

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



**ANÁLISIS ESTÁTICO - DINÁMICO
Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN SISTEMA
ESTRUCTURAL DUAL DE CONCRETO ARMADO
"Uso Vivienda"**

INFORME DE INGENIERIA

**Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL**

Luis Walter Navarro Flores

**Lima-Perú
2001**

**ANÁLISIS ESTÁTICO – DINÁMICO Y DISEÑO SISMORRESISTENTE
DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL DE CONCRETO ARMADO
USO : VIVIENDA**

INDICE

Introducción

Capítulo I: Memoria descriptiva.

1.1 Descripción de la estructura	3
1.2 Zonificación sísmica	3
1.3 Área del proyecto	3
1.4 Perímetro	3
1.5 Estructuración del proyecto	6
1.6 Cargas de diseño	7
1.7 Propiedades de los materiales	8
1.8 Capacidad admisible del terreno	8

Capítulo II: Predimensionamiento y estimación de cargas.

2.1 Generalidades	13
2.2 Predimensionamiento de losa aligerada	13
2.3 Predimensionamiento de vigas	13
2.4 Predimensionamiento de columnas	18

Capítulo III: Peso de la edificación y parámetros de diseño

3.1 Peso de la edificación	30
3.2 Masa de la edificación	30
3.3 Momento polar de inercia de masas	33
3.4 Inercia de las placas	33

Capítulo IV:	Análisis sísmico	
4.1	Generalidades	37
4.2	Filosofía del diseño sismorresistente	37
4.3	De los planos y documentos del proyecto	37
4.4	Parámetros de sitio	38
4.5	Condiciones geotécnicas	39
4.6	Factor de amplificación sísmica	40
4.7	Métodos de análisis sísmicos	40
4.8	Análisis Estático	41
4.9	Análisis Dinámico	46
Capítulo V:	Análisis estructural	
5.1	Generalidades	61
5.2	Análisis de cargas verticales	61
Capítulo VI:	Diseño de elementos estructurales	
6.1	Métodos de diseño	71
6.2	Métodos de diseño propuesto por el ACI	72
6.3	Reducción de resistencia	74
6.4	Diseño de losas aligeradas	75
6.5	Pórticos dúctiles especiales	91
6.6	Diseño de vigas dúctiles especiales	92
6.7	Diseño columnas dúctiles especiales	130
6.8	Conexiones vigas columnas	153
6.9	Diseño de muros de corte	156
6.10	Diseño de cimentaciones	170
	Conclusiones	214
	Bibliografía	219
	Anexos	220

Introducción

Estando el Perú en una zona sísmica donde a menudo ocurren sismos severos, la seguridad estructural de las edificaciones está ligada principalmente a los terremotos. Es generalmente antieconómico construir edificaciones tan fuertes que resistan movimientos sísmicos sólo por su resistencia, por ello se suele aprovechar los resultados de análisis de respuestas dinámicas (metodología que nos da resultados más reales del comportamiento de la estructura frente a sollicitaciones sísmicas) los cuales nos conduce a la conveniencia de diseñar edificios con adecuada resistencia y máxima capacidad de ductilidad.

En el presente **Informe de Ingeniería** se bosqueja en forma sencilla los criterios y procedimientos en el análisis estructural y diseño de concreto armado de los elementos estructurales de una Edificación Común (Vivienda) de cinco niveles, cuyo sistema estructural es del tipo aporticado con muros de corte; éste tipo de edificaciones se considera como la mejor solución estructural, ya que permite un control de desplazamientos laterales. Además los edificios con muros de corte son bastante rígidos y se presenta en ellos una menor distorsión y el daño global durante sismos severos tiende a ser menor. En el proceso de estructuración, de acuerdo con la reglamentación y disposiciones de las actuales normas tales como: Norma técnica de Edificación E-030 Diseño Sismorresistente 1997 y la Norma técnica de Edificación E-060 de Concreto Armado, que se encuentran en el Reglamento Nacional de Construcciones, ha sido necesario el uso de muros de corte.

Se hace en un primer momento el predimensionamiento de cada uno de los elementos estructurales; luego con las dimensiones obtenidas se analiza la rigidez de la estructura en conjunto, ello se basa en el análisis sísmico de la estructura, se hace una comparación entre los métodos estático y dinámico; luego se procede a determinar los sistemas de carga actuantes en la estructura; para luego hacer el análisis estructural y el diseño de los elementos estructurales; y si el hecho fuera que en el diseño de los elementos estructurales en su conjunto no se obtenga secciones óptimas o no esten acorde con lo que estipule las normas técnicas para que esta cumpla la función de estructura rígida y resistente con un grado de seguridad razonable, comportándose además satisfactoriamente una vez en condiciones de servicio; es que se repite nuevamente todo el conjunto de procedimientos descritos líneas arriba, hasta lograr el objetivo mencionado.

En resumen, el objetivo de éste informe, es mostrar la metodología de análisis estructural y diseño de una edificación de concreto armado cuyo sistema estructural es un **sistema dual** (Sistema en el cual las fuerzas horizontales son resistidas por una combinación de pórticos y muros de concreto armado).

CAPITULO I

Memoria Descriptiva

1.1 Descripción de la Estructura.-

Se analizará una estructura de concreto armado de tipo aporricado con muros de corte de espesor igual a 20 cm., los cuales se ubican en las esquinas de la estructura. El Edificio se destina al uso de Vivienda, consta de 5 pisos. Todos los niveles tienen la misma distribución. Las plantas típicas del proyecto a analizar se muestran en las **Fig. 1 y 2**.

1.2 Zonificación Sísmica.-

De acuerdo con la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente, en donde indica que el territorio nacional se encuentra dividida en tres zonas sísmicas, y que dicha zonificación se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral; tenemos que el proyecto se desarrollará en la ciudad de **Lima**, correspondiendo su ubicación a la **zona 3**. (Zona muy sísmica).

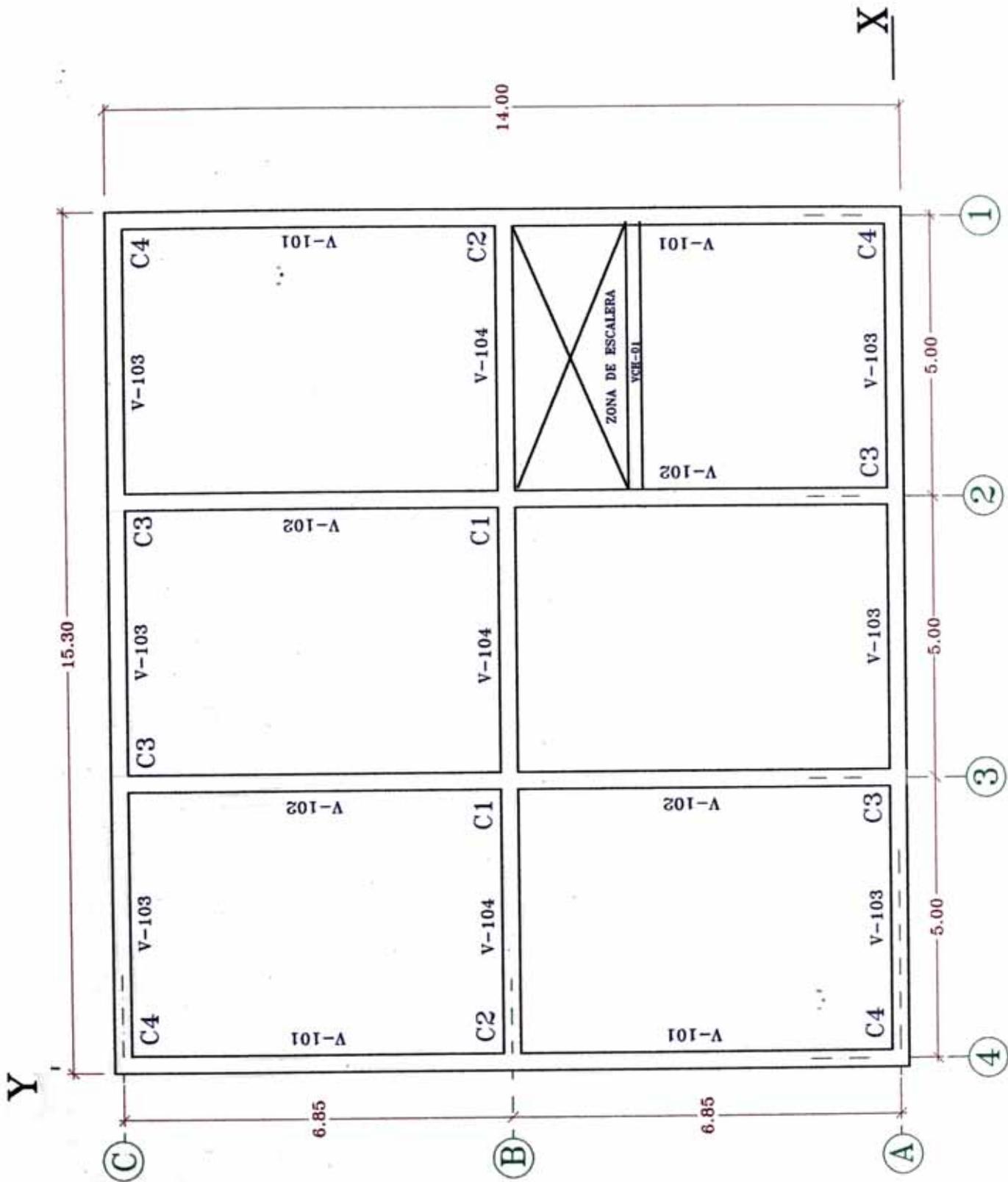
Los parámetros sísmicos que se tomen mas adelante para hacer el análisis sísmico corresponde a ésta zona.

1.3 Area Total.-

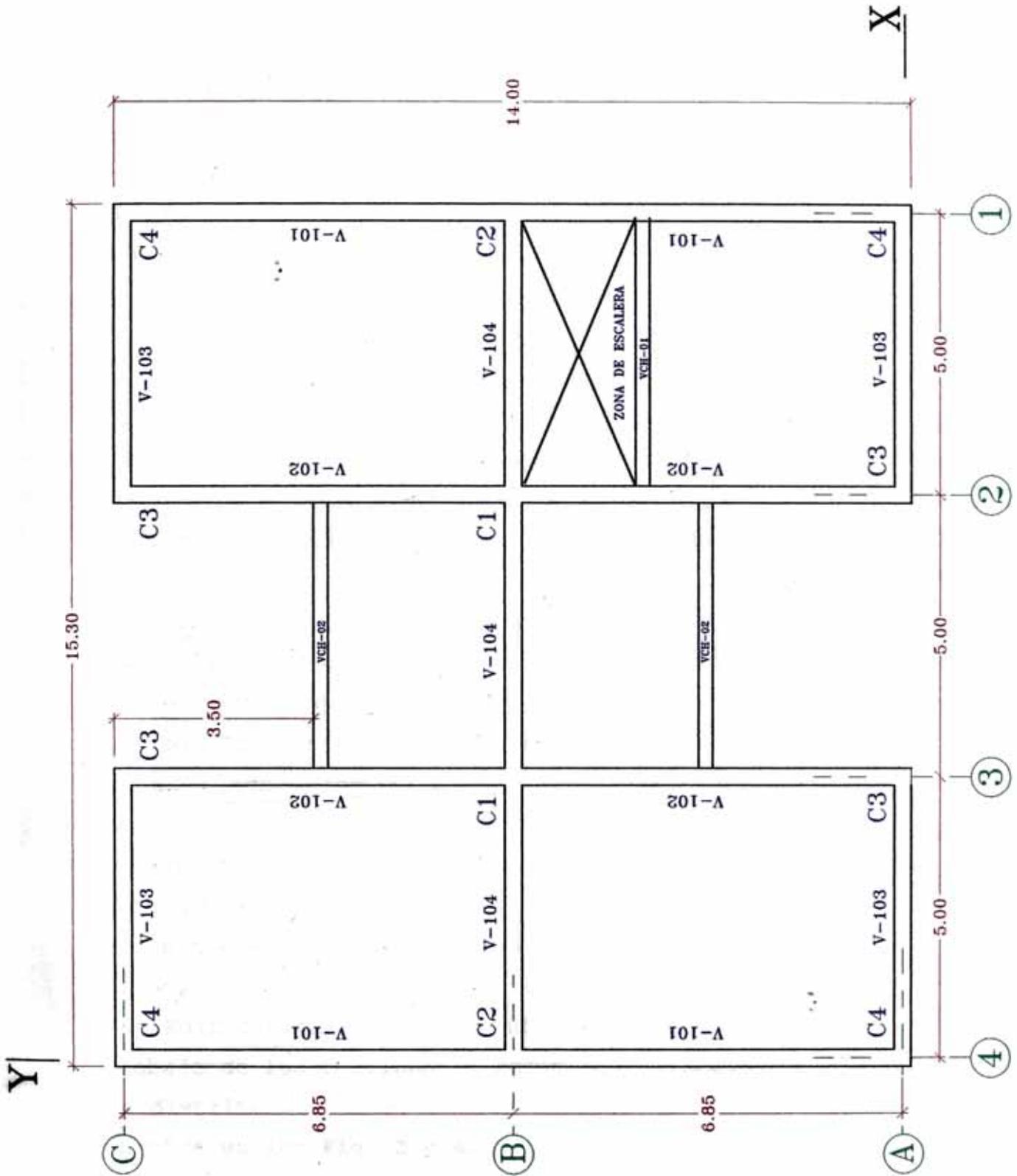
El área total del terreno es de 214.20 m² y el de la construcción de 1038.10 m².

1.4 Perímetro.-

El perímetro total de la propiedad es de 58.60 ml.



PLANTA TIPICA A ANALIZAR : 1°, 2°, 3° y 4° NIVEL (Fig. 1) Escala 1:100



PLANTA TIPICA A ANALIZAR : 5° NIVEL (Fig. 2) Escala 1:100

1.5 Estructuración del Proyecto.-

La estructuración del proyecto se analizó inicialmente con un sistema aporticado constituido por columnas y vigas de concreto estructural armado. En este informe presento el sistema estructural sismorresistente final que cumple con los desplazamientos laterales máximos permisibles, al haberse hecho el análisis sísmico con el método dinámico. En la búsqueda de ello, partimos del hecho de que los pórticos tienen doble función, ya que de una parte, cumplen una función netamente portante, resistiendo las cargas de gravedad de la edificación; y por otra parte cumplen con la función de arriostre, resistiendo las cargas laterales a las que puede estar sujeta la edificación debido a sismos, vientos u otras causas. Y es precisamente que en su función de arriostre los pórticos inicialmente propuestos han sido complementados por placas verticales, ubicadas en las esquinas de la estructura en general.

De lo expuesto en el párrafo anterior se tiene una marcada diferencia funcional de las columnas con respecto a las placas. Las columnas tienen por función soportar las cargas verticales de la Edificación, así como las flexiones y cortes en ella introducidos por su función como parte de los pórticos. Mientras que las placas de corte tienen por función principal, resistir en su propio plano, un porcentaje de las fuerzas laterales aplicadas a la Edificación, disminuyendo en éste porcentaje el trabajo de los Pórticos en ésa misma dirección.

La distribución final de las placas, columnas y vigas se muestra en las **Fig. 3 y 4**.

La planta se enmarca en un sistema coordinado X-Y. Tanto en la dirección **X** como en la dirección **Y** se tiene pórticos y placas que le dan rigidez y resistencia a la estructura del Edificio.

Los ejes de los pórticos en la dirección **X** están nombrados con letras, mientras que los ejes de los pórticos en la dirección **Y** están nombrados con números.

