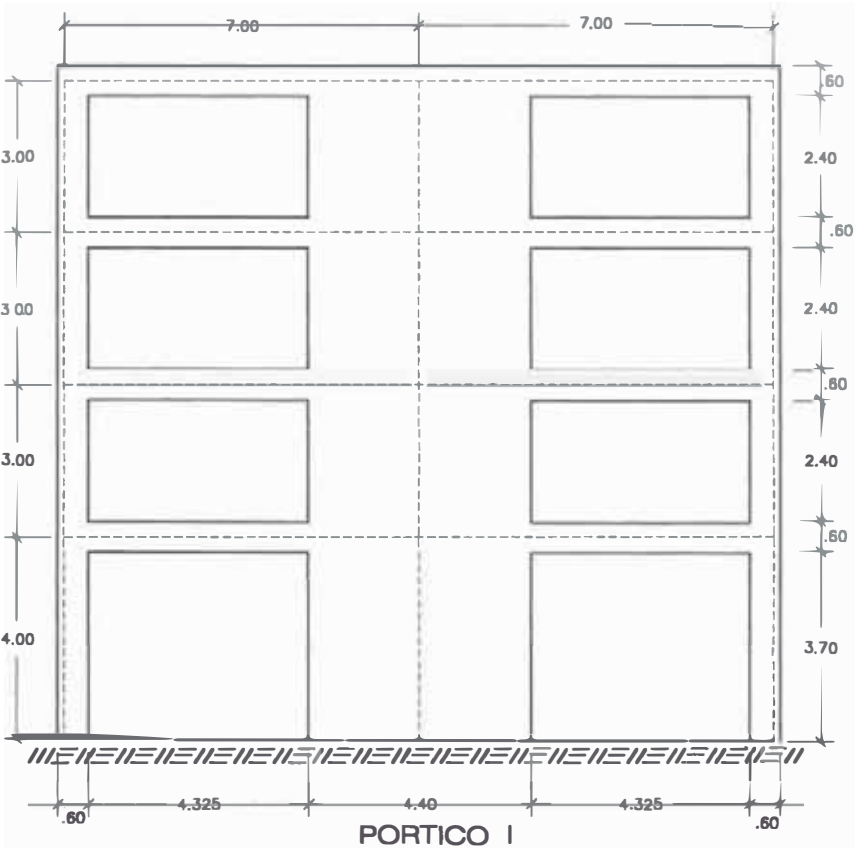
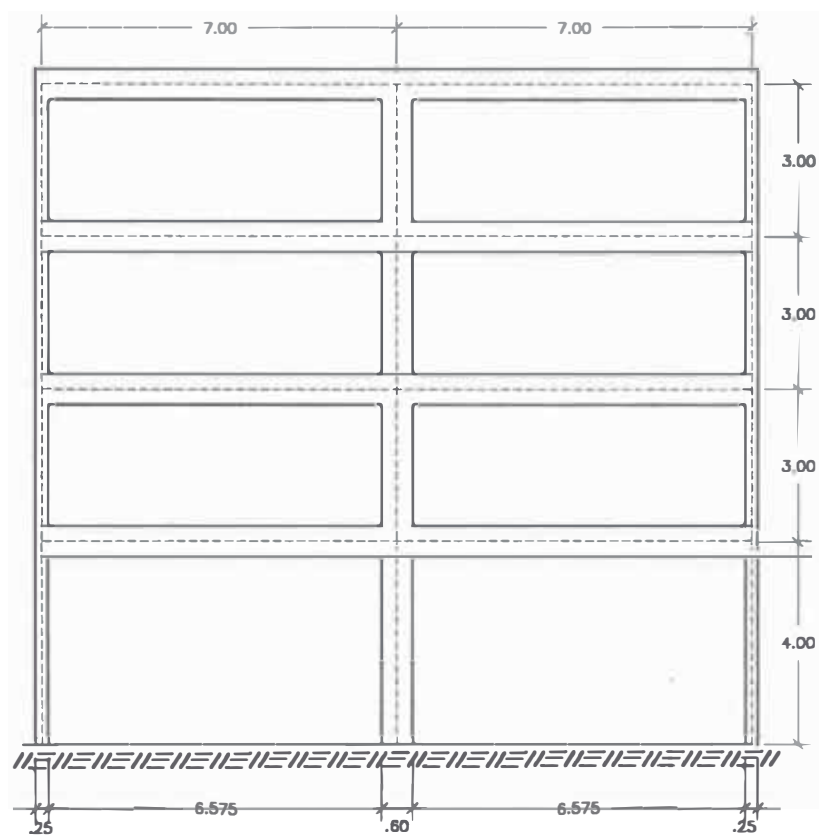
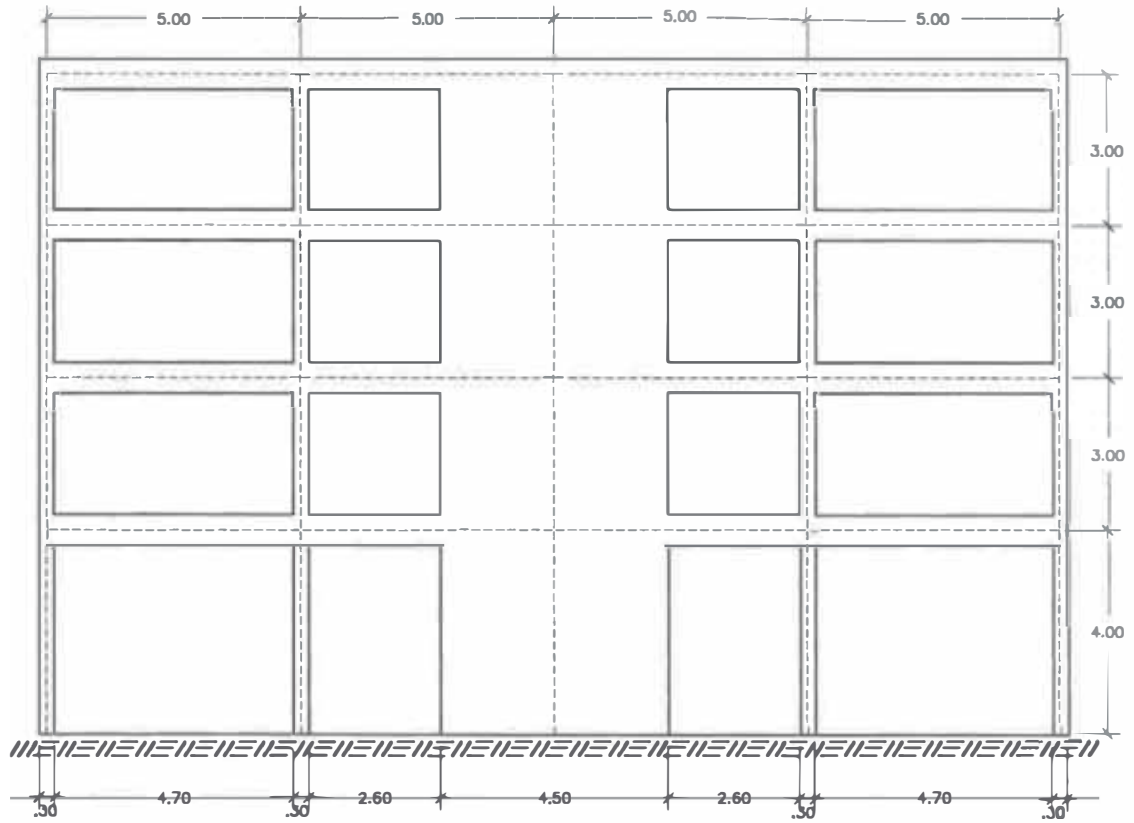


Gráfico 3a .- Elevación Pórtico I (ejes 1 y 5) y Pórtico II (ejes 2 y 4)

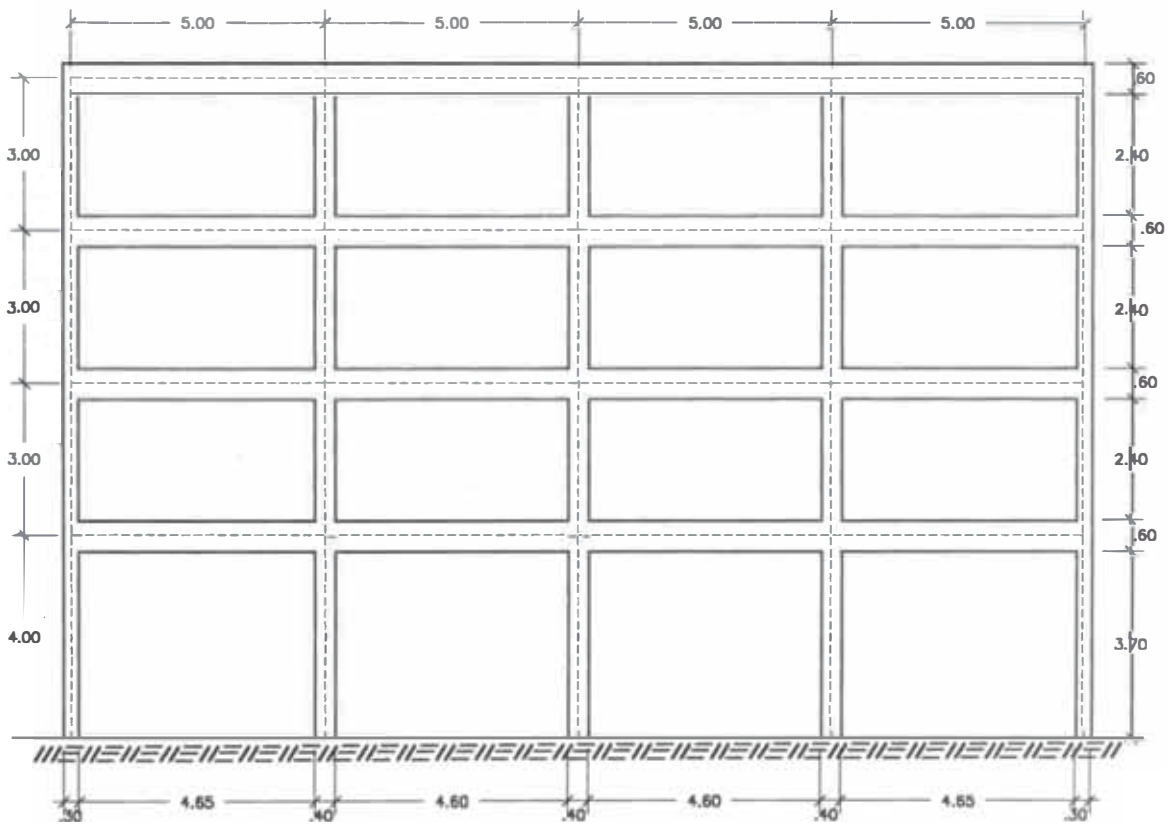


PORTICO III

Gráfico 3b .- Elevación Pórtico III (eje 3)



PORTICO IV



PORTICO V

Gráfico 3c .- Elevación Pórtico IV (ejes A y C) y Pórtico V (eje B)

Informe de Suficiencia

Concreto.- El concreto a utilizarse en todos los elementos estructurales sin excepción es de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, que es su resistencia a la compresión a los 28 días , siendo su módulo de elasticidad $E_c = 2.00E+05 \text{ kg/cm}^2$.

Acero.- Barras de acero corrugadas de sección circular, de alta adherencia con el concreto, con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.y su módulo de elasticidad de $E_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$.

CAPITULO II

Predimensionamiento de Elementos Estructurales

2.1 Consideraciones Iniciales.

En el presente capítulo se dan las consideraciones para el predimensionamiento de los elementos estructurales como son las losas aligeradas, vigas, columnas y placas. Para el predimensionamiento se tomará como base el gráfico 1.

2.2 Predimensionamiento de Losas Aligerada.

Se recomienda para no verificar deflexiones, que el peralte mínimo para losas aligeradas armadas en una dirección , con extremos continuos; debe estar entre los siguientes límites:

$$h = L/20 - L/25$$

siendo L la luz libre entre apoyos de la losa aligerada. En nuestro diseño hemos optado por la expresión que nos dá un resultado mas conservador y no tan ajustado. Así tenemos:

$$h = L/20 = 5/20 = 0.25 \text{ m.}$$

El peso de losa aligerada de espesor $h = 0.25 \text{ m.}$ es de 350 kg/m^2 .

2.3 Predimensionamiento de Vigas.

Las recomendaciones del ACI para el predimensionamiento del peralte de vigas según sea el caso, son las que a continuación se dan:

Vigas simplemente apoyadas	L/16
Vigas con un extremo continuo	L/18.5
Vigas con dos extremos continuos	L/21
Vigas en voladizo	L/8

En nuestro caso hemos empleado las siguientes relaciones prácticas para determinar el peralte y el ancho de las vigas:

Informe de Suficiencia

Peralte de vigas	$h = L/12$
Ancho vigas interiores	$b = B/20$
Ancho vigas exteriores	$b = B/20*1.2$

Siendo L, la luz libre entre ejes y B el ancho tributario para vigas. Los anchos tributarios para el diseño de vigas principales y secundarias los mostramos en la gráfica 4a y 4b, respectivamente; al igual que el cálculo para el predimensionamiento de vigas en el cuadro No 1.

El ACI –89 recomienda para vigas principales en zonas de gran sismicidad lo siguiente:

- $b \geq 25\text{cm}$.
- $b/h \geq 0.3$
- $l_n \geq 4d$

En zonas de alto riesgo sísmico, el código del ACI recomienda que el dimensionamiento de vigas secundarias debe hacerse como si fuera una viga principal.

2.4 Predimensionamiento de Columnas.

De las investigaciones realizadas en Japón a raíz del sismo en 1968 se obtuvieron las siguientes conclusiones :

- Si $h_o/D \leq 2$ falla tipo frágil (fenómeno de columna corta).
- Si $2 < h_o/D < 4$ es una situación de incertidumbre.
- Si $h_o/D \geq 4$ falla de tipo dúctil.

Siendo h_o , la altura libre o la altura efectiva y D, la dimensión de la columna en la dirección de análisis.

Además se estableció el rango de aplastamiento de una columna mediante el índice de aplastamiento (η), el cual se obtiene de la ecuación :

$$\eta = \frac{P_s}{b D f'_c} \quad \text{y} \quad P_s = \alpha P_G$$

Donde :

η es el índice de aplastamiento y debe ser menor de 1/3

P_s es la carga vertical incluyendo el efecto de sismo.

P_G es la carga vertical o de gravedad.

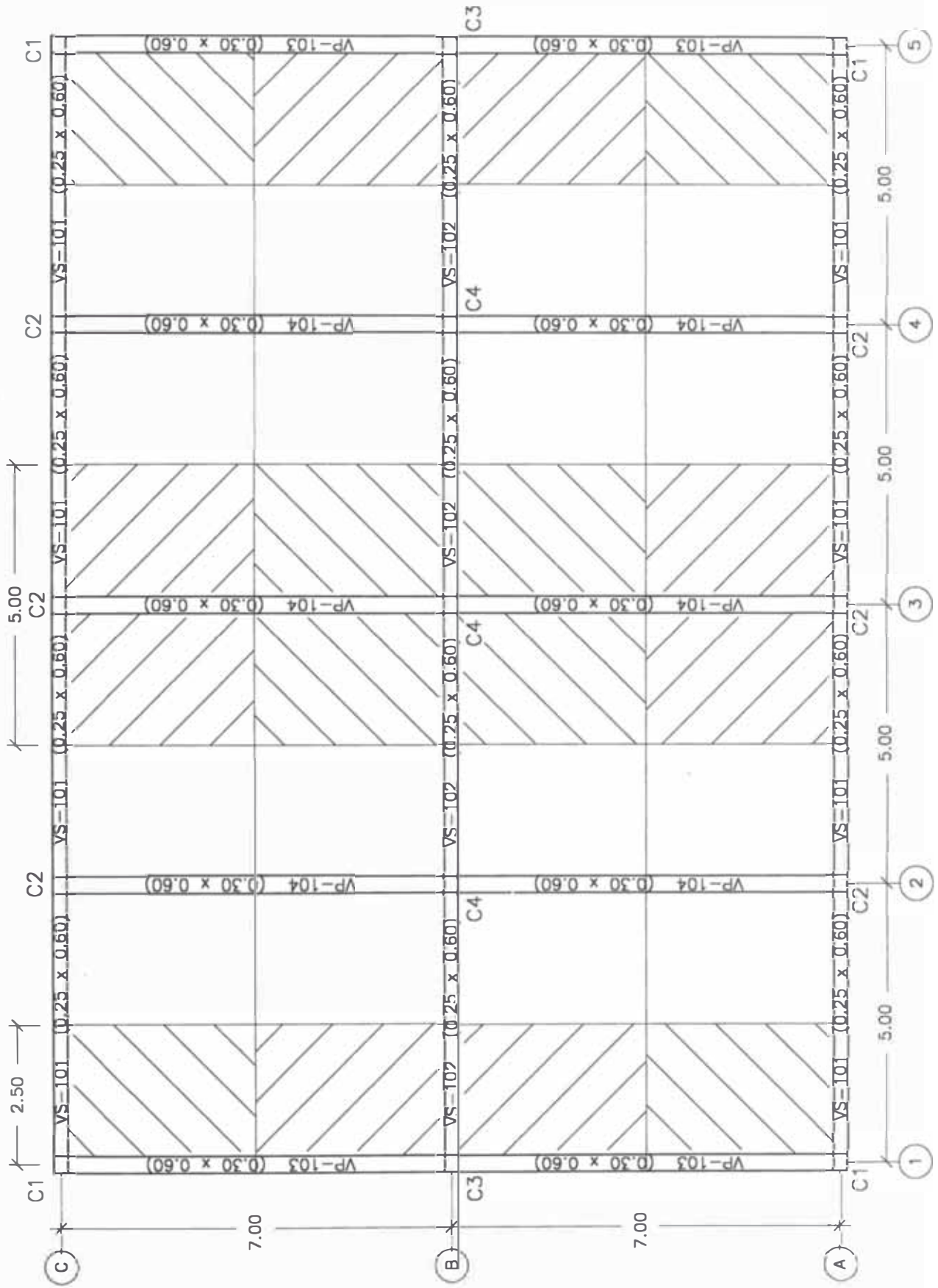


Gráfico 4a.- Area de influencia para vigas de pórticos principales

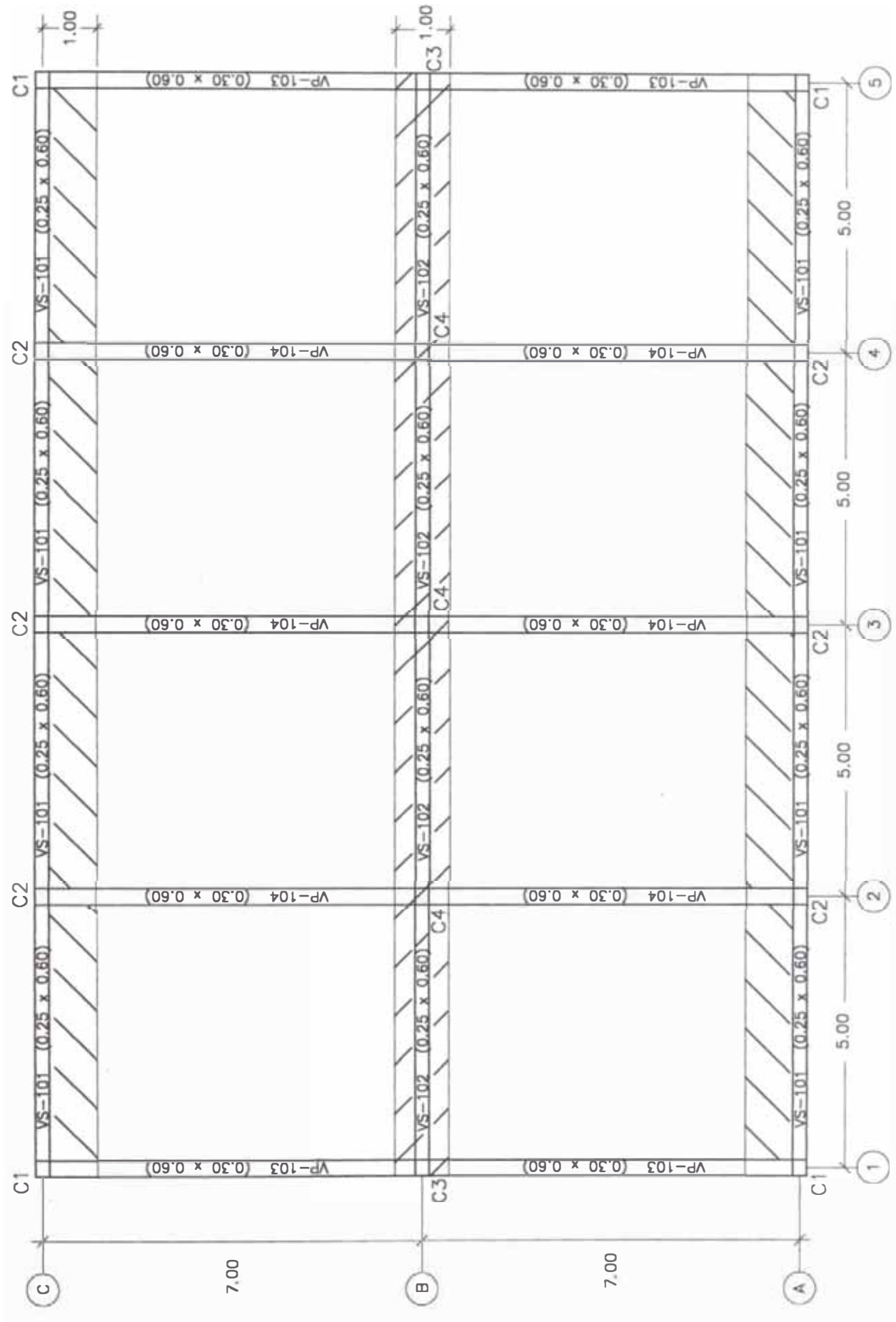


Gráfico 4b.- Area de influencia para vigas de pórticos secundarios

CUADRO No1

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Eje	Viga	Luz Libre (m)	h(m)	Ancho Trib.(m)	b(m)	Usar b x h
1,5	VP- 403	7.00	0.60	2.50	0.15*	0.30 x 0.60
	VP- 303	7.00	0.60	2.50	0.15*	0.30 x 0.60
	VP- 203	7.00	0.60	2.50	0.15*	0.30 x 0.60
	VP- 103	7.00	0.60	2.50	0.15*	0.30 x 0.60
2,3,4	VP- 404	7.00	0.60	5.00	0.25*	0.30 x 0.60
	VP- 304	7.00	0.60	5.00	0.25*	0.30 x 0.60
	VP- 204	7.00	0.60	5.00	0.25*	0.30 x 0.60
	VP- 104	7.00	0.60	5.00	0.25*	0.30 x 0.60
A,C	VS- 401	5.00	0.45 **	1.00	0.06*	0.25 x 0.60
	VS- 301	5.00	0.45 **	1.00	0.06*	0.25 x 0.60
	VS- 201	5.00	0.45 **	1.00	0.06*	0.25 x 0.60
	VS- 101	5.00	0.45 **	1.00	0.06*	0.25 x 0.60
B	VS- 402	5.00	0.45 **	1.00	0.05*	0.25 x 0.60
	VS- 302	5.00	0.45 **	1.00	0.05*	0.25 x 0.60
	VS- 202	5.00	0.45 **	1.00	0.05*	0.25 x 0.60
	VS- 102	5.00	0.45 **	1.00	0.05*	0.25 x 0.60

* Según la norma, el ancho de las vigas en zonas sísmicas debe ser mínimo 0.25m, por razones constructivas y arquitectónicas hemos considerado el ancho de vigas principales de 0.30m igual al de las columnas y de 0.25m el ancho de las vigas secundarias.

** Para las vigas de los pórticos secundarios el peralte obtenido es de 0.45m., pero para lograr una continuidad y hacer mas eficiente el sistema hemos considerado usar el mismo peralte para las vigas principales y secundarias.

Informe de Suficiencia

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

Tomando como base la ecuación anterior se han establecido las siguientes ecuaciones para el predimensionamiento de columnas :

- a) Columna Central .- Es la que soporta mayor carga de gravedad y en consecuencia tiene la mayor sección.

$$b \times D = \frac{1.10 \times PG}{0.30 \times f'c}$$

- b) Columna Lateral .- Son las columnas que se ubican en el extremo de un pórtico principal o de un pórtico secundario.

$$b \times D = \frac{1.25 \times PG}{0.25 \times f'c}$$

- c) Columna en Esquina .- Son las columnas que se ubican en las esquinas de la estructura por lo que toma menor carga de gravedad y en consecuencia tienen menor dimensión.

$$b \times D = \frac{1.50 \times PG}{0.20 \times f'c}$$

Siendo :

$$PG = A \times W ;$$

A = Area tributaria

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

En la gráfica 5 se muestran las áreas tributarias para los diferentes tipos de columnas.

En los cuadros No 2, 3, 4 y 5 se muestra el predimensionamiento de las columnas con el cálculo de las cargas de servicio y la aplicación de las expresiones ya mencionadas.

Las columnas con las dimensiones obtenidas del predimensionamiento, se muestran en la gráfica 6.

Debemos hacer notar que aunque la aplicación de las ecuaciones nos arroja dimensiones de columna menores en los últimos niveles, es recomendable no disminuir la sección de ellas para mantener la rigidez y la continuidad estructural a lo alto de la edificación, por lo que se ha estimado una sola sección en todos los niveles de la edificación.

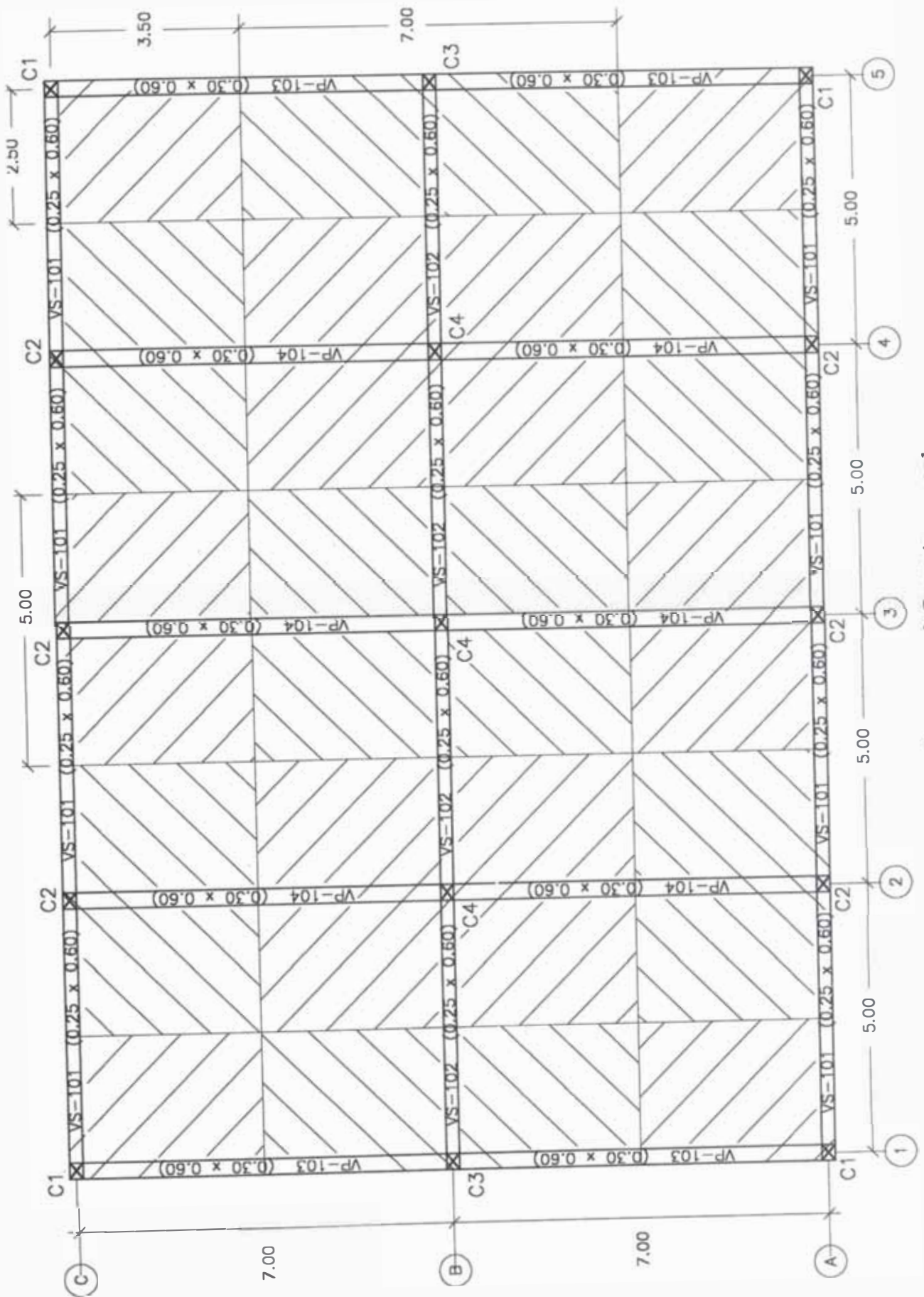


Gráfico 5.- Area de influencia para columnas

CUADRO No 2

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

COLUMNA ESQUINA (C1)-NIVEL 4

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	2.35	3.35		1	350	2755.38
VIGAS-X	2.35	0.30	0.60	1	2400	1015.20
VIGAS-Y	3.65	0.30	0.60	1	2400	1576.80
ACABADOS	2.65	3.65		1	120	1160.70
TABIQUERIA	2.65	3.65		1	120	1160.70
SOBREC.	2.65	3.65		1	150	1450.88
TOTAL						9119.65

$$bxd = \frac{1.5 \times PG}{0.20 \times f' c} = \frac{13679.48}{42} \quad 326 \text{ cm}^2 \text{ USAR} \quad (30 \times 11) \text{ (30} \times 30)$$

COLUMNA ESQUINA (C1)-NIVEL 3

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	2.35	3.35		1	350	2755.38
VIGAS-X	2.35	0.30	0.60	1	2400	1015.20
VIGAS-Y	3.65	0.30	0.60	1	2400	1576.80
ACABADOS	2.65	3.65		1	120	1160.70
TABIQUERIA	2.65	3.65		1	120	1160.70
COLUMNA	0.30	0.30	3.00	1	2400	648.00
SOBREC.	2.65	3.65		1	350	3385.38
TOTAL						11702.15

$$bxd = \frac{1.5 \times PG}{0.20 \times f' c} = \frac{31232.70}{42} \quad 744 \text{ cm}^2 \text{ USAR} \quad (30 \times 25) \text{ (30} \times 30)$$