Resumiendo, se tiene cuatro tipos de Pórticos, que a su vez lo conforman siete pórticos en total y que son los siguientes:

En la dirección Y, tenemos a los pórticos Tipos I y II; el pórtico tipo I conformado por los pórticos en los ejes 1 y 4, y el pórtico tipo II conformado por los pórticos en los ejes 2 y 3.

En la dirección X, se tiene a los pórticos Tipos III y IV; el pórtico tipo III conformado por los pórticos en los ejes A y C, y el pórtico tipo IV conformado por el pórtico en el eje B.

Se muestran los cuatro tipos de pórticos. (**Fig. 5a, 5b, 5c y 5d**).

1.6 Cargas de Diseño.-

La estructura de una Edificación y todas sus partes deben ser capaces de resistir las cargas que les imponga como consecuencia de su uso previsto. De acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones, estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos que excedan los admisibles señalados para cada material estructural en su norma de diseño específica.

Tipos de Cargas.-

Las cargas de gravedad consideradas en el diseño son :

Carga Muerta.- Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la Edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sean permanentes. En el **Anexo N° 1** se muestran los pesos unitarios de los elementos considerados como carga muerta.

Carga Viva.- Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la Edificación. En el **Anexo N° 2** se muestra la tabla de valores de la carga viva para los diferentes tipos de ocupación o uso promedios. Estas cargas incluyen un margen para las condiciones ordinarias de impacto.

En resumen, las cargas de diseño a usar en el presente proyecto son:

Peso unitario del Concreto	2400 kg/m ³
Tabiquería	180 kg/m ²
Acabados	120 kg/m ²
Peso Losa Aligerada e=.20cm	300 kg/m ²
Sobrecarga piso típico Vivienda	200 kg/m ²
Sobrecarga techo	150 kg/m ²

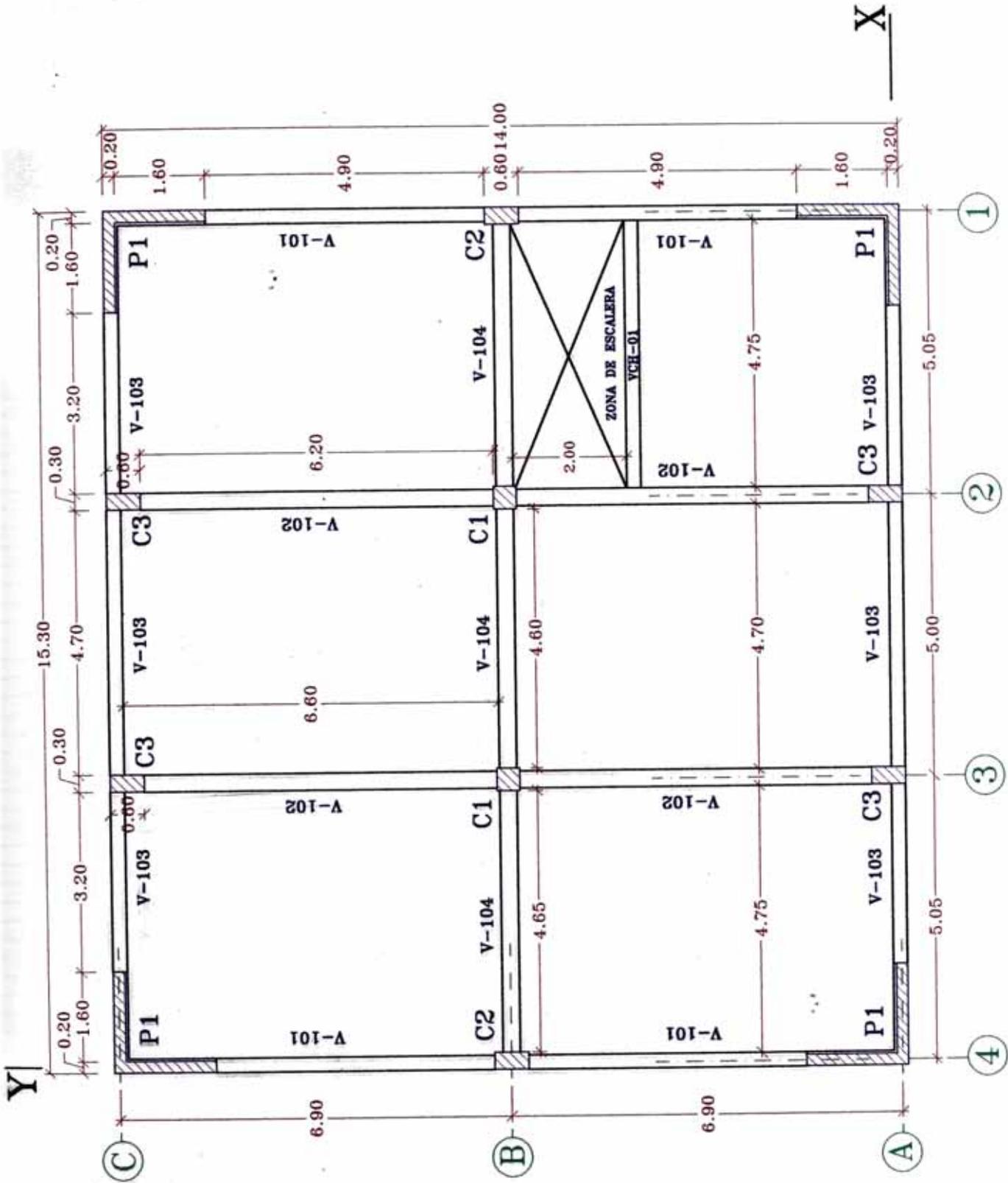
1.7 Propiedades de los materiales.-

Los materiales a usar en el presente proyecto son :

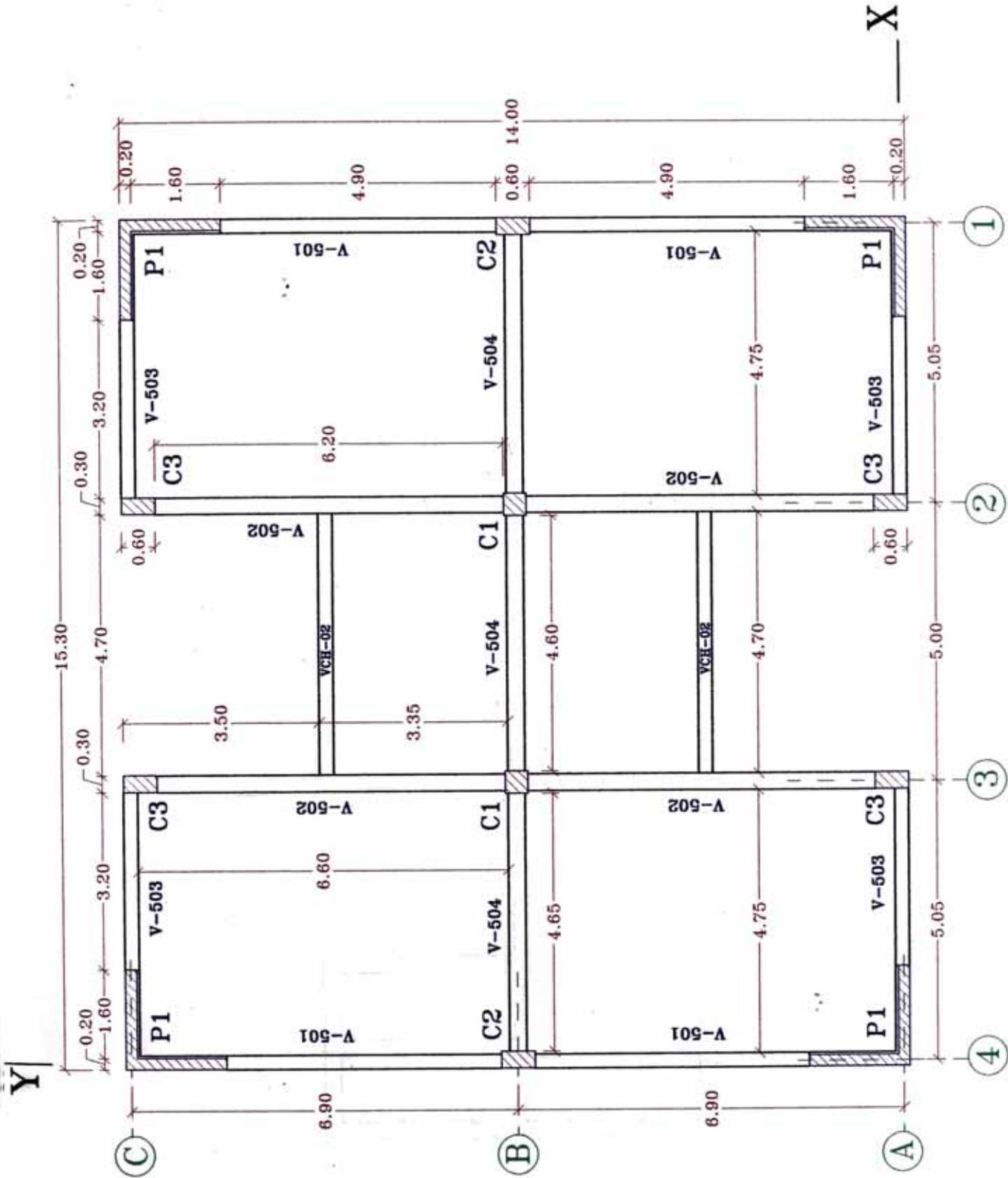
- Concreto.- El concreto considerado en el diseño de la totalidad de elementos estructurales es el de f'c 210 kg/cm²; valor que corresponde a su resistencia a la compresión a los 28 días.
- Acero.- Barras de acero rectas de sección circular, con resaltes Hi-bond de alta adherencia con el concreto, cuyo esfuerzo de fluencia es de : fy = 4200 kg/cm².

1.8 Capacidad admisible del terreno.-

Gran parte de la ciudad de Lima presenta un terreno gravoso (grava y arena) al que se le denomina comúnmente cascajo u hormigón, el cual proporciona una resistencia del orden de 3.5 kg/cm².



PLANTA TIPICA FINAL 1°, 2°, 3° y 4° NIVEL (Fig. 3) Escala 1:100



PLANTA TIPICA FINAL : 5° NIVEL (Fig. 4) Escala : 1/100

ESQUEMA DEL PORTICO TIPO I CON PLACAS EN LOS EXTREMOS

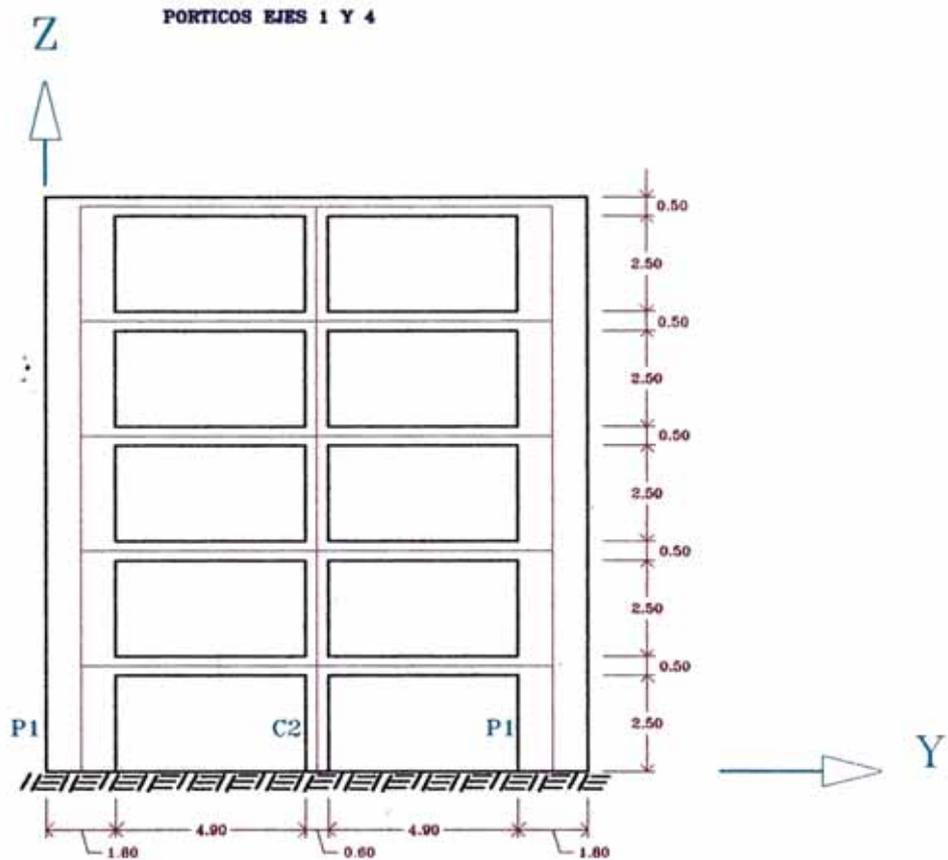


Fig. 5a

ESQUEMA DEL PORTICO TIPO II USANDO COLUMNAS
PORTICOS EJES 2 Y 3

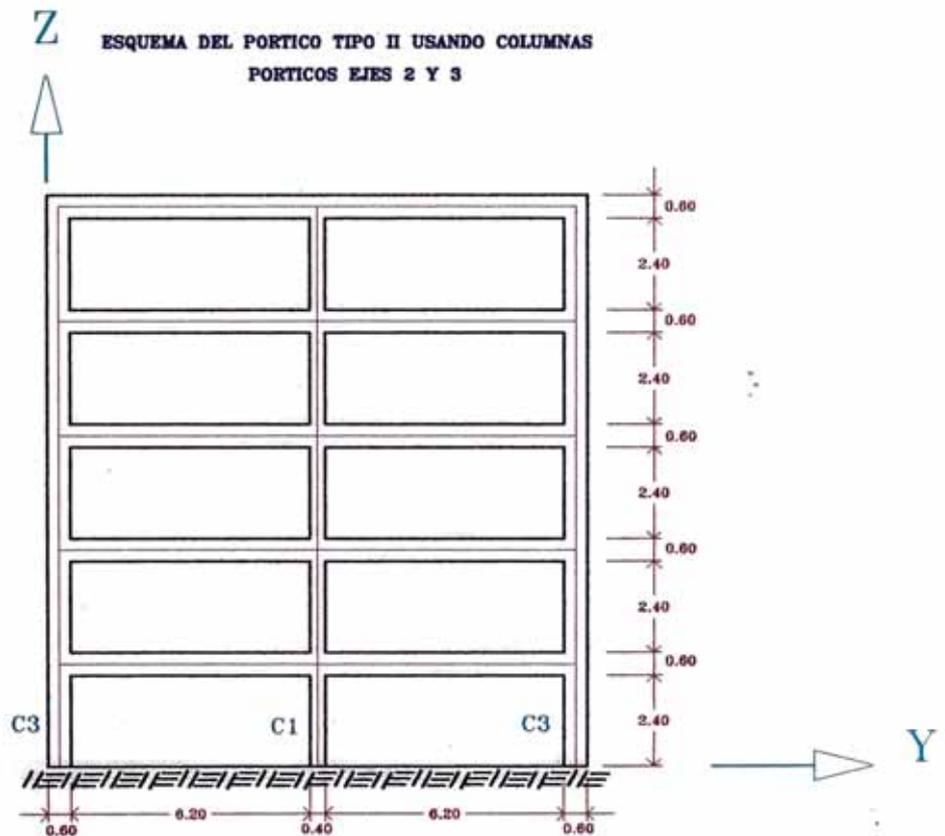


Fig. 5b

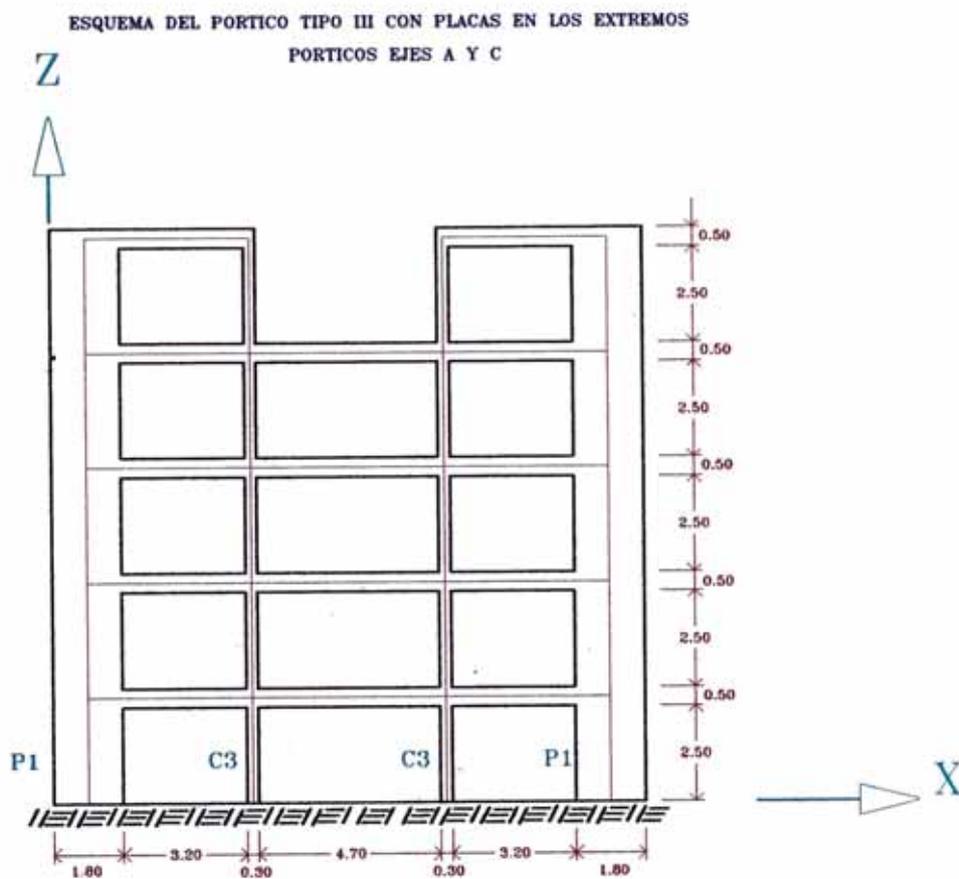


Fig. 5c

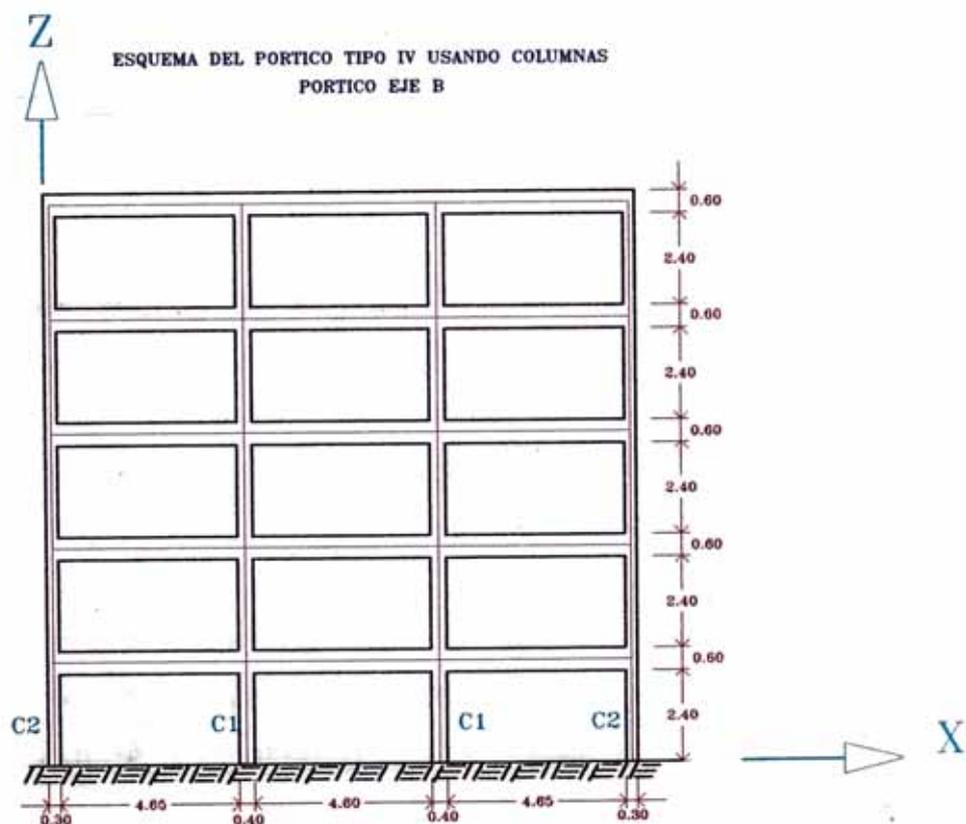


Fig. 5d

CAPITULO II

Predimensionamiento y Estimación de cargas

2.1 Generalidades.-

En éste capítulo se indican criterios y recomendaciones prácticas para el predimensionamiento de los elementos principales como son las vigas, columnas, losas aligeradas y placas. Para predimensionar se toma de referencia las plantas mostradas en las **Fig. 1 y 2.**

2.2 Predimensionamiento de Losa Aligerada.-

El peralte mínimo de losas aligeradas (h) para no verificar deflexiones en una dirección y además teniendo extremos continuos está dado por la siguiente relación :

$$h = \frac{L}{20} \cong \frac{L}{25} \dots\dots\dots(2.1)$$

donde L es la luz libre entre apoyos de la losa aligerada. Luego en la dirección del eje de las viguetas (menor vano) se tiene :

$$h = \frac{L}{25} = \frac{5}{25} = 0.20 \text{ m.} \rightarrow$$

$$\text{Peso de la Losa aligerada} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

2.3 Predimensionamiento de Vigas.-

Es usual emplear la siguiente expresión básica, que a su vez nos dá valores bastantes próximos al dimensionamiento real de vigas principales y/o secundarias :

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

- Donde : h → Peralte total de la viga en m.
- w_u → Carga última repartida en kg/cm²
- ln → longitud de la viga en m.

Haciendo la aplicación para una edificación tipo vivienda se tiene :

Uso → Viviendas → Sobrecarga = $200 \frac{kg}{m^2}$

Metrado de cargas para determinar W_u

P.P. Losa Aligerada e=.20 m. : $300 \frac{kg}{m^2}$

P. Tabiquería : $180 \frac{kg}{m^2}$

P. Acabados : $120 \frac{kg}{m^2}$

$W_D = 600 \frac{kg}{m^2}$

S/C : $200 \frac{kg}{m^2}$

$W_L = 200 \frac{kg}{m^2}$

Luego $W_u = 1.5W_D + 1.8 W_L$

$W_u = 1.5(600) + 1.8 (200) = 1260 \frac{kg}{m^2} = 0.126 \frac{kg}{cm^2}$

Luego reemplazando en la expresión (2.2)

$$h = \frac{\ln x \sqrt{w_u}}{4.01} = \frac{\ln x \sqrt{0.126}}{4.01} = \frac{\ln}{12} \rightarrow$$

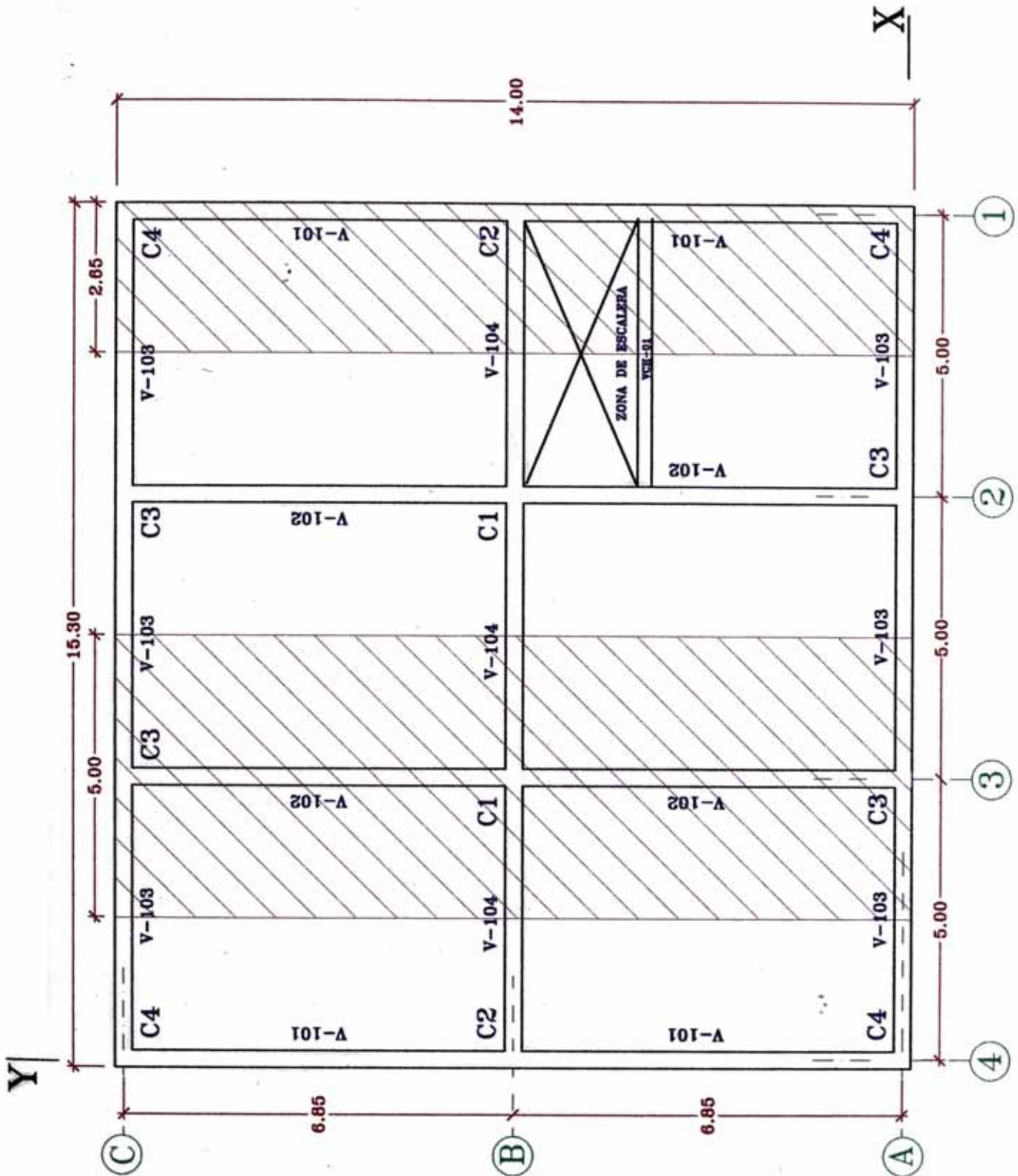
$$h = \frac{\ln}{12} \dots\dots\dots (2.3)$$

Además el ancho "b" de la viga esta dado por:

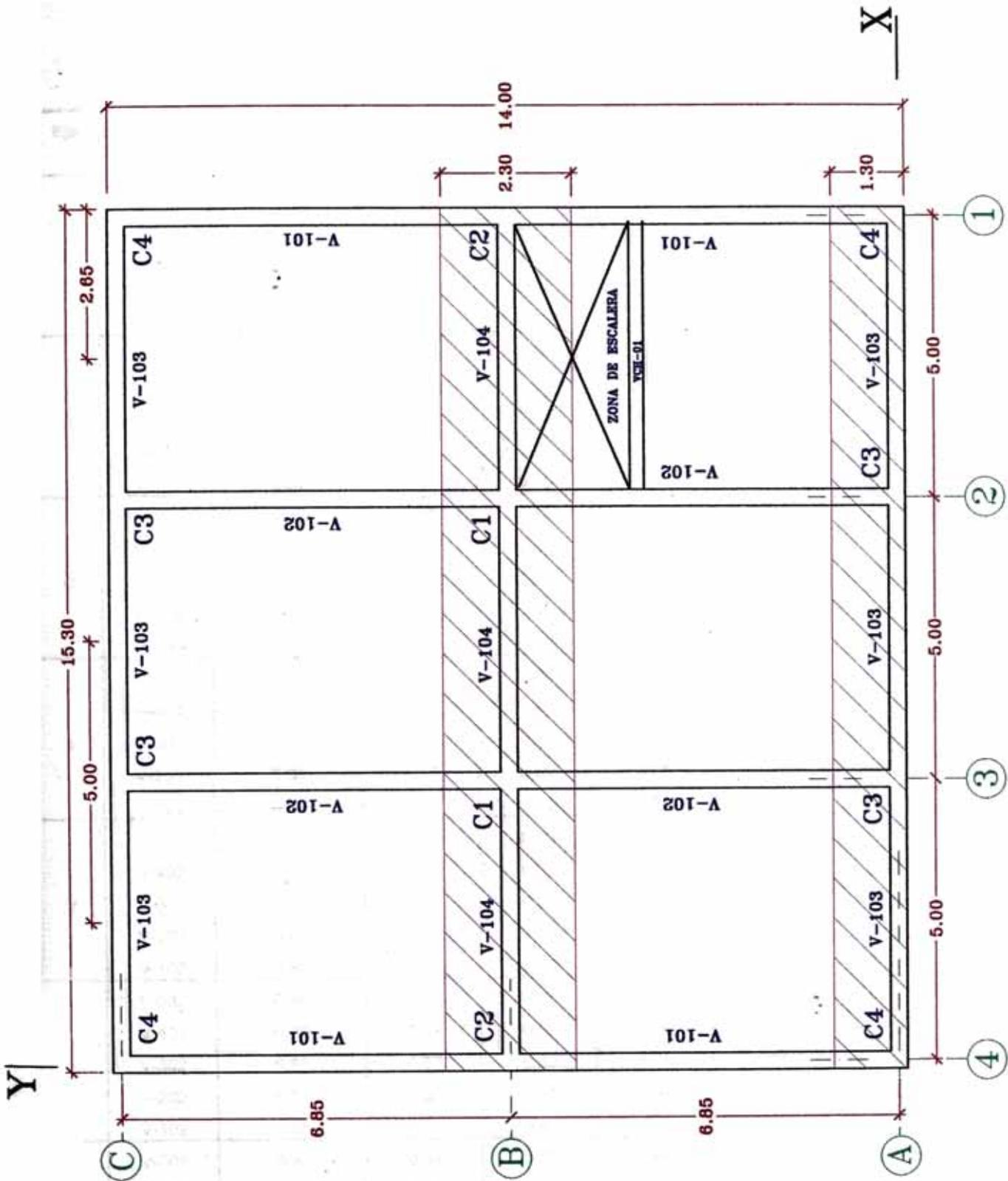
$$b = \frac{B}{20} \dots\dots\dots (2.4)$$

donde B es la longitud de influencia de la carga de gravedad actuante.

En las **Fig. 6 y 7**, se muestra los anchos tributarios (B) tanto para las vigas principales como para las vigas secundarias.