COLUMNA ESQUINA (C1)-NIVEL 2

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	2.35	3.35		1	350	2755.38
VIGAS-X	2.35	0.30	0.60	1	2400	1015.20
VIGAS-Y	3.65	0.30	0.60	1	2400	1576.80
ACABADOS	2.65	3.65		1	120	1160.70
TABIQUERIA	2.65	3.65		1	120	1160.70
COLUMNA	0.30	0.45	3.00	1	2400	972.00
SOBREC.	2.65	3.65		1	350	3385.38
TOTAL						12026.15

$$bxd = \frac{1.5 \times PG}{0.20 \times f' c} = \frac{49271.93}{42} \quad 1173 \text{ cm}^2 \text{ USAR} \quad (30 \times 39) \text{ (30} \times 45)$$

COLUMNA ESQUINA (C1)-NIVEL 1

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	2.35	3.35		1	350	2755.38
VIGAS-X	2.35	0.30	0.60	1	2400	1015.20
VIGAS-Y	3.65	0.30	0.60	1	2400	1576.80
ACABADOS	2.65	3.65		1	120	1160.70
TABIQUERIA	2.65	3.65		1	120	1160.70
COLUMNA	0.30	0.45	3.00	1	2400	972.00
SOBREC.	2.65	3.65		1	350	3385.38
TOTAL						12026.15

$$bxd = \frac{1.5 \times PG}{0.20 \times f' c} = \frac{67311.15}{42} \quad 1603 \text{ cm}^2 \text{ USAR} \quad (30 \times 53) \text{ (30} \times 55)$$

USAR : Todos los Niveles **0.30 x 0.55 (Columnas C-1)**

CUADRO No 3

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

COLUMNA LATERAL (C3)-NIVEL 4

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	2.35	6.70		1	350	5510.75
VIGAS-X	2.35	0.30	0.60	1	2400	1015.20
VIGAS-Y	7.00	0.30	0.60	1	2400	3024.00
ACABADOS	2.65	7.00		1	120	2226.00
TABIQUERIA	2.65	7.00		1	120	2226.00
SOBREC.	2.65	7.00		1	150	2782.50
TOTAL						16784.45

$$bxd = \frac{1.25 \times PG}{0.25 \times f'c} = \frac{20980.5625}{53} \quad 396 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 13) \text{ USAR} \quad (30 \times 30)$$

COLUMNA LATERAL (C3)-NIVEL 3

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	2.35	6.70		1	350	5510.75
VIGAS-X	2.35	0.30	0.60	1	2400	1015.20
VIGAS-Y	7.00	0.30	0.60	1	2400	3024.00
ACABADOS	2.65	7.00		1	120	2226.00
TABIQUERIA	2.65	7.00		1	120	2226.00
COLUMNA	0.30	0.30	3.00	1	2400	648.00
SOBREC.	2.65	7.00		1	350	6492.50
TOTAL						21142.45

$$bxd = \frac{1.25 \times PG}{0.25 \times f'c} = \frac{47408.63}{53} \quad 895 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 30) \text{ USAR} \quad (30 \times 30)$$

COLUMNA LATERAL (C3)-NIVEL 2

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	2.35	6.70		1	350	5510.75
VIGAS-X	2.35	0.30	0.60	1	2400	1015.20
VIGAS-Y	7.00	0.30	0.60	1	2400	3024.00
ACABADOS	2.65	7.00		1	120	2226.00
TABIQUERIA	2.65	7.00		1	120	2226.00
COLUMNA	0.30	0.50	3.00	1	2400	1080.00
SOBREC.	2.65	7.00		1	350	6492.50
TOTAL						21574.45

$$bxd = \frac{1.25 \times PG}{0.25 \times f'c} = \frac{74376.69}{53} \quad 1403 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 47) \text{ USAR} \quad (30 \times 50)$$

COLUMNA LATERAL (C3)-NIVEL 1

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	2.35	6.70		1	350	5510.75
VIGAS-X	2.35	0.30	0.60	1	2400	1015.20
VIGAS-Y	7.00	0.30	0.60	1	2400	3024.00
ACABADOS	2.65	7.00		1	120	2226.00
TABIQUERIA	2.65	7.00		1	120	2226.00
COLUMNA	0.30	0.65	4.00	1	2400	1872.00
SOBREC.	2.65	7.00		1	350	6492.50
TOTAL						22366.45

$$bxd = \frac{1.25 \times PG}{0.25 \times f'c} = \frac{102334.75}{53} \quad 1931 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 64) \text{ USAR} \quad (30 \times 65)$$

USAR : Todos los Niveles **0.30 x 0.65 (Columnas C-3)**

CUADRO No 4

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

COLUMNA LATERAL (C2)-NIVEL 4

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	4.70	3.35		1	350	5510.75
VIGAS-X	4.70	0.30	0.60	1	2400	2030.40
VIGAS-Y	3.65	0.30	0.60	1	2400	1576.80
ACABADOS	5.00	3.65		1	120	2190.00
TABIQUERIA	5.00	3.65		1	120	2190.00
SOBREC.	5.00	3.65		1	150	2737.50
TOTAL						16235.45

$$bxd = \frac{1.25 \times PG}{0.25 \times f'c} = \frac{20294.3125}{53} \quad 383 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 13) \text{ USAR} \quad (30 \times 30)$$

COLUMNA LATERAL (C2)-NIVEL 3

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	4.70	3.35		1	350	5510.75
VIGAS-X	4.70	0.30	0.60	1	2400	2030.40
VIGAS-Y	3.65	0.30	0.60	1	2400	1576.80
ACABADOS	5.00	3.65		1	120	2190.00
TABIQUERIA	5.00	3.65		1	120	2190.00
COLUMNA	0.30	0.30	3.00	1	2400	648.00
SOBREC.	5.00	3.65		1	350	6387.50
TOTAL						20533.45

$$bxd = \frac{1.25 \times PG}{0.25 \times f'c} = \frac{45961.13}{53} \quad 867 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 29) \text{ USAR} \quad (30 \times 30)$$

COLUMNA LATERAL (C2)-NIVEL 2

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	4.70	3.35		1	350	5510.75
VIGAS-X	4.70	0.30	0.60	1	2400	2030.40
VIGAS-Y	3.65	0.30	0.60	1	2400	1576.80
ACABADOS	5.00	3.65		1	120	2190.00
TABIQUERIA	5.00	3.65		1	120	2190.00
COLUMNA	0.30	0.45	3.00	1	2400	972.00
SOBREC.	5.00	3.65		1	350	6387.50
TOTAL						20857.45

$$bxd = \frac{1.25 \times PG}{0.25 \times f'c} = \frac{72032.94}{53} \quad 1359 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 45) \text{ USAR} \quad (30 \times 45)$$

COLUMNA LATERAL (C2)-NIVEL 1

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	4.70	3.35		1	350	5510.75
VIGAS-X	4.70	0.30	0.60	1	2400	2030.40
VIGAS-Y	3.65	0.30	0.60	1	2400	1576.80
ACABADOS	5.00	3.65		1	120	2190.00
TABIQUERIA	5.00	3.65		1	120	2190.00
COLUMNA	0.30	0.65	4.00	1	2400	1872.00
SOBREC.	5.00	3.65		1	350	6387.50
TOTAL						21757.45

$$bxd = \frac{1.25 \times PG}{0.25 \times f'c} = \frac{99229.75}{53} \quad 1872 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 62) \text{ USAR} \quad (30 \times 65)$$

USAR : Todos los Niveles 0.30 x 0.65 (Columnas C-2)

CUADRO No 5

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

COLUMNA CENTRAL (C4)-NIVEL 4

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	4.70	6.70		1	350	11021.50
VIGAS-X	4.70	0.30	0.60	1	2400	2030.40
VIGAS-Y	7.00	0.30	0.60	1	2400	3024.00
ACABADOS	5.00	7.00		1	120	4200.00
TABIQUERIA	5.00	7.00		1	120	4200.00
SOBREC.	5.00	7.00		1	150	5250.00
TOTAL						29725.90

$$bxd = \frac{1.10 \times PG}{0.30 \times f'c} = \frac{32698.49}{63} \quad 519 \text{ cm}^2 \quad (40 \times 13) \text{ USAR} \quad (40 \times 40)$$

COLUMNA LATERAL (C4)-NIVEL 3

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	4.70	6.70		1	350	11021.50
VIGAS-X	4.70	0.30	0.60	1	2400	2030.40
VIGAS-Y	7.00	0.30	0.60	1	2400	3024.00
ACABADOS	5.00	7.00		1	120	4200.00
TABIQUERIA	5.00	7.00		1	120	4200.00
COLUMNA	0.40	0.40	3.00	1	2400	1152.00
SOBREC.	5.00	7.00		1	350	12250.00
TOTAL						37877.90

$$bxd = \frac{1.10 \times PG}{0.30 \times f'c} = \frac{74364.18}{63} \quad 1180 \text{ cm}^2 \quad (40 \times 30) \text{ USAR} \quad (40 \times 40)$$

COLUMNA LATERAL (C4)-NIVEL 2

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	4.70	6.70		1	350	11021.50
VIGAS-X	4.70	0.30	0.60	1	2400	2030.40
VIGAS-Y	7.00	0.30	0.60	1	2400	3024.00
ACABADOS	5.00	7.00		1	120	4200.00
TABIQUERIA	5.00	7.00		1	120	4200.00
COLUMNA	0.40	0.60	3.00	1	2400	1728.00
SOBREC.	5.00	7.00		1	350	12250.00
TOTAL						38453.90

$$bxd = \frac{1.10 \times PG}{0.30 \times f'c} = \frac{116663.47}{63} \quad 1852 \text{ cm}^2 \quad (40 \times 46) \text{ USAR} \quad (40 \times 50)$$

COLUMNA LATERAL (C4)-NIVEL 1

APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	No VECES	W (Kgs)	PESO (Kgs)
LOSA	4.70	6.70		1	350	11021.50
VIGAS-X	4.70	0.30	0.60	1	2400	2030.40
VIGAS-Y	7.00	0.30	0.60	1	2400	3024.00
ACABADOS	5.00	7.00		1	120	4200.00
TABIQUERIA	5.00	7.00		1	120	4200.00
COLUMNA	0.40	0.65	3.00	1	2400	1872.00
SOBREC.	5.00	7.00		1	350	12250.00
TOTAL						38597.90

$$bxd = \frac{1.10 \times PG}{0.30 \times f'c} = \frac{159121.16}{63} \quad 2526 \text{ cm}^2 \quad (40 \times 63) \text{ USAR} \quad (40 \times 65)$$

USAR : Todos los Niveles **0.40 x 0.65 (Columnas C-4)**

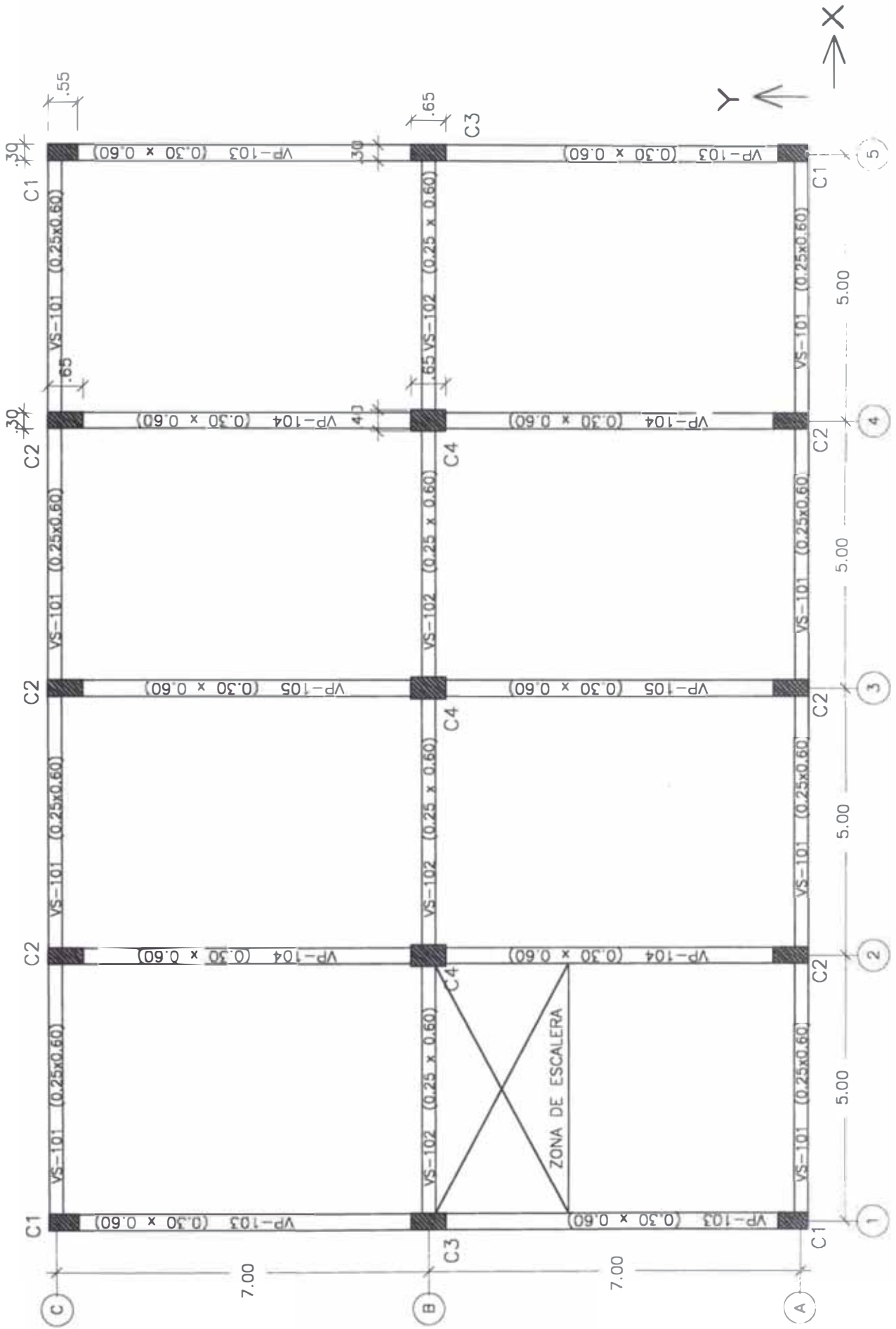


Gráfico 6.- Predimensionamiento de columnas

Informe de Suficiencia

Asimismo debemos mencionar que este es solo un predimensionamiento que nos da un punto de referencia sobre los requerimientos de áreas y volúmenes de los elementos estructurales. Las dimensiones finales se establecerán después de un proceso de verificación de control de los desplazamientos laterales mediante el programa SAP - 2000.

Mediante un análisis dinámico con la aplicación del programa SAP-2000, verificamos la necesidad de muros de corte para la resistencia de las fuerzas sísmicas, pues las columnas resultaron insuficientes para la rigidización de la estructura. Las dimensiones finales de los muros y columnas las mostramos anteriormente en las gráficas 1 y 2.

CAPITULO III

Análisis estructural

3.1 Generalidades.

El análisis estructural es una herramienta para describir el comportamiento de las estructuras sometidas a diversos tipos de carga. Predice la resistencia y las deformaciones de las estructuras. Las fórmulas y métodos para diseño y proyecto, basados en la teoría estructural, cuando se verifican con pruebas de laboratorio nos dan la seguridad de que una estructura sometida a cargas especificadas no sufrirá daños estructurales imprevistos.

Las cargas o fuerzas externas que van a actuar sobre la estructura son las cargas verticales, como son las cargas permanentes y las cargas vivas; y las cargas horizontales o laterales que son las cargas de sismo y las de viento.

El cálculo de las cargas verticales lo desarrollaremos a continuación en el siguiente acápite, y el cálculo de las cargas laterales; que en nuestro proyecto son esencialmente fuerzas sísmicas, lo detallaremos en los capítulos siguientes de análisis sísmico.

El análisis estructural lo realizaremos con la ayuda del programa SAP-2000 , realizando el análisis sísmico estático y el análisis sísmico dinámico.

3.2 Cálculo de cargas verticales.

Para calcular las cargas verticales es necesario hacer el metrado de cargas que van a resistir las vigas de cada tipo de pórtico. El metrado de cargas se hace en base a las áreas tributarias de cada pórtico, que son las mismas usadas para el predimensionamiento de vigas. Ver gráficas 4a y 4b. Las cargas de gravedad son las que se definieron en el capítulo I y se dividen en :

Carga muerta o permanente.- se calcularán las cargas debidas al peso propio de las losas aligeradas, tabiquería y acabados , porque el peso de los elementos como vigas, columnas y placas son calculados y considerados por el programa SAP-2000 en el análisis.

Carga viva o sobrecarga.- que es el peso considerado por ocupantes, mobiliario, etc. Por las características propias del proyecto será de

Sobrecarga piso típico = 350 kg/m².

Sobrecarga de azotea = 150 kg/m².

El cálculo del metrado de cargas para cada tipo de pórtico se resume en el cuadro No 6.

3.3 Sistemas de cargas y sus Combinaciones.

Para el análisis estático y dinámico existen 4 sistemas de carga estáticos comunes para ambos métodos que son:

Sistema D , son las cargas permanentes.

Sistema L1, es un damero de cargas sobre los pórticos principales (en dirección Y).

Sistema L2, es el damero complementario.

Sistema L3, son las cargas vivas sobre los pórticos secundarios (en dirección X).

Los dameros de cargas vivas serán tales que produzcan los máximos momentos en los pórticos mas cargados. Los sistemas de carga se muestran en las gráficas 7a, 7b,7c y 7d.

Para el análisis estático, se han considerado además 4 sistemas de carga estáticos debidos a sismo, cuyo cálculo se verá ampliamente en el capítulo de Análisis Estático:

Sistema QX1 Sismo en dirección X con excentricidad accidental positiva.

Sistema QX2 Sismo en dirección X con excentricidad accidental negativa.

Sistema QY1 Sismo en dirección Y con excentricidad accidental positiva.

Sistema QY2 Sismo en dirección Y con excentricidad accidental negativa.

Las combinaciones usadas para el análisis estático conforme a la Norma E-060 son las siguientes:

$$\text{COMB1} \quad 1.5D + 1.8L1$$

$$\text{COMB2} \quad 1.5D + 1.8L2$$

$$\text{COMB3} \quad 1.5D + 1.8L1 + 1.8L2$$

$$\text{COMB4} \quad 1.5D + 1.8L3$$

$$\text{COMB5} \quad 1.25 (D + L3 + QX1)$$

$$\text{COMB6} \quad 1.25 (D + L3 - QX1)$$

$$\text{COMB7} \quad 1.25 (D + L3 + QX2)$$

$$\text{COMB8} \quad 1.25 (D + L3 - QX2)$$

$$\text{COMB9} \quad 1.25 (D + L1 + QY1)$$

$$\text{COMB10} \quad 1.25 (D + L1 - QY1)$$

$$\text{COMB11} \quad 1.25 (D + L1 + QY2)$$

$$\text{COMB12} \quad 1.25 (D + L1 - QY2)$$

$$\text{COMB13} \quad 1.25 (D + L2 + QY1)$$

$$\text{COMB14} \quad 1.25 (D + L2 - QY1)$$

$$\text{COMB15} \quad 1.25 (D + L2 + QY2)$$

CUADRO No 6

RESUMEN DE METRADO DE CARGAS VERTICALES

Aportante	TIPO DE CARGA	(Piso Tipico) Kg/m2	(Azotea) Kg/m2	(Ancho) A,B,C	(Ancho) 1, 5	(Ancho) 2,3,4
Losa	D	350	350	1	2.65	5
Tabiqueria	D	120	60	1	2.65	5
Acabados	D	120	100	1	2.65	5
S/C	L	350	150	1	2.65	5
	WD	590	470			
	WL	350	150			

PESO VIGA A,B,C 2400x0.60X0.25 360

PESO VIGA 01,02,03,04,05 2400x0.60X0.30 432

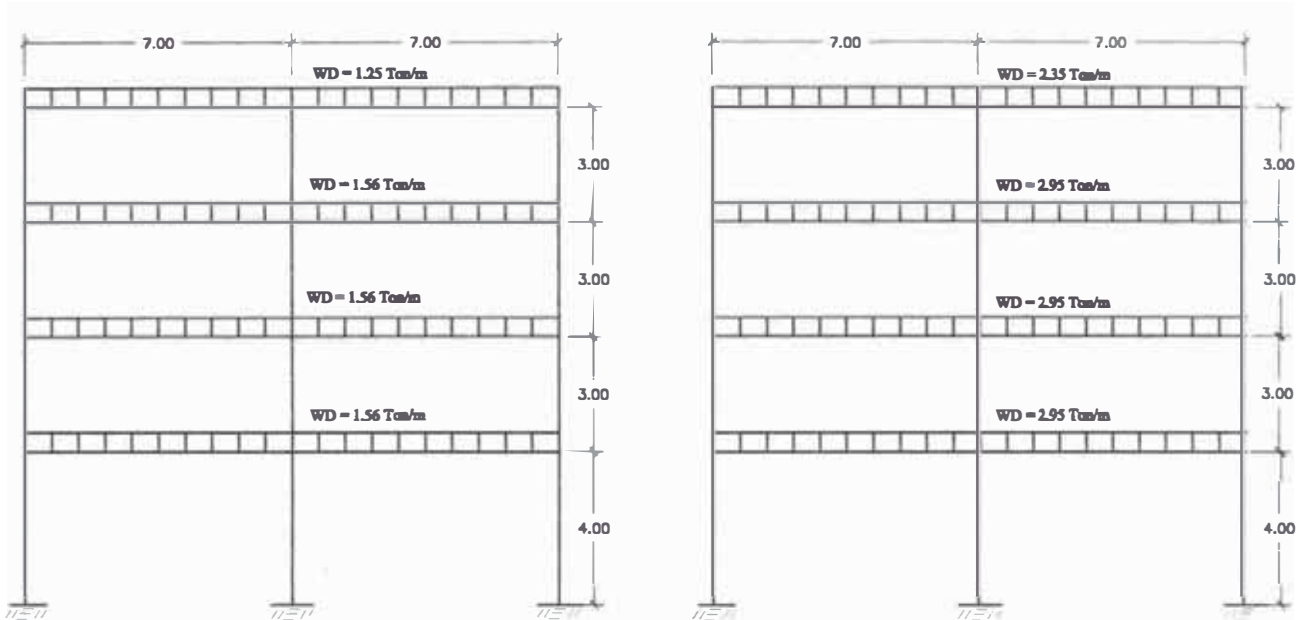
CARGAS PARA VIGAS INCLUYENDO SU PESO PROPIO

Aportante	TIPO DE CARGA	(Piso Tipico) A,B,C (Kg/m)	(Azotea) A,B,C (Kg/m)	(Piso Tipico) 1, 5 (Kg/m)	(Azotea) 1, 5 (Kg/m)	(Piso Tipico) 2,3,4 (Kg/m)	(Azotea) 2,3,4 (Kg/m)
Carga Muerta	WD	950	830	1995.5	1677.5	3382	2782
Carga Viva	WL	350	150	927.5	397.5	1750	750

CARGAS PARA VIGAS SIN INCLUIR SU PESO PROPIO

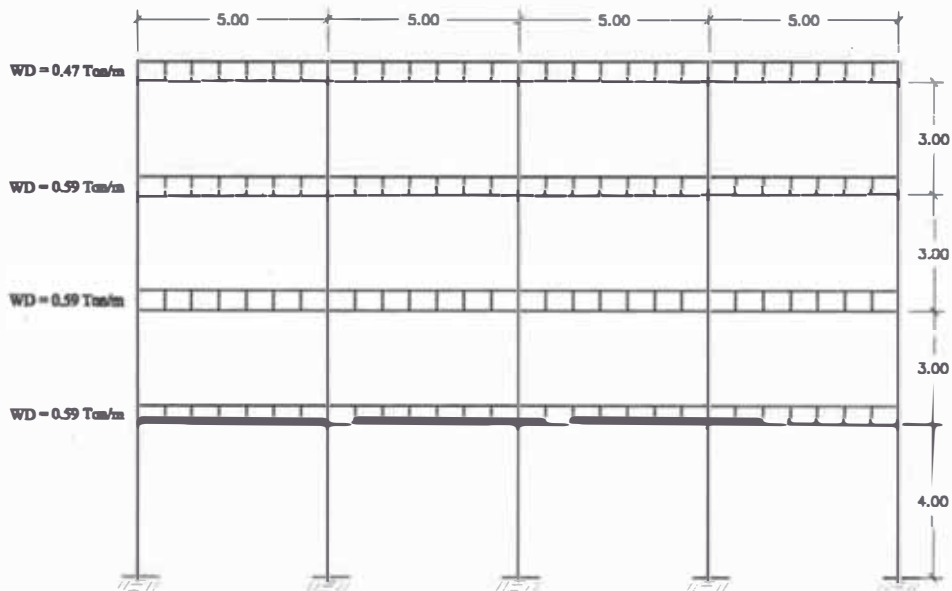
Aportante	TIPO DE CARGA	(Piso Tipico) A,B,C (Kg/m)	(Azotea) A,B,C (Kg/m)	(Piso Tipico) 1, 5 (Kg/m)	(Azotea) 1, 5 (Kg/m)	(Piso Tipico) 2,3,4 (Kg/m)	(Azotea) 2,3,4 (Kg/m)
Carga Muerta	WD	590	470	1563.5	1245.5	2950	2350
Carga Viva	WL	350	150	927.5	397.5	1750	750

SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD CARGA MUERTA (D)



PORTICO I - EJES 1 Y 5

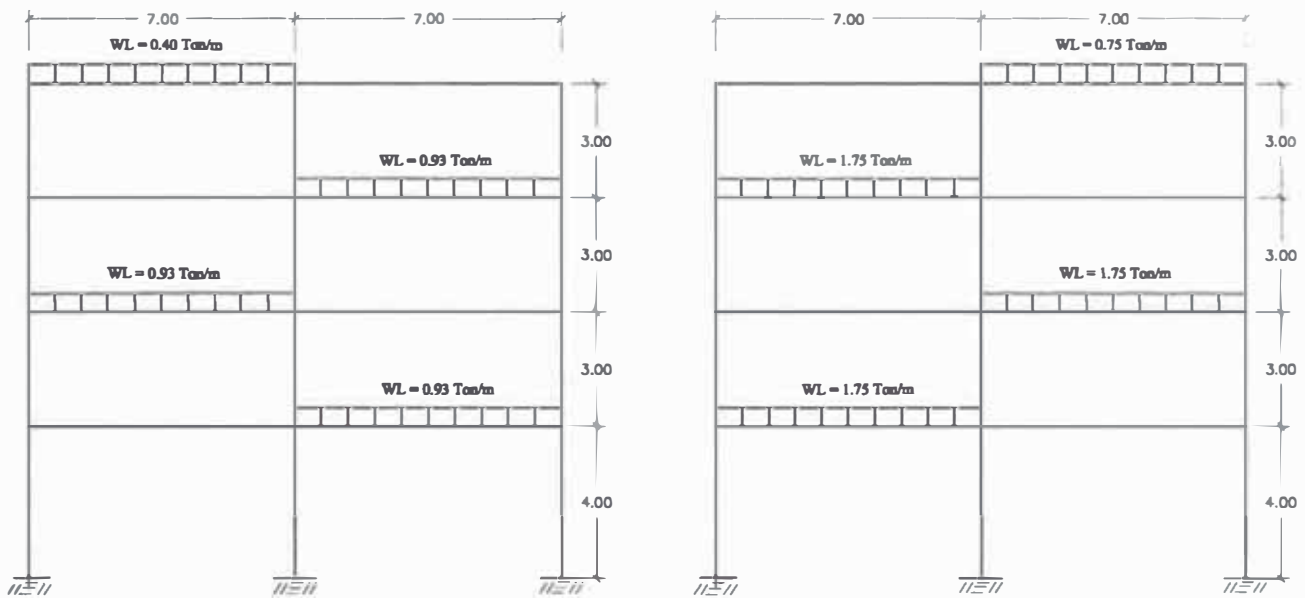
PORTICOS II Y III - EJES 2, 3 Y 4



PORTICOS IV Y V - EJES A, B Y C

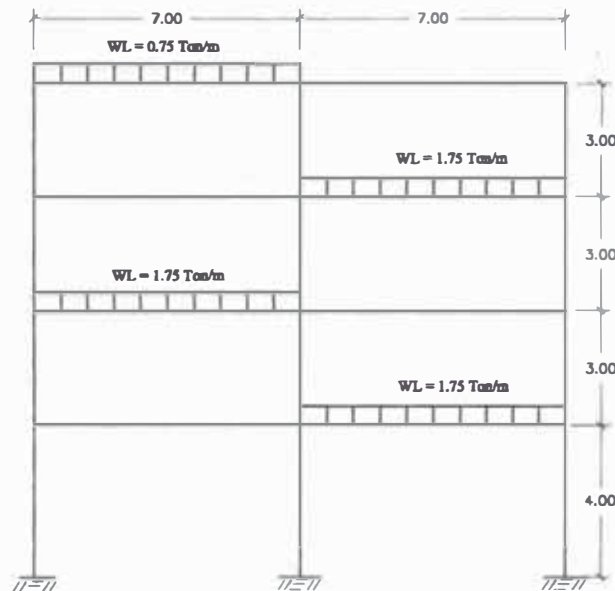
Gráfico 7a

SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD DAMERO DE CARGA VIVA (L1)



PORTICO I - EJES 1 Y 5

PORTICOS II - EJES 2 Y 4



PORTICO III - EJE 3

Gráfico 7b

SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD

DAMERO DE CARGA VIVA (L2)