AREA DE INFLUENCIA - VIGAS PRINCIPALES (Fig. 6) Escala 1:100



AREA DE INFLUENCIA - VIGAS SECUNDARIAS (Fig. 7) Escala 1:100

CUADRO N° 1

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Eje	Viga	Luz Libre (m) (L)	h (m) L/12	Usar h (m)	Ancho Trib. (B)	b (m) B/20	Usar b (m)
A	V-503	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-403	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-303	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-203	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-103	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
B	V-504	5.00	0.42	0.50	2.30	0.115	0.25
	V-404	5.00	0.42	0.50	2.30	0.115	0.25
	V-304	5.00	0.42	0.50	2.30	0.115	0.25
	V-204	5.00	0.42	0.50	2.30	0.115	0.25
	V-104	5.00	0.42	0.50	2.30	0.115	0.25
C	V-503	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-403	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-303	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-203	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-103	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
1	V-501	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-401	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-301	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-201	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-101	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
2	V-502	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-402	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-302	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-202	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-102	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
3	V-502	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-402	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-302	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-202	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-102	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
4	V-501	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-401	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-301	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-201	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-101	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30

Ejes A, B, y C corresponde a los pórticos secundarios
Ejes 1,2,3, y 4 corresponde a los pórticos principales

En **zonas sísmicas** como es el caso del presente proyecto, el ACI 89 recomienda para vigas principales lo siguiente

- a) $b \geq 25 \text{ cm}$
- b) $\frac{b}{h} \geq 0.3$
- c) $l_n \geq 4h$

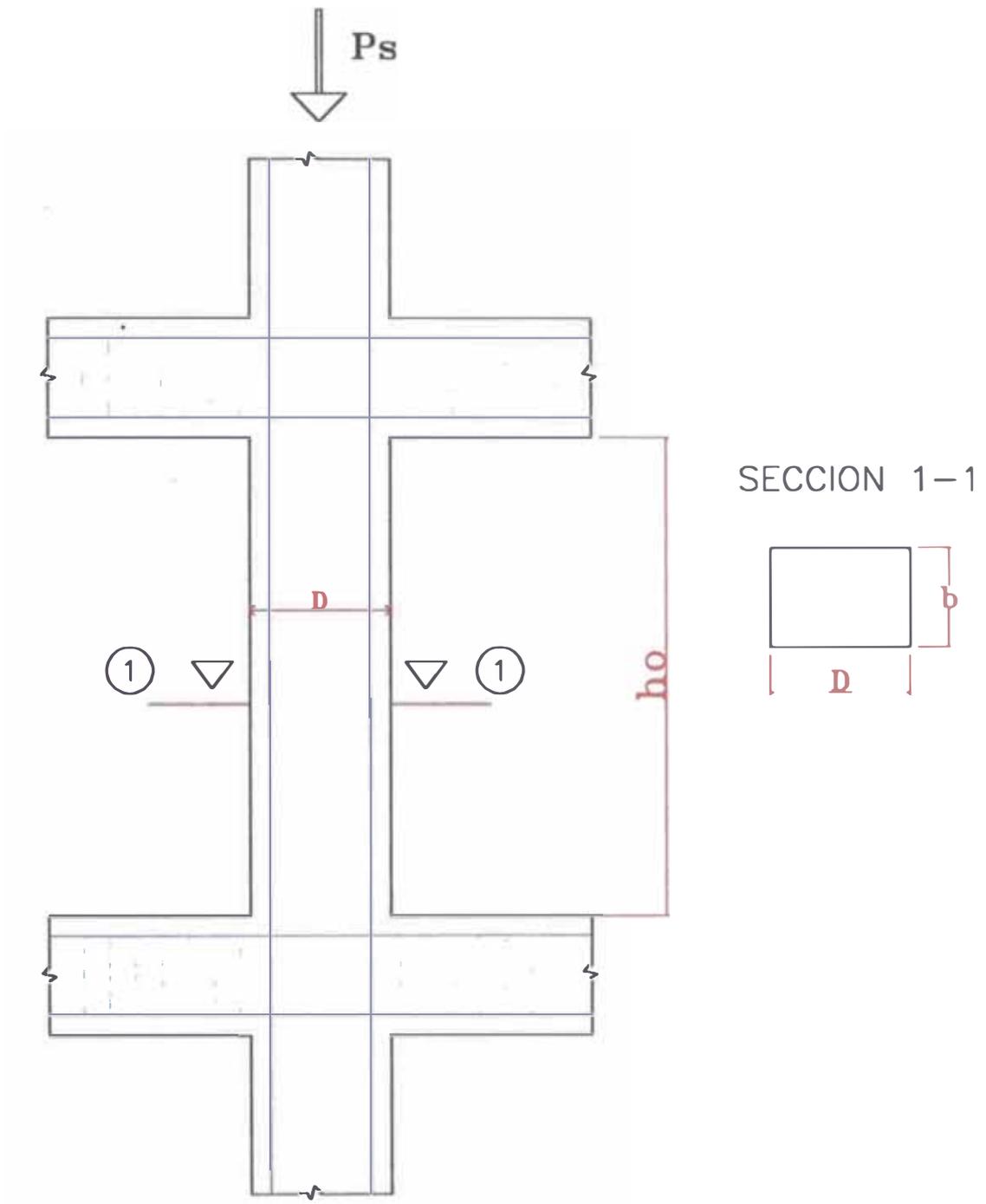
Otra recomendación del código es que el dimensionamiento de vigas secundarias, en zonas de alto riesgo sísmico debe de hacerse como si fuese una viga principal.

Luego haciendo uso de las expresiones (2.3) y (2.4) se hace el predimensionamiento de las vigas y se muestra en el **Cuadro N° 1**.

2.4 Predimensionamiento de Columnas en sistemas aperticados.-

En el Japón, en el año 1968, a raíz de un sismo, conocido como sismo de Tokachi que ocasionó considerables daños en la infraestructura, colapsaron una serie de columnas de concreto armado. A consecuencia de los estragos de este sismo, los Japoneses diseñaron un proyecto de investigación que se llevó a cabo durante cinco años. De este proyecto de investigación se tuvieron como resultados importantes conclusiones respecto a la relación de esbeltez ($\frac{h_o}{D}$), definiendo a partir de ella los tipos de falla en columnas los cuales son:

Si $\frac{h_o}{D} \leq 2$ Todas las columnas fallaban por fuerza cortante, siendo ésta falla de tipo frágil (fenómeno de columna corta).



h_o es la altura libre o altura efectiva.

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

P_s es la carga vertical incluyendo el efecto de sismo.

Fig. N° 8

- Si $2 < \frac{h_o}{D} < 4$ Este caso implica una situación de incertidumbre.
- Si $\frac{h_o}{D} \geq 4$ Todas las columnas fallaban por efecto de una falla dúctil.

Las medidas h_o y D se muestra en la **Fig. N° 8**

Además de los tres ítems descritos se determinó el rango de aplastamiento de una columna mediante el índice de aplastamiento (η), el cual se da mediante la ecuación :

$$\eta = \frac{Ps}{b D f'c} \dots\dots\dots(2.5) \text{ y } Ps = \alpha PG$$

Donde : η es el índice de aplastamiento y $\eta < 1/3$
 Ps es la carga vertical incluyendo el efecto de sismo.
 PG es la carga vertical o de gravedad.
 b, D son dimensiones de la sección de la columna.

Haciendo uso de la ecuación (2.5) se plantea las siguientes ecuaciones para el predimensionamiento de columnas:

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

$$b \times D = \frac{1.10 \times PG}{0.30 \times f'c} \dots\dots\dots(2.6)$$

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

$$b \times D = \frac{1.25 \times PG}{0.25 \times f'c} \dots\dots (2.7)$$

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

$$b \times D = \frac{1.50 \times PG}{0.20 \times f'c} \dots\dots (2.8)$$

Donde para todos los casos :

$$PG = A \times W ;$$

A = Area tributaria

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

En la **Fig. N° 9** se muestra las áreas tributarias para cada tipo de columnas.

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

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

Un hecho importante es que la experiencia y La buena práctica profesional en el análisis de estructuras aporricadas recomienda que la rigidez lateral a lo alto de la edificación sea del mismo orden de magnitud, esto se consigue si se mantiene la misma sección a lo alto de la edificación; además esto se cumple si las alturas de

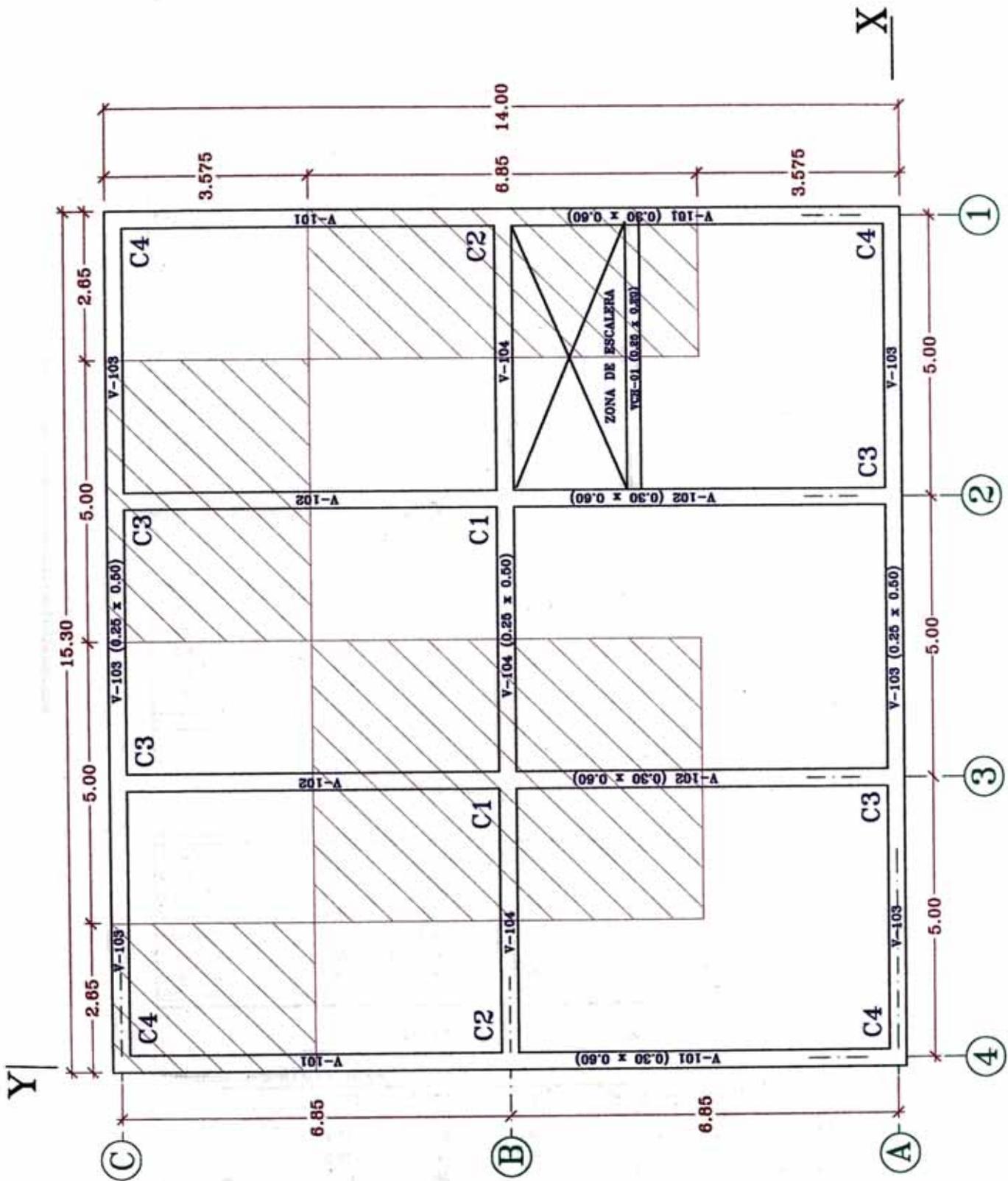
las columnas y el número de pisos del edificio son iguales en todas las direcciones.

Haciendo uso de las expresiones 2.6, 2.7 y 2.8, se presenta los **Cuadros 2, 3, 4 y 5** donde se muestra el procedimiento de predimensionar las secciones de las columnas.

En las **Fig. 10 y 11** se muestra en planta los cuatro tipos de columnas que resulta del procedimiento de predimensionar.

Comentario.- Las secciones de los elementos estructurales verticales obtenidas de la acción de predimensionar, no resultaron ser las adecuadas para las condiciones dadas, al hacer un análisis sísmico (Uso del programa A3s); sin embargo estas dimensiones nos dan una referencia de cómo debe de estar distribuido los elementos estructurales de tal forma que den rigidez a la estructura en conjunto.

Las **Fig. 3 y 4** presentadas anteriormente, muestran las plantas típicas finales con la distribución de elementos estructurales al haber sido verificadas su conformidad en su comportamiento sismorresistente mediante un análisis dinámico. Referente a ello se puede concluir, que al hacer uso de muros de corte se obtiene una disminución en la sección de las columnas que no han sido reemplazadas por placas o muros de corte.



AREA DE INFLUENCIA - COLUMNAS (Fig. 9) Escala 1:100

CUADRO N° 2

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Columna Central (C1) - Nivel 5

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	4.70	6.70		1	300	9447.00
Vigas X	4.70	0.25	0.50	1	2400	1410.00
Vigas Y	7.00	0.30	0.60	1	2400	3024.00
Acabados	5.00	7.00		1	120	4200.00
Tabiquería	5.00	7.00		1	180	6300.00
S/C Techo	5.00	7.00		1	150	5250.00
Total :						29631.00

517.37 cm2 30 20

Columna Central (C1) - Nivel 4

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	4.70	6.55		1	300	9235.50
Vigas X	4.70	0.25	0.50	1	2400	1410.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	5.00	6.85		1	120	4110.00
Tabiquería	5.00	6.85		1	180	6165.00
Columna	0.30	0.20	3.00	1	2400	432.00
S/C Piso	5.00	6.85		1	200	6850.00
Total :						31161.70

1061.46 cm2 30 40

Columna Central (C1) - Nivel 3

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	4.70	6.55		1	300	9235.50
Vigas X	4.70	0.25	0.50	1	2400	1410.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	5.00	6.85		1	120	4110.00
Tabiquería	5.00	6.85		1	180	6165.00
Columna	0.30	0.40	3.00	1	2400	864.00
S/C Piso	5.00	6.85		1	200	6850.00
Total :						31593.70

1613.10 cm2 45 45

Columna Central (C1) - Nivel 2

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	4.70	6.55		1	300	9235.50
Vigas X	4.70	0.25	0.50	1	2400	1410.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	5.00	6.85		1	120	4110.00
Tabiquería	5.00	6.85		1	180	6165.00
Columna	0.45	0.45	3.00	1	2400	1458.00
S/C Piso	5.00	6.85		1	200	6850.00
Total :						32187.70

2175.10 cm2 50 50

Columna Central (C1) - Nivel 1

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	4.70	6.55		1	300	9235.50
Vigas X	4.70	0.25	0.50	1	2400	1410.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	5.00	6.85		1	120	4110.00
Tabiquería	5.00	6.85		1	180	6165.00
Columna	0.50	0.50	4.50	1	2400	2700.00
S/C Piso	5.00	6.85		1	200	6850.00
Total :						33429.70

2758.80 cm2 55 55

USAR : Columna Central C-1 de: 0.60 x 0.60
En todos los niveles

CUADRO N° 3

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Columna Extrema - Pórtico Principal (C2) - Nivel 5

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.35	6.55		1	300	4617.75
Vigas X	2.35	0.25	0.50	1	2400	705.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	2.65	6.85		1	120	2178.30
Tabiquería	2.65	6.85		1	180	3267.45
S/C Techo	2.65	6.85		1	150	2722.88

Total : 16450.58

391.68 cm2 30 15

Columna Extrema - Pórtico Principal (C2) - Nivel 4

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.35	6.55		1	300	4617.75
Vigas X	2.35	0.25	0.50	1	2400	705.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	2.65	6.85		1	120	2178.30
Tabiquería	2.65	6.85		1	180	3267.45
Columna	0.30	0.15	3.00	1	2400	324.00
S/C Piso	2.65	6.85		1	200	3630.50

Total : 17682.20

812.69 cm2 30 30

Columna Extrema - Pórtico Principal (C2) - Nivel 3

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.35	6.55		1	300	4617.75
Vigas X	2.35	0.25	0.50	1	2400	705.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	2.65	6.85		1	120	2178.30
Tabiquería	2.65	6.85		1	180	3267.45
Columna	0.30	0.30	3.00	1	2400	648.00
S/C Piso	2.65	6.85		1	200	3630.50

Total : 18006.20

1241.40 cm2 30 45

Columna Extrema - Pórtico Principal (C2) - Nivel 2

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.35	6.55		1	300	4617.75
Vigas X	2.35	0.25	0.50	1	2400	705.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	2.65	6.85		1	120	2178.30
Tabiquería	2.65	6.85		1	180	3267.45
Columna	0.30	0.45	3.00	1	2400	972.00
S/C Piso	2.65	6.85		1	200	3630.50

Total : 18330.20

1677.84 cm2 30 60

Columna Extrema - Pórtico Principal (C2) - Nivel 1

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.35	6.55		1	300	4617.75
Vigas X	2.35	0.25	0.50	1	2400	705.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	2.65	6.85		1	120	2178.30
Tabiquería	2.65	6.85		1	180	3267.45
Columna	0.30	0.60	4.50	1	2400	1944.00
S/C Piso	2.65	6.85		1	200	3630.50

Total : 19302.20

2137.41 cm2 30 75

USAR : Columna Extrema de 0.30 x 0.80
En todos los niveles

CUADRO N° 4

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Columna Extrema - Pórtico Secundario (C3) - Nivel 5

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.350	3.275		1	300	2308.88
Vigas X	2.350	0.250	0.50	1	2400	705.00
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	2.650	3.575		1	120	1136.85
Tabiquería	2.650	3.575		1	180	1705.28
S/C Techo	2.650	3.575		1	150	1421.06
Total :						8821.46
210.035 cm2					30	10

Columna Extrema - Pórtico Secundario (C3) - Nivel 4

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	4.700	3.275		1	300	4617.75
Vigas X	4.700	0.250	0.50	1	2400	1410.00
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	5.000	3.575		1	120	2145.00
Tabiquería	5.000	3.575		1	180	3217.50
Columna	0.300	0.100	3.00	1	2400	216.00
S/C Piso	5.000	3.575		1	200	3575.00
Total :						16725.65
608.265 cm2					30	25

Columna Extrema - Pórtico Secundario (C3) - Nivel 3

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	4.700	3.275		1	300	4617.75
Vigas X	4.700	0.250	0.50	1	2400	1410.00
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	5.000	3.575		1	120	2145.00
Tabiquería	5.000	3.575		1	180	3217.50
Columna	0.300	0.250	3.00	1	2400	540.00
S/C Piso	5.000	3.575		1	200	3575.00
Total :						17049.65
1014.209 cm2					30	40

Columna Extrema - Pórtico Secundario (C3) - Nivel 2

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	4.700	3.275		1	300	4617.75
Vigas X	4.700	0.250	0.50	1	2400	1410.00
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	5.000	3.575		1	120	2145.00
Tabiquería	5.000	3.575		1	180	3217.50
Columna	0.300	0.400	3.00	1	2400	864.00
S/C Piso	5.000	3.575		1	200	3575.00
Total :						17373.65
1427.867 cm2					30	50

Columna Extrema - Pórtico Secundario (C3) - Nivel 1

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	4.700	3.275		1	300	4617.75
Vigas X	4.700	0.250	0.50	1	2400	1410.00
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	5.000	3.575		1	120	2145.00
Tabiquería	5.000	3.575		1	180	3217.50
Columna	0.300	0.500	4.50	1	2400	1620.00
S/C Piso	5.000	3.575		1	200	3575.00
Total :						18129.65
1859.53 cm2					30	70

USAR : Columna extrema de 0.30 x 0.80
En todos los niveles

CUADRO N° 5

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Columna de Esquina (C4) - Nivel 5

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.350	3.275		1	300	2308.88
Vigas X	2.350	0.300	0.45	1	2400	761.40
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	2.650	3.575		1	120	1136.85
Tabiquería	2.650	3.575		1	180	1705.28
S/C Techo	2.650	3.575		1	150	1421.06

Total : 8877.86

317.067 cm2 30 15

Columna de Esquina (C4) - Nivel 4

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.350	3.275		1	300	2308.88
Vigas X	2.350	0.300	0.45	1	2400	761.40
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	2.650	3.575		1	120	1136.85
Tabiquería	2.650	3.575		1	180	1705.28
Columna	0.300	0.150	3.00	1	2400	324.00
S/C Piso	2.650	3.575		1	200	1894.75

Total : 9675.55

662.622 cm2 30 25

Columna de Esquina (C4) - Nivel 3

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.350	3.275		1	300	2308.88
Vigas X	2.350	0.300	0.45	1	2400	761.40
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	2.650	3.575		1	120	1136.85
Tabiquería	2.650	3.575		1	180	1705.28
Columna	0.300	0.250	3.00	1	2400	540.00
S/C Piso	2.650	3.575		1	200	1894.75

Total : 9891.55

1015.892 cm2 30 35

Columna de Esquina (C4) - Nivel 2

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.350	3.275		1	300	2308.88
Vigas X	2.350	0.300	0.45	1	2400	761.40
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	2.650	3.575		1	120	1136.85
Tabiquería	2.650	3.575		1	180	1705.28
Columna	0.300	0.350	3.00	1	2400	756.00
S/C Piso	2.650	3.575		1	200	1894.75

Total : 10107.55

1376.875 cm2 30 50

Columna de Esquina (C4) - Nivel 1

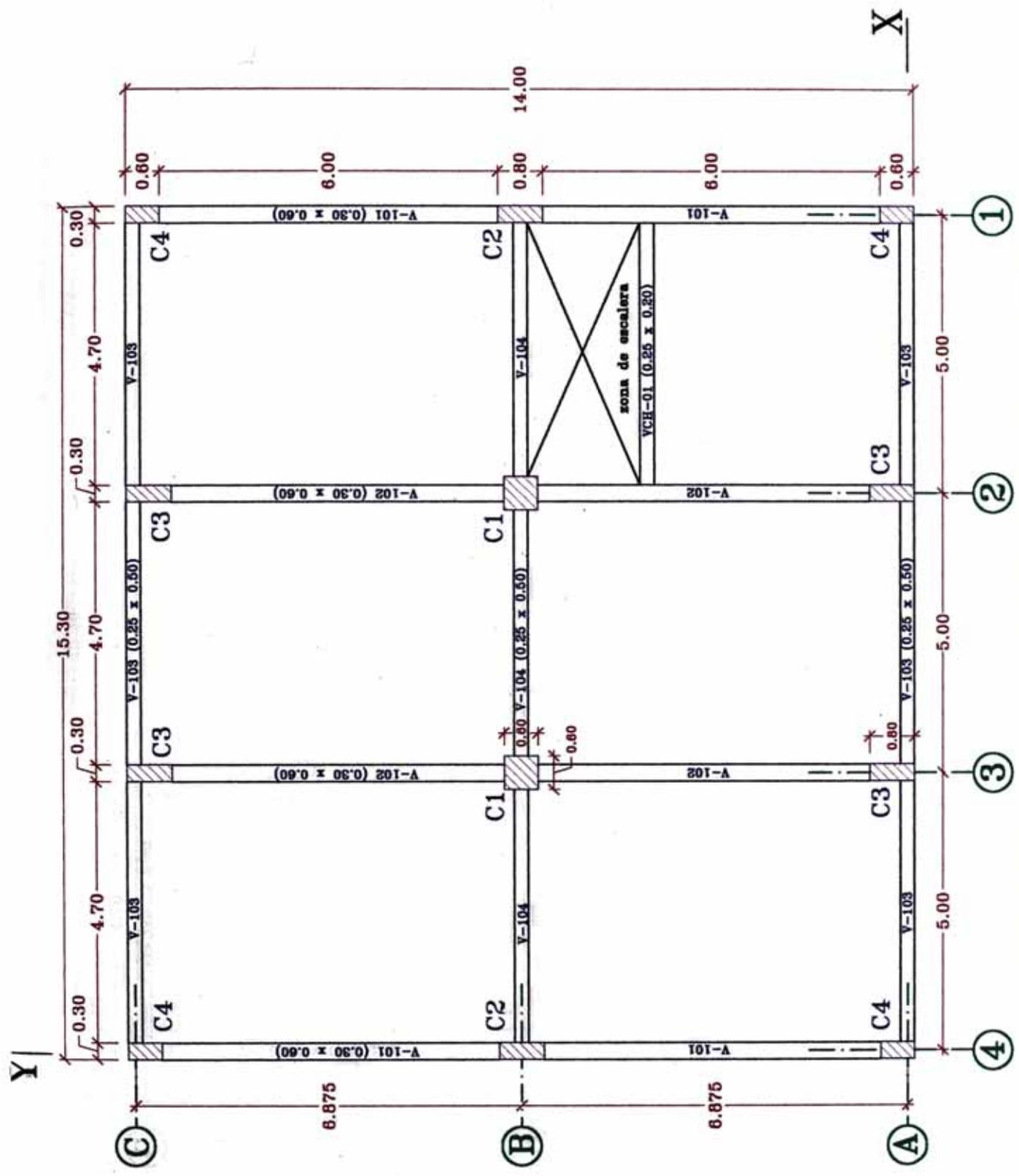
Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.350	3.275		1	300	2308.88
Vigas X	2.350	0.300	0.45	1	2400	761.40
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	2.650	3.575		1	120	1136.85
Tabiquería	2.650	3.575		1	180	1705.28
Columna	0.300	0.500	4.50	1	2400	1620.00
S/C Piso	2.650	3.575		1	200	1894.75

Total : 10971.55

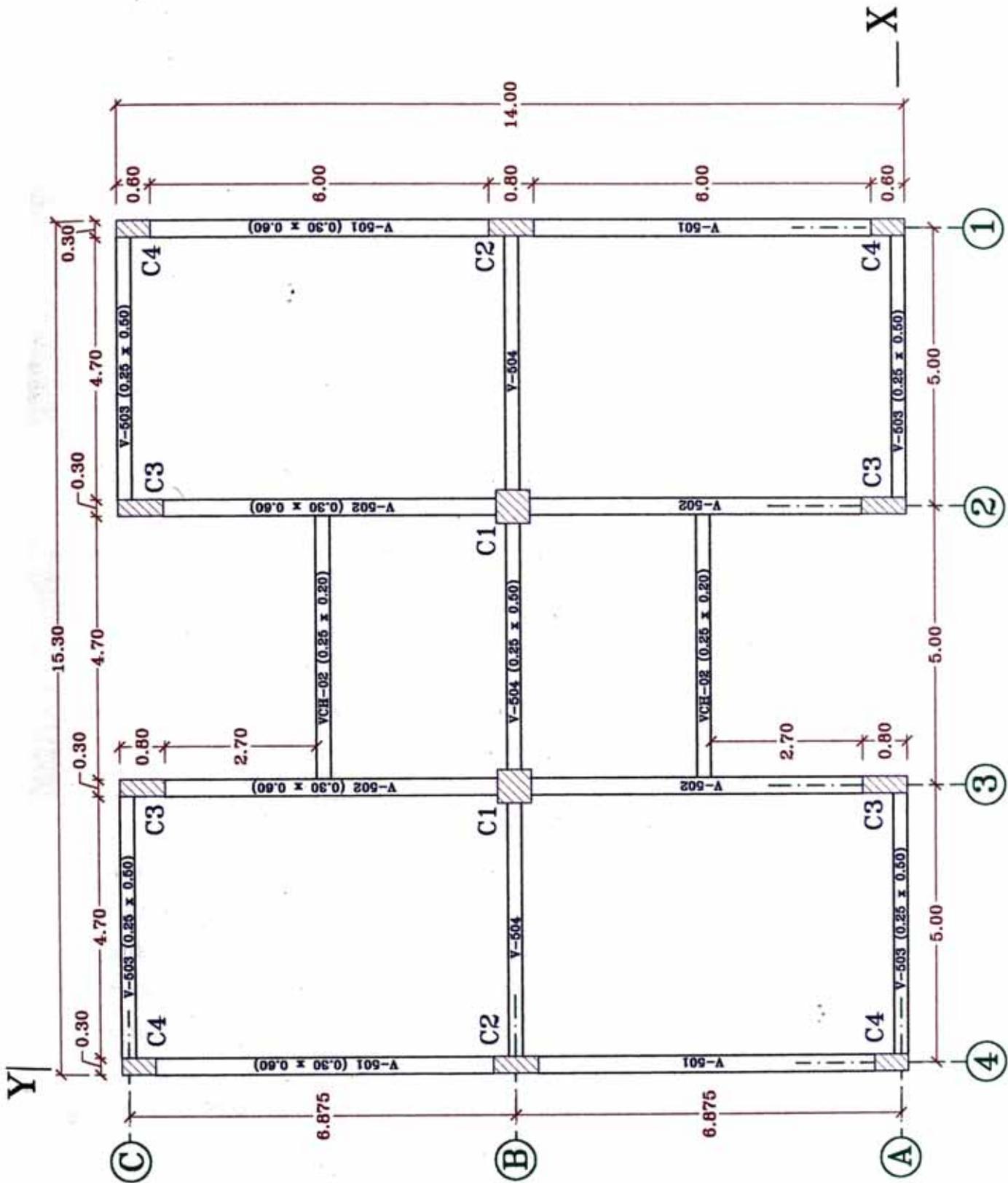
1768.72 cm2 30 60

USAR : Columna de Esquina 0.30 x 0.60
En todos los niveles

Comentario : La sección anterior es suficiente para soportar cargas de gravedad, pero debido a excesivos desplazamientos laterales por acción de fuerzas sísmicas, se rigidizará en la ubicación de estas columnas, colocando en su lugar placas de 1.80 m x 0.20 m.



PLANTA - ELEMENTOS PREDIMENSIONADOS - 1°, 2°, 3° y 4° NIVEL (Fig. 10) Escala 1:100



PLANTA - ELEMENTOS PREDIMENSIONADOS - 5° NIVEL (Fig. 11) Escala : 1/100

CAPITULO III

Peso de la Edificación y Parámetros de Diseño

3.1 Peso de la Edificación.-

La Norma Técnica de Edificación E-030 Diseño Sismorresistente indica que el peso (P), se calcula adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera :

En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva; y en azoteas y techos en general también se tomará el 25% de la carga viva.

De acuerdo a lo mencionado, se presenta el **Cuadro N° 6** para mostrar en detalle el procedimiento de cálculo del peso de la estructura.

3.2 Masa de la Edificación.-

La determinación de éste parámetro se apoya en el cálculo del peso de la Edificación por niveles (ítem anterior).

Las fuerzas de inercia se consideran concentradas en los niveles que corresponden a las losas de entrepiso. En cada nivel se incluyen las masas de las losas y vigas y una fracción de la sobrecarga, así como la mitad de las masas de los muros, columnas y placas en los dos entrepisos adyacentes.

En la **Fig. N° 12** se muestra la elevación típica de la estructura, indicándose las masas en cada nivel.