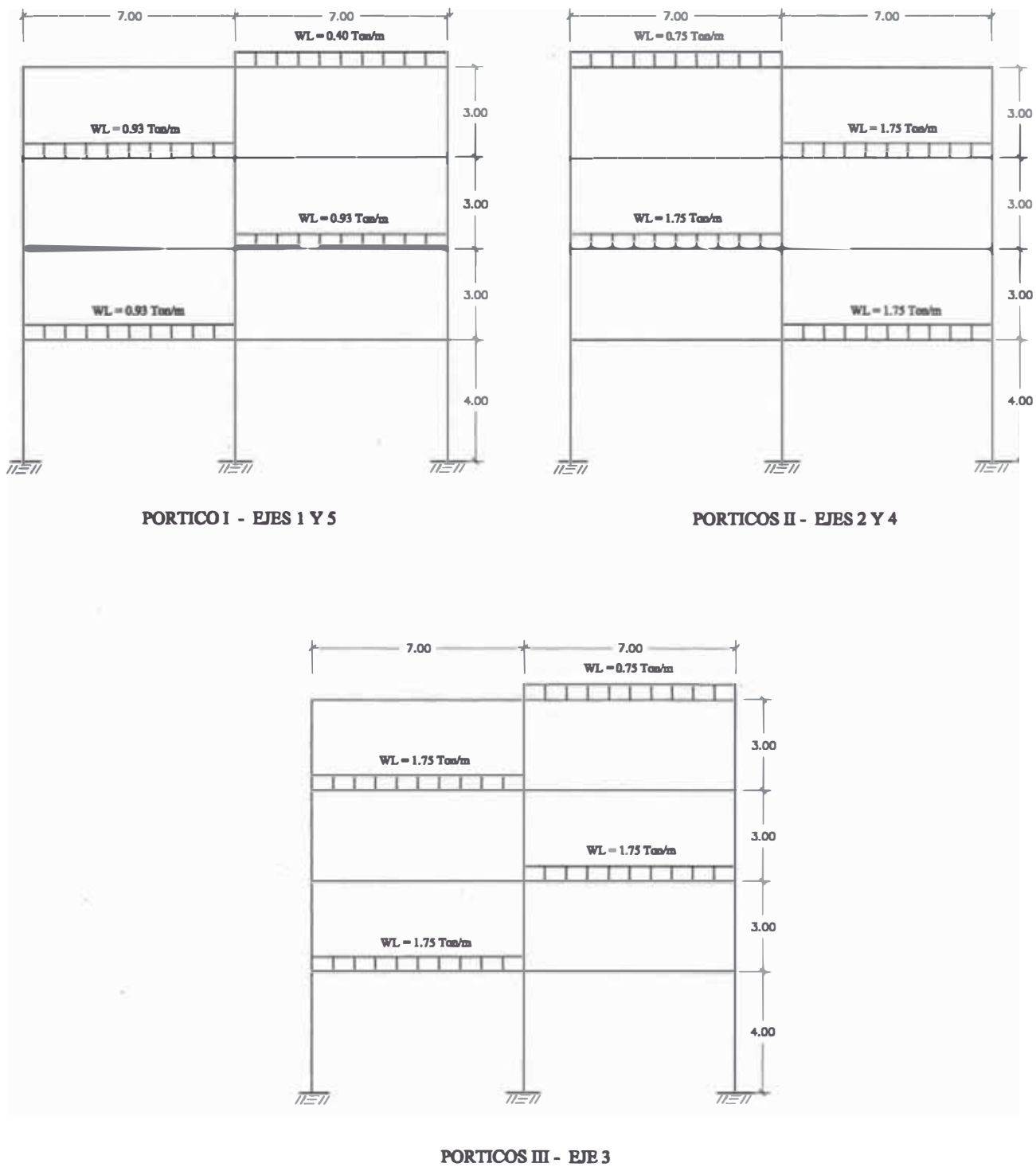
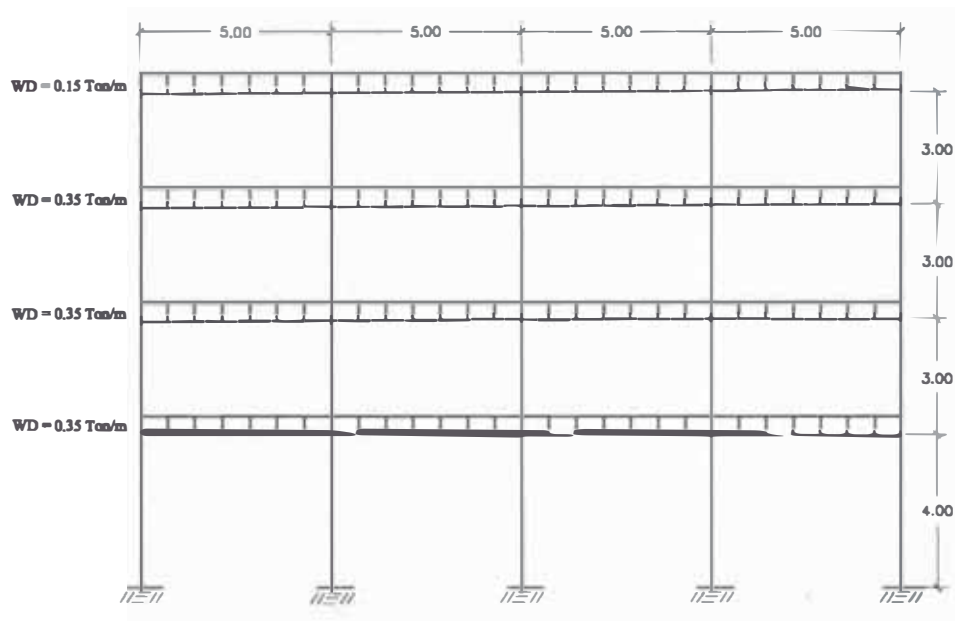


Gráfico 7c

SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD DAMERO DE CARGA VIVA (L3)



PORTICOS IV Y V - EJES A, B Y C

Gráfico 7d

Informe de Suficiencia

COMB16	$1.25 (D + L2 - QY2)$
COMB17	$1.25 (D + L1 + L2 + QY1)$
COMB18	$1.25 (D + L1 + L2 - QY1)$
COMB19	$1.25 (D + L1 + L2 + QY2)$
COMB20	$1.25 (D + L1 + L2 - QY2)$
COMB21	$0.9D + 1.25QX1$
COMB22	$0.9D - 1.25QX1$
COMB23	$0.9D + 1.25QX2$
COMB24	$0.9D - 1.25QX2$
COMB25	$0.9D + 1.25QY1$
COMB26	$0.9D - 1.25QY1$
COMB27	$0.9D + 1.25QY2$
COMB28	$0.9D - 1.25QY2$

Para el análisis dinámico además de los sistemas de carga estáticos se considerarán dos casos de acciones sísmicas , SX y SY, que se definirán en base a un espectro de diseño, del que se tratará en el Capítulo de Análisis Dinámico. El programa considerará los dos posibles signos de las acciones sísmicas SX y SY.

Las combinaciones usadas para el análisis dinámico conforme a la Norma E-060 son las siguientes:

COMB1	$1.5D + 1.8L1$
COMB2	$1.5D + 1.8L2$
COMB3	$1.5D + 1.8L1 + 1.8L2$
COMB4	$1.5D + 1.8L3$
COMB5	$1.25 (D + L1 + SX)$
COMB6	$1.25 (D + L1 + SY)$
COMB7	$1.25 (D + L2 + SX)$
COMB8	$1.25 (D + L2 + SY)$
COMB9	$1.25 (D + L1 + L2 + SX)$
COMB10	$1.25 (D + L1 + L2 + SY)$
COMB11	$1.25 (D + L3 + SX)$
COMB12	$1.25 (D + L3 + SY)$
COMB13	$0.9D + 1.25SX$
COMB14	$0.9D + 1.25SY$

CAPITULO IV

Análisis sísmico

4.1 Generalidades.

El diseño sísmico en nuestro país está regulado por la Norma Técnica de Edificación E-030 de Diseño Sismorresistente, la cual establece los requerimientos mínimos para que las edificaciones resistan adecuadamente un sismo, reduciendo el riesgo de daños materiales y de pérdidas de vidas.

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

Según esta norma el análisis de edificios podrá desarrollarse usando las solicitaciones sísmicas reducidas con un modelo de comportamiento elástico para la estructura.

4.2 Objetivos del diseño sismorresistente.

La finalidad del diseño sismorresistente es garantizar un comportamiento de la edificación que le permita.

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

4.3 Desplazamientos Laterales.

Según la norma los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R que para el análisis estático se considera ≥ 0.10 , ni el cortante mínimo en la base especificado en el capítulo sobre Análisis dinámico.

4.4 Parámetros de diseño sísmico.

Entre los parámetros para el diseño sísmico está el de factor de zona (Z). Este factor depende de la localización del proyecto dentro del territorio nacional, el que para tal fin se considera dividido en tres zonas. La zonificación propuesta por la norma, se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral como además en la información neotectónica.

A cada zona se le considera un factor Z según se indica en la tabla No1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de í0% de ser excedida en 50 años.

TABLA No1 FACTORES DE ZONA	
ZONA	FACTOR DE ZONA - Z (g)
3	0,4
2	0,3
1	0,15

4.5 Condiciones Geotécnicas.

La Norma clasifica los perfiles de suelo de acuerdo a las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles de suelo son cuatro y se describen brevemente en la tabla No2.

Tabla No 2 Parámetros del suelo			
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	*	*

T_p = Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

* 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.

4.6 Factor de Amplificación Sísmica.

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

$$C = 2.5 * (T_p/T)^{1.25} , \quad C < 2.5$$

T = Periodo fundamental de la estructura.

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

4.7 Métodos de Análisis Sísmico.

La Norma de Diseño Sismorresistente E-030 contempla dos métodos de análisis sísmico; el método dinámico y el método estático.

El método dinámico es aplicable a cualquier tipo de estructura no siendo así con el método estático, el cual es solo útil para estructuras regulares, menores de 45 mt. de altura, sin discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.

El proyecto a analizar es de configuración estructural regular y de 13 mt. de altura, por lo que el análisis mediante el procedimiento de fuerzas estáticas es factible.

Aunque no es indispensable el análisis del presente proyecto se realizará por los métodos estático y dinámico, para poder hacer algunas comparaciones.

CAPITULO V

Análisis Estático

5.1 Generalidades.

En este método las solicitaciones sísmicas son representadas por un conjunto de fuerzas sísmicas concentradas aplicadas a la altura de las losas de cada nivel de la edificación.

5.2 Peso de la Edificación.

La edificación es una Central Telefónica, que se ha considerado dentro de la categoría B, según lo establecido por la Norma de Diseño Sismorresistente E-030.

La Norma nos indica que para el cálculo del peso de una edificación, se le debe adicionar al peso propio de la edificación un porcentaje de la carga viva, siendo para la categoría B, el 50%.

En el cuadro No 7 se muestra el detalle del cálculo del peso de la estructura.

5.3 Procedimiento de Análisis.

Establecemos los parámetros de diseño para nuestro proyecto según lo revisado en el capítulo anterior:

a) Factor de zona:

El proyecto se ubica en la ciudad de Lima, la que corresponde según la tabla 1 de la norma de diseño sismorresistente, a la zona 3. Esta zona es la de mayor sismicidad en nuestro país, con un factor de zona $Z = 0.4$.

b) Factor de uso e importancia:

Siendo la categoría de la central Telefónica según la Norma E-030, de categoría B; el correspondiente factor de uso e importancia es: $U = 1.3$

c) Condiciones Geotécnicas:

El proyecto se encuentra ubicado en un suelo muy rígido que se ha considerado como tipo S_1 , al cual le corresponde:

Período de vibración : $T_p (s) = 0.4s$

Factor de Suelo $S = 1.0$

CUADRO No 7

Cálculo del Peso de la Edificación P

CUARTO NIVEL	Peso(kg/m ²)	Area(m ²)	Longitud (m)	Peso (kg)	Masa(Ton-sg ² /m)
Peso de Losa 4to Nivel =	350	253.80		88830.00	
Peso de Viga V-X =	2400	0.15	47.70	17172.00	
Peso de Viga V-Y =	2400	0.18	55.35	23911.20	
Peso de Columnas =	2400	2.16	1.50	7776.00	
Peso de Placa =	2400	4.89	1.50	17604.00	
Peso de Acabados =	100	289.28		28927.50	
Peso de Tabiquería =	60	289.28		17356.50	
25% Sobrecarga =	37.5	289.28		10847.81	
Total				212425.01	14.88

TERCER NIVEL	Peso(kg/m ²)	Area(m ²)	Longitud (m)	Peso (kg)	Masa(Ton-sg ² /m)
Peso de Losa 3er Nivel =	350	253.80		88830.00	
Peso de Viga V-X =	2400	0.15	47.70	17172.00	
Peso de Viga V-Y =	2400	0.18	55.35	23911.20	
Peso de Columnas =	2400	2.16	3.00	15552.00	
Peso de Placa =	2400	4.89	3.00	35208.00	
Peso de Acabados =	120	289.28		34713.00	
Peso de Tabiquería =	120	289.28		34713.00	
50% Sobrecarga =	175	289.28		50623.13	
Total				300722.33	21.29

SEGUNDO NIVEL	Peso(kg/m ²)	Area(m ²)	Longitud (m)	Peso (kg)	Masa(Ton-sg ² /m)
Peso de Losa 2do Nivel =	350	253.80		88830.00	
Peso de Viga V-X =	2400	0.15	47.70	17172.00	
Peso de Viga V-Y =	2400	0.18	55.35	23911.20	
Peso de Columnas =	2400	2.16	3.00	15552.00	
Peso de Placa =	2400	4.89	3.00	35208.00	
Peso de Acabados =	120	289.28		34713.00	
Peso de Tabiquería =	120	289.28		34713.00	
50% Sobrecarga =	175	289.28		50623.13	
Total				300722.33	21.29

PRIMER NIVEL	Peso(kg/m ²)	Area(m ²)	Longitud (m)	Peso (kg)	Masa(Ton-sg ² /m)
Peso de Losa 1er Nivel =	350	253.80		88830.00	
Peso de Viga V-X =	2400	0.15	47.70	17172.00	
Peso de Viga V-Y =	2400	0.18	55.35	23911.20	
Peso de Columnas =	2400	2.16	3.50	18144.00	
Peso de Placa =	2400	4.89	3.50	41076.00	
Peso de Acabados =	120	289.28		34713.00	
Peso de Tabiquería =	120	289.28		34713.00	
50% Sobrecarga =	175	289.28		50623.13	
Total				309182.33	21.29

Peso Total de la Edificación = 1123051.99 Kgs
1123.05 Ton

d) Período Fundamental de la Estructura.

El período se estimará para cada dirección con la siguiente expresión:

$$T = h_n / C_T$$

Donde :

h_n = Altura total de la edificación.

$C_T = 60$, para estructuras cuyos elementos resistentes sean fundamentalmente muros de corte.

Entonces tenemos :

$$T = h_n / C_T = 13/60$$

$$T = 0.217$$

d) Factor de Amplificación Sísmica:

La que se define por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 * (T_p/T)^{.25} , C \leq 2.5$$

Reemplazando en la expresión:

$$C = 2.5 * (0.40/0.217)^{.25} = 5.38$$

Como debe cumplirse que $C \leq 2.5$, pero es mayor; entonces tomamos $C = 2.5$

f) Coeficiente de reducción de sollicitación sísmica R :

Para definir el coeficiente de reducción sísmica es necesario establecer el sistema estructural de la edificación, según la tabla 6 de la Norma de diseño sismorresistente.

En nuestro proyecto el sistema estructural es a base de muros de concreto armado ,pues la resistencia sísmica está dada fundamentalmente por muros de corte. Siendo la estructura regular , el coeficiente de reducción R correspondiente según la tabla 6 es:

$$R_x = R_y = 7.5.$$

g) 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 :

$$\boxed{V = \frac{ZUSC}{R} \times P} \quad (a) \quad ; \quad \frac{C}{R} \geq 0.1$$

$$\frac{C}{R} = \frac{C_x}{R} = \frac{C_y}{R} = \frac{2.50}{7.50} = 0.33 \geq 0.1 \quad \text{Ok}$$

Luego reemplazando valores en la expresión (a)

$$\begin{aligned} V = V_x = V_y &= \frac{0.4 \times 1.3 \times 1.0 \times 2.5}{7.5} \times 1123.05 = \\ &= 0.1733 \times 1123.05 = \mathbf{194.66 \text{ ton.}} \end{aligned}$$

h) Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura:

Para la distribución de la fuerza sísmica en altura se debe considerar, según lo establecido en la norma , si el periodo fundamental de la estructura 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 :

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

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 nuestro proyecto el periodo de la estructura es de:

$$T = 0.217s < 0.7s \text{ entonces } F_a = 0$$

Por consiguiente la distribución de la fuerza sísmica en altura estará dada por:

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

La distribución de fuerzas sísmicas se muestran en el cuadro No 8.

i) Efectos de Torsión:

La fuerza en cada nivel (F_i), según la norma se supondrá actuando en el centro de masas del nivel respectivo, debiendo considerarse además el efecto de excentricidades accidentales como se indica a continuación.

Para cada dirección de análisis la excentricidad accidental en cada nivel (e), se considerará como 0.10 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de las fuerzas. Este factor se considera un poco elevado por lo que habitualmente se asume 0.05 que es el valor que hemos asumido para nuestro proyecto . En el nuevo Reglamento asimismo se piensa reducir este valor a 0.05.

En cada nivel además de la fuerza actuante se aplicará un momento accidental denominado M_{t_i} que se calcula como:

$$M_{t_i} = \pm F_i e$$

Se puede suponer que las condiciones mas desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

Los momentos accidentales también se aprecian en el cuadro No8.

j) Aplicación del programa SAP 2000 :

Para hacer el análisis sísmico mediante fuerzas estáticas equivalentes de la edificación usaremos el programa SAP 2000.

Las cargas verticales actuantes, se han calculado anteriormente en el capítulo correspondiente.

La distribución de fuerzas sísmicas actuantes y los momentos accidentales en cada nivel se muestran en el cuadro No 8.

En el anexo No 1, se muestra los resultados de la corrida del programa SAP-2000 correspondientes a los desplazamientos etc. obtenidos por el método estático. En el siguiente capítulo, hemos realizado el análisis con el método dinámico, con la finalidad de hacer una comparación de resultados.

CUADRO No 8

Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura y Momentos Accidentales

Nivel	Pi(Ton)	Hi(m)	Pi*Hi	Pi*Hi/Total1	Fi(Ton)	Mxi (Ton-m)	Myi (Ton-m)
4	212.43	13	2761.53	0.303	59.00	42.04	59.89
3	300.72	10	3007.22	0.330	64.25	45.78	65.22
2	300.72	7	2105.06	0.231	44.98	32.05	45.65
1	309.18	4	1236.73	0.136	26.42	18.83	26.82
		(Total 1) =	9110.53	1.000	194.66		

Excentricidades

$ex = 0.05 * 20.30 = 1.015 \text{ m}$
 $ey = 0.05 * 14.25 = 0.7125 \text{ m}$

CAPITULO VI

Análisis Dinámico

6.1 Generalidades.

Según la Norma de diseño sismorresistente E-030, el análisis dinámico de las edificaciones puede realizarse mediante procedimientos de superposición espectral o por medio de análisis tiempo-historia.

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

Siendo nuestro proyecto una edificación convencional, detallaremos a continuación el procedimiento de superposición espectral que se aplicará.

6.2 Análisis por Superposición Espectral.

6.2.1 Modos de vibración.

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

6.2.2 Aceleración Espectral.

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

$$S_a = \frac{Z U S C}{R} g \dots\dots\dots (b)$$

La norma indica que para el análisis en la dirección vertical puede usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales .

En el presente proyecto no consideraremos las componentes verticales del sismo por tratarse de acciones cualitativamente similares a las cargas verticales habituales. Estas acciones son de muy corta duración, frente a las cuales los materiales muestran mayores resistencias y rigideces en comparación con las de larga duración.

6.2.3 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) podrá determinarse usando la expresión siguiente :

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

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

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección del análisis.

6.2.4 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 en el método estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

La fuerza cortante mínima en la base para la estructura regular será:

$$0.80 \times 194.66 = 155.75 \text{ ton.}$$

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

6.2.5 Efectos de Torsión.

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.10 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo mas desfavorable.

6.3 Procedimiento de Análisis.

a) Determinación del Espectro de Diseño o Aceleración Espectral.

Para definir el espectro inelástico de pseudo - aceleraciones definido por la expresión (b) del acápite 6.2.2, resumiremos en una tabla los valores de los parámetros sísmicos ya definidos anteriormente.

PARÁMETROS SISMICOS	
Factor de zona	Z = 0.4
Categoría de la edificación	U = 1.3
Factor de amplificación del suelo	S = 1.0
Período fundamental de vibración del suelo	$T_p = 0.4$ s
Coefficiente de reducción de sollicitación sísmica en dirección X.	$R_x = 7.5$
Coefficiente de reducción de sollicitación sísmica en dirección Y.	$R_y = 7.5$
Aceleración de la gravedad	$g = 9.81 \text{ m/sg}^2$

Reemplazando los valores de los parámetros sísmicos en la expresión (b) obtenemos el espectro de pseudo- aceleraciones para el análisis sísmico, mostrado en el cuadro No9.

CUADRO No 9
ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES

T	$C = 2.5(0.40/T)^{1.25}$	ZUS/R* C	Sax=Say
0.00	2.500	0.173	1.700
0.10	2.500	0.173	1.700
0.20	2.500	0.173	1.700
0.30	2.500	0.173	1.700
0.40	2.500	0.173	1.700
0.50	1.891	0.131	1.287
0.60	1.506	0.104	1.024
0.70	1.242	0.086	0.845
0.80	1.051	0.073	0.715
0.90	0.907	0.063	0.617
1.00	0.795	0.055	0.541
1.10	0.706	0.049	0.480

Con estos valores de períodos y aceleraciones definimos el espectro de pseudo aceleraciones como se muestra en el gráfico No 8.

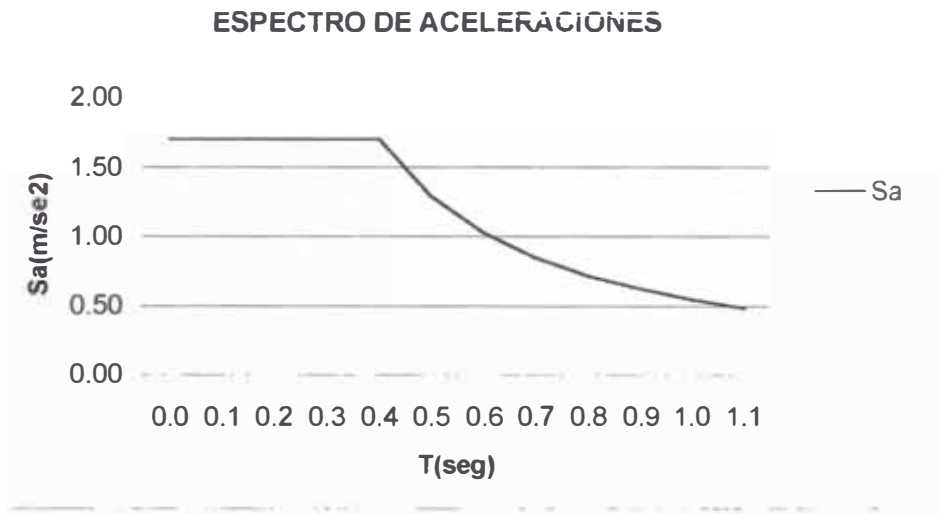


Gráfico No 8

b) Determinación del Momento Polar de Inercia de Masas .

Para calcular el momento polar de inercia de las masas para cada nivel, calculamos el radio de giro (k), asumiendo que es el mismo que el de momento polar de inercia de un área:

$$J / A = k^2 = \frac{bd^3 + db^3}{12 (bd)} = \frac{d^2 + b^2}{12}$$

$$k^2 = \frac{14.25^2 + 20.30^2}{12} = 51.263 \text{ m}^2$$

Calculamos el momento polar de inercia de masas , como se muestra en el cuadro No 10; mediante la expresión:

$$I = k^2 \times m$$

**CUADRO No 10
MOMENTO POLAR DE INERCIA DE MASAS**

Nivel	Masa (Ton-sg ² /m)	k ² (m ²)	Momento. Polar de Inercia (Ton-m-sg ²)
4	14.88	51.263	762.79
3	21.29	51.263	1091.39
2	21.29	51.263	1091.39
1	21.29	51.263	1091.39

c) Uso del programa SAP-2000 para el análisis dinámico .

Para hacer el análisis sísmico lineal seudo – tridimensional mediante superposición modal espectral de nuestra estructura, usamos el programa SAP-2000.

Mediante varias corridas sistematizadas del programa, logramos determinar las dimensiones más convenientes de los elementos del sistema estructural para verificar un comportamiento adecuado frente a una acción sísmica.

El sistema estructural que se verificó finalmente es el que se muestra en las gráficas No1 y No2, está conformada por cuatro placas, ubicadas en el perímetro de la edificación y por pórticos principales y secundarios , los primeros ubicados en ejes paralelos al eje Y y los últimos en ejes paralelos al eje X.

Las placas ubicadas en el centro de cada lado de mayor dimensión de la edificación son de 0.25x4.50 m. y las ubicadas en el centro de ambos lados de menor dimensión son de 0.30 x 4.40 m.

Las vigas principales ubicadas en los ejes 1,2,3,4 y 5 son de 0.30 x 0.60 m. y las vigas secundarias ubicadas en los ejes A, B y C son de 0.25 x 0.60m.

El análisis dinámico con el programa SAP-2000 emplea un modelo pseudo tridimensional, con tres grados de libertad por piso. Este modelo supone a la estructura como un ensamble de pórticos planos. Además dado que las rigideces de cada pórtico en su plano son mucho mayores que aquellas en sentido transversal , estas últimas se desprecian. Asimismo no se consideran las rigideces torsionales de todos los elementos. Los pórticos se consideran interconectados solamente por las losas de entrepiso, que actúan como diafragmas infinitamente rígidos en su plano. Como consecuencia, no se consideran deformaciones axiales en las vigas , es decir se considera que en cada pórtico todos los nudos de un piso tienen el mismo desplazamiento horizontal. También es habitual despreciar las deformaciones de corte en las vigas en contraste con los elementos verticales (placas o columnas), para los que se consideran deformaciones de flexión, axiales y de corte.

d) Análisis de resultados.

El control de desplazamientos lo realizamos en base a la norma sismorresistente, la cual indica los máximos desplazamientos laterales admisibles para los diferentes tipos de estructuras . Así tenemos que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso para estructuras de concreto armado debe ser:

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

por lo tanto para nuestro trabajo el desplazamiento lateral máximo admisible de entrepiso es de:

$$\Delta_i = h_{e_i} \times 0.007 = 3.00 \times 0.007 = 0.021\text{m.}$$

El desplazamiento lateral máximo admisible total del edificio de 13.00m. de altura es de:

$$\Delta_i = H_T \times 0.007 = 13.00 \times 0.007 = 0.091\text{m.}$$

Los resultados del análisis dinámico los veremos en el anexo No 2

Los máximos desplazamientos de entrepiso se calculan multiplicando los desplazamientos obtenidos del análisis con las solicitaciones sísmicas reducidas por el coeficiente de reducción de sollicitación sísmica, R .

En el cuadro No 11 se muestran los cálculos para obtener los desplazamientos relativos de entrepiso, resultantes del análisis dinámico y del análisis estático. Los cuales son conformes con lo requerido por la norma.

Los tipos de pórtico, los cuales establecimos anteriormente son

Pórtico I .- corresponde a los pórticos en los Ejes 1 y 5.

Pórtico II .- corresponde a los pórticos en los Ejes 2 y 4.

Pórtico III .- corresponde a el pórtico en el Eje 3.

Pórtico IV .- corresponde a los pórticos en los Ejes A y C.

Pórtico V .- corresponde a el pórtico en el Eje B.

El sistema estructural ha sido definido para el Análisis Sísmico como un Sistema en base a **Muros de Concreto Armado** , sistema en el que la resistencia sísmica está dada fundamentalmente por muros de concreto armado, para el cual la norma de diseño sismorresistente asigna un valor para el coeficiente de reducción de 7.5.

El coeficiente de reducción para los diferentes sistemas estructurales ha sufrido una disminución en la última norma .

Del Cuadro No 11 podemos observar que nuestra estructura cumple holgadamente con los desplazamientos relativos de entrepiso máximos exigidos por la norma.

CUADRO No. 11

RESPUESTA SÍSMICA – ANÁLISIS DINÁMICO – SAP 2000

Efectos globales – Sismo en la dirección X

Desplazamientos laterales de entrepiso

Nivel	hei	Desplazamiento	Desplazamiento Relativo	Coficiente de reducción	Desplaz. Reltv. Entrepiso (m)	Desplaz.Máx. Admisible(m)	Conformidad
4	3	0.005957	0.001550	7.5	0.011625	0.021	√
3	3	0.004407	0.001633	7.5	0.012248	0.021	√
2	3	0.002774	0.001508	7.5	0.011310	0.021	√
1	4	0.001266	0.001266	7.5	0.009495	0.028	√

Efectos globales – Sismo en la dirección Y

Desplazamientos laterales de entrepiso

Nivel	hei	Desplazamiento	Desplazamiento Relativo	Coficiente de reducción	Desplaz. Reltv. Entrepiso (m)	Desplaz.Máx. Admisible(m)	Conformidad
4	3	0.005718	0.001632	7.5	0.012240	0.021	√
3	3	0.004186	0.001592	7.5	0.011940	0.021	√
2	3	0.002594	0.001437	7.5	0.010778	0.021	√
1	4	0.001157	0.001157	7.5	0.008678	0.028	√

RESPUESTA SÍSMICA – ANÁLISIS ESTÁTICO – SAP 2000

Efectos globales – Sismo en la dirección X

Desplazamientos laterales de entrepiso

Nivel	hei	Desplazamientos	Desplazamiento Relativo	Coficiente de reducción	Desplaz. Reltv. Entrepiso (m)	Desplaz.Máx. Admisible(m)	Conformidad
4	3	0.007273	0.001893	7.5	0.014198	0.021	√
3	3	0.005380	0.001992	7.5	0.014940	0.021	√
2	3	0.003388	0.001843	7.5	0.013823	0.021	√
1	4	0.001545	0.001545	7.5	0.011588	0.028	√

Efectos globales – Sismo en la dirección Y

Desplazamientos laterales de entrepiso

Nivel	hei	Desplazamientos	Desplazamiento Relativo	Coficiente de reducción	Desplaz. Reltv. Entrepiso (m)	Desplaz.Máx. Admisible(m)	Conformidad
4	3	0.006999	0.001853	7.5	0.013898	0.021	√
3	3	0.005146	0.001937	7.5	0.014528	0.021	√
2	3	0.003209	0.001768	7.5	0.013260	0.021	√
1	4	0.001441	0.001441	7.5	0.010808	0.028	√

Como lo explicamos en el acápite 6.2.4 la fuerza cortante mínima en la base para nuestra estructura es de 155.75 ton.

En los Cuadros No.12 y 13 hemos extraído los valores de la fuerza cortante en la base de cada elemento del edificio en las dos direcciones del sismo. Así tenemos para la cortante total en la base:

En la dirección X el valor es de 168.26 ton > 155.75 ton

En la dirección Y el valor es de 166.36 ton > 155.75 ton

Por lo que podemos decir que nuestro diseño cumple con la cortante mínima dada por la norma.

Cuadro No. 12
CORTANTE DE SISMO EN LA DIRECCIÓN X

Pórtico A		
Elemento	Corte en la base del elemento(ton)	Corte en la base del pórtico(ton)
Columna(5)	0.41	
Columna(4)	0.75	
Placa (3)	78.55	
Columna(2)	0.75	
Columna(1)	0.41	80.87

Pórtico B		
Elemento	Corte en la base del elemento(ton)	Corte en la base del pórtico(ton)
Placa (10)	1.63	
Columna(9)	1.12	
Columna(8)	1.02	
Columna(7)	1.12	
Placa (6)	1.63	6.52

Pórtico C		
Elemento	Corte en la base del elemento(ton)	Corte en la base del pórtico(ton)
Columna (15)	0.41	
Columna(14)	0.75	
Placa (13)	78.55	
Columna(12)	0.75	
Columna(11)	0.41	80.87

Corte total actuante en la dirección X = 168.26 Toneladas

Pórticos	Cortante basal	Porcentaje (%)
VA + VC	161.74 ton	96.13
VB	6.52 ton	3.87
Total	168.26 ton	100

CUADRO No. 13
CORTANTE DE SISMO EN LA DIRECCIÓN Y

Pórtico I		
Elemento	Corte en la base del elemento(ton)	Corte en la base del pórtico(ton)
Columna (1)	1.10	
Placa (6)	76.35	
Columna(11)	1.10	78.35

Pórtico II		
Elemento	Corte en la base del elemento(ton)	Corte en la base del pórtico(ton)
Columna (2)	0.89	
Columna (7)	1.42	
Columna(12)	0.89	3.20

Pórtico III		
Elemento	Corte en la base del elemento(ton)	Corte en la base del pórtico(ton)
Placa (3)	0.92	
Columna (8)	1.42	
Placa (13)	0.92	3.26

Pórtico IV		
Elemento	Corte en la base del elemento(ton)	Corte en la base del pórtico(ton)
Columna (4)	0.89	
Columna (9)	1.42	
Columna(14)	0.89	3.20

Pórtico V		
Elemento	Corte en la base del elemento(ton)	Corte en la base del pórtico(ton)
Columna (5)	1.10	
Placa (10)	76.35	
Columna(15)	1.10	78.35

Corte total actuante en la dirección Y = 166.36 Toneladas

Pórticos	Cortante basal	Porcentaje (%)
V1+ V5	156.70 ton	94.21
V2 + V3 + V4	9.66 ton	5.79
Total	166.36 ton	100

CAPITULO VII

Diseño de Elementos Estructurales.

7.1 Métodos de Diseño.-

En la actualidad se cuenta, básicamente, con dos métodos de diseño en concreto armado: diseño elástico o por cargas de servicio y diseño a la rotura o por resistencia última. El primero fue utilizado con mucha frecuencia hasta mediados del siglo pasado y el segundo ha adquirido impulso a partir de los años sesentas.

El método que usaremos en este trabajo para el diseño de los elementos estructurales del proyecto que tratamos es el **diseño a la rotura o por resistencia última**, cuya descripción presentaremos sucintamente a continuación.

7.1.1 Diseño a la rotura o por resistencia última.-

El diseño a la rotura tiene su fundamento en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento en estudio y analiza las circunstancias de colapso del mismo. Mediante pruebas de laboratorio se ha podido comprobar que es posible establecer la magnitud de las cargas con precisión suficiente. El método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y del concreto y, por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga del elemento. Algunas de las ventajas que ofrece este método son:

- 1.-El diseño a la rotura permite controlar el modo de falla que ocurre en una estructura compleja, considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros con el objeto de inducir a 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 incurrir en imprecisiones en torno a este parámetro.
- 4.- El método de diseño a la rotura permite evaluar razonablemente la ductilidad de la estructura.
- 5.- Este procedimiento permite utilizar 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 de la calidad del concreto y el logro de mayores resistencias y la obtención de secciones cada vez menores se tiende a tener menos rigidez y a incrementar las deflexiones y el ancho de las fisuras. Por ello es recomendable usar este método en combinación con otros procedimientos para verificar el adecuado comportamiento de las piezas actuando bajo las cargas de servicio.

7.2 Métodos de diseño propuestos por el código del ACI.-

El código del ACI en ediciones anteriores como la de 1995 presentaba los dos métodos de diseño los mismos que se hallan expuestos en el ítem 7.1. Sin embargo daba mayor importancia al método de diseño a la rotura, al que se refiere como el método de diseño por resistencia. En la última edición del código del ACI solo hace mención a este último método debido a su amplio uso en nuestro medio.

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

Las cargas de servicio se estiman haciendo uso de los códigos, reglamentos o normas. En nuestro caso hemos utilizado la Norma E.020 Cargas, citado en el Reglamento Nacional de Construcciones; y el análisis estructural se efectúa bajo la hipótesis de un comportamiento elástico de la estructura.

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 la intención de mostrar la probabilidad que existe de que la carga estimada sea superada en la realidad. La carga permanente, por ejemplo, es evaluada con mayor precisión que la sobrecarga, por esto su factor de amplificación es menor.

La carga de sismo, proveniente de un análisis probabilístico, es mucho más incierta, por ello su factor de amplificación es mayor que el de las dos anteriores.

Las expresiones que permiten determinar la carga última se denominan combinaciones de cargas. De acuerdo a las sollicitaciones que actúan sobre un elemento, se propone un juego de combinaciones. Es necesario evaluar cada una de ellas y proceder al diseño haciendo uso de las sollicitaciones extremas.

Al mismo tiempo que la amplificación de las cargas, el código propone la reducción de la resistencia teórica de los elementos de concreto armado como una manera de incrementar el factor de seguridad del diseño. La resistencia teórica o nominal de una pieza es la

determinada a partir de los principios recomendados por el código del ACI. La naturaleza misma del concreto armado y principalmente los procedimientos seguidos en la construcción originan que la resistencia calculada en el gabinete no sea la misma que la verificada en la realidad. Los factores de reducción de resistencia indican la fracción de la resistencia nominal con la que se puede contar para un elemento determinado con una cierta certeza probabilística.

El código del ACI se sirve del uso de los factores de resistencia no sólo para tomar en consideración las posibles imperfecciones del proceso de construcción del concreto sino que además los usa para incrementar los factores de seguridad en piezas sometidas a determinadas solicitaciones, ya sea por su tipo de falla o por la importancia de estos elementos dentro del conjunto estructural global. Por ejemplo, una columna con refuerzo transversal en espiral, tiene un comportamiento más dúctil que una columna con estribos. Por ello el factor de reducción de la primera es mayor. Por otra parte, cuando se analiza una solicitación por flexo-compresión, propia de las columnas, el factor de reducción es menor que cuando se analiza flexión pura, propia de las vigas. Esto se debe a que el colapso de una viga es mucho menos perjudicial que el colapso de una columna.

7.3.-Reducción de la resistencia.-

A continuación se presenta los factores ϕ de reducción de carga para diversas solicitaciones, propuestos por el código y que se emplea en el presente trabajo:

*Flexión sin carga axial	0.90
*Flexión con carga axial de tracción	0.90
*Flexión con carga axial de compresión y compresión sin flexión	
Para miembros con refuerzo en espiral	0.75
Para otro tipo de refuerzo	0.70
*Cortante con o sin torsión	0.85
*Aplastamiento en el concreto	0.70
*Concreto simple	0.65

En el caso de flexo-compresión, es posible incrementar el factor de reducción cuando predomina la flexión. Por otra parte, en regiones de alto riesgo sísmico, existen también previsiones adicionales en cuanto a estos factores.

7.4.- Diseño de losas aligeradas.-

7.4.1.- Descripción.-

Las losas aligeradas, denominadas también losas nervadas, pueden considerarse constituidas por una serie de vigas T, llamadas nervaduras o viguetas unidas por la parte superior o alas de la viga T, como se muestra en el gráfico No.9. Donde se tiene la sección de una losa nervada en la que aparece el refuerzo concentrado en el alma de las viguetas o nervaduras.

Las losas nervadas son más ligeras que las losas macizas de rigidez equivalente, lo que les permite cubrir con más eficiencia luces grandes. Una losa aligerada típica es aquella cuya superficie inferior es uniforme y cuyos espacios vacíos se rellena con ladrillos huecos u otro material parecido. Estas losas son en nuestro medio de uso muy frecuente y generalizado en todo tipo de edificaciones, por el ahorro de concreto que se consigue tanto como por la disminución del peso propio.

El ladrillo hueco utilizado es generalmente de arcilla o de mortero cemento-arena. En el mercado se pueden encontrar ladrillos de las características mostradas a continuación:

Material	# de huecos	Ancho (cm)	Largo (cm)	Altura (cm)
Arcilla	8	30	30	12
				15
				20
Arcilla	4	30	30	08
				12
Mortero	2	30	25	15
				20
				25
				30

Para el diseño de losas aligeradas, el peso propio a considerarse es el que se recomienda en la siguiente tabla:

Altura de la losa	Bloques de mortero	Ladrillos de arcilla
17 cm (12+5)	300 kg/m ²	250 kg/m ²
20 cm (15+5)	350 kg/m ²	300 kg/m ²
25 cm (20+5)	400 kg/m ²	350 kg/m ²
30 cm (25+5)	450 kg/m ²	400 kg/m ²

Las losas aligeradas se calculan por vigueta.

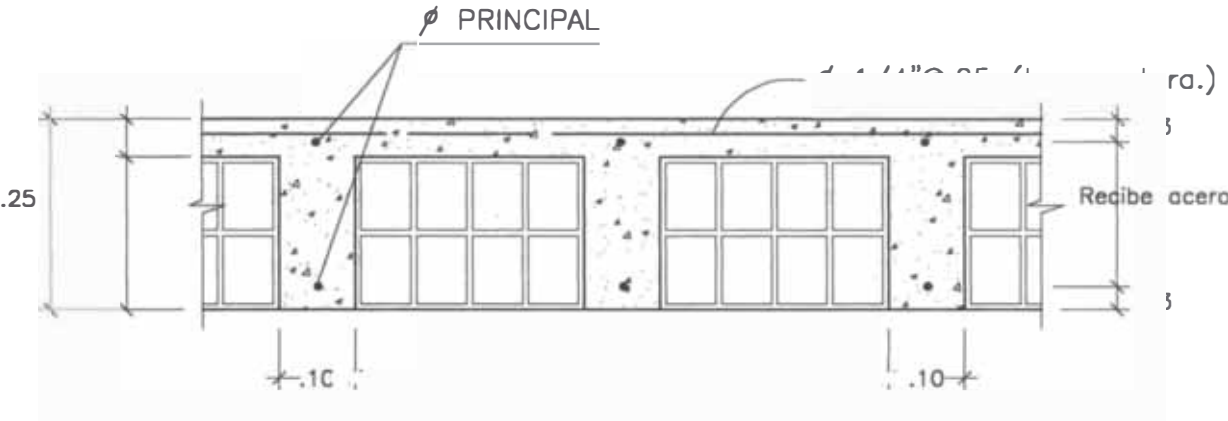


Gráfico 9 .- Corte Típico de Aligerado

7.4.2.-Recomendaciones del ACI para losas aligeradas.-

El código del ACI da un conjunto de recomendaciones en cuanto a las características geométricas para el diseño de las losas aligeradas que resultan de las observaciones efectuadas en obras durante larga experiencia.:

- Las viguetas deben tener un ancho mínimo de 10 cm. y un peralte no mayor a tres veces y media dicho ancho.
- El espaciamiento libre entre los nervios o viguetas será como máximo 75cm.
- Si la losa va a tener tuberías embebidas en su seno, su espesor deberá ser por lo menos 2.5 cm. mayor que el diámetro exterior de los tubos .
- Como requisito de integridad estructural, por lo menos una varilla de refuerzo positivo debe ser colocada a lo largo de toda la vigueta y de manera continua sobre los apoyos. En cuanto sea necesario se debe empalmar sobre los apoyos con un empalme clase A y en el extremo se anclará mediante el uso de un gancho estándar.
- 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. Por facilidad constructiva no es recomendable más de dos varillas por vigueta. De otra parte, no es conveniente utilizar refuerzo de compresión pues al haber poco peralte, su efectividad es insignificante.
- Se debe colocar perpendicularmente a la dirección de las viguetas, un refuerzo mínimo para absorber esfuerzos por temperatura.

7.4.3.- Procedimiento de diseño de la losa aligerada.-

En el Capítulo II, en lo referente al predimensionamiento de elementos estructurales el espesor de la losa aligerada a usarse resultó de 25 cm. , ello fue obtenido siguiendo la recomendación del ACI de atender a los requisitos mínimos para el control de deflexiones. En el diseño este espesor será verificado de modo que el concreto se encuentre en capacidad de resistir por sí solo los esfuerzos de corte pues no se suele utilizar refuerzo transversal en losas de una sola dirección.

Hemos definido dos aligerados típicos, uno correspondiente a los tres primeros niveles, y otro correspondiente a la azotea cada uno de ellos, subdivididos en tres tipos de aligerados, diferenciados por el tipo de apoyo y el número de tramos.

El análisis lineal elástico lo hemos realizado valiéndonos de las hojas de cálculo: Análisis de vigas y pórticos simples , del Dr. Hugo Scaletti Farina (Anexo No 3)

Estas hojas de cálculo dan como resultado: los momentos flectores, el acero requerido por flexión y las fuerzas cortantes que están presentes a lo largo de cada tramo de las viguetas. Estas hojas las hemos utilizado para cada uno de los tipos de aligerado definidos. Queda entonces por verificar que estos momentos no superen los máximos momentos resistentes de la sección, y que además las fuerzas cortantes estén por debajo de la fuerza cortante máxima que puede tomar el concreto.

A continuación tenemos un cuadro con las cargas por vigueta, utilizadas para el diseño de estas viguetas, que resultan del Resumen de Metrado de Cargas Verticales (Cuadro No. 6).

Piso	Tipo de carga	Por vigueta	Carga (Kg/ml)
Primero al tercero	Carga muerta	590 x 0.4=	236
	Carga viva	350 x 0.4=	140
Azotea	Carga muerta	470 x 0.4=	188
	Carga viva	150 x 0.4=	60

En los gráficos 10a y 10b se muestra el diseño de los dos aligerados típicos considerados.

7.4.4 Máximos momentos resistentes en la sección.-

Momento negativo.-

Teniendo como datos

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

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

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

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

A base de las siguientes fórmulas, tenemos

$$M_{to_{m\acute{a}x}} = \phi f'c b d^2 \omega (1-0.59\omega)$$

$$\omega_{m\acute{a}x} = \rho_{m\acute{a}x} fy/f'c$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75\rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 (f'c /fy) \{6000/(6000+fy)\}$$

dando valores se tiene lo siguiente:

$$\rho_b = 0.02125$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 \times 0.0213 = 0.01594$$

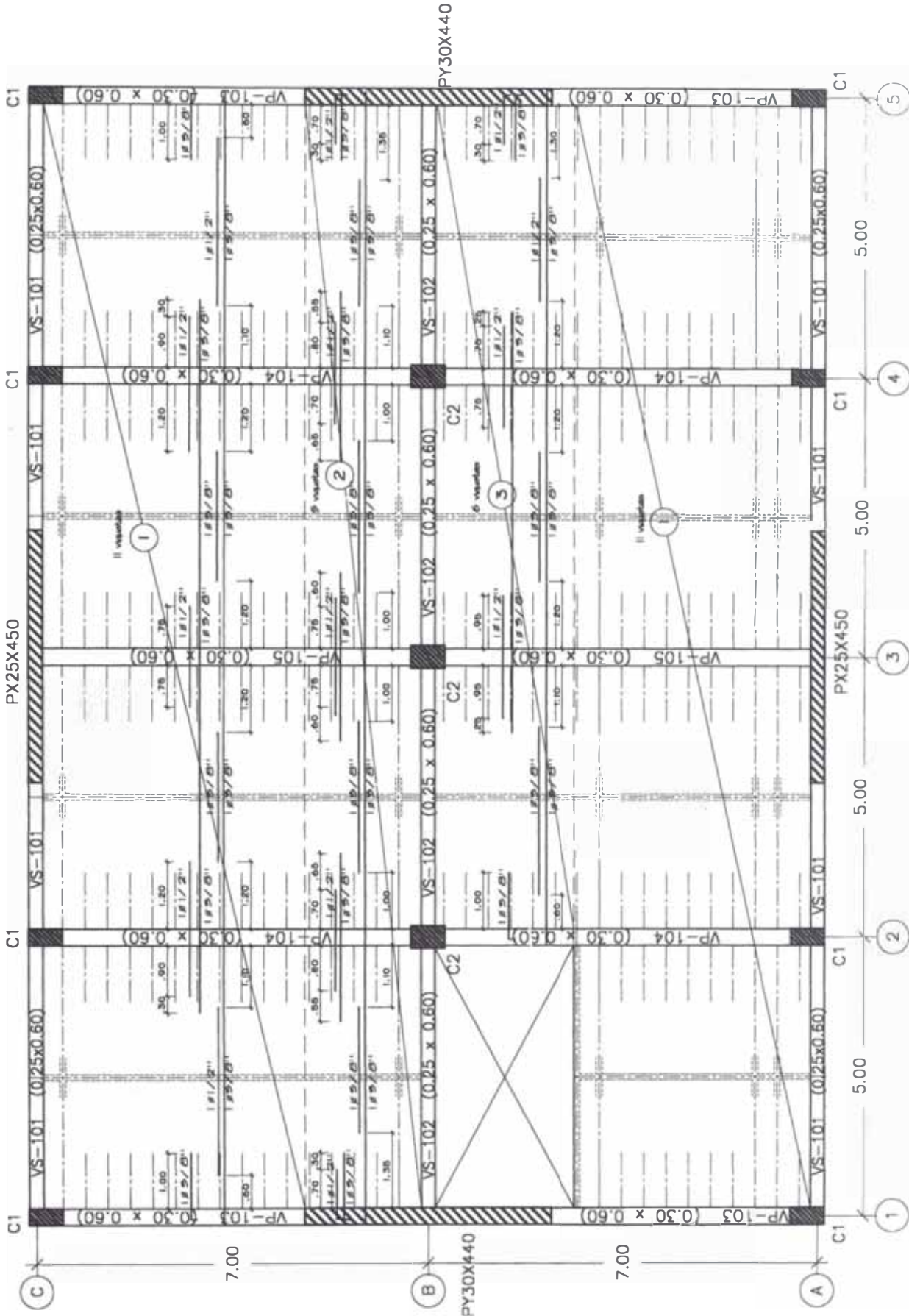


Gráfico 10a.- Aligerado típico 1er, 2do y 3er nivel s/c=350kg/m² e=0.25

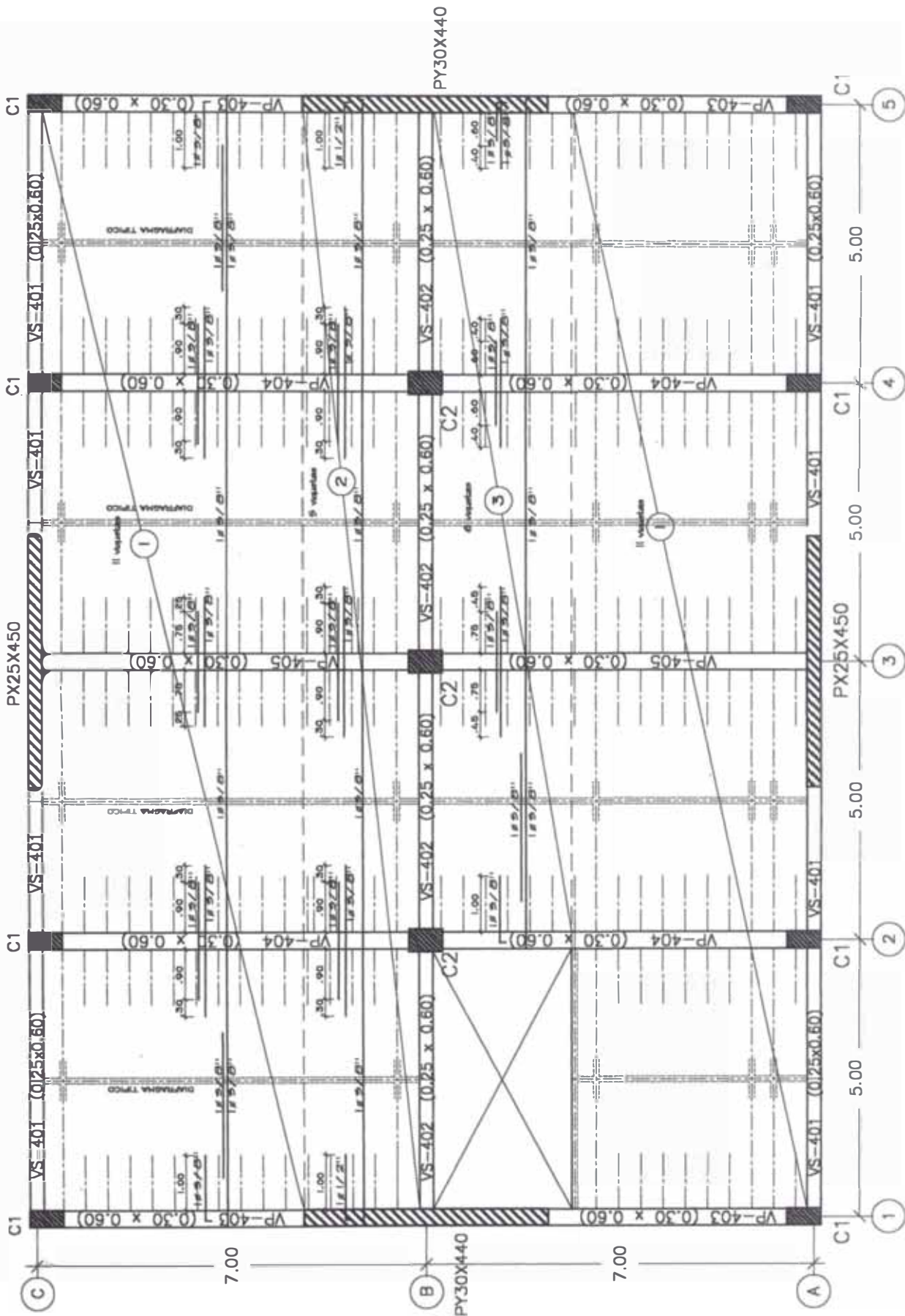


Gráfico 10b.- Aligerado típico de azotea, s/c=150kg/m2, e=0.25

$$\omega_{\text{máx}} = 0.01594 \times 4200/210 = 0.1637$$

y así reemplazando en la primera fórmula tenemos:

$$M_{\text{to}_{\text{máx}}^-} = 0.9 \times 0.21 \text{ ton/cm}^2 \times 0.1 \text{ m} \times 0.1637 \times 22^2 \times (1 - 0.59 \times 0.1637) = 2.37 \text{ ton-m.}$$

Momento Positivo.-

$$b = 40 \text{ cm.}; \quad c = 5 \text{ cm.}$$

$$c = 1.18 \text{ w d} / \beta_1 \quad ; \quad w = 0.85 \times 5 / (1.18 \times 22) = 0.1637$$

Reemplazando valores para hallar el máximo momento positivo:

$$M_{\text{to}_{\text{máx}}^+} = 0.9 \times 0.21 \text{ ton/cm}^2 \times 0.4 \text{ m} \times 0.1637 \times 22^2 \times (1 - 0.59 \times 0.1637) = 5.41 \text{ ton-m.}$$

7.4.5.- Corte máximo en la sección de la losa aligerada.-

El esfuerzo cortante que toma el concreto no debe estar sobre :

$$V = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

Sin embargo , siempre que las recomendaciones que hace el ACI sean satisfechas, la resistencia al esfuerzo de corte del concreto se incrementa en un 10 % porque es posible la redistribución de la sobrecarga entre viguetas adyacentes.

Por lo tanto, el esfuerzo cortante máximo que puede tomar el concreto en una vigueta será:

$$V_c = V_v = \phi 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} b_w d$$

$$V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times (1.10) \times 0.10 \times 0.22 = 1.58 \text{ ton.}$$

Si aún así la resistencia al corte no es suficiente para resistir las cargas actuantes se acostumbra a tomar la siguiente práctica:

Los ladrillos cercanos al apoyo se retiran a efecto de que su espacio sea relleno con concreto y así se tenga una mayor área para que absorba el corte. Llamando V_v a la resistencia al corte de una vigueta y V_b a la resistencia al corte obtenida mediante una sección de concreto de un ancho igual al de un ladrillo cada dos viguetas o lo que es igual retirar medio ladrillo por cada vigueta entonces tendremos que el corte V_u a una distancia “d” de la cara de la viga es menor que $\phi (V_v + V_b/2)$ y mayor que V_v . Por lo tanto en la primera hilera de ladrillos se quita una unidad alternadamente.

Este nuevo esfuerzo máximo de corte en el concreto es:

$$V_c = (V_v + V_v/2)$$

$$V_v/2 = 1/2 \times 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (10) \times 0.30 \times 0.22 = 2.15 \text{ ton.}$$

$$V_c = 1.58 + 2.15 = 3.73 \text{ ton.}$$

Las dimensiones del ladrillo utilizado son de 30 x 30 x 20 cm.

Se deberá verificar los cortantes a una distancia “d” de cada cara de los apoyos en todos los tramos del aligerado.

7.4.6.- Verificación de los resultados - Comentario.-

En el anexo No.3 se observa que para todos los tipos de aligerado considerados, los momentos positivos y negativos máximos que se presentan son menores que los momentos resistentes máximos de la sección. Por lo tanto las áreas de acero obtenidas son las correctas. Sin embargo, la hoja de cálculo habría que complementarla con al cálculo de los momentos negativos en los extremos del aligerado, ya que en realidad si se presentan pequeños momentos.

Se usará los coeficientes de diseño del ACI para momento negativo en la cara interior del apoyo exterior, cuando el elemento analizado es solidario con el apoyo, y este es una viga de borde le corresponde el coeficiente 1/24 y si este apoyo es un muro de concreto, 1/16.

Para verificar el acero en los bordes de la losa, hemos usado una hoja de cálculo que hace el diseño de losas por el método de coeficientes y que se adiciona en el mismo anexo No.3.

Observando los cortantes máximos de los distintos aligerados mostrados en el anexo citado, vemos que el mayor de ellos se produce en el primer tramo del aligerado típico tipo I, para el primero, segundo y tercer nivel y es de 1.796 ton. A una distancia “d” del apoyo tendremos: $V_{ud} = 1.796 - 0.606 \times 0.54 = 1.47 \text{ ton.} < 1.58 \text{ ton.}$

$$V_{ud} < V_{u_{\text{máx}}}$$

Vemos que las viguetas tienen una resistencia al corte suficiente.

7.4.7.- Refuerzo por contracción y temperatura.-

Las estructuras de extensión considerable, como las losas, están sometidas a esfuerzos elevados generados por la contracción de fragua y los cambios de temperatura, los

mismos 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.

El refuerzo de temperatura también sirve para distribuir las cargas concentradas aplicadas sobre la losa. Además facilita la colocación de acero en obra porque se amarra el refuerzo principal formando una malla más o menos rígida.

El refuerzo de temperatura recomendado por el código del ACI, para losas con refuerzo grado 60 o malla electrosoldada con límites de esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm², 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 Construcciones indica que el refuerzo por contracción y temperatura debe de colocarse a una separación menor o igual a cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 45 cm.

Cálculo de acero de temperatura.-

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

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

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

$$s \leq 45 \text{ cm.}$$

De lo cual resulta que se debe usar : ϕ 1/4" a cada 25 cm.

7.5 Pórticos dúctiles especiales .-

El pórtico continuo siempre ha sido y es el sistema estructural más usado en las edificaciones de concreto armado, ya que se aprovecha el carácter monolítico y la continuidad que se puede lograr fácilmente con este material para obtener una estructura hiperestática eficiente.

La principal ventaja de este sistema estructural en zonas sísmicas es la gran ductilidad con que puede contarse si se toma algunas precauciones en cuanto a la adecuada disposición

del refuerzo.

La capacidad de disipación de energía y la ductilidad de los pórticos dependerán de las características de los tres elementos que los forman; vigas, columnas y conexiones vigas-columnas.

En concreto armado sólo pueden lograrse grandes ductilidades en elementos en que domina la flexión (vigas); por tanto habrá que diseñar de manera que las rótulas plásticas se formen en las secciones críticas de las vigas, aunque es conveniente que en los tres elementos se trate de lograr una máxima capacidad de ductilidad.

Los códigos actualizados incluyen disposiciones de refuerzo para lograr gran capacidad de ductilidad y así poder diseñar para fuerzas sísmicas reducidas, considerando que la estructura es capaz de disipar energía con deformaciones inelásticas.

Estas recomendaciones del ACI se dan para elementos sometidos a flexión, elementos sometidos a flexocompresión, nudos, muros y diafragmas que resisten cargas originadas por sismos severos.

7.6.- Diseño de vigas dúctiles especiales.-

7.6.1.- Diseño por flexión.-

Requisitos generales: Para una viga $b \times h$

- $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$; 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.
- $b \geq 25 \text{ cm.}; b \geq 0.3 h$
- $l_n/4 \geq d$; l_n , luz libre de la viga

Todos estos requisitos han sido rigurosamente observados habiéndose atendido previamente en la etapa de predimensionamiento.

7.6.2.- Cuantías de refuerzo.-

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

$$\rho_{\min} = 14/f_y = 14/4200 = 0.0033 \quad (\text{g})$$

$$\rho_{\min} = 0.80 \sqrt{f'c} / f_y = 0.8 \times \sqrt{210} / 4200 = 0.0028 \quad (\text{h})$$

$$\rho_{\max} = 0.50 \rho_b \quad \text{en zona sísmica} \quad (\text{i})$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 f'c / f_y = 6000 / (6000 + f_y) \quad (\text{j})$$

Reemplazando los datos en las ecuaciones (i) y (j) para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $\beta_1 = 0.85$ se tiene:

$$\rho_b = 0.02125$$

$$\rho_{\max} = 0.50 \times 0.02125 = \mathbf{0.01063 \text{ (zona sísmica)}}$$

En la estructura analizada se tiene dos tipos de secciones de vigas, para cada una de ellas se calcula el área de acero mínimas y máximas así como las solicitaciones resistentes máximas que pueden soportar las secciones, para finalmente verificar que los momentos flectores y las fuerzas cortantes obtenidos con la aplicación del programa de cómputo se hallen dentro de las cuantías máximas y mínimas.