CUADRO N° 6

Cálculo del Peso de la Edificación P :

QUINTO NIVEL	Peso (Kg/m2)	Area (m2)	Longitud (m)	Peso (Kg)	Masa (Ton - seg2/m)
Peso de Losa 5to. Nivel	300	156.89		47067.00	
Peso de Viga V - X (.25x.50)	2400	0.13	12.80	3993.60	
Peso de Viga V - X (.30x.60)	2400	0.18	13.90	6004.80	
Peso de Viga V - Y (.25x.50)	2400	0.13	19.60	6115.20	
Peso de Viga V - Y (.30x.60)	2400	0.18	24.80	10713.60	
Peso de Columnas y Placas	2400	4.12	1.50	14832.00	
Peso de Acabados	120	180.95		21714.00	
25 % Sobrecarga techo	37.5	180.95		6785.63	
Total :				117225.83	11.95

CUARTO NIVEL	Peso (Kg/m2)	Area (m2)	Longitud (m)	Peso (Kg)	Masa (Ton - seg2/m)
Peso de Losa 4to. Nivel	300	187.44		56232.00	
Peso de Viga V - X (.25x.50)	2400	0.13	22.20	6926.40	
Peso de Viga V - X (.30x.60)	2400	0.18	13.90	6004.80	
Peso de Viga V - Y (.25x.50)	2400	0.13	19.60	6115.20	
Peso de Viga V - Y (.30x.60)	2400	0.18	24.80	10713.60	
Peso de Columnas y Placas	2400	4.12	3.00	29664.00	
Peso de Acabados	120	214.20		25704.00	
Peso de Tabiquería	180	214.20		38556.00	
25 % Sobrecarga piso típ.	50	214.20		10710.00	
Total :				190626.00	19.43

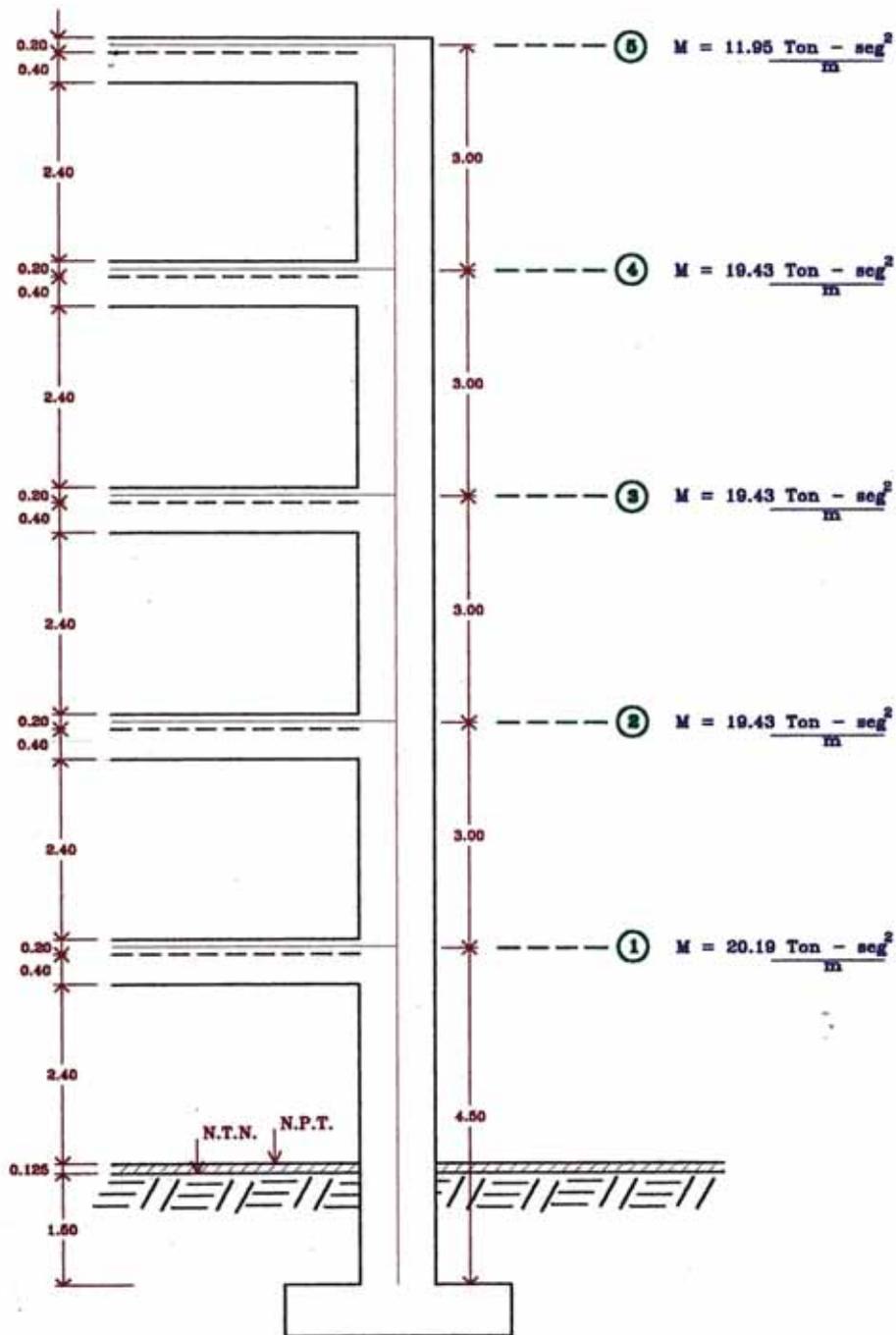
TERCER NIVEL	Peso (Kg/m2)	Area (m2)	Longitud (m)	Peso (Kg)	Masa (Ton - seg2/m)
Peso de Losa 3er. Nivel	300	187.44		56232.00	
Peso de Viga V - X (.25x.50)	2400	0.13	22.20	6926.40	
Peso de Viga V - X (.30x.60)	2400	0.18	13.90	6004.80	
Peso de Viga V - Y (.25x.50)	2400	0.13	19.60	6115.20	
Peso de Viga V - Y (.30x.60)	2400	0.18	24.80	10713.60	
Peso de Columnas y Placas	2400	4.12	3.00	29664.00	
Peso de Acabados	120	214.20		25704.00	
Peso de Tabiquería	180	214.20		38556.00	
25 % Sobrecarga piso típ.	50	214.20		10710.00	
Total :				190626.00	19.43

SEGUNDO NIVEL	Peso (Kg/m2)	Area (m2)	Longitud (m)	Peso (Kg)	Masa (Ton - seg2/m)
Peso de Losa 2do. Nivel	300	187.44		56232.00	
Peso de Viga V - X (.25x.50)	2400	0.13	22.20	6926.40	
Peso de Viga V - X (.30x.60)	2400	0.18	13.90	6004.80	
Peso de Viga V - Y (.25x.50)	2400	0.13	19.60	6115.20	
Peso de Viga V - Y (.30x.60)	2400	0.18	24.80	10713.60	
Peso de Columnas y Placas	2400	4.12	3.00	29664.00	
Peso de Acabados	120	214.20		25704.00	
Peso de Tabiquería	180	214.20		38556.00	
25 % Sobrecarga piso típ.	50	214.20		10710.00	
Total :				190626.00	19.43

PRIMER NIVEL	Peso (Kg/m2)	Area (m2)	Longitud (m)	Peso (Kg)	Masa (Ton - seg2/m)
Peso de Losa 1er. Nivel	300	187.44		56232.00	
Peso de Viga V - X (.25x.50)	2400	0.13	22.20	6926.40	
Peso de Viga V - X (.30x.60)	2400	0.18	13.90	6004.80	
Peso de Viga V - Y (.25x.50)	2400	0.13	19.60	6115.20	
Peso de Viga V - Y (.30x.60)	2400	0.18	24.80	10713.60	
Peso de Columnas y Placas	2400	4.12	3.75	37080.00	
Peso de Acabados	120	214.20		25704.00	
Peso de Tabiquería	180	214.20		38556.00	
25 % Sobrecarga piso típ.	50	214.20		10710.00	
Total :				198042.00	20.19

Peso total del Edificio: **887 Ton.**

ELEVACION DE ENTREPISOS Y MASAS



Escala 1:100

Fig. N° 12

3.3 Momento polar de Inercia de Masas.-

Esta definido por la expresión:

$$J_o = M \times R_o^2$$

Si las masas estan uniformemente distribuídas, los momentos polares de inercia pueden determinarse a partir de las propiedades del área de la losa (planta), suponiendo que el radio de giro (R_o) de las **masas** es el mismo que el de las **áreas**.

Haciendo uso de las hojas de cálculo del Dr. Hugo Scaletti F. (**Cuadro N° 7** y **cuadro N° 8**) se determina los radios de giro de las plantas típicas.

Parámetros a usar en el Análisis Dinámico

Nivel	Jo Area	Area	$R_o^2 = \frac{J_o}{A}$	Masa	$J_o(masa) = M R_o^2$
5	6.6762E+03	181.30	36.82	11.95	440
4	7.6771E+03	214.20	35.84	19.43	696.37
3	7.6771E+03	214.20	35.84	19.43	696.37
2	7.6771E+03	214.20	35.84	19.43	696.37
1	7.6771E+03	214.20	35.84	20.19	723.61

3.4 Inercia de las placas.-

La inercia de las placas en L en la dirección en que se analice, su contribución es la de la placa en la dirección de análisis más una porción de la placa en dirección transversal equivalente a dos veces el espesor de la placa aproximadamente.

En el **Cuadro N°9** (hoja de cálculo del Dr. Hugo Scaletti F.) se muestra la aplicación para determinar la inercia de la sección de la placa en L. El usado es el I_y si el pórtico que se analiza esta orientado en la dirección X.

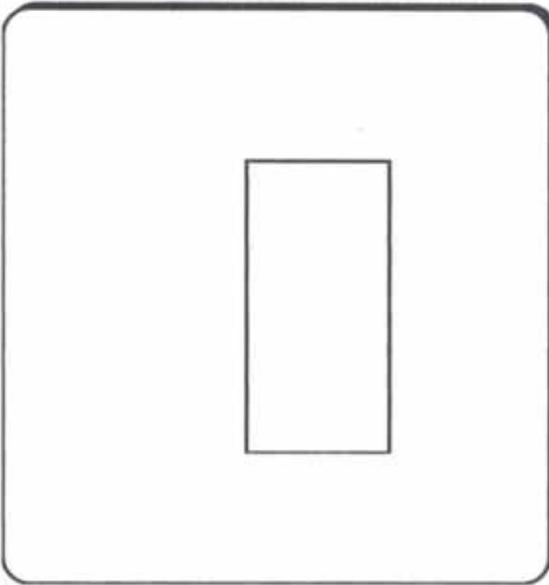
CUADRO N° 7

Propiedades de un Área Definida por las Coordenadas de sus Vértices

HSF 1995

Coordenadas de los Vértices		
	x	y
1	0.00	0.00
2	15.30	0.00
3	15.30	14.00
4	0.00	14.00
5	0.00	0.00
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		

Círculos: agregar (R+) o descontar (R-)		
R	x	y



A = 214.200

Ejes Originales
 $y_{max} = 14.000$
 $y_{min} = 0.000$
 $lx = 1.3994E+04$
 $ly = 1.6714E+04$
 $lxy = 1.1470E+04$
 $J = 2.8184E+04$

Ejes Baricéntricos
 $x = 7.650$
 $y = 7.000$
 $lx = 3.4986E+03$
 $ly = 4.1785E+03$
 $lxy = 0.0000E+00$
 $J = 7.6771E+03$
 $i = 5.987$
 $S_{top} = 4.9980E+02$
 $S_{bot} = 4.9980E+02$

Ejes Principales
 $\phi = 90.00$
 $lx = 4.1785E+03$
 $ly = 3.4986E+03$

Los vértices deben darse en sentido antihorario si el área es positiva y en sentido horario si es negativa
 Cada bloque correspondiente a un perímetro, exterior o interior, debe terminarse con una línea en blanco

Propiedades de un Área Definida por las Coordenadas de sus Vértices

HSF 1995

CUADRO N° 8

Coordenadas de los Vértices		Círculos: agregar (R+) o descontar (R-)		A = 181.300	
	x	y	R	x	y
1	0.00	0.00			
2	5.30	0.00			
3	5.30	3.50			
4	10.00	3.50			
5	10.00	0.00			
6	15.30	0.00			
7	15.30	14.00			
8	10.00	14.00			
9	10.00	10.50			
10	5.30	10.50			
11	5.30	14.00			
12	0.00	14.00			
13	0.00	0.00			
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
23					
24					
25					

Ejes Originales $y_{max} = 14.000$ $y_{min} = 0.000$ $lx = 1.1442E+04$ $ly = 1.4728E+04$ $lxy = 9.7086E+03$ $J = 2.4437E+04$

Ejes Baricéntricos $x = 7.650$ $y = 7.000$ $lx = 2.5582E+03$ $ly = 4.1179E+03$ $lxy = 0.0000E+00$ $J = 6.6762E+03$ $i = 6.068$ $S_{top} = 3.6546E+02$ $S_{bot} = 3.6546E+02$
--

Ejes Principales $\phi = 90.00$ $lx = 4.1179E+03$ $ly = 2.5582E+03$

Los vértices deben darse en sentido antihorario si el área es positiva y en sentido horario si es negativa
 Cada bloque correspondiente a un perimetro, exterior o interior, debe terminarse con una línea en blanco

Propiedades de un Área Definida por las Coordenadas de sus Vértices

HSF 1995

CUADRO N° 9

Coordenadas de los Vértices		Círculos: agregar (R+) o descontar (R-)	
	x	y	R
1	0.00	0.00	
2	1.80	0.00	
3	1.80	0.20	
4	0.20	0.20	
5	0.20	0.60	
6	0.00	0.60	
7	0.00	0.00	
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			

A = 0.440

Ejes Originales
$y_{max} = 0.600$
$y_{min} = 0.000$
$lx = 1.8667E-02$
$ly = 3.8987E-01$
$lxy = 3.5600E-02$
$J = 4.2547E-01$

Ejes Baricéntricos
$x = 0.755$
$y = 0.155$
$lx = 8.1576E-03$
$ly = 1.3936E-01$
$lxy = -1.5709E-02$
$J = 1.4752E-01$
$i = 0.579$
$S_{top} = 1.8313E-02$
$S_{bot} = 5.2781E-02$

Ejes Principales
$\phi = 83.27$
$lx = 1.4121E-01$
$ly = 6.3029E-03$

Los vértices deben darse en sentido antihorario si el área es positiva y en sentido horario si es negativa
Cada bloque correspondiente a un perimetro, exterior o interior, debe terminarse con una línea en blanco

CAPITULO IV

Análisis Sísmico

4.1 Generalidades.-

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

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

4.2 Filosofía del diseño sismorresistente.-

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

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

4.3 De los planos y documentos del proyecto.-

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán llevar la firma de un ingeniero civil colegiado, quien será el

único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

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

- a) Sistema estructural sismorresistente.
- b) Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- c) Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

4.4 Parámetros de sitio.-

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

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

TABLA N° 1 FACTORES DE ZONA	
ZONA	FACTOR DE ZONA - Z (g)
3	0.40
2	0.30
1	0.15

4.5 Condiciones geotécnicas.-

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

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

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

Tabla N° 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	*	*

(*) 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 :

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

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

4.7 Métodos de Análisis Sísmicos.-

El análisis sísmico se realiza de muy diversas maneras, sin embargo son dos los más usados, ellos son el método estático y el método dinámico.

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

Dado que las características del proyecto a evaluar, edificio de cinco niveles de 15 m de altura, de configuración estructural regular, cumple con los requisitos para hacer el análisis sísmico por el método estático, desarrollaremos a continuación los dos métodos de análisis y se hará las comparaciones en la evaluación de resultados.

4.8 Análisis Estático - Resumen de parámetros sísmicos

4.8.1 Generalidades.-

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

4.8.2 Procedimiento de Análisis.-

a) Factor de zona :

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

Zona	Factor de Zona (Z)
3	0.4

b) Condiciones Geotécnicas :

La información que se tiene es que se trata de :

- Perfil de suelo : Tipo S₁
- Periodo de vibración : T_p (s) = 0.4 s
- Coefficiente S : S = 1.0

c) Factor de amplificación sísmica :

Definida por la siguiente expresión :

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

Donde:

T_p=Periodo fundamental de vibración del suelo.