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

7.6.2.1.- Viga 25 x 60.-

Acero mínimo en la sección:

$$A_{S_{\min}} = \rho_{\min} bd = 0.0033 \times 25 \times 54 = 4.455 \text{ cm}^2$$

Acero máximo en la sección:

$$A_{S_{\max}} = \rho_{\max} bd = 0.0106 \times 25 \times 54 = 14.31 \text{ cm}^2$$

Momento resistente máximo en la sección:

$$M_{to_{\max}} = \phi \cdot f'c \cdot bd^2 \cdot \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$\omega_{\max} = \rho_{\max} f_y / f'c$$

$$\omega_{\max} = 0.01063 \times 4200 / 210 = 0.2125$$

Con esto en la primera expresión tenemos:

$$M_{to_{m\acute{a}x\pm}} = 0.9 \times 0.21 (\text{ton/cm}) \times 0.25 \text{m.} \times (54 \text{cm})^2 \times 0.2125 (1 - 0.59 \times 0.2125) = 25.62 \text{ tn-m}$$

Este es el momento resistente máximo que puede soportar la sección de la viga sin usar acero en compresión, estando el acero colocado en capa única ($d = 54 \text{ cm}$)

7.6.2.2.- Viga 30 x 60.-

Acero mínimo en la sección:

$$A_{S_{\min}} = \rho_{\min} bd = 0.0033 \times 30 \times 54 = 5.346 \text{ cm}^2$$

Acero máximo en la sección:

$$A_{S_{\max}} = \rho_{\max} bd = 0.01063 \times 30 \times 54 = 17.21 \text{ cm}^2$$

Momento resistente máximo en la sección:

$$M_{to_{m\acute{a}x}} = \phi \cdot f'c \cdot bd^2 \cdot \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$\omega_{\max} = \rho_{\max} f_y / f'c$$

$$\omega_{\max} = 0.01063 \times 4200 / 210 = 0.2125$$

Con esto en la primera expresión tenemos:

$$M_{to_{m\acute{a}x+}} = 0.9 \times 0.21 (\text{ton/cm}^2) \times 0.30 \times (54 \text{cm})^2 \times 0.2125 (1 - 0.59 \times 0.2125) = 30.73 \text{ tn-m}$$

De la misma manera que para el caso de la primera sección de viga este es el momento máximo que puede soportar la viga sin acero en compresión, mientras se coloque las varillas de acero en una sola capa.

7.6.3.- Diseño por corte.-

La resistencia nominal al esfuerzo de corte en una sección dada, será la suma de las resistencias aportadas por el concreto y por el refuerzo:

$$V_n = V_c + V_s$$

y en todas las secciones deberá cumplirse que:

$$V_u = \phi V_n$$

La sección crítica que se encuentra sometida al mayor esfuerzo cortante de diseño del elemento se halla ubicada entre la cara del apoyo y una sección ubicada a la distancia “d” de aquella, por consiguiente las secciones situadas dentro de este tramo se diseñarán para un esfuerzo cortante último igual al correspondiente a la sección ubicada a la distancia “d” del apoyo.

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

La resistencia del concreto al corte es, teóricamente, igual a la carga que causa la primera fisura inclinada en el extremo del elemento.

El corte máximo que toma el concreto en elementos sometidos a flexión está dada por la expresión:

$$V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b d$$

Para las vigas de 25 x 60 se tiene:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 0.25 \times 0.54 = 8.81 \text{ ton.}$$

Y para las vigas de 30 x 60 se tiene:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 0.30 \times 0.54 = 10.58 \text{ ton.}$$

7.6.3.2.- Requerimientos mínimos de refuerzo transversal.-

Las fallas por corte son frágiles y siempre deben ser evitadas. Por esta razón el código recomienda colocar una cantidad mínima de acero como refuerzo transversal para conseguir una mayor seguridad al diseño y para estar seguro de que el elemento sea suficiente para resistir los esfuerzos que se presentan luego de producirse el agrietamiento diagonal. El esfuerzo mínimo sugerido por el código debe colocarse cuando:

$$\frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

y el área de acero es igual a:

$$A_{v_{\min}} = 3.5 (b_v s) / f_y$$

Donde :

s es la separación del refuerzo transversal

A_v es el área del acero transversal previsto para resistir el corte.

Se calcula a continuación s para el refuerzo mínimo de las dos secciones usando estribos cerrados de dos ramas y de varillas de diámetro 3/8"

- Para la viga 25 x 60 :

De la última ecuación:

$$s = A_{v_{\min}} f_y / (3.5 b_w) = 2 \times 0.71 \times 4200 / (3.5 \times 25) = 68.16 \text{ cm}$$

- Para la viga 30 x 60 :

Usando la misma ecuación:

$$s = A_{v_{\min}} f_y / (3.5 b_w) = 2 \times 0.71 \times 4200 / (3.5 \times 30) = 56.8 \text{ cm.}$$

7.6.3.3.- Espaciamiento máximo del refuerzo transversal.-

La recomendación del código del ACI es que para los estribos perpendiculares al eje del elemento, el espaciamiento máximo sea:

$$s \leq 60 \text{ cm}$$

$$s \leq d/2$$

espaciamientos del que se toma el menor y que son válidos siempre que se cumpla que:

$$V_s \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b d$$

En caso de que se exceda estos límites, los espaciamientos mínimos deben reducirse a la mitad, es decir.

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s \leq d/4$$

El cálculo del aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte que permita verificar los espaciamientos máximos sigue a continuación:

- Para la viga de 25 x 60

Con la última expresión para V_s :

$$V_s \leq 1.06 \times (210)^{0.5} \times 10 \times 25 \times 54 = 20.73 \text{ ton.}$$

- Para la viga de 30 x 60

Con la misma expresión para V_s :

$$V_s \leq 1.06 \times (210)^{0.5} \times 10 \times 30 \times 54 = 24.88 \text{ ton.}$$

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

El refuerzo longitudinal tiene una cuantía máxima que no debe sobrepasarse para poder 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:

$$V_s \leq 2.1\sqrt{f'_c} bd$$

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

El cálculo de este aporte máximo del refuerzo a la resistencia al corte se tiene a continuación:

- Para la viga de 25 x 60

Con la última expresión para V_s

$$V_s \leq 2.1 \times (210)^{0.5} \times 10 \times 25 \times 54 = 41.08 \text{ ton.}$$

- Para la viga de 30 x 60

Con la misma expresión para V_s

$$V_s \leq 2.1 \times (210)^{0.5} \times 10 \times 30 \times 54 = 49.30 \text{ ton.}$$

Nota.- También se verifica más adelante que los cortes que toma el refuerzo transversal de las vigas en general no llegan a su aporte máximo. Por lo tanto no hay necesidad de incrementar el tamaño de la sección del elemento ni aumentar la resistencia del concreto.

7.6.4.-Diseño de vigas dúctiles en regiones de alto riesgo sísmico.-

El código del ACI establece recomendaciones para elementos sometidos a flexión que resisten cargas originadas por sismos severos, que se menciona a continuación:

El refuerzo longitudinal en cualquier sección del elemento, tanto positivo como negativo, tendrá como cuantías mínimas y cuantías máximas las especificadas en el párrafo 7.6.2

Informe de Suficiencia

Los empalmes traslapados del refuerzo longitudinal se podrán emplear siempre que se distribuya el refuerzo transversal a todo lo largo de este para darle confinamiento en caso de que el recubrimiento de concreto se desprenda.

El refuerzo transversal brinda apoyo al refuerzo longitudinal y confina el núcleo de concreto cuando el recubrimiento se desprende. Por ello los estribos que lo constituyen deben estar cerrados. La inversión de esfuerzos por efecto de las cargas sísmicas hace necesario el uso de estribos perpendiculares al refuerzo principal, pues estos son igualmente efectivos ante sollicitaciones inversas.

El código del ACI indica que el refuerzo transversal debe cumplir con la siguientes condiciones, a menos que las exigencias del diseño del esfuerzo cortante sean mayores:

- a).-Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8”.
- b).-Deberán colocarse estribos en ambos extremos del elemento (zonas de confinamiento), en una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, con un espaciamiento S_o que no exceda el menor de los siguientes valores:

$$S_o \leq d/4$$

$$S_o \leq 8\phi_{l \text{ menor}}$$

$$S_o \leq 30\text{cm.}$$

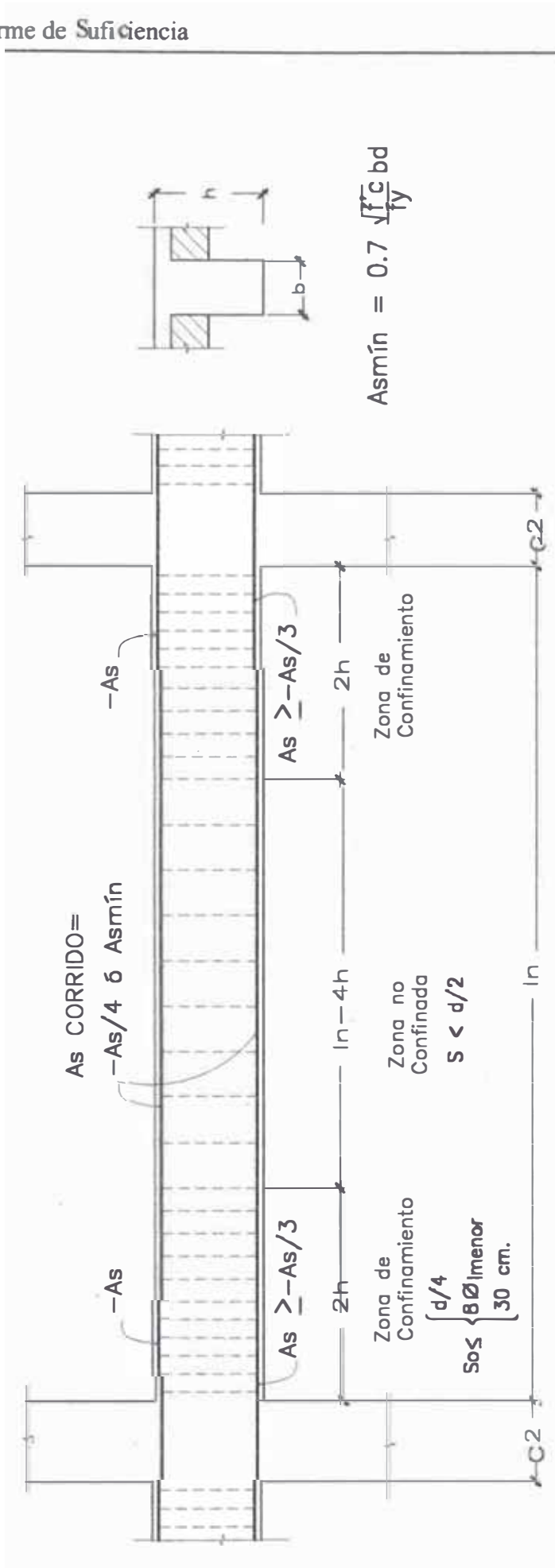
El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5cm.

- c).- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá exceder de 0.5d.

En elementos a flexión que resistan momentos de sismo deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la cara inferior con un área de acero no menor de 1/4 de la máxima requerida en los nudos ni menor de $0.7\sqrt{f'_c}/f_y bwd$

En elementos que resistan momentos de sismo deberá cumplirse que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo, no sea menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

En el gráfico No. 11 se exhiben los requisitos para el refuerzo longitudinal, así como la distribución del refuerzo transversal mínimo para elementos sometidos a flexión. La concentración del refuerzo en los extremos permite confinar el núcleo de concreto en caso de que el recubrimiento se desprenda, motivo por el cual se denomina refuerzo de confinamiento. El desprendimiento del recubrimiento se suele presentar después de la formación de rótulas plásticas.



El refuerzo transversal estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8".

El primer estribo debe ubicarse a la mitad de S ó 5cm.

TODOS ESTOS REQUISITOS ASEGURAN UNA CAPACIDAD DE DUCTILIDAD

ALTA PARA TODAS LAS SECCIONES CRÍTICAS DE VIGAS

Gráfico 11.- Requisitos de refuerzo en vigas dúctiles

7.6.5.- Interpretación de los resultados y verificación de la aplicación del programa SAP 2000.-

En el anexo No.5 presentamos los resultados de la aplicación del programa SAP 2000, para determinar la cantidad de acero requerida longitudinalmente y el refuerzo transversal para las vigas correspondientes, indicando su respectivo espaciamiento. El modelo considera, para el refuerzo transversal fierro de diámetro 3/8". Asimismo en este anexo incluimos a modo de verificación el diseño por cortante de las vigas mas cargadas mediante una hoja de cálculo.

Se ha considerado seleccionar dos vigas para cada uno de los cinco tipos de pórticos, debido a que del primer al tercer nivel los valores son muy similares en comparación con el último nivel que es relativamente menor.

Presentamos a continuación los cuadros con los resultados que corresponden al conjunto de vigas que soportan los máximos esfuerzos, para cada uno de los cinco pórticos, además se muestra los esfuerzos en la viga del último nivel de estos pórticos. Las vigas de máximos esfuerzos se dan en el tercer nivel del edificio debiéndose esto a la influencia de las fuerzas sísmicas.

Los momentos actuantes que se obtienen como resultados de la aplicación del programa SAP 2000, son menores a los momentos resistentes máximos que puede soportar la sección correspondiente, así mismo se verifica que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte es menor que el aporte máximo del refuerzo transversal; como consecuencia no hay la necesidad de incrementar el tamaño de las secciones de las vigas o reconsiderarlas, por consiguiente se dice que las secciones de estos elementos, o sea las vigas, son conformes tanto por resistencia como por rigidez.

Diseño de vigas - Pórtico I (Ejes 1 y 5).-

Tenemos a continuación el cuadro de resultados de la aplicación del programa SAP 2000 para las vigas del pórtico I, correspondiente a los ejes 1 y 5 del cuarto nivel y de las máximas solicitaciones. Estas últimas se dan en el tercer nivel. El pórtico I, como los pórticos II y III, es simétrico de dos tramos, por lo que se presentan los resultados de una sola viga para cada nivel.

Informe de Suficiencia

a).- Diseño por flexión.- En el cuadro siguiente se observa que los momentos actuantes en todas las secciones son menores que el momento resistente máximo de la sección calculado que es de 30.73 ton-m. Las áreas de acero del refuerzo longitudinal o principal que obtiene el programa corresponden al caso en que las varillas de acero se acomodan en una sola capa. En el gráfico No. 12 se muestra la disposición final del refuerzo principal y se destaca el arreglo del acero en una capa.

Pórtico I – ejes 1 y 5
Vigas VP-103, 203 y 303, (.30 x .60)

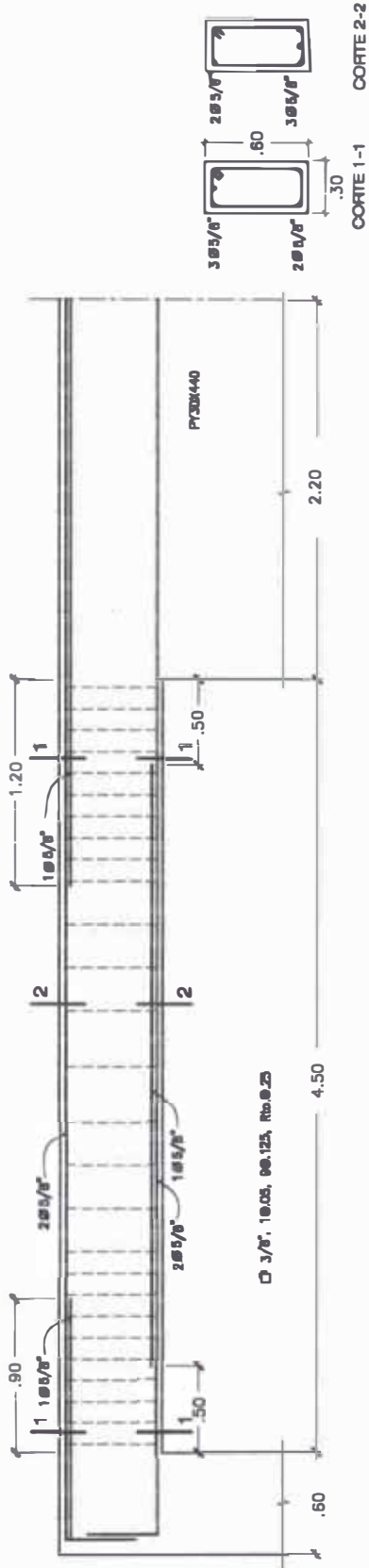
Envolventes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo		Resistencia al corte		
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm ²)	As.Inf (cm ²)	As.Est (cm ²)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.30	5.94	-13.42	-0.72	-11.75	6.92	3.26	0.009	10.58	
0.75	6.08	-8.50	0.09	-10.11	5.38	3.80	0.000	10.58	
1.20	6.42	-4.81	0.90	-8.46	3.11	3.99	0.000	10.58	
1.65	6.82	-2.36	1.70	-6.82	1.23	3.85	0.000	10.58	
2.10	6.49	-0.28	2.51	-5.18	0.18	3.57	0.000	10.58	
2.55	5.92	1.44	3.34	-3.53	0.00	3.95	0.000	10.58	
3.00	5.53	1.34	4.86	-2.61	0.00	3.69	0.000	10.58	
3.45	5.53	-0.70	6.50	-1.81	0.46	2.79	0.000	10.58	
3.90	5.27	-3.10	8.15	-1.00	1.90	3.08	0.000	10.58	
4.35	4.70	-6.34	9.79	-0.19	4.09	2.94	0.000	10.58	0.00
4.80	4.60	-11.11	11.43	0.61	5.68	2.46	0.007	10.58	0.55

Pórtico I – ejes 1 y 5
Viga VP-403, nivel azotea (.30 x .60)

Envolventes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo		Resistencia al corte		
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm ²)	As.Inf (cm ²)	As.Est (cm ²)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.30	5.04	-8.85	-0.45	-8.36	5.42	2.68	0.00	10.58	0.00
0.75	5.14	-5.35	0.23	-7.19	3.50	3.35	0.00	10.58	0.00
1.20	5.51	-2.97	0.91	-6.01	1.51	3.67	0.00	10.58	0.00
1.65	5.44	-1.09	1.59	-4.84	0.68	3.63	0.00	10.58	0.00
2.10	4.86	0.59	2.27	-3.67	0.00	2.86	0.00	10.58	0.00
2.55	4.48	1.91	3.07	-2.60	0.00	2.97	0.00	10.58	0.00
3.00	4.29	0.74	4.24	-1.92	0.00	2.64	0.00	10.58	0.00
3.45	4.62	-1.05	5.41	-1.24	0.70	3.07	0.00	10.58	0.00
3.90	4.42	-3.15	6.58	-0.55	1.83	2.94	0.00	10.58	0.00
4.35	4.14	-6.04	7.75	0.13	4.00	2.45	0.00	10.58	0.00
4.80	3.93	-9.78	8.92	0.81	5.42	2.60	0.00	10.58	0.00

PORTICO I (EJES 1 Y 5)

DISEÑO DETALLADO DE VP-403 (.30x.60)
 DIRECCIÓN Y - Elemento Nº 135
 ESCALA: 1/25



DISEÑO DETALLADO DE VP-103/303 (.30x.60)
 DIRECCIÓN Y - Elemento Nº 98
 ESCALA: 1/25

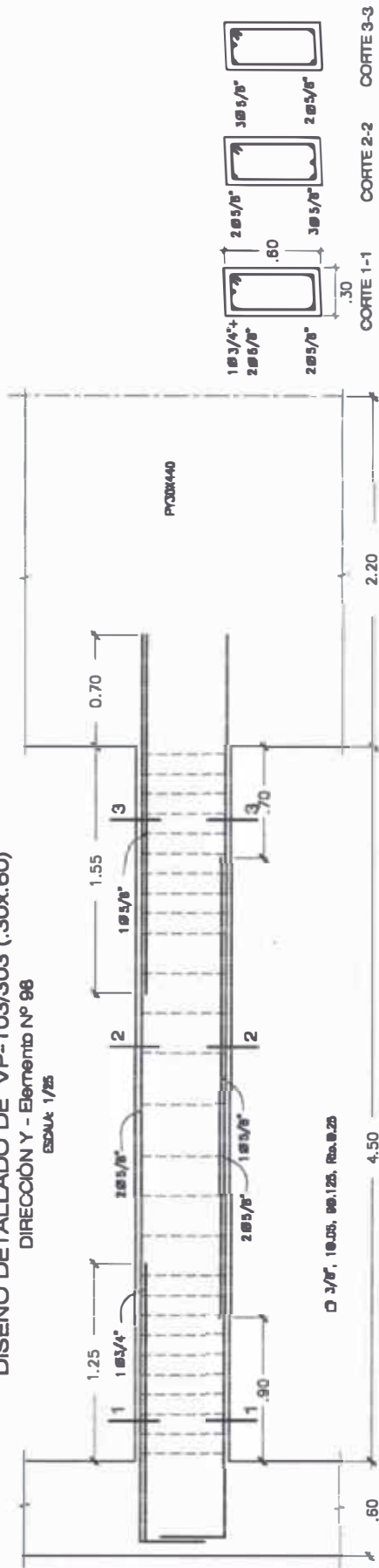


Gráfico 12

Criterios para la determinación de los puntos de corte del refuerzo.- Validos tanto para el refuerzo positivo como para el negativo.

- Las varillas de fierro deben ser cortadas en las secciones en las cuales ya no son requeridas por solicitaciones de flexión, estos puntos constituyen los puntos teóricos de corte del acero. Para efectos de visualizar estos puntos se usa los diagramas de momentos flectores; aún más, el programa SAP 2000 presenta las áreas de acero correspondientes a estos momentos, con estos datos hemos hecho una interpolación para determinar los puntos teóricos de corte del refuerzo longitudinal para cada uno de los conjuntos de vigas que están en proceso de diseño.
- Cada varilla debe tener una adecuada longitud de anclaje para asegurarse que pueda alcanzar el esfuerzo de fluencia en los puntos de máximo esfuerzo.
- Para hallar los puntos de corte reales se toma en cuenta las recomendaciones del código del ACI:

Acero positivo.- Se elige el que indique una mayor longitud entre los siguientes criterios:

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

Acero negativo.- Se toma en cuenta los mismos criterios indicados para el corte del acero positivo, con la diferencia que las longitudes de anclaje son incrementadas por el factor correspondiente a varillas superiores, es decir el factor 1.4.

- Debe evitarse en lo posible, el corte de barras en tensión en zonas donde la fuerza cortante es elevada, pues se producen grandes concentraciones de esfuerzos y grietas inclinadas en los puntos de corte. En general, el número de cortes del acero debe reducirse al mínimo para simplificar el diseño y la construcción.
- Por lo menos un tercio del refuerzo total por flexión debido al momento negativo en el apoyo se extenderá una longitud, mas allá del punto de

inflexión, mayor o igual al peralte efectivo, $12d_b$ ó $1/16$ de la luz del tramo el que sea mayor.

Además de los criterios mencionados para la adecuada colocación del refuerzo longitudinal, se atendió a los requisitos exigidos para el refuerzo longitudinal que aseguran una capacidad de ductilidad alta para todas las secciones críticas de las vigas, las cuales se muestran en el gráfico No. 11.

b).- Diseño por corte.- En el cuadro de resultados se observa la variación del corte que toma el concreto y del corte que toma el refuerzo transversal a lo largo de la viga. En cada tramo se analiza dos zonas:

Zona de confinamiento.- Está comprendida entre la cara del apoyo de la viga hasta una distancia $2h$ de cada extremo de la viga tal como se muestra en el gráfico No. 11. La zona de confinamiento en esta viga es : $2h = 2 \times 0.60 = 1.20$ m.

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

$$V_s = (11.75 - 10.58) = 1.17 \text{ ton} \leq 0.85 * 1.06 (210)^{0.5} \times 10 \times .30 \times .54 = 21.15 \text{ ton}$$

El espaciamiento “s” se determina con la expresión

$$s = A_v f_y d / V_s = 275.27 \text{ cm.}$$

Pues se está considerando dos ramas de varillas de diámetro 3/8”

Dado a que se cumple con la desigualdad anterior en esta zona tendremos espaciamientos máximos del refuerzo transversal definidos por:

$$s \leq 60 \text{ cm}$$

$$s \leq d/2 = 54/2 = 27 \text{ cm.}$$

También se tiene limitaciones del espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento por la capacidad de ductilidad:

$$s \leq d/4 = 54/4 = 13.5 \text{ cm}$$

$$s \leq 8 \phi_{\text{lmenor}} = 8 \times 1.58 = 12.64 \text{ cm}$$

$$s \leq 24 \phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.71 = 17.04 \text{ cm}$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento **estribos de diámetro 3/8" : 1 a 5 cm, 9 a cada 12.5 cm.**

Zona no confinada.- Se trata de la zona fuera de la longitud de confinamiento. En el cuadro de resultados se observa que los cortantes actuantes últimos son menores que la resistencia del concreto al corte, y en concordancia con el ítem 7.6.3.2 se tendrá que colocar refuerzo transversal mínimo dado por la expresión:

$$A_{v\text{min}} = 3.5b_w s / f_y$$

Siempre que:

$$\frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

usando estribos cerrados de diámetro 3/8" se tiene:

$$s = A_{v\text{min}} f_y / 3.5 b_w = 2 \times 0.71 \times 4200 / (3.5 \times 30) = 56.8 \text{ cm}$$

La otra limitación en el espaciamiento está dada por los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad en vigas (Gráfico No.11.) que indica que donde no se requiera estribos de confinamiento el espaciamiento debe ser:

$$s \leq d/2 = 54/2 = 27 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se recomienda usar en la zona no confinada : **estribos ϕ 3/8" @ 25 cm.**

Finalmente en cada uno de los lados de cada tramo usar : **estribos ϕ 3/8" : 1 a 5 cm, 9 @ 12.5 cm y el resto @ 25 cm.**

En el gráfico No 12, se ilustra la disposición y detalle del refuerzo principal y del refuerzo transversal.

Diseño de vigas – Pórtico II (Ejes 2 y 4).-

Se tiene como base el cuadro de resultados de la aplicación del programa SAP 2000 para las vigas de dos tramos simétricos . La ocurrencia de las máximas solicitaciones se da en el nivel 3 .

a).- Diseño por flexión.- Los valores máximos y mínimos para la viga de sección de la viga 30 cm x 60 cm.

Son:

$$A_{s_{\min}} = 5.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{\max}} = 17.17 \text{ cm}^2.$$

$$M_{to_{\max}} = 30.67 \text{ ton-m}$$

Se observa en el cuadro que los momentos actuantes son menores que el momento resistente máximo de la sección. Además se verifica que la viga trabaja adecuadamente en toda su longitud.

El acomodo y detalle del refuerzo longitudinal se obtiene siguiendo los criterios descritos para el diseño de las vigas del pórtico I.

b).- Diseño por corte.- Siguiendo el mismo procedimiento descrito para la viga del pórtico I, en cada tramo de l viga desarrollamos las dos zonas:

Zona de confinamiento.- El largo del tramo de la zona de confinamiento es $2h = 2 \times 0.60 = 1.20 \text{ m}$.

En el cuadro con los resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia del corte tiene valores significativos en la zona de confinamiento correspondientes al extremo derecho de la viga VP-104, 204 y 304 .