T_p=0.4 s

T=Periodo fundamental de la estructura que para cada dirección se estima con la siguiente expresión :

$$T = \frac{h_n}{C_i} ; \quad h_n = \text{Altura total del edificio} \rightarrow$$

$$h_n = 15 \text{ m.}$$

$C_{t_x} = C_{t_y} = 45$, que de acuerdo a las normas este valor corresponde para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

$$T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{15}{45} = 0.33 \text{ s.}$$

Luego reemplazando valores en la expresión (α) se tiene:

$$C = 2.5 \left(\frac{0.40}{0.33} \right)^{1.25} = 3.18$$

Pero a su vez debe cumplirse que $C \leq 2.5 \rightarrow$

Como $C = 3.18 \rightarrow C = 2.50$

d) Categoría de la Edificación :

En concordancia a las categorías indicadas en las normas sismorresistentes (ver **Anexo N° 3**); el rubro Viviendas corresponde a la **Categoría C** - Edificaciones Comunes; cuyo coeficiente de uso e importancia es:

$$U = 1.0$$

e) Sistema estructural :

Corresponde a un **Sistema Dual** en el cual las fuerzas horizontales son resistidas por una combinación de pórticos y muros de concreto armado. La configuración estructural es del tipo regular.

Por lo tanto el Coeficiente de Reducción R a emplearse es el que corresponde a una estructura regular:

$$R_x = R_y = 10$$

(Ver **Anexo N° 4**).

f) Fuerza cortante en la base :

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

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

Donde $\frac{C}{R} = \frac{C_x}{R_x} = \frac{C_y}{R_y} = \frac{2.50}{10} = 0.25 \geq 0.1 \quad Ok!$

Luego reemplazando valores en (β)

$$V = V_x = V_y = \frac{0.4 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.50}{10} \times 887 \text{ Ton} = 88.70 \text{ Ton}$$

g) Distribución de la fuerza sísmica en altura :

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

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

Donde el período 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 - Fa se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

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

Para el caso particular de éste proyecto:

$$T = 0.33s < 0.7 s \rightarrow Fa = 0$$

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

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

Se muestra a continuación la distribución de la Fuerza Sísmica en altura.

CUADRO N° 10

Piso	Altura (m)	Peso (Ton)	Peso x A ltura	Fi (Ton)
5	15	117.23	1758.39	20.80
4	12	190.63	2287.51	27.06
3	9	190.63	1715.63	20.29
2	6	190.63	1143.76	13.53
1	3	198.04	594.13	7.03
Total :			7499.42	88.70

h) Efectos de Torsión :

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

Cuadro de excentricidades accidentales

Piso	e _x (m)	e _y (m)
5	1.53	1.40
4	1.53	1.40
3	1.53	1.40
2	1.53	1.40
1	1.53	1.40

Cuadro de Centro de Masas

Piso	C.M [x]	C.M. [y]
5	7.55	6.90
4	7.55	6.90
3	7.55	6.90
2	7.55	6.90
1	7.55	6.90

i) Uso del programa A3e vs.1.0 Del Doctor Hugo Scaletti Farina :

Se hace uso de este programa para hacer el análisis sísmico lineal pseudo - tridimensional de estructuras aporricadas de concreto armado mediante fuerzas estáticas equivalentes.

La distribución de fuerzas sísmicas actuantes en cada nivel se muestra en el **Cuadro N° 10**.

Se presenta en el **Anexo N° 5**, la corrida del programa A3e para el sistema estructural sismorresistente final, solamente para comparar los desplazamientos obtenidos en los entresijos de la estructura en conjunto con los obtenidos por el método dinámico (A3s), verificándose que el análisis **sísmico estático** es sumamente conservador, ya que para el análisis de un sistema estructural sismorresistente, el método estático presenta mayores desplazamientos (90% más que el obtenido por el método dinámico); o en su defecto; si se quiere que los desplazamientos por ambos métodos sean del mismo orden de magnitud, se requiere para el método estático, incrementar la rigidez del sistema estructural, conllevando a incrementar las secciones de las vigas y particularmente el de las columnas y placas.

4.9 Análisis Dinámico - Resumen de parámetros sísmicos**4.9.1 Generalidades.-**

El análisis dinámico de edificaciones se realiza 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 hacerse un análisis tiempo historia.

4.9.2 Análisis por Superposición Espectral.-**4.9.2.1 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.

4.9.2.2 Aceleración Espectral.-

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

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

Sólo se consideran las componentes horizontales del sismo. La no inclusión de la componente vertical se justifica por tratarse de una acción cualitativamente similar a las cargas verticales habituales. Si bien es cierto que las aceleraciones verticales del sismo producen incrementos (o decrementos) en los efectos debidos a la gravedad, se trata de acciones de muy corta duración, para las que todos los materiales muestran rigideces y resistencias mayores que las que se tienen para cargas de larga duración.

4.9.2.3 Criterios de Superposición.-

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

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

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

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

En cada dirección generalmente se consideran 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 de análisis.

En síntesis, en el análisis de estructuras de varios grados de libertad se observa que la respuesta dinámica puede obtenerse a través de la superposición de las respuestas de los modos normales de vibración, por lo tanto si disponemos de espectros de respuestas elásticas de sismos podemos conocer la respuesta máxima para cada modo de vibración y utilizando una combinación adecuada de ellos podemos estimar la repuesta máxima probable.

4.9.2.4 Fuerza Cortante Mínima en la Base.-

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

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

4.9.3 Procedimiento de Análisis.-

a) Determinación del Espectro de Diseño o Aceleración Espectral :

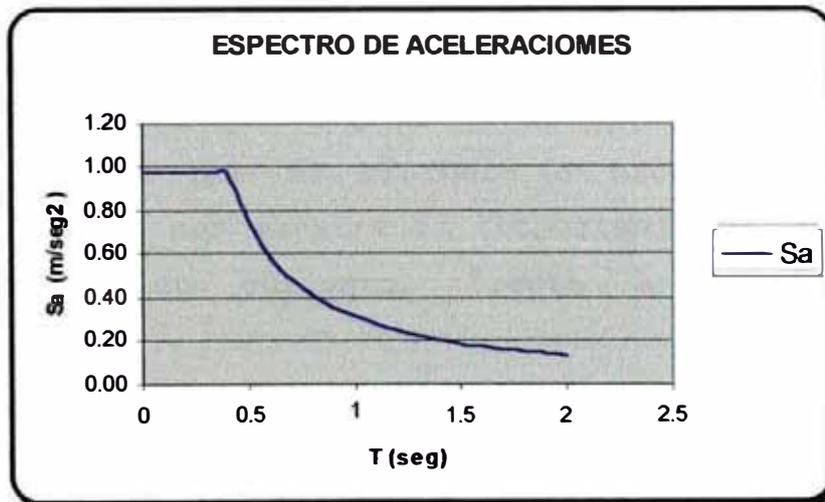
Se parte de los parámetros sísmicos ya conocidos, lo resumimos en el siguiente cuadro :

DATOS PARA EL CALCULO DE LA ACELERACION ESPECTRAL

PARAMETROS SISMICOS	DESCRIPCION
Z = 0.4	Factor de Zona
U = 1.0	Categoría de la Edificación
Tp = 0.4 s	Periodo fundamental de vibración del suelo
S = 1.0	Factor de amplificación del suelo
Rx = 10	Coficiente de reducción en dirección X
Ry = 10	Coficiente de reducción en dirección Y
g = 9.81 m/seg ²	Aceleración de la gravedad terrestre

ESPECTRO DE DISEÑO - REGLAMENTO E-030 DEL AÑO 1997

T	$C = 2.5 \left(\frac{0.40}{T} \right)^{1.25}$	ZUS/R	Sa _x = Sa _y
0.10	2.50	0.04	0.98
0.20	2.50	0.04	0.98
0.30	2.50	0.04	0.98
0.40	2.50	0.04	0.98
0.45	2.16	0.04	0.85
0.50	1.89	0.04	0.74
0.55	1.68	0.04	0.66
0.60	1.51	0.04	0.59
0.65	1.36	0.04	0.53
0.70	1.24	0.04	0.49
0.75	1.14	0.04	0.45
0.80	1.05	0.04	0.41
0.85	0.97	0.04	0.38
0.90	0.91	0.04	0.36
1.00	0.80	0.04	0.31



b) Uso del programa A3s vs.1.5d Del Doctor Hugo Scaletti Farina

Se hace uso de este programa para hacer el análisis sísmico lineal pseudo - tridimensional de estructuras

aporticadas de concreto armado mediante superposición modal espectral.

Este análisis nos permite determinar las dimensiones de los elementos del sistema estructural capaces de dar rigidez a toda la estructura en conjunto frente a acciones sísmicas.

El sistema estructural sismorresistente final del proyecto es el que se muestra en planta en las **Fig. 3 y 4**, conformada por cuatro placas en forma de L de 1.80 m. de longitud en cada cara por 0.20 m. de espesor, ubicadas en las esquinas del edificio; 6 columnas rectangulares de .30 x .60 m ubicadas en los extremos de los pórticos principales y secundarios y 2 columnas centrales de 0.40 x 0.40 m. Las vigas principales (Ejes 2 y 3) y la viga secundaria (Eje B) son de 0.30 x 0.60 m. Y las vigas perimetrales (vigas principales y secundarias) son de 0.25 x 0.50 m.

Tal como se mencionó anteriormente, a esta misma configuración estructural se le hizo el análisis estático (aplicación del programa A3e), verificándose que los desplazamientos relativos de entrepiso no cumplen con lo que dispone la norma sismorresistente, es por ello que se procedió a hacer el análisis dinámico que nos muestra el comportamiento real de la estructura en conjunto, frente a solicitaciones sísmicas.

El programa A3s del Dr. Hugo Scaletti Farina, emplea un modelo pseudo tridimensional en donde supone a la estructura como un ensamble de pórticos planos. Considera también, que dado que las rigideces de cada pórtico en su plano son mucho mayores que aquellas en la dirección transversal, estas últimas se desprecian. Igualmente no se consideran las rigideces torsionales de todos los elementos. Los pórticos se suponen

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 supone que en cada pórtico todos los nudos de un piso tienen el mismo desplazamiento horizontal. Es también habitual desprestigiar las deformaciones de corte en las vigas, en contraste con los elementos verticales (columnas o placas), para los que se consideran deformaciones de flexión, axiales y de corte.

Una cualidad importante del programa **A3s versión 1.5d** (método dinámico), es que al ingresar los cortantes mínimos en la base para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, que en éste caso por tratarse de una estructura regular es el 80% del valor calculado por el método estático; el programa considera que si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, hace la acción de escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

$$V_{\text{[Estático]}} = V_x = V_y = 88.70 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{[mínimo]}} = 0.80 \times 88.70 \text{ Ton} = 70.96 \text{ Ton}$$

V [mínimo] = 70.96 Ton (valor que se ingresa en la base de datos del programa A3s vs.1.5d).

c) Análisis de Resultados.-

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

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

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

siendo por lo tanto el desplazamiento lateral máximo admisible de: $\Delta_i = h_{e_i} \times 0.007 = 3.00 \text{ m} \times 0.007 = 0.021 \text{ m}$.

En los resultados que se obtiene de la aplicación del programa A3s nos muestra los desplazamientos, distorsiones, fuerzas concentradas y cortantes en cada nivel, tanto para la estructura en el contexto global como para cada uno de los pórticos que la constituyen en las dos direcciones de análisis. Ver **Anexo N° 6**.

En el análisis sísmico nos interesa los máximos desplazamientos relativos de entrepiso. Ello se calcula multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. A continuación se presenta dichos valores (**Cuadro N° 11**) extraídos del **Anexo N° 6** y se verifica efectivamente que cumplen con los desplazamientos laterales máximos permisibles.

En el **Cuadro N° 11** se muestra los desplazamientos por tipo de pórtico, cada uno de ellos comprende los pórticos cuyos ejes en planta son:

Pórtico tipo I.- Comprende:

Pórtico en el Eje 1

Pórtico en el Eje 4

Pórtico tipo II.- Comprende:

Pórtico en el Eje 2

Pórtico en el Eje 3

Pórtico tipo III.- Comprende:

Pórtico en el Eje A

Pórtico en el Eje C

Pórtico tipo IV.- Comprende:

Pórtico en el Eje B

Para una mejor visualización se vuelve a reproducir las **Fig. 3 y 4**, mostradas en en Capítulo I, que corresponde al sistema estructural sismorresistente final vistos en planta.

CUADRO N° 11

Respuesta Sismica - Análisis Dinámico - A3s vs. 1.5d							
Efectos Globales - Sismo en la dirección X							
Desplazamientos laterales de entrepiso							
Nivel	hei	Desplazamientos	Distorsiones *	Coefficiente Reducción	Desplaz. Relat. Entrepiso (m.)	Desplaz. Máx. Admis. (m.)	Conformidad
5	3	0.00817	0.00161	10	0.016	0.021	Conforme
4	3	0.00660	0.00177	10	0.018	0.021	Conforme
3	3	0.00497	0.00184	10	0.018	0.021	Conforme
2	3	0.00321	0.00172	10	0.017	0.021	Conforme
1	3	0.00151	0.00151	10	0.015	0.021	Conforme

Efectos Globales - Sismo en la dirección Y							
Desplazamientos laterales de entrepiso							
Nivel	hei	Desplazamientos	Distorsiones *	Coefficiente Reducción	Desplaz. Relat. Entrepiso (m.)	Desplaz. Máx. Admis. (m.)	Conformidad
5	3	0.00816	0.00161	10	0.016	0.021	Conforme
4	3	0.00658	0.00178	10	0.018	0.021	Conforme
3	3	0.00494	0.00184	10	0.018	0.021	Conforme
2	3	0.00317	0.00171	10	0.017	0.021	Conforme
1	3	0.00148	0.00148	10	0.015	0.021	Conforme