Pórtico II Ejes 2 y 4
Vigas VP-104, 204 y 304 (.30 x .60)

Envoltentes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo			Resistencia al corte	
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm ²)	As.Inf (cm ²)	As.Est (cm ²)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.30	-4.18	-25.67	-8.00	-26.28	14.00	0.00	0.122	10.58	
0.94	0.32	-12.75	-6.06	-21.02	6.56	0.21	0.081	10.58	
1.58	4.46	-3.37	-4.11	-15.76	2.23	2.96	0.040	10.58	
2.22	9.96	1.11	-2.16	-10.50	0.00	5.42	0.000	10.58	
2.86	15.00	4.03	-0.21	-5.77	0.00	7.79	0.000	10.58	
3.50	16.66	5.71	1.89	-1.66	0.00	8.71	0.000	10.58	
4.14	14.96	4.12	5.97	0.30	0.00	7.77	0.000	10.58	
4.78	9.89	1.13	10.75	2.25	0.00	5.42	0.001	10.58	0.17
5.42	4.21	-3.99	16.02	4.19	2.64	2.79	0.042	10.58	5.44
6.06	0.04	-13.47	21.28	6.14	6.95	0.00	0.083	10.58	10.70
6.70	-4.60	-27.12	26.54	8.09	14.90	0.00	0.124	10.58	15.96

Pórtico II Ejes 2 y 4
Viga VP-404 Azotea (.30 x .60)

Envoltentes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo			Resistencia al corte	
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm ²)	As.Inf (cm ²)	As.Est (cm ²)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.30	-2.67	-16.09	-6.48	-17.22	8.40	0.00	0.052	10.58	
0.94	0.97	-7.48	-4.87	-13.68	4.49	0.63	0.024	10.58	
1.58	4.62	-1.29	-3.27	-10.15	0.84	3.07	0.000	10.58	
2.22	8.14	1.84	-1.67	-6.61	0.00	5.42	0.000	10.58	
2.86	11.24	3.94	-0.07	-3.94	0.00	5.75	0.000	10.58	
3.50	12.08	5.02	1.74	-0.88	0.00	6.20	0.000	10.58	
4.14	10.66	3.74	4.50	0.72	0.00	5.44	0.000	10.58	
4.78	6.97	1.22	7.63	2.32	0.00	4.67	0.000	10.58	
5.42	2.90	-3.10	11.17	3.93	2.05	1.91	0.005	10.58	0.59
6.06	-0.93	-9.66	14.70	5.53	5.13	0.00	0.032	10.58	4.12
6.70	-4.98	-18.87	18.24	7.13	9.97	0.00	0.060	10.58	7.66

Informe de Suficiencia

Interpolando para hallar V_s en la sección a una distancia “d” del extremo derecho:

Distancia extremo derecho	V_s :
6.06 m	21.28-10.58 = 10.71 ton.
6.16 m	22.50-10.58 = 11.92 ton
6.70 m	26.54-10.58 = 15.97 ton

se verifica pues que :

$$V_s = 11.92 < 0.85 \cdot 1.06 (f'c)^{0.5} b d = 0.85 \cdot 1.06 \cdot (210)^{0.5} \cdot 10 \cdot 30 \cdot 54 = 21.15 \text{ ton}$$

Y el espaciamiento se determina con la expresión:

$$s = A_v f_y d / V_s = 2 \cdot 0.71 \cdot 4.2 \cdot 54 / 11.92 = 27.02 \text{ cm}$$

pues se está utilizando estribos de dos ramas de $\phi 3/8"$. Da acuerdo a lo que establece en el acápite 7.6.3.3 hay que atender las siguientes limitaciones en cuanto a espaciamiento:

$$s \leq 60 \text{ cm}$$
$$s \leq d/2 = 54/2 = 27 \text{ cm.}$$

Pero las limitaciones más exigentes en cuanto al espaciamiento son debido a la capacidad de ductilidad:

$$s \leq d/4 = 54/4 = 13.5 \text{ cm}$$
$$s \leq 8 \phi_{\text{lmenor}} = 8 \times 1.58 = 12.64 \text{ cm}$$
$$s \leq 24 \phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.71 = 17.04 \text{ cm}$$
$$s \leq 30 \text{ cm}$$

por lo tanto en la zona de confinamiento se debe usar :

estribos de acero $\phi 3/8"$ 1 a 5cm , 9 @ 12.5cm

Zona no confinada.- A partir del cuadro de resultados se tiene que los cortantes actuantes últimos son menores que la resistencia del concreto al corte y por tanto, en concordancia con el ítem 7.6.3.2 se deberá colocar refuerzo transversal mínimo dado por la ecuación:

$$A_{vmin} = b_w s / f_y$$

Siempre que:

$$\frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

usando estribos cerrados de diámetro $3/8"$ se tiene:

$$s = A_{vmin} f_y / 3.5 b_w = 2 \cdot 0.71 \cdot 4200 / (3.5 \cdot 30) = 56.8 \text{ cm}$$

El espaciamiento tiene otra limitación que está dada por los requisitos que la capacidad de ductilidad en las vigas que indica que donde no se requiera refuerzos por confinamiento:

$$s \leq d/2 = 54/2 = 27 \text{ cm}$$

A base de esto se tiene para la zona no confinada:

Estribos de ϕ 3/8" @ 27 cm

Reuniendo resultados tendremos para cada lado:

Estribos: 1 a 5 cm, 9 @ 12.5 cm y el resto @ 25 cm.

En el gráfico No.13. se ilustra la disposición y el detalle del arreglo de los refuerzos longitudinal y transversal.

Diseño de vigas.-Pórtico III (Eje 3).-

Comparando los esfuerzos del cuadro de resultados de la aplicación del programa SAP 2000 que se muestra a continuación con los de los pórticos anteriores vemos que éste es el más solicitado. Se ha desarrollado los diseños tanto por flexión como por corte obteniéndose resultados un poco mayores a los del caso del pórtico anterior.

a).-Diseño por flexión.-

En el cuadro siguiente se observa que los momentos actuantes en todas las secciones, excepto en la correspondiente a uno de los apoyos de la viga 96, es menor que el momento resistente máximo de la sección calculado que es de 30.73 ton-m; El momento en el apoyo de la viga 96 es 31.51 ton-m que es escasamente un 2.5% mayor al máximo momento resistente, por lo que para esa sección hemos considerado suficiente colocar la cuantía máxima, La viga trabaja adecuadamente en toda su longitud y los parámetros y limitaciones son las mismas que en pórtico anterior, el dimensionamiento y arreglo del acero se muestra en el Gráfico No.14.

b).- Diseño por corte .-

Los valores de esfuerzo cortante son muy similares al pórtico II resultando que debe usarse:

Estribos: 1 a 5 cm, 9 @ 12.5 cm y el resto @ 25 cm.

La disposición de estos refuerzos también está ilustrada en el gráfico citado.

Pórtico III Eje 3
Vigas VP-105, 205 y 305 (.30 x .60)

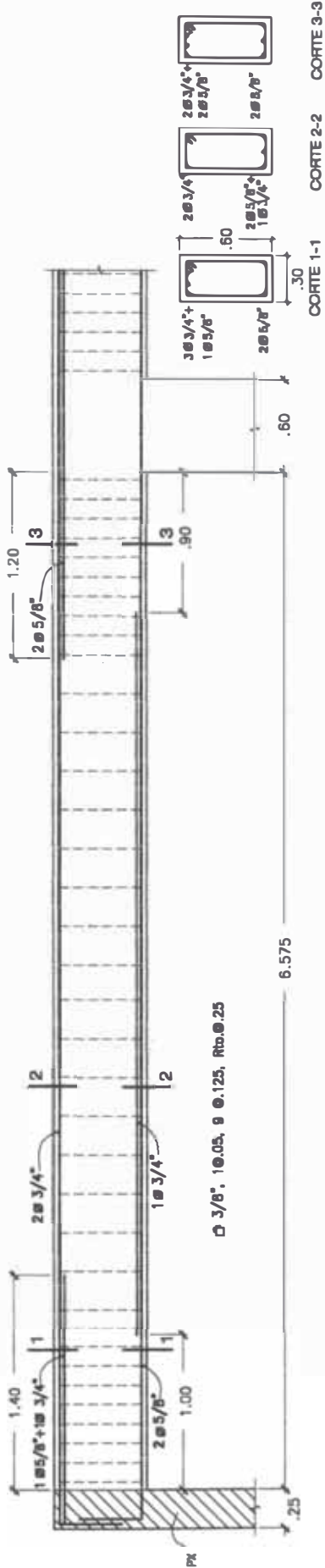
Envolventes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo			Resistencia al corte	
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm ²)	As.Inf (cm ²)	As.Est (cm ²)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.13	-6.34	-31.51	-8.77	-28.12	17.72	0.00	0.136	10.58	
0.78	-1.22	-16.22	-6.77	-22.71	8.46	0.00	0.094	10.58	
1.44	2.57	-5.10	-4.77	-17.30	3.40	1.60	0.052	10.58	
2.10	8.82	-0.32	-2.77	-11.90	0.00	5.42	0.010	10.58	
2.76	14.48	3.73	-0.77	-6.75	0.00	7.50	0.000	10.58	
3.41	16.97	5.77	1.23	2.53	0.00	8.89	0.000	10.58	
4.07	15.90	4.59	5.12	-0.11	0.00	8.29	0.000	10.58	
4.73	11.28	1.80	9.86	1.89	0.00	5.77	0.000	10.58	
5.39	5.51	-2.76	15.26	3.89	1.82	3.68	0.036	10.58	4.68
6.04	0.80	-11.90	20.67	5.89	6.10	5.23	0.078	10.58	10.09
6.70	-3.73	-25.22	26.08	7.89	13.72	0.00	0.121	10.58	15.50

Pórtico III Eje 3
Viga VP-405 Azotea (.30 x .60)

Envolventes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo			Resistencia al corte	
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm ²)	As.Inf (cm ²)	As.Est (cm ²)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.13	-4.62	-20.18	-7.18	-18.71	10.72	0.00	0.063	10.58	
0.78	-0.44	-10.53	-5.53	-15.08	5.42	0.00	0.035	10.58	
1.44	2.92	-3.01	-3.89	-11.45	1.99	1.93	0.007	10.58	
2.10	7.17	1.08	-2.24	-7.82	0.00	4.54	0.000	10.58	
2.76	10.73	3.61	-0.59	-4.54	0.00	5.48	0.000	10.58	
3.41	12.29	5.06	1.05	-1.64	0.00	6.31	0.000	10.58	
4.07	11.46	4.22	3.70	0.27	0.00	5.87	0.000	10.58	
4.73	8.25	1.91	6.72	1.92	0.00	5.42	0.000	10.58	
5.39	4.20	-1.77	10.35	3.56	1.16	2.79	0.000	10.58	
6.04	0.02	-7.96	13.99	5.21	4.97	0.01	0.026	10.58	3.41
6.70	-3.94	-17.08	17.62	6.85	8.95	0.00	0.055	10.58	7.04

PORTICO III (EJE 3)

DISEÑO DETALLADO DE VP-405 (.30x.60)
 DIRECCIÓN Y - Elemento N° 133
 Escala: 1/25



DISEÑO DETALLADO DE VP-105/305 (.30x.60)
 DIRECCIÓN Y - Elemento N° 86
 Escala: 1/25

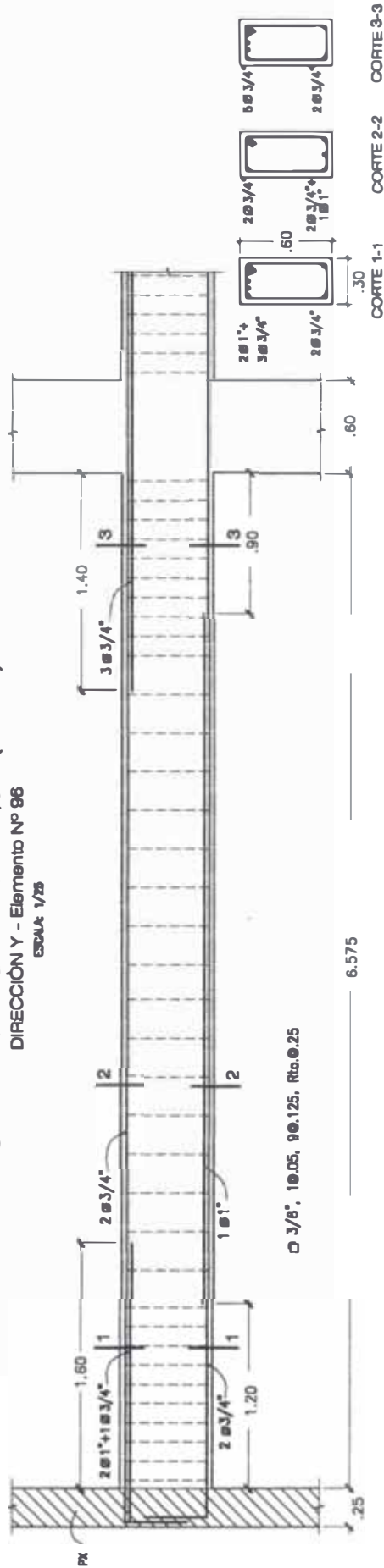


Gráfico 14

Diseño de vigas – Pórtico IV (Ejes A y C).-

Los pórticos IV y V corren perpendiculares a los pórticos I, II y III y las vigas tienen una sección de 25 x 60 cm.

Las vigas son continuas y simétricas de cuatro tramos de modo que los tramos exteriores son idénticos, de la misma manera que los tramos interiores.

También debe señalarse que las mayores solicitaciones para las vigas se presentan en el tercer nivel y por simplificación del diseño se han considerado dos tipos de vigas: uno para los niveles primero, segundo y tercero y otro para la azotea tanto para el pórtico interior (Pórtico V) como para los pórticos exteriores (Pórtico IV) resultándonos cuatro tipos de vigas a enumerarse:

Viga VS-101, 201 y 301 (.25 x .60) Pórticos exteriores

Viga VS-102, 202 y 302 (.25 x .60) Pórtico interior

Viga VS-401 Azotea (.25 x .60) Pórticos exteriores

Viga VS-402 Azotea (.25 x .60) Pórtico interior

a).- Diseño por flexión .-

Los parámetros principales para la sección de 25 x 60 son:

$$A_{S_{\min}} = 4.46 \text{ cm}^2.$$

$$A_{S_{\max}} = 14.31 \text{ cm}^2.$$

$$M_{t_{\max}} = 25.55 \text{ ton-m}$$

Para las cuatro vigas que se están tratando, se observa que los momentos actuantes en todas las secciones son menores que el momento máximo resistente de 25.55 ton-m. Además se concluye que las vigas trabajan adecuadamente en toda su longitud, por lo que se procede a elegir las varillas de acero que constituirán el refuerzo longitudinal siempre en atención a los criterios anteriormente mencionados. El gráfico No. 15 muestra la disposición del armado de las vigas.

b).- Diseño por corte.-

Zona de confinamiento.-

Las mayores exigencias para el espaciamiento de los estribos en la zona confinada están dadas por:

$$s \leq d/4 = 54/4 = 13.5 \text{ cm}$$

$$s \leq 8 \phi_{\text{lmenor}} = 8 \times 1.58 = 12.64 \text{ cm}$$

$$s \leq 24 \phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.71 = 17.04 \text{ cm}$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

asumiendo los dos lados de los estribos cerrados de diámetro ϕ 3/8"
Dentro de la longitud de la zona de confinamiento $L = 2h = 2 \times 0.60 = 1.20 \text{ m}$ deben acomodarse estribos de ϕ 3/8" 1 a 5 cm, 9 @ 12.5 cm.

Pórtico IV Eje A y C
Viga VS-101, 201, 301 (.25 x .60) Tramos exteriores

Envoltentes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo			Resistencia al corte	
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm ²)	As.Inf (cm ²)	As.Est (cm ²)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.15	2.30	-7.96	-1.08	-6.14	5.14	1.51	0.00	8.81	0.00
0.62	2.71	-5.45	-0.64	-5.33	3.54	1.38	0.00	8.81	0.00
1.09	3.04	-3.35	-0.21	-4.53	2.15	1.80	0.00	8.81	0.00
1.56	3.56	-1.66	0.22	-3.52	0.97	2.04	0.00	8.81	0.00
2.03	3.69	-0.44	0.65	-2.98	0.29	2.44	0.00	8.81	0.00
2.50	3.44	0.58	1.08	-2.38	0.00	2.28	0.00	8.81	0.00
2.97	3.34	1.39	1.73	-1.78	0.00	1.85	0.00	8.81	0.00
3.44	2.96	0.87	2.54	-1.18	0.00	1.80	0.00	8.81	0.00
3.91	3.36	-0.15	3.34	-0.65	0.10	2.09	0.00	8.81	0.00
4.38	3.49	-1.37	4.15	-0.22	0.87	2.15	0.00	8.81	0.00
4.85	3.34	-3.46	4.95	-0.21	2.29	2.01	0.00	8.81	0.00

Pórtico IV Eje A y C
Viga VS-101, 201 y 301 (.25 x .60) Tramos interiores

Envoltentes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo			Resistencia al corte	
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm ²)	As.Inf (cm ²)	As.Est (cm ²)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.15	11.01	-5.58	7.04	-5.91	3.17	5.63	0.00	8.81	
0.41	9.14	-4.19	7.37	-5.46	2.78	5.42	0.00	8.81	
0.67	7.18	-2.87	7.70	-5.02	1.90	4.57	0.00	8.81	
0.93	5.14	-1.61	8.03	-4.72	1.06	3.24	0.00	8.81	
1.19	3.01	-0.42	8.37	-4.48	0.27	1.87	0.00	8.81	
1.45	1.17	0.40	8.70	-4.24	0.00	0.71	0.00	8.81	
1.71	1.97	-1.52	9.03	-4.01	0.98	1.19	0.00	8.81	0.22
1.97	2.80	-3.91	9.36	-3.77	2.51	1.65	0.00	8.81	0.55
2.23	3.75	-6.39	9.69	-3.53	4.12	2.05	0.00	8.81	0.88
2.49	4.64	-8.95	10.03	-3.29	5.42	2.40	0.00	8.81	1.22
2.75	5.46	-11.60	10.36	-3.05	5.94	3.64	0.00	8.81	1.55

Pórtico IV Eje A y C
Viga VS-401 (.25 x .60) Tramos exteriores

Envolventes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo			Resistencia al corte	
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm2)	As.Inf (cm2)	As.Est (cm2)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.15	1.25	-4.75	-1.57	-4.42	3.07	0.82	0.00	8.81	0.00
0.62	1.89	-2.98	-1.19	-3.65	1.91	1.07	0.00	8.81	0.00
1.09	2.62	-1.52	-0.81	-3.03	0.93	1.63	0.00	8.81	0.00
1.56	3.26	-0.59	-0.43	-2.45	0.39	2.02	0.00	8.81	0.00
2.03	3.61	0.16	-0.05	-1.92	0.00	2.25	0.00	8.81	0.00
2.50	3.67	0.72	0.34	-1.39	0.00	2.02	0.00	8.81	0.00
2.97	3.50	1.11	0.80	-0.86	0.00	2.14	0.00	8.81	0.00
3.44	3.46	1.32	1.42	-0.33	0.00	2.08	0.00	8.81	0.00
3.91	3.15	1.35	2.03	0.13	0.00	1.82	0.00	8.81	0.00
4.38	2.53	0.63	2.65	0.51	0.00	1.36	0.00	8.81	0.00
4.85	1.79	-0.38	3.27	0.89	0.25	1.06	0.00	8.81	0.00

Pórtico IV Eje A y C
Viga VS-401 (.25 x .60) Tramos interiores

Envolventes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo			Resistencia al corte	
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm2)	As.Inf (cm2)	As.Est (cm2)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.15	7.80	-3.38	5.77	-4.21	2.23	4.87	0.00	8.81	0.00
0.41	6.26	-2.32	6.06	-3.98	1.17	3.89	0.00	8.81	0.00
0.67	4.65	-1.31	6.35	-3.77	0.86	2.86	0.00	8.81	0.00
0.93	2.96	-0.3	6.65	-3.56	0.23	1.80	0.00	8.81	0.00
1.19	1.43	0.54	6.94	-3.34	0.00	0.81	0.00	8.81	0.00
1.45	1.57	-0.84	7.23	-3.13	0.45	1.01	0.00	8.81	0.00
1.71	2.17	-2.57	7.52	-2.92	1.65	1.36	0.00	8.81	0.00
1.97	2.90	-4.56	7.82	-2.71	2.92	1.65	0.00	8.81	0.00
2.23	3.58	-6.63	8.11	-2.50	4.26	1.90	0.00	8.81	0.00
2.49	4.20	-8.78	8.40	-2.29	5.42	2.10	0.00	8.81	0.00
2.75	4.77	-11.01	8.70	-2.08	5.62	3.17	0.00	8.81	0.00

Zona no confinada.-

La limitación del espaciamiento de los estribos es por la capacidad de ductilidad en las vigas que indica que:

$$s \leq d/2 = 54/2 = 27 \text{ cm.}$$

con lo que se tendría **estribos de ϕ 3/8" @ 27 cm.**

Sin embargo por simplificación en obra , para cada uno de los lados de los cuatro distintos tramos del pórtico IV tendremos:

Estribos de ϕ 3/8" 1 a 5 cm, 9 @ 12.5 cm y el resto @ 25 cm.

Diseño de vigas – Pórtico V (Eje B).-

El pórtico V es similar al pórtico IV y difieren sólo en que este está más cargado, sin embargo si examinamos los cuadros de resultados de las páginas siguientes, veremos que ni en lo que concierne a momentos flectores ni fuerzas de corte , se sobrepasan los parámetros límites calculados para la sección constante de 25 x 60. La variación con respecto al caso del pórtico anterior reside solamente en el refuerzo longitudinal; esto se muestra en el gráfico No. 16 referente a los cuatro tramos estudiados.

Pórtico V Eje B
Viga VS-102, 202 y 302 (.25 x .60) Tramos exteriores

Envoltentes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo			Resistencia al corte	
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm ²)	As.Inf (cm ²)	As.Est (cm ²)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.15	2.50	-15.19	-0.59	-8.64	7.90	1.65	0.00	8.81	0.00
0.61	2.67	-11.51	-0.16	-7.85	5.89	1.76	0.00	8.81	0.00
1.08	2.65	-8.11	0.27	-7.05	5.13	1.75	0.00	8.81	0.00
1.55	2.42	-4.99	0.70	-6.42	3.09	1.60	0.00	8.81	0.00
2.01	2.38	-2.14	1.12	-5.83	1.29	1.22	0.00	8.81	0.00
2.48	2.11	0.18	1.55	-5.23	0.00	1.26	0.00	8.81	0.00
2.94	2.90	0.56	1.98	-4.64	0.00	1.51	0.00	8.81	0.00
3.40	4.75	-0.46	2.57	-4.05	0.30	2.97	0.00	8.81	0.00
3.87	6.49	-1.68	3.37	-3.45	1.10	4.05	0.00	8.81	0.00
4.34	7.96	-3.10	4.17	-2.86	1.76	4.95	0.00	8.81	0.00
4.80	9.15	-4.80	4.97	-2.26	3.19	5.42	0.00	8.81	0.00

Pórtico V Eje B
Viga VS-102, 202 y 302(.25 x .60) Tramos interiores

Envoltentes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo			Resistencia al corte	
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm ²)	As.Inf (cm ²)	As.Est (cm ²)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.20	4.00	-7.60	0.27	-6.08	4.54	2.40	0.00	8.81	0.00
0.66	3.79	-4.98	0.69	-5.29	3.05	2.46	0.00	8.81	0.00
1.12	3.60	2.84	1.11	-4.50	1.76	2.34	0.00	8.81	0.00
1.58	3.26	-1.35	1.54	-3.71	0.67	2.04	0.00	8.81	0.00
2.04	2.68	-0.06	1.96	-2.92	0.04	1.56	0.00	8.81	0.00
2.50	2.25	0.94	2.47	-2.18	0.00	1.12	0.00	8.81	0.00
2.96	2.64	-0.25	3.22	-1.76	0.16	1.74	0.00	8.81	0.00
3.42	3.08	-1.64	4.01	-1.33	0.94	1.89	0.00	8.81	0.00
3.88	3.17	-3.24	4.80	-0.91	2.13	2.09	0.00	8.81	0.00
4.34	3.49	-5.63	5.59	-0.49	3.53	2.11	0.00	8.81	0.00
4.80	3.62	-8.38	6.38	-0.06	5.14	1.95	0.00	8.81	0.00

Pórtico V Eje B
Viga VS-402 (.25 x .60) Tramos exteriores

Envoltentes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo			Resistencia al corte	
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm ²)	As.Inf (cm ²)	As.Est (cm ²)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.15	1.32	-12.01	-1.03	-6.58	6.16	0.86	0.00	8.81	0.00
0.62	1.71	-9.07	-0.65	-6.06	5.42	1.12	0.00	8.81	0.00
1.08	1.92	-6.37	-0.28	-5.53	3.98	1.27	0.00	8.81	0.00
1.55	1.96	-3.93	0.10	-5.01	2.41	1.29	0.00	8.81	0.00
2.01	2.03	-1.72	0.48	-4.48	1.03	1.15	0.00	8.81	0.00
2.48	2.00	0.00	0.86	-3.96	0.00	1.18	0.00	8.81	0.00
2.94	2.24	1.03	1.23	-3.43	0.00	1.38	0.00	8.81	0.00
3.41	3.43	0.37	1.61	-2.91	0.00	1.76	0.00	8.81	0.00
3.87	4.26	-0.46	2.20	-2.39	0.30	2.85	0.00	8.81	0.00
4.34	5.65	-1.48	2.81	-1.86	0.97	3.43	0.00	8.81	0.00
4.80	6.40	-2.66	3.43	1.34	1.59	3.85	0.00	8.81	0.00

Pórtico V Eje B
Viga VS-402(.25 x .60) Tramos interiores

Envoltentes de momentos y fuerzas cortantes					Refuerzo			Resistencia al corte	
X (m)	Mto(+) (ton-m)	Mto(-) (ton-m)	V(+) (ton)	V(-) (ton)	As.Sup (cm ²)	As.Inf (cm ²)	As.Est (cm ²)	Vc (ton)	Vs (ton)
0.20	2.27	-4.02	-0.36	-4.01	2.36	1.37	0.00	8.81	0.00
0.66	2.56	-2.32	0.02	-3.40	1.36	1.58	0.00	8.81	0.00
1.12	2.61	-1.12	0.39	-2.80	0.74	1.63	0.00	8.81	0.00
1.58	2.42	-0.20	0.76	-2.19	0.13	1.52	0.00	8.81	0.00
2.04	2.00	0.56	1.18	-1.59	0.00	1.18	0.00	8.81	0.00
2.50	1.92	0.83	1.70	-1.09	0.00	1.14	0.00	8.81	0.00
2.96	2.03	0.04	2.22	-0.72	0.00	1.26	0.00	8.81	0.00
3.42	2.07	-0.91	2.82	-0.34	0.47	1.31	0.00	8.81	0.00
3.88	1.87	-2.09	3.43	0.04	1.37	1.20	0.00	8.81	0.00
4.34	1.77	-3.79	4.03	0.41	2.43	0.94	0.00	8.81	0.00
4.80	1.50	-5.79	4.64	0.78	3.67	0.98	0.00	8.81	0.00

7.7.- Diseño de columnas dúctiles especiales.-

7.7.1.- Consideraciones de dimensionamiento

Para el predimensionamiento se tomaron en cuenta las siguientes inequaciones:

a).- $D \leq h_0/4$

b).- $n = P_s / f'_c b d \leq 1/3 \quad n \leq 0.25$

c).- $P_s = 1.25 P_{servicio}$

d).- $D \geq 30 \text{ cm}$

e).- $D_{min}/D_{max} \geq 0.4$

7.7.2.- Consideraciones de diseño.-

Cuantías.- La cuantía de refuerzo longitudinal de miembros sometidos a flexión y carga axial al mismo tiempo no debe ser inferior a 0.01 ni sobrepasar 0.06. Esta cuantía máxima se reduce aún más en la práctica cotidiana para no tener tanto congestionamiento con la armadura y lograr una mayor facilidad en la construcción; por otro lado con esto se limitan los esfuerzos de corte del elemento cuando alcance su resistencia última a la flexión. Se trata pues de cuantías máximas de 2 a 3%.

Traslapes.- Los traslapes sólo son permitidos dentro de la mitad central de la columna y estos entendidos como empalmes en tracción. Esto se debe a la probabilidad siempre presente de que el concreto de recubrimiento se desprenda en los extremos del elemento haciendo perder seguridad a los empalmes.

El Reglamento Nacional de Estructuras del 2002, considera para zonas sometidas a una sismicidad muy severa que la resistencia a la flexión de las columnas deberán satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum M_{nc} > 1.4 \sum M_{nv}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$ es la suma de momentos, al centro del nudo correspondiente a la resistencia nominal en flexión de las columnas que forman dicho nudo: esta resistencia en flexión se calculará para la fuerza axial actuante en la hipótesis que considera las fuerzas de gravedad y de gravedad y de sismo en la dirección considerada, verificando la condición que dé como resultado la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nv}$ es la suma de momentos, al centro del nudo correspondiente a las resistencias nominales en flexión de las vigas que forman el nudo. Las resistencias a la flexión

Informe de Suficiencia

deberán sumarse de manera que los momentos en la columna se oponga a los momentos de las vigas. Deberá satisfacerse la ecuación anterior para momentos de viga que actúan en ambas direcciones del plano vertical del pórtico que se considera.

Refuerzo transversal.- El Reglamento Nacional de Construcciones indica que:

1.- 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:

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

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

a) La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento :

$$s \leq D_{\min}/2$$

b) $s \leq 10$ cm.

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

2.- Además se indica que el espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento, no deberá exceder de:

$$s \leq 16 \varnothing_p \text{ (}\varnothing_p = \text{diámetro de la barra longitudinal menor diámetro).}$$

$$s \leq \text{menor dimensión del elemento}$$

$$s \leq 30\text{cm}$$

En el Gráfico No.17 se muestra la disposición del refuerzo transversal en toda la longitud de la columna, de acuerdo a lo establecido en párrafos anteriores.

Recomendaciones del ACI para el refuerzo transversal en columnas confinadas.-

El código del ACI da las siguientes recomendaciones para garantizar que haya ductilidad en las columnas:

Cuantía volumétrica mínima en espiral o estribos circulares:

Tenemos la inecuación:

$$\rho_{s\min} = 0.45 \{ (A_g/A_{ch}) - 1 \} (f'_c/f_y) \geq 0.12 (f'_c/f_y) \quad (7.7.1)$$

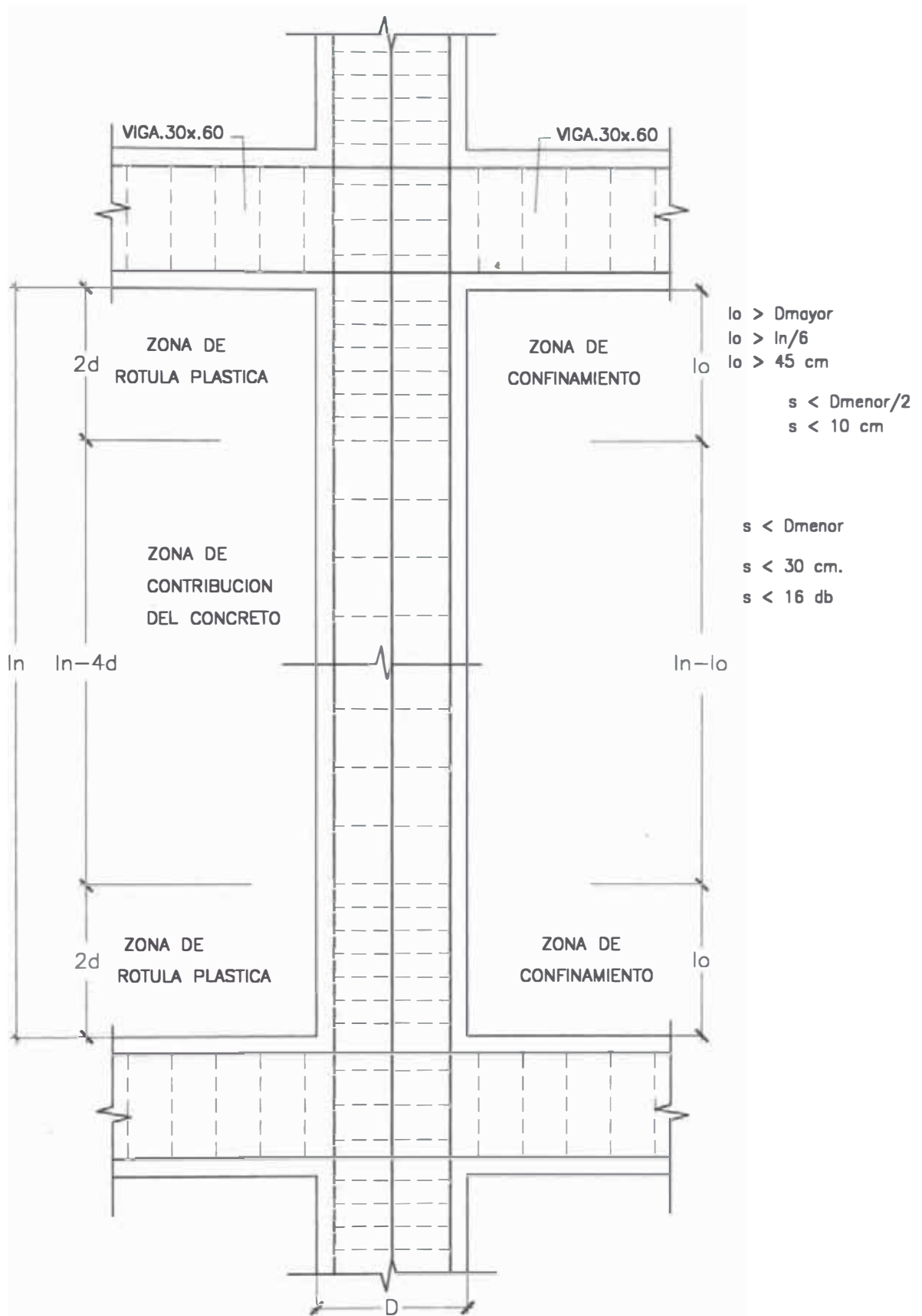


Gráfico 17.- Consideraciones de columnas dúctiles

Refuerzo por confinamiento:

$$A_{sh} = 0.30 \{(A_g/A_{ch}) - 1\} s hc (f'_c/f_y) \quad (7.7.2)$$

$$A_{sh} = 0.09 s hc (f'_c/f_y) \quad (7.7.3)$$

En estas ecuaciones tenemos:

- Ash = Área total del refuerzo transversal en la dirección del análisis.
- hc = Ancho del núcleo de concreto confinado por el acero y medido centro a centro de los estribos exteriores
- Ach = Área del núcleo de concreto confinado por el acero
- Ag = Área total de la sección transversal de la columna
- s = Espaciamiento del refuerzo transversal

Con estas expresiones se puede determinar el espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento.

Estos parámetros figuran en el gráfico No 18 para la determinación del área de refuerzo transversal en la zona de confinamiento de las columnas.

Diseño por cortante considerando rótulas plásticas en los extremos de la columna.-

Lo mismo que en los elementos sometidos a flexión, el refuerzo de confinamiento también debe ser provisto en las zonas donde se prevé la formación de rótulas plásticas (Gráfico No.17).

Es verdad que las recomendaciones del código están dirigidas a evitar la formación de estas rótulas en columnas, existe la posibilidad de que sean causadas por un sismo muy fuerte, por ello el código recomienda que la fuerza actuante de diseño se determine con el mismo criterio que para elementos sometidos a flexión.

7.7.3.- Procedimiento de diseño de columnas.-

En el anexo No.6 se presenta los resultados de la aplicación del programa SAP 2000 en lo que respecta a dos de las columnas más cargadas, con las que se va a diseñar los dos tipos de columnas de la edificación: la columna central correspondiente al primer nivel del pórtico II y la columna externa correspondiente al segundo y cuarto nivel del pórtico II.

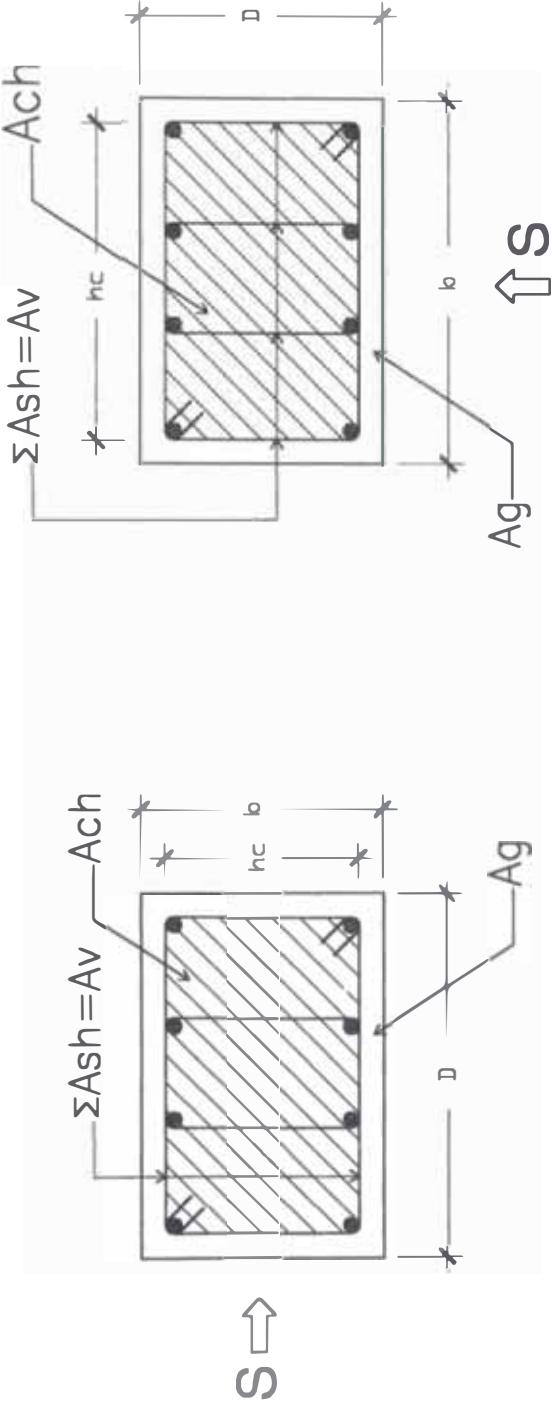


Gráfico No. 18.- Definición de Parámetros de Confinamiento

El programa ejecuta 14 combinaciones de cargas (carga viva, carga muerta y cargas de sismo), que se han descrito anteriormente, empleando como factores de amplificación los estipulados en el ACI-318-83. De otro lado, para cada combinación nos presenta el momento último, la carga axial última y la fuerza cortante última que existen en estos miembros verticales de la estructura.

En cada columna está presente un estado de flexocompresión biaxial ya que están sujetas a cargas axiales y momentos flectores actuantes con respecto al eje X como al eje Y. Para identificar estos momentos nos remitimos a la presentación de los resultados del programa SAP 2000, estos resultados se dan por tipo de pórtico, por lo tanto los momentos actuantes en las columnas alrededor del eje X (M_x) se dan en los resultados del pórtico I (ejes 1 y 5), pórtico II (ejes 2 y 4) y pórtico III (eje 3); mientras que los momentos actuantes en las columnas alrededor del eje Y (M_y) se dan en los resultados del pórtico IV (ejes A y C) y pórtico V (eje B).

Las secciones de las columnas son las más recomendables con respecto a un análisis sísmico, es decir que son conformes por **rigidez** (control de desplazamiento). De lo que se trata ahora es examinar su aptitud por **resistencia**, vale decir verificar su capacidad para resistir el efecto actuante de cargas de gravedad amplificadas en combinación con cargas sísmicas amplificadas.

Mediante un procedimiento de diseño de columnas se puede obtener los **diagramas de interacción** de las secciones de las columnas, ello viene a ser la representación gráfica de las combinaciones **carga axial – momento flector** que generan la falla en una sección.

El diagrama de interacción representa todas las combinaciones de falla y por ende se convierte en una descripción completa de la capacidad resistente de una sección.

Dentro de este diagrama, todos los puntos 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 el diseño de las columnas hemos usado el método convencional a través de los ábacos con los cuales se obtienen resultados buenos y confiables; este método permite obtener de manera rápida y práctica, la cantidad y disposición del refuerzo longitudinal más apropiada para la sección de la columna ya definida en el análisis sísmico.

Informe de Suficiencia

En el cuadro No.14 mostramos los valores críticos de momentos y cargas axiales para los dos tipos de columna exhibidos.

En los gráficos No 19 y 20 se muestran las secciones transversales de las columnas y el diseño en detalle de la columna central C2 respectivamente.

7.7.4.- Refuerzo longitudinal y transversal.-

Columna central C2 (.40 x .60).-

Siguiendo el método convencional para el diseño de las columnas sometidas a flexocompresión, se ha usado una hoja de cálculo mostrada en el anexo No 6, con los datos extraídos del SAP-2000 del cuadro No14 , para la columna C2 tenemos :

$$P_u (\text{ton}) = 169.17$$

$$M_{ux} = 7.01 \text{ ton-m}$$

Con los valores acostumbrados de:

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

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

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

Excentricidad mínima 0.10 t

se obtiene:

$$e = 7.01/169.17 = 0.041$$

$$K = P_u / f'_c b t = 0.48$$

$$K * e/t = 0.0333$$

De los ábacos tenemos:

$$\rho_t * m = 0.00$$

$$\rho_t = 0.000 < \rho_{\min} = 0.01$$

entonces adoptamos la cuantía mínima:

$$\rho_{\min} = 0.01$$

Área de acero:

$$A_{st} = 25.1 \text{ cm}^2.$$

Se toma como **acero principal : 6 ϕ 3/4" + 4 ϕ 5/8"**

$$\rho_t = 0.0105 \text{ cuantía mayor que } 1.0 \%$$

CUADRO No. 14

Columna C-1 30x60 (Lateral)					
Nivel	Combinación	Mux (ton-m)	Pu (ton)	Referencia	
2	10	15.84	64.25	Pórtico II, ejes 2 y 5	
2	3	16.62	85.88	Pórtico II, ejes 2 y 5	
4	2	14.73	17.37	Pórtico II, ejes 2 y 5	
Nivel	Combinación	Muy (ton-m)	Pu (ton)	Referencia	
2	9	5.28	80.52	Pórtico IV, ejes A y C	
2	13	3.56	26.37	Pórtico IV, ejes A y C	
4	9	5.95	21.22	Pórtico IV, ejes A y C	

Columna C-2 40x60 (Central)					
Nivel	Combinación	Mux (ton-m)	Pu (ton)	Referencia	
1	1	3.00	209.14	Pórtico II, ejes 2 y 4	
1	6	7.01	169.17	Pórtico II, ejes 2 y 4	
Nivel	Combinación	Muy (ton-m)	Pu (ton)	Referencia	
1	5	3.38	167.84	Pórtico V, eje B	
1	9	3.42	193.38	Pórtico V, eje B	

Informe de Suficiencia

Cálculo del refuerzo transversal.-

Espaciamiento vertical de estribos:

$$s < 16 \phi p = 16 \times 1.61 = 25.40 \text{ cm}$$

$$s < 30 \text{ cm}$$

$$s < \text{menor dimensión de la columna} = 40 \text{ cm}$$

La zona de confinamiento tiene una longitud l_o tal que

$$l_o > L/6 = 2.70/6 = 0.45 \text{ m}$$

$$l_o > D_{\text{mayor}} = 0.60 \text{ m.}$$

$$l_o > 0.45 \text{ m.}$$

tomamos como longitud (l_o) de la zona confinamiento: $l_o = 60 \text{ cm}$.

Dentro de esta zona el espaciado deberá ser el menor de estos valores:

$$s < D_{\text{menor}}/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

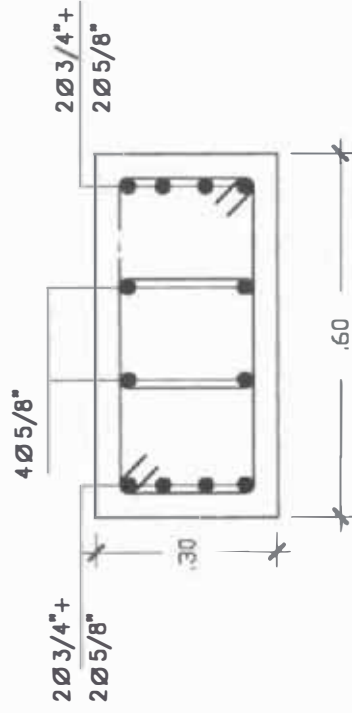
$$s < 10 \text{ cm.}$$

Como resultado usar:

Estribos de ϕ 3/8" 1 a 5 cm, 6 @ 10 cm y el resto @ 25 cm.

SECCIONES DE COLUMNA

COLUMNA EXTERNA
C-1



COLUMNA CENTRAL
C-2

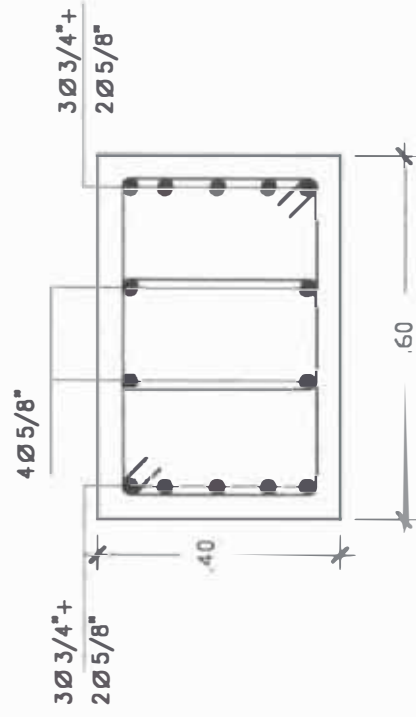


Gráfico 19

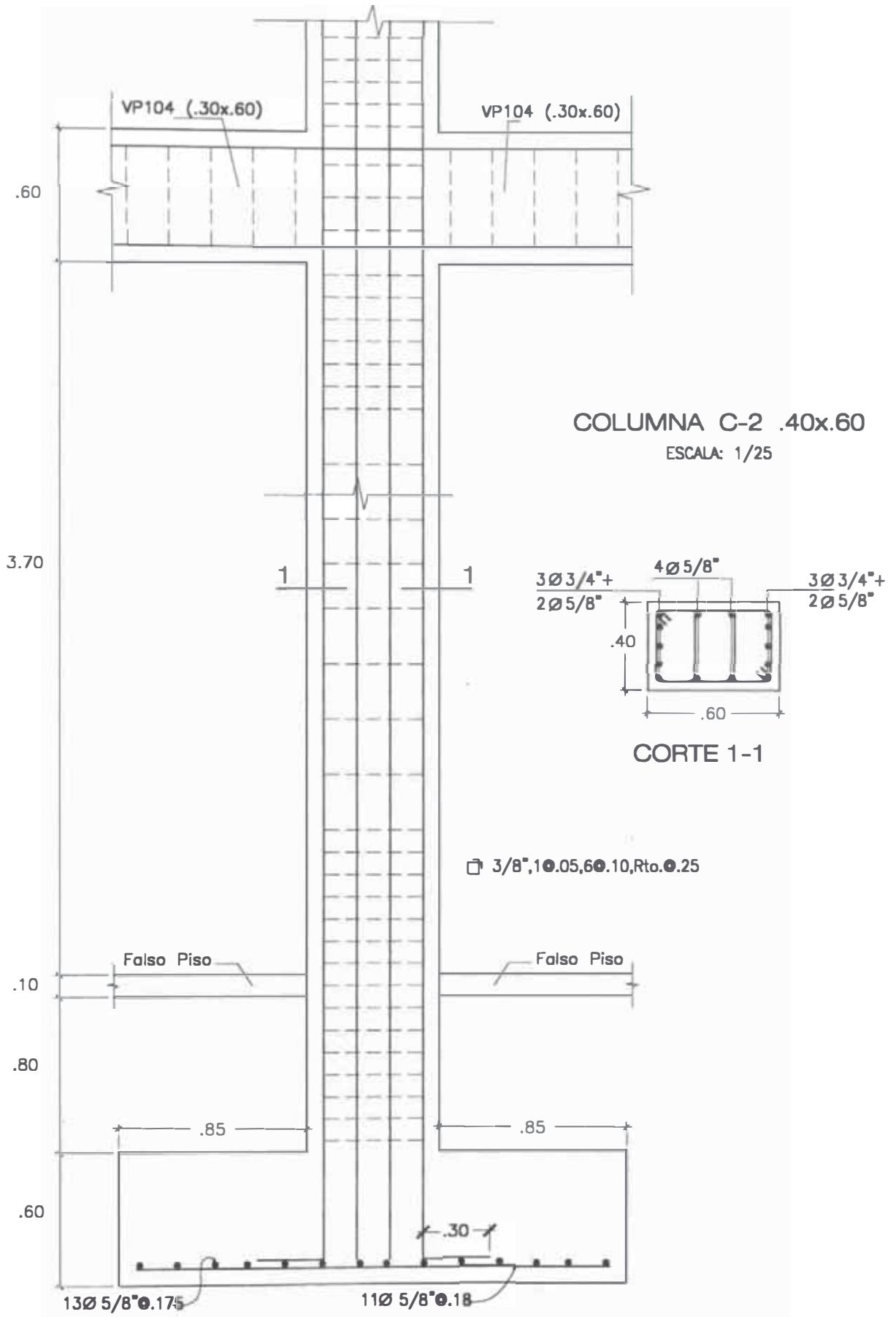


Gráfico 20.- Diseño detallado de columna

7.8 Diseño de Muros de Corte .-

A base de los valores mostrados en los cuadros que siguen con las máximas fuerzas actuantes o fuerzas de diseño, efectuamos el diseño de los Muros de Corte:

Placa PX 0.25 x 4.50 Dirección X

Nivel	Combinación	Mux (ton-m.)	Pu (ton.)	Vu (ton.)	Referencia
1	9	657.71	179.73	98.19	Pórtico A y C
1	7	657.71	165.61	98.19	Pórtico A y C

Placa PY 0.30 x 4.40 Dirección Y

Nivel	Combinación	Mux (ton-m.)	Pu (ton.)	Vu (ton.)	Referencia
1	10	691.18	172.66	95.03	Pórtico 1 y 5
1	11	-691.18	-172.66	-95.03	Pórtico 1 y 5

Diseño de la placa PX 0.25 x 4.50.-

Hemos utilizado la hoja de cálculo que exhibimos en la pagina siguiente

Estableciendo los siguientes resultados:

Diseño por Compresión :

El muro no requiere refuerzo por compresión

Diseño por flexión

Para verificar la esbeltez usamos la expresión:

$$d/hw \leq 0.40$$

siendo:

$$d = \text{peralte efectivo } d = 0.8 l_w$$

$$l_w = \text{longitud de la placa}$$

$$hw = \text{altura de la placa.}$$

Como $d/hw = 0.27 < 0.40$ el muro se puede diseñar por flexión como el caso de una viga en voladizo.

Resultando el área total:

$$A_{\text{total}} = 51.85 \text{ cm}^2$$

DISEÑO DE MURO ESTRUCTURAL
PX.25X4.50

Geometría				tw	Lw	x	A
Elem.	Lw (m)	hw (m)	tw (m)				
3 o'13	4.50	13.00	0.25				

Cargas			Materiales		Verificación de elementos de confinamiento		
Pu (ton)	Mux (ton-m)	Vux (ton)	f'c = 210.00 kg/cm ²	fy = 4200.00 kg/cm ²	$\sigma_c = \frac{Pu}{A_g} + \frac{Mu * c'}{I}$	$\sigma_c \geq 0.2f'c$	
179.73	65771	98.19			Ag = 1.13 m ²	I = 1.90 m ⁴	

Por norma E-030 se diseñara el muro para un 125% de Vu

$Vu_{diseño} = 122.74$

$c' = lw/2 = 2.25 \text{ m. } 0.2f'c = 420.00 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma_c = 159.76 + 779.51 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_c = 939.27 > 420.00$ Necesita Elementos de Confinamiento

$c' \geq \frac{Lw}{600 \left(\frac{\delta_u}{hw} \right)} \quad \frac{\delta_u}{hw} \geq 0.007$

$c' \geq 1.07 \text{ m.}$

$c' = 1.00 \text{ m. } 0.15f'c = 315.00 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_c = 506.2$ No se puede discontinuar el elemento

Ancho de Confinamiento $\geq c'/2 = 0.50 \text{ m.}$

$A \geq c' \cdot 0.1 \cdot Lw = 0.55 \text{ m.}$ Usar: $A = 0.55 \text{ m.}$

DISEÑO DEL MURO

Por Compresión

$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'c Ag \left(1 - \left(\frac{K * Lc}{32tw} \right)^2 \right)$

$Ag = Lw * tw = 1.13 \text{ m}^2$

Factor de altura efectiva $k = 1$

Altura libre de entre piso $Lc = 2.80 \text{ m.}$

Factor de reducción $\phi = 0.70$

$\phi P_{nw} = 798.14 \text{ ton} > Pu$

El muro no requiere refuerzo por compresión

Por Flexión

$Mu_R = \phi b d^2 f'c w (1 - 0.59 w)$

$w = 0.115$

$\rho = 0.0058$

$As = 51.85$

ELIGE $\phi = 1 \text{ ''}$

$A_{total} = 55.77$

$d = 0.80 * Lw = 3.60 \text{ m.}$

$b = tw = 0.25 \text{ m.}$

Si $d/hw = 0.28 < 0.40$

⇒ El muro se puede diseñar por compresión

Usar: 11 ϕ 1 '' ó 12 ϕ 1''

Por Corte

$Vu = 122.74 > \phi 0.53 \sqrt{f'c} A_{cv} = 73.44 \text{ ton}$ Refuerzo en dos capas

$tw = 0.25 > 0.25 \text{ m. OK}$ $n_c = 2$

Refuerzo Vertical

$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_{cv}}$

$\rho_v \geq 0.0025 \quad A_{cv} / ml = 2500.00 \text{ cm}^2/m$

$A_{sv} = \rho * A_{cv} / ml = 6.25 \text{ cm}^2/m$

Usando: ϕ 3/8 $As = 1.42 \text{ cm}^2$

Informe de Suficiencia

Espaciamiento: $s \leq 45.00 \text{ cm.}$ $s \leq 3tw = 75.00 \text{ cm.}$

$$s = \frac{A_s}{A_{sv}} = 0.23 < 0.45 \text{ m. OK!}$$

Usar $\phi \ 3/8 \ @ \ 0.25$ en 2 capas como Ref. Vertical

Refuerzo Horizontal

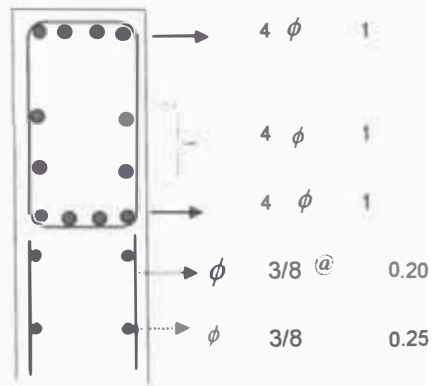
$$V_c = 0.53 \cdot f'c A_{cv} = 86.40 \text{ ton}$$

$$V_s = V_u/\phi - V_c = 118.16 \text{ ton} \quad s = \frac{A_v \cdot f_Y \cdot d}{V_s}$$

Usando: $\phi \ 3/8$ $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$ $d = 0.80 \cdot l_w = 3.60 \text{ m.}$

$s = 0.18 < 0.23 \text{ m. OK!}$

Usar $\phi \ 3/8 \ @ \ 0.20$ en 2 capas como Ref. Horizontal



Refuerzo : Usar 12 Ø 1" a cada lado del muro.

Diseño por corte

Verificamos que la fuerza en el muro no sea mayor que la máxima permitida:

$$V_n \text{ máximo} > V_u/\phi$$

Para nuestra placa esta relación se cumple por lo tanto la sección es adecuada. El refuerzo será en dos capas.

Con la resistencia al corte aportada por el concreto obtenemos la resistencia al corte que debe tomar el acero resultando:

Refuerzo Vertical: Usar Ø 3/8" @ 25 cm. en dos capas.

Refuerzo Horizontal: Usar Ø 3/8" @ 20 cm. en dos capas.

Diseño de la placa PY 0.30x4.40.-

Siguiendo el mismo procedimiento y usando la misma hoja de cálculo hemos hallado para esta placa:

Para el refuerzo por flexión:

$$A_{\text{total}} = 55.77 \text{ cm}^2$$

Refuerzo : Usar 12 Ø 1" a cada lado del muro.

Para el refuerzo por corte:

Refuerzo Vertical: Usar Ø 3/8" @ 20 cm. en dos capas.

Refuerzo Horizontal: Usar Ø 3/8" @ 20 cm. en dos capas.

DISEÑO DE MURO ESTRUCTURAL

PY.30x4.40

Geometría			
Elem.	lw (m)	hw (m)	tw (m)
6 o 10	4.40	13.00	0.30

Cargas		
Pu (ton)	Mux (ton-m)	Vux (ton)
172.66	691.18	95.03

Materiales	
f'c = 210.00	kg/cm ²
fy = 4200.00	kg/cm ²

Verificación de elementos de confinamiento

$$\sigma_c = \frac{Pu}{A_g} + \frac{Mu \cdot c'}{I} \quad \sigma_c \geq 0.2f'c$$

Ag = 1.32 m² I = 2.13 m⁴

Por norma E-030 se diseñara el muro para un 125% de Vu

Vu_{diseño} = 118.79

c' = lw/2 = 2.20 m. 0.2 f'c = 420.00 ton/m² $\sigma_c = 130.80 + 714.03 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_c = 844.83 > 420.00$ Necesita Elementos de Confinamiento

$c' \geq \frac{Lw}{600 \left(\delta_u \frac{hw}{hw} \right)}$ $\delta_u \frac{hw}{hw} \geq 0.007$ $c' \geq 1.05 \text{ m.}$

c' = 1.00 m. 0.15 f'c = 315.00 ton/m² $\sigma_c = 455.4$ No se puede discontinuar el elemento

Ancho de Confinamiento $\geq c'/2 = 0.50 \text{ m.}$
 A $\geq c' - 0.1 \cdot lw = 0.56 \text{ m.}$ Usar: A = 0.56

DISEÑO DEL MURO

Por Compresión

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'c A_g \left(1 - \left(\frac{K \cdot Lc}{32tw} \right)^2 \right)$$

$\phi P_{nw} = 976.43 \text{ ton} > Pu$

El muro no requiere refuerzo por compresión

Ag = lw * tw = 1.32 m²
 Factor de altura efectiva k = 1
 Altura libre de entre piso Lc = 2.80 m.
 Factor de reducción $\phi = 0.70$

Por Flexión

$$Mu_R = \phi b d^2 f'c w (1 - 0.59 w)$$

w = 0.105

$\rho = 0.0052$

As = 55.36

ELIGE $\phi = 1$ " A_{total} = 55.77

Usar: 11 ϕ 1 " ó 12 ϕ 1"

d = 0.80 * lw = 3.52 m.
 b = tw = 0.30 m.
 Si d/hw = 0.27 < 0.40
 ⇒ El muro se puede diseñar por compresión

Por Corte

Vnmax = 2.7 f'c^{0.5} b d = 2.7 * 210^{0.5} * 352 * 30 = 413.18 ton

Vu / $\phi = 139.75 < 413.18$ La sección de la placa es conforme

Vu = 118.79 > $\phi 0.53 \sqrt{f'c} A_{cv} = 86.17 \text{ ton}$ Refuerzo en dos capas

tw = 0.30 > 0.25 m. OK $n_c = 2$

Refuerzo Vertical

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_{cv}}$$

$\rho_v \geq 0.0025$ A_{cv} / ml = 3000.00 cm²/m

A_{sv} = $\rho \cdot A_{cv}$ / ml = 7.50 cm²/m

Usando: ϕ 3/8 As = 1.42 cm²

Informe de Suficiencia

Espaciamiento: $s \leq 45.00 \text{ cm.}$ $s \leq 3tw = 90.00 \text{ cm.}$

$$s = \frac{A_s}{A_{sv}} \quad s = 0.19 < 0.45 \text{ m. OK!}$$

Usar $\phi \text{ 3/8 @ 0.20}$ en 2 capas como Ref. Vertical

Refuerzo Horizontal

$$V_c = 0.53 \cdot f'c A_{cv} = 101.38 \text{ ton}$$

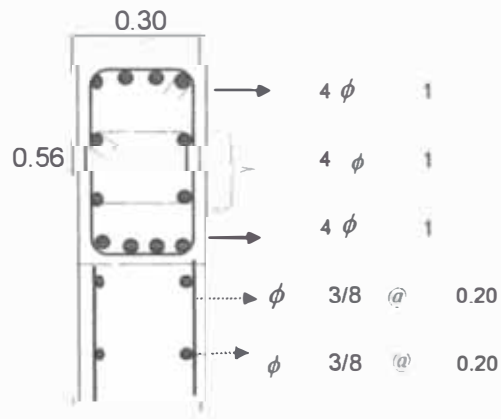
$$V_s = Vu/\phi - V_c = 96.60 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

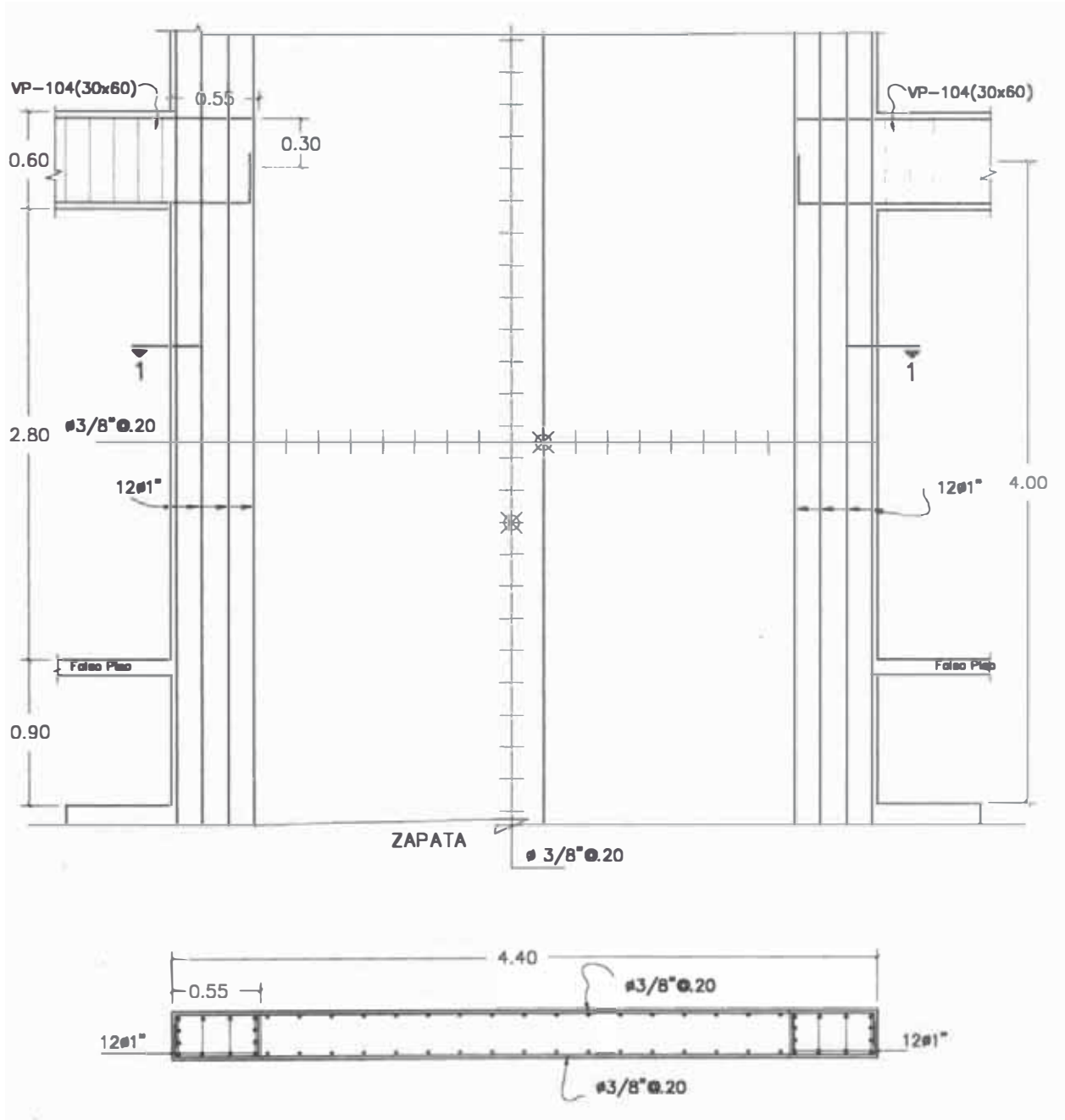
Usando: $3/8$ $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$ $d = 0.80 \cdot l_w = 3.52 \text{ m.}$

$s = 0.22 > 0.19 \text{ m.}$ Permisible

Usar $\phi \text{ 3/8 @ 0.20}$ en 2 capas como Ref. Horiz.



DISEÑO DETALLADO DE PY30x440
(4.40x0.30)
ESC: 1/40



CORTE 1-1
ESC: 1/40

7.9 Diseño de la cimentación:

Diseño de Zapatas y Vigas de conexión del Pórtico I

La configuración estructural con placas centradas nos condujo a considerar un modelo matemático hiperestático que represente un comportamiento más real de las fuerzas aplicadas en sus elementos estructurales componentes.

Para la cimentación hemos considerado como una unidad estructural la placa con las dos columnas laterales definiéndose dos tipos, uno para cada una de las direcciones.

Al verificar la excentricidad de la zapata de la placa, ésta resultó ser mayor que la sexta parte de la longitud mayor de la zapata. Debido a esto las zapatas de las columnas y la placa central se conectaron mediante vigas, a fin de disminuir esta excentricidad y controlar el giro causado por el momento flector considerable.

En el modelo estructural, la reacción del suelo flexible sobre las zapatas se representa mediante resortes. El análisis de la cimentación se realizó asimismo con el programa SAP-2000, utilizando los resultados de las fuerzas proporcionados por el programa del análisis total del edificio, con estas fuerzas actuando externamente al modelo descrito para determinar las fuerzas internas en la viga de conexión y las reacciones del suelo para diseñar las zapatas de la placa y de las columnas extremas.

El modelo estructural empleado se muestra en el gráfico, así como la distribución en planta de las zapatas y la disposición de las cargas actuantes.

Características de los materiales:

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

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

$$\sigma_t = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_t = 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$s/c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$hf = 1.5 \text{ m}$$

Esfuerzo neto del terreno:

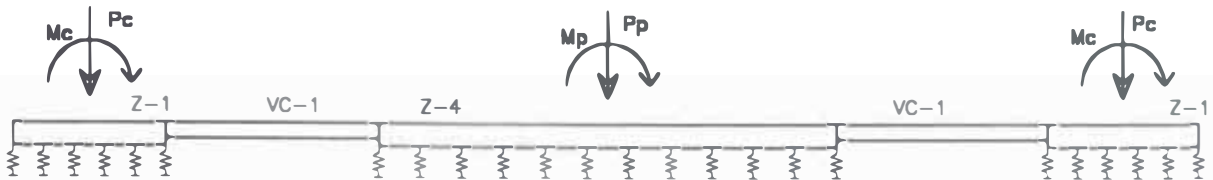
$$s/sismo = \sigma_n = 40 - 2 \times 1.5 - 0.35 = 36.65 \text{ tn/m}^2$$

$$c/sismo = \sigma_n = 1.33 \times 36.65 = 48.74 \text{ tn/m}^2$$

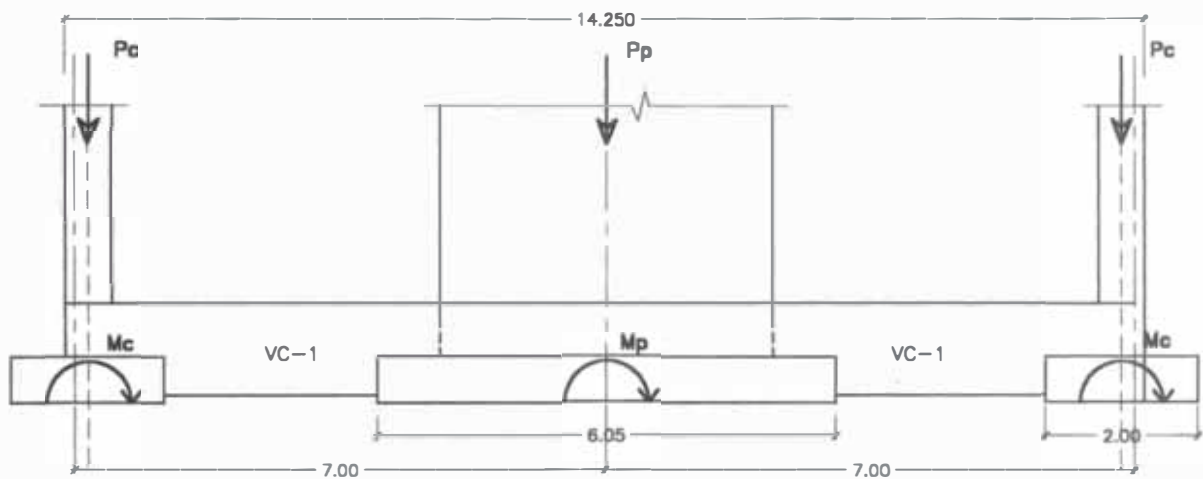
Cargas aplicadas:

Placa PX30x440 (elemento 10)

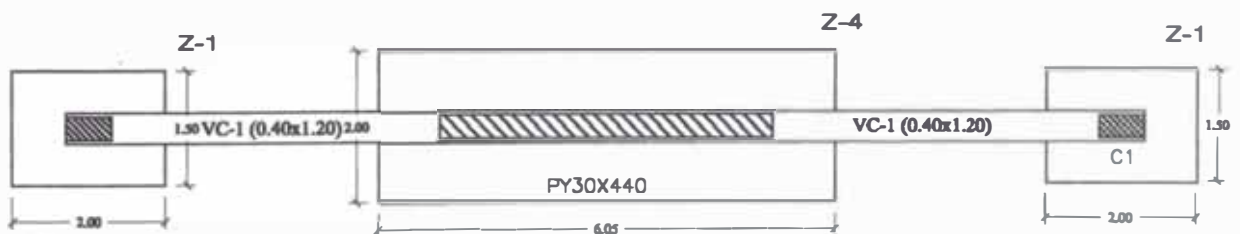
MODELO ESTRUCTURAL



VISTA FRONTAL



PLANTA



Informe de Suficiencia

Cargas de servicio

Pd= 123.34 ton.	Md = 0.0 ton-m.
PL1 = 14.78 ton.	ML1 = 2.09 ton-m
PL2 = 14.78 ton.	ML2 = -2.09 ton-m.
PL3 = 3.42 ton.	ML3 = 0.00 ton-m.
Psx = 8.00 ton.	Msx = 0.00 ton-m.
Psy = 0.0028 ton.	Msy = 550.85 ton-m.

Columna C1 (elemento 5)

Cargas de servicio

Pd = 36.463 ton.	Md = -0.684 ton-m.
PL1 = 3.861 ton.	ML1 = 0.09 ton-m.
PL2 = 5.207 ton.	ML2 = -0.427 ton-m.
PL3 = 2.842 ton.	ML3 = 0.007 ton-m.
Psx = 3.559 ton.	Msx = 0.007 ton-m,
Psy = 9.396 ton.	Msy = 2.987 ton-m.

Predimensionamiento de viga de conexión y zapatas.

Columna 0.30 x 0.60

$$Azap = P / \sigma_n = \frac{(Pd + Pl) \times 1.2}{\sigma_n}$$

$$Azap = (36.46 + 11.90) \times 1.2 / 36.65 = 1.58 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow b &= 1.26 + (0.60 - 0.30) / 2 = 1.37 \approx 1.40 & \text{Usar } b &= 2.00 \text{ m.} \\ t &= 1.26 - (0.60 - 0.30) / 2 = 1.07 \approx 1.10 & \text{Usar } t &= 1.50 \text{ m.} \end{aligned}$$

Viga de conexión

$$l_1 = \text{luz entre ejes} = 7.125 - 0.30 = 6.825 \text{ m.}$$

$$h = l_1 / 7 = 6.825 / 7 = 0.975 \approx 1.00 \quad \text{Usar } h = 1.20$$

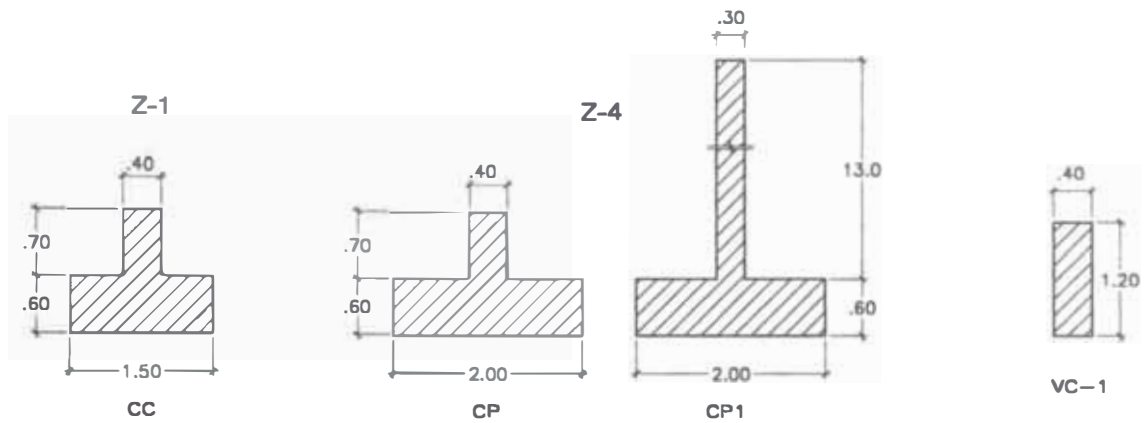
$$b = P / 31 l_1 = 48.36 / (31 \times 6.825) = 0.23 \quad \text{Usar } b = 0.40 \text{ m.}$$

Placa PY30x 440

$$L = l_w + 2 \times a = 4.4 + 2 \times 0.825 = 6.05 \text{ m.}$$

$$B = t_w + 2 \times a = 0.3 + 2 \times 0.85 = 2.00 \text{ m.}$$

Secciones Transversales



Cálculo de la rigidez de los resortes:

K = rigidez axial del suelo

$K = K_s \times A_z$ tributario

$K_s = 10 \text{ kg/cm}^3 = 10000 \text{ ton/m}^3$ Coeficiente de Balastro

A_z tributario = $t \times$ Ancho de zapata

t = Espacio que corresponde al resorte

Para la zapata Z-1

B = Ancho de zapata = 1.50 m

$t = 2.00/10 = 0.20$ m

$A_z = 0.20 \times 1.50 = 0.30$ m

$K_1 = 3000 \text{ ton/m.}$ en el interior de la zapata

$K_2 = K_1/2 = 1500 \text{ ton/m.}$ en el extremo de la zapata

Para la zapata Z-4

b = Ancho de zapata = 2.00 m

$t = 6.05/22 = 0.275$ m

Informe de Suficiencia

$$Az = 0.275 \times 2.00 = 0.55 \text{ m}$$

$$K3 = 5500 \text{ ton/m} \quad \text{en el interior de la zapata}$$

$$K4 = K3/2 = 2750 \text{ ton/m} \quad \text{en el extremo de la zapata.}$$

Diseño de la viga de conexión VC-1.-

Obteniendo los momentos flectores actuantes para el diseño por flexión para la viga de conexión en el Anexo No. 7 podemos encarar los diseños.

Diseño por flexión:

Momentos críticos

$$Mu(-) = 186.61 \text{ ton-m}$$

$$As = 186.61 \times 10^5 / 0.90 \times 4200 \times 1.11 \times 0.9 = 49.42 \text{ cm}^2$$

$$a = As \times 4200 / 0.85 \times 210 \times 40 = 29.07 \rightarrow As = 46.93 \rightarrow$$

$$a = 27.61 \rightarrow As = 46.80 \rightarrow$$

$$a = 27.53 \rightarrow As = 46.80 \text{ cm}^2$$

Usar 10 Ø 1"

$$As_{\text{min}} = 0.0024 \times 40 \times 111 = 10.66 \text{ cm}^2$$

Para darle rigidez a la armadura y evitar las fisuras colocamos acero en la zona central de la viga:

$$As_{\text{min}} = 5 \% (As^- + As^+) = 0.05 (46.8 + 46.8)$$

$$= 4.68 \text{ cm}^2 \quad \text{usar } 4 \text{ Ø } 1/2'' (5.08 \text{ cm}^2)$$

Diseño por cortante:

Considerando el sismo en la dirección más desfavorable, del análisis estructural resulta que los puntos críticos serán el borde de la zapata ya que los cortantes en puntos internos de la placa serán absorbidos por ésta.

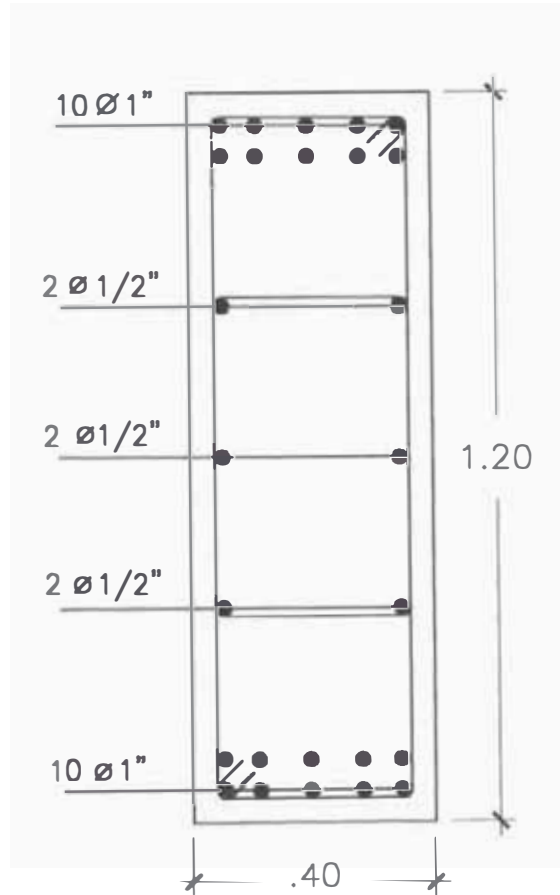
De los resultados obtenidos con el SAP 2000 tenemos:

$$Vu = 42.34 \text{ ton}$$

$$Vu/\phi = 49.81 \text{ ton}$$

VIGA DE CONEXION

VC-1
(0.40 x 1.20)



Informe de Suficiencia

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

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 40 \times 111 \times 10 = 34.10 \text{ ton.}$$

$$V_s = V_u/\phi - V_c = 49.81 - 34.10 = 15.71 \text{ ton.}$$

$$s = A_v \times f_y \times d/V_s = 1.42 \times 4200 \times 111/15.71 = 42.14 \text{ cm.}$$

por otra parte:

$$s < d/4 = 27.8 \text{ cm}$$

$$s < 30 \text{ cm.}$$

Usar estribos $\emptyset 3/8''$: 1 a 5 cm y el resto @ 25 cm

Diseño de la Zapata de la placa (Z-4)

Por Punzonamiento:

Tomando la condición más desfavorable en las dos direcciones del sismo determinaremos el peralte de la zapata a base de la siguiente condición:

$$V_c = V_u/\phi$$

de los resultados obtenidos por el análisis estructural utilizando el SAP 2000 se puede efectuar el cálculo de la carga distribuida bajo la zapata:

$$W_n = F \text{ resorte} / A_{\text{zap tributaria en cada resorte}}$$

Azap tributario = t x Ancho de la zapata

Cálculo para un resorte : Servicio (D + L \pm S)

$$F \text{ resorte} = D + L_1 + L_2 + L_3 + S_y$$

$$F \text{ resorte externo (12)} = 0.045 + 0.186 - 0.0185 + 0.0085 + 5.648 = 5.869 \text{ ton.}$$

$$F \text{ resorte} = 5.869 \text{ ton.}$$

$$A_{\text{zap tributario}} = 0.275 \times 2.00/2 = 0.275 \text{ m}^2.$$

$$W_n = 21.34 \text{ ton/m}^2 < 48.74 \text{ ton.} \quad \text{Conforme}$$

Cálculo de la carga distribuida bajo la zapata con cargas factoradas:

$$W_{nu} = F \text{ resorte (u) / Azap tributaria}$$

De los resultados del SAP 2000 extraemos:

$$F \text{ resorte externo (34)} = 7.35 \text{ ton}$$

$$F \text{ resorte(u) / Azap tributario} = 7.35 / (0.275/2 \times 2.0) = 26.73 \text{ ton/m}^2$$

Consideramos una distribución uniforme y la fuerza resorte es casi constante por lo tanto la carga W_{nu} también lo será.

Con el gráfico determinamos el área de punzonamiento

$$V_c = 1.06 \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$b_o = 2m + 2n = 2 (4.4 + 0.3 + 2d) = 9.4 + 4d$$

$$V_c = 153.61 \times (9.4 + 4d) \times d = 153.61 (9.4 + 4d) \times d$$

El cortante último será entonces:

$$V_u = 238.24 - 26.73 \times (4.40 + d) \times (0.30 + d), \quad P_u = 238.24 \text{ ton.}$$

$$V_u/\phi = 280.28 - 31.45 \times (4.4 + d) \times (0.30 + d)$$

$$d = 0.142 \text{ m.}$$

$$\text{Usar } h_z = 60 \text{ cm.}$$

Diseño por flexión

En la dirección transversal:

$$M_u = W_n \times b \times l_v^2 / 2$$

$$M_u = 26.73 \times 6.05 \times 0.85^2 / 2$$

$$M_u = 58.42 \text{ ton} - \text{m.}$$

$$b = 605 \text{ cm} \quad d = 60 - (7.5 + 1.9/2) = 51.55 \text{ cm.}$$

$$A_s = 33.33 \text{ cm}^2 \quad \rho = A_s/bd = 0.00097 < \rho_{\min} = 0.0018$$

Informe de Suficiencia

En la otra dirección:

$$M_u = W_n \times b \times l_v^2 / 2$$

$$M_u = 26.73 \times 2.0 \times 0.825^2 / 2$$

$$M_u = 18.193 \text{ ton} - \text{m.}$$

$$b = 200 \text{ cm.} \quad d = 60 - (7.5 + 1.9/2) = 51.55 \text{ cm.}$$

$$A_s = 10.37 \text{ cm}^2 \quad \rho = A_s / bd = 0.001006 < \rho_{\min}$$

Por lo tanto en el refuerzo principal y transversal usaremos cuantía mínima

Dirección transversal:

$$A_{st} = 0.0018 \times 605 \times 51.55 = 56.14 \text{ cm}^2. \quad \text{Usar } 20 \text{ } \varnothing 3/4 \text{ "}$$

$$s = (6.05 - 0.15 - 0.019) / 19 = 0.31 \text{ m.}$$

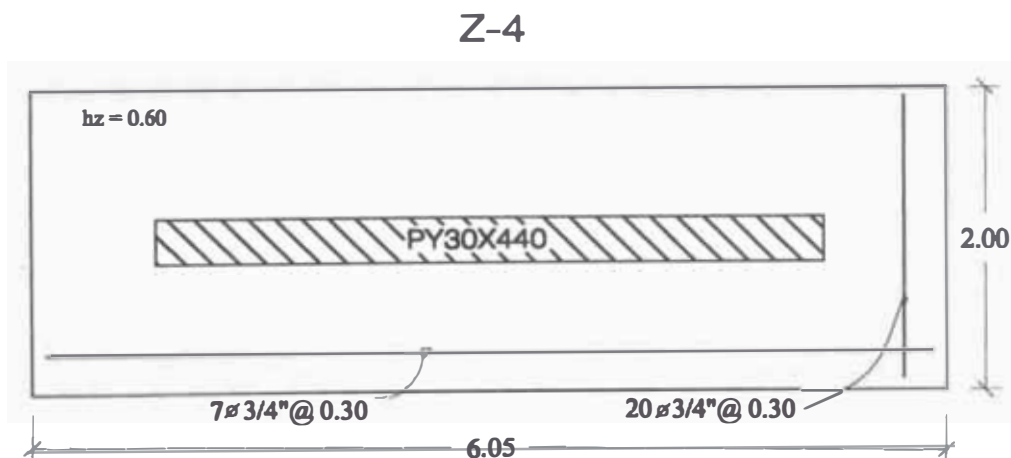
Usar 20 $\varnothing 3/4$ " @ 30 cm.

En la otra dirección:

$$A_{st} = 0.0018 \times 200 \times 51.55 = 18.56 \text{ cm}^2. \quad \text{Usar } 7 \text{ } \varnothing 3/4 \text{ "}$$

$$s = (2.00 - 0.15 - 0.019) / 6 = 0.305 \text{ m}$$

Usar 7 $\varnothing 3/4$ " @ 30 cm.



Informe de Suficiencia

Diseño de la Zapata de la columna (Z-1)

Usar $h_z = 0.60$ m. $L = 2.00$ m. , $b = 1.50$ m

Verificando el esfuerzo de un resorte:

$$F_{\text{resorte}} = 0.352 + 2.784 + 0.224 + .18 + 4.33 = 7.87$$

$$W_n = F_{\text{resorte}} / \text{Azap tributaria del resorte} = 7.87 / (0.2 \times 1.5) = 26.23 < 48.74 \text{ tn/m}^2.$$

$W_n = F_{\text{resorte}} (u) / \text{Azap tributaria en cada resorte}$

$$W_n = 4.84 / (0.10 \times 1.50) = 32.26 \text{ ton/m}^2.$$

$$M_u = W_n \times b \times l_v^2 / 2$$

$$M_u = 32.26 \times 1.50 \times 0.7^2 / 2$$

$$M_u = 11.858 \text{ ton} - \text{m}.$$

$$A_s = M_u / (0.9 f_y \times (d - a/2)) = 11.858 \times 10^5 / (0.9 \times 4200 \times 0.9 \times 51.7) = 6.74 \text{ cm}^2.$$

$$a = A_s f_y / 0.85 f'_c b = 6.74 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 150) = 1.06 \text{ cm}.$$

$$A_s = M_u / (0.9 f_y \times (51.70 - 0.53)) = 11.858 \times 10^5 / (0.9 \times 4200 \times 51.17) = 6.13 \text{ cm}^2.$$

$$a = 0.96 \text{ cm}. \quad A_s = 6.12 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = 6.12 / (150 \times 51.7) = 0.00079 < \rho_{\text{min}} = 0.0018$$

Usaremos refuerzo mínimo en las dos direcciones.

En la dirección transversal

$$A_s = 0.0018 \times 150 \times 51.70 = 13.96 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar } 7 \text{ } \emptyset 5/8''$$

$$s = (1.50 - 0.15 - 0.016) / 6 = 0.22 \approx 0.20 \text{ m}.$$

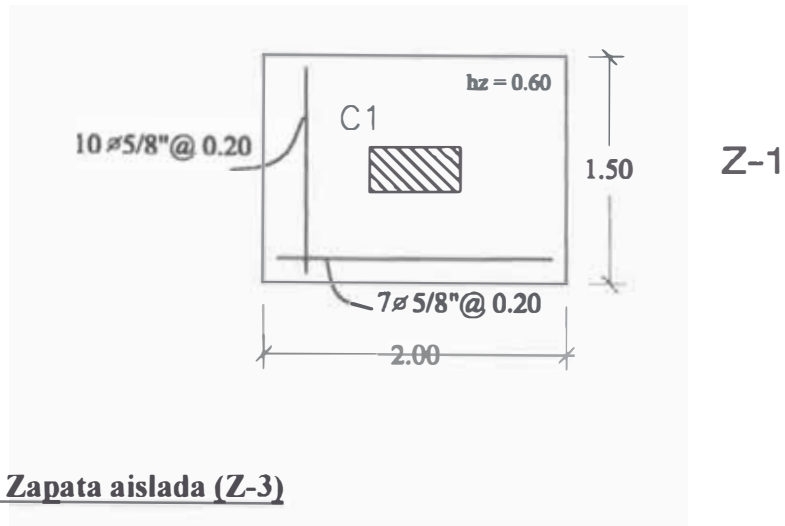
Usar 7 \emptyset 5/8" @ 20 cm.

En la otra dirección

$$A_s = 0.0018 \times 200 \times 51.70 = 18.60 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar } 10 \text{ } \emptyset 5/8''$$

$$s = (2.00 - 0.15 - 0.016) / 9 = 0.2037 \approx 0.20 \text{ m}.$$

Usar 10 \emptyset 5/8" @ 20 cm.



Diseño de la Zapata aislada (Z-3)

PD = -119.14 ton.

Mu = -6.96 ton-m.

PL1 = -21.36 ton.

Pu = -175.62 ton.

PL2 = -21.36 ton.

Vu = 3.35 ton

PL3 = -5.89 ton.

Sx = 0.00018 ton.

Sy = 0.00088ton.

Azap = P/σ = 167.75/36.65 = 4.58 m².

B = 2.14 + (0.6-0.4)/2 = 2.25 ≈ 2.30 m.

T = 2.14 - (0.6-0.4)/2 = 2.05 ≈ 2.00 m.

Azap = 2.00 x 2.30 = 4.60 m².

Wnu = 175.62/4.60 = 38.18 ton-m.

$V_c = V_u / \phi = (P_u - W_{nu} (t_1 + d)(t_2 + d)) / \phi$ (1)

$V_c \doteq 1.1 \sqrt{f_c} b_o d$ (2)

$b_o d = (2 + 4d)d$

Dando valores a las variables encontramos el peralte d :

d = 0.34 m.

Informe de Suficiencia

$$M_u = W_n \times b \times l_v^2 / 2$$

$$M_u = 38.18 \times 2.0 \times 0.85^2 / 2$$

$$M_u = 27.59 \text{ ton} - \text{m.}$$

$$A_s = M_u / (0.9 f_y \times (d - a/2)) = 27.59 \times 10^5 / (0.9 \times 4200 \times 0.9 \times 50.6) = 16.03 \text{ cm}^2.$$

$$a = A_s f_y / 0.85 f'_c b = 16.03 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 200) = 1.886 \text{ cm.}$$

$$A_s = M_u / (0.9 f_y \times (51.55 - 0.35)) = 27.59 \times 10^5 / (0.9 \times 4200 \times 50.607) = 14.70 \text{ cm}^2.$$

Siguiendo estas aproximaciones iterativas resulta:

$$A_s = 14.68 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = 14.68 / (200 \times 51.70) = 0.00142 < \rho_{\min} = 0.0018$$

La zapata tendrá acero mínimo en las dos direcciones:

En la dirección longitudinal

$$A_s \min = 0.0018 \times 200 \times 60 = 21.6 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar } 11 \text{ } \varnothing 5/8''$$

$$s = (2.00 - 0.15 - 0.016) / 10 = 0.183 \approx 0.18 \text{ m.}$$

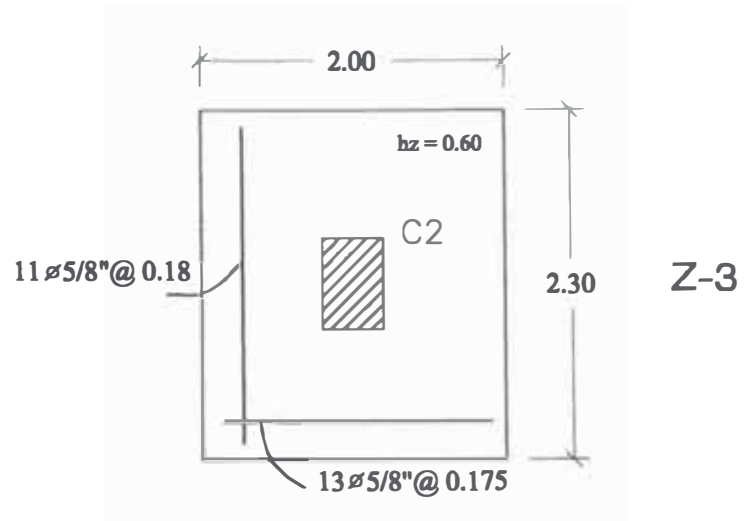
Usar 11 \varnothing 5/8" @ 18 cm.

En la dirección transversal

$$A_s = 0.0018 \times 230 \times 60 = 24.84 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar } 13 \text{ } \varnothing 5/8''$$

$$s = (2.30 - 0.15 - 0.016) / 12 = 0.178 \approx 0.175 \text{ m.}$$

Usar 13 \varnothing 5/8" @ 17.5 cm.



Diseño de Zapatas y Vigas de conexión del Pórtico IV

Siguiendo el mismo procedimiento utilizado para el diseño de la cimentación del pórtico I, es decir usando un modelo matemático hiperestático, hemos calculado la cimentación con los datos obtenidos de la aplicación el programa SAP 2000, los cuales se muestran en el Anexo No7.

Así de este modo obtuvimos el refuerzo para la conexión VC-2 que se muestra a continuación.

En la página siguiente se muestra la planta general de la cimentación .

VIGA DE CONEXION

VC-2
(0.40 x 1.20)