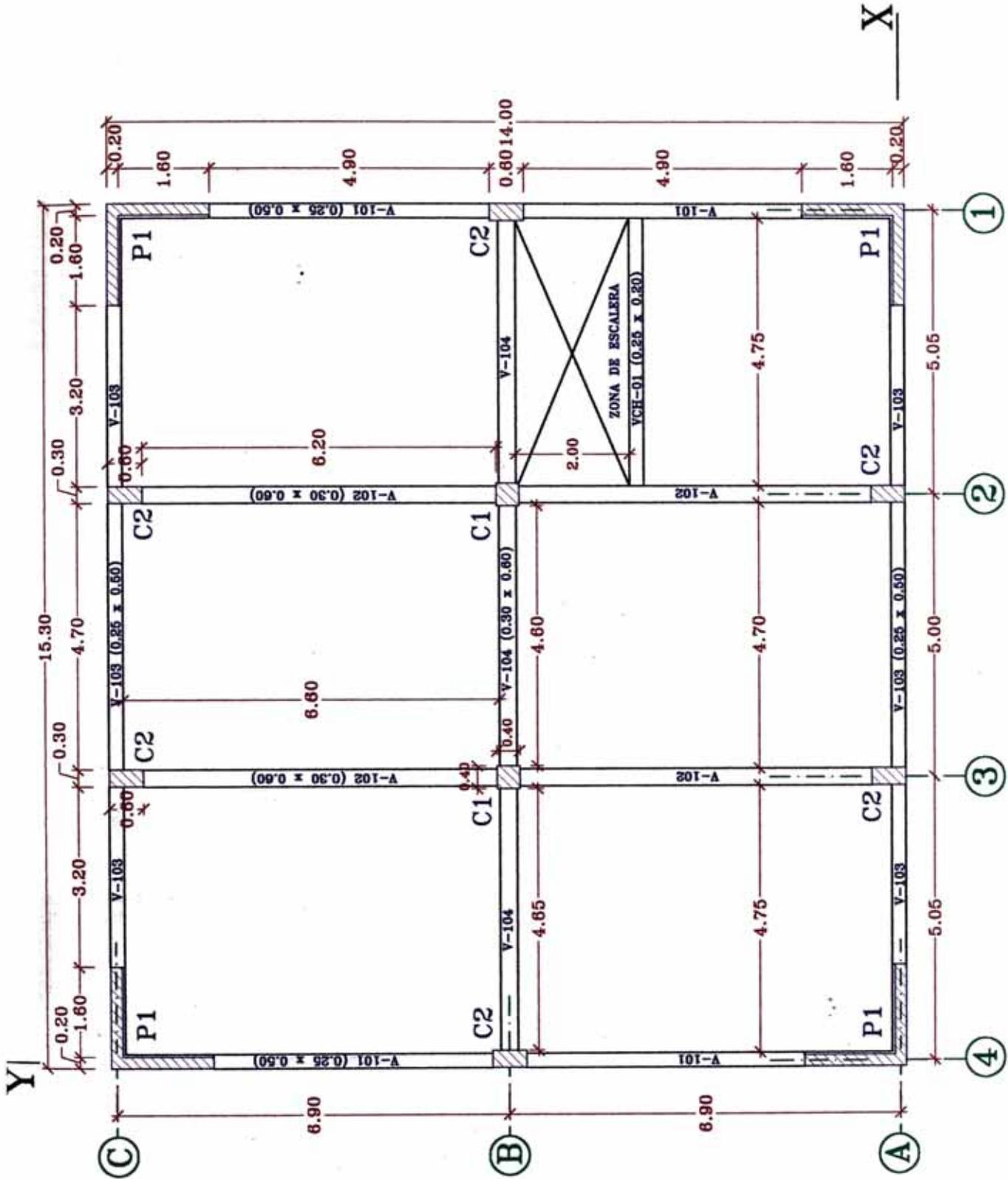
Efectos Pórtico tipo I - Sismo en la dirección Y							
Desplazamientos laterales de entrepiso							
Nivel	hei	Desplazamientos	Distorsiones *	Coefficiente Reducción	Desplaz. Relat. Entrepiso (m.)	Desplaz. Máx. Admis. (m.)	Conformidad
5	3	0.00816	0.00161	10	0.016	0.021	Conforme
4	3	0.00658	0.00178	10	0.018	0.021	Conforme
3	3	0.00494	0.00184	10	0.018	0.021	Conforme
2	3	0.00317	0.00171	10	0.017	0.021	Conforme
1	3	0.00148	0.00148	10	0.015	0.021	Conforme

Efectos Pórtico tipo II - Sismo en la dirección Y							
Desplazamientos laterales de entrepiso							
Nivel	hei	Desplazamientos	Distorsiones *	Coefficiente Reducción	Desplaz. Relat. Entrepiso (m.)	Desplaz. Máx. Admis. (m.)	Conformidad
5	3	0.00816	0.00161	10	0.016	0.021	Conforme
4	3	0.00658	0.00178	10	0.018	0.021	Conforme
3	3	0.00494	0.00184	10	0.018	0.021	Conforme
2	3	0.00317	0.00171	10	0.017	0.021	Conforme
1	3	0.00148	0.00148	10	0.015	0.021	Conforme

Efectos Pórtico tipo III - Sismo en la dirección X							
Desplazamientos laterales de entrepiso							
Nivel	hei	Desplazamientos	Distorsiones *	Coefficiente Reducción	Desplaz. Relat. Entrepiso (m.)	Desplaz. Máx. Admis. (m.)	Conformidad
5	3	0.00817	0.00161	10	0.016	0.021	Conforme
4	3	0.00660	0.00177	10	0.018	0.021	Conforme
3	3	0.00497	0.00184	10	0.018	0.021	Conforme
2	3	0.00321	0.00172	10	0.017	0.021	Conforme
1	3	0.00151	0.00151	10	0.015	0.021	Conforme

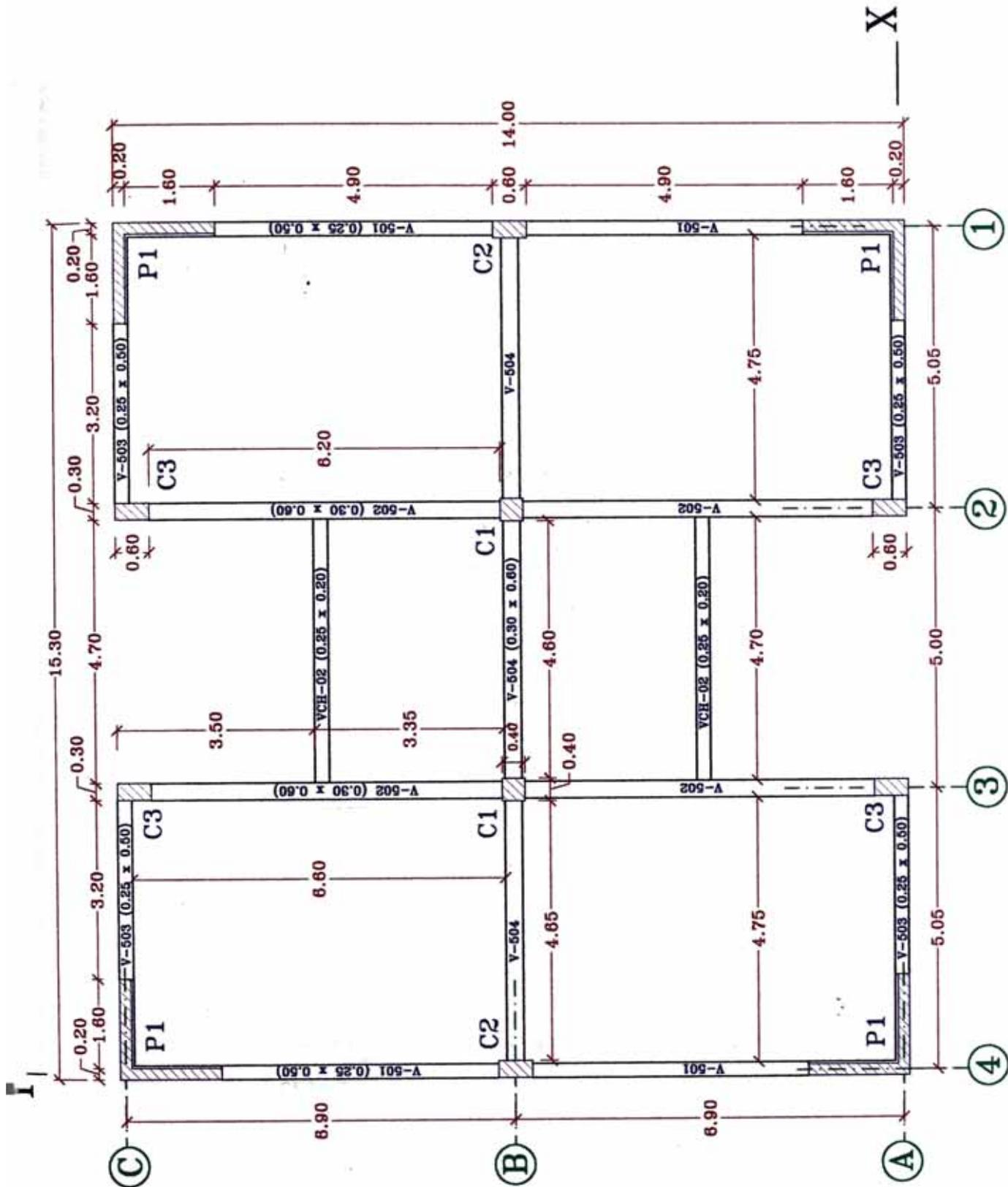
Efectos Pórtico tipo IV - Sismo en la dirección X							
Desplazamientos laterales de entrepiso							
Nivel	hei	Desplazamientos	Distorsiones *	Coefficiente Reducción	Desplaz. Relat. Entrepiso (m.)	Desplaz. Máx. Admis. (m.)	Conformidad
5	3	0.00817	0.00161	10	0.016	0.021	Conforme
4	3	0.00660	0.00177	10	0.018	0.021	Conforme
3	3	0.00497	0.00184	10	0.018	0.021	Conforme
2	3	0.00321	0.00172	10	0.017	0.021	Conforme
1	3	0.00151	0.00151	10	0.015	0.021	Conforme

* Son los desplazamientos relat. de entrepiso correspondiente a los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico (resultados del a3s) con las sollicitaciones sísmicas reducidas.



PLANTA - ELEMENTOS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES - 1° al 4° NIVEL Escala 1:100

Fig. N° 13



PLANTA - ELEMENTOS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES - 5° NIVEL Escala : 1/100

Fig. N° 14

El sistema estructural ha sido definido para el Análisis Sísmico como un **Sistema Dual**, sistema en el cual las fuerzas horizontales son resistidas por una combinación de pórticos y muros de concreto armado. La norma técnica de edificación E-030 Diseño Sismorresistente indica que en este tipo de sistemas estructurales, los pórticos deben ser diseñados para tomar por lo menos el 25% de la fuerza cortante en la base. Bajo esta premisa se analiza los resultados de la fuerza cortante asimilada por cada uno de los pórticos al actuar el sismo en la dirección X como en la dirección Y.

Se presenta en los **Cuadros N°12 y N°13** un resumen de los resultados de la aplicación del programa A3s versión 1.5d con referencia a la fuerza cortante basal que toma cada pórtico; resultados extraídos del **Anexo N° 6**.

En los cuadros en referencia se observa:

Respuesta sísmica de la estructura en dirección Y

Los pórticos en los ejes 1 y 4 con placas en los extremos toman en conjunto el 90.06% de la fuerza cortante basal.

Mientras que los pórticos en los ejes 2 y 3 (sin placas), toman en conjunto el 9.94% de la fuerza cortante basal.

Respuesta sísmica de la estructura en dirección X

Los pórticos en los ejes A y C con placas en los extremos toman en conjunto el 95.38% de la fuerza cortante basal.

Mientras que el pórtico en el eje B (sin placas), toma el 4.62% de la fuerza cortante basal.

CUADRO N° 12

EN LA DIRECCION Y		
Pórtico Eje 1 (Pórtico con placas en los extremos)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	15.185	31.976
Columna 2	1.606	
Columna 3	15.185	
Pórtico Eje 4 (Pórtico con placas en los extremos)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	15.185	31.976
Columna 2	1.606	
Columna 3	15.185	
Pórtico Eje 2 (Pórtico con únicamente columnas)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	1.244	3.527
Columna 2	1.039	
Columna 3	1.244	
Pórtico Eje 3 (Pórtico con únicamente columnas)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	1.244	3.527
Columna 2	1.039	
Columna 3	1.244	
Corte Total actuante en dirección Y = 71.01 Toneladas		

Pórticos	Cortante basal	Porcentaje (%)
V1 + V4	63.952 Toneladas	90.06
V2 + V3	7.054 Toneladas	9.94
Total	71.006 Toneladas	100.00

CUADRO N° 13

EN LA DIRECCION X		
Pórtico Eje A (Pórtico con placas en los extremos)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	16.185	33.868
Columna 2	0.749	
Columna 3	0.749	
Columna 4	16.185	
Pórtico Eje C (Pórtico con placas en los extremos)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	16.185	33.868
Columna 2	0.749	
Columna 3	0.749	
Columna 4	16.185	
Pórtico Eje B (Pórtico con únicamente columnas)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	0.593	3.282
Columna 2	1.048	
Columna 3	1.048	
Columna 4	0.593	
Corte Total actuante en dirección X = 71.02 Toneladas		

Pórticos	Cortante basal	Porcentaje (%)
VA + VC	67.736 Toneladas	95.38
VB	3.282 Toneladas	4.62
Total	71.018 Toneladas	100.00

Para cumplir la indicación de la Norma Técnica E-0.30 Diseño Sismorresistente, referente a que en un **Sistema estructural Dual, los pórticos** deben ser diseñados para tomar por lo menos el 25% de la fuerza cortante en la base, amplificaremos el espectro de aceleraciones por un factor que se obtiene de la siguiente manera:

Pórticos	% Fuerza cortante basal	Factor de amplificación
Pórtico 2 + Pórtico 3	9.94 %	$\frac{25.0}{9.94} = 2.52$
Pórtico B	4.62 %	$\frac{25.0}{4.62} = 5.41$

Habiendo obtenido los factores de amplificación del espectro de aceleraciones, se hacen dos corridas más para la base de datos del programa A3s, amplificando en cada una de las corridas el espectro de aceleraciones con cada uno de los factores de amplificación obtenidas en el cuadro anterior, esta acción permite obtener las reales solicitaciones sísmicas a las que estará expuesta los pórticos de ejes 2 y 3 en la dirección **Y** y el pórtico de eje B en la dirección **X**.

En resumen, para efectos del Análisis estructural y posterior diseño, las solicitaciones sísmicas para cada uno de los elementos estructurales, se obtuvo haciendo tres corridas del programa A3s:

En la primera corrida (sin amplificar el espectro), se verifica la conformidad en los desplazamientos y distorsiones en cada nivel de la estructura, por lo tanto se concluye que las secciones de los elementos estructurales son conformes por rigidez; obteniéndose además, las solicitaciones sísmicas para los elementos de los pórticos de ejes 1, 4 , A y C. (Ver **Anexo N° 6**).

En la segunda corrida (espectro amplificado con el factor = 2.52), se obtiene las solicitaciones sísmicas para los elementos de los pórticos de ejes 2 y 3, (mayores a los obtenidos en la primera corrida). No se considera las solicitaciones de los demás pórticos.

En el **Anexo N° 7** se muestra la base de datos correspondiente y las solicitaciones sísmicas para los elementos estructurales de los ejes 2 y 3.

En la tercera corrida (espectro amplificado con el factor = 5.41), se obtiene las solicitaciones sísmicas para los elementos del pórtico de eje B, (mayores a los obtenidos en la primera corrida). No se considera las solicitaciones de los demás pórticos.

En el **Anexo N° 8** se muestra la base de datos correspondiente y las solicitaciones sísmicas para los elementos estructurales del eje B.

Todos este conjunto de resultados de las solicitaciones sísmicas en todos los elementos de la estructura, obtenidos de la aplicación del programa A3s se condensan en un solo archivo (archivo de transferencia), para luego ser usados en la aplicación del programa **A2e versión 1.2** del Dr. Hugo Scaletti Farina, al hacer el Análisis estructural de la estructura en conjunto para cargas sísmicas y cargas de gravedad.

Comentario.- El archivo de transferencia que reúne todo el conjunto de resultados mencionados en el párrafo anterior son simplemente valores numéricos y se presenta en el **Anexo N° 9**.

CAPITULO V

Análisis Estructural

5.1 Generalidades.-

El Análisis Estructural implica resolver las incógnitas que típicamente son las fuerzas redundantes en cada uno de los elementos del Sistema Estructural que aparecen como respuesta a acciones externas que van a actuar en la estructura en conjunto. Estas acciones externas actuantes son las cargas laterales (cargas de sismo y/o cargas de viento) y las cargas verticales (cargas permanentes y cargas vivas).

Para el Análisis Estructural haré uso del **programa A2e versión 1.2** del Dr. Hugo Scaletti. Este programa tiene la particularidad de modelar adecuadamente estructuras aporticadas con muros de corte, esto es, el programa considera brazos rígidos en las vigas.

Otra ventaja que ofrece este programa es que recoge en forma automática los resultados obtenidos en el análisis sísmico (aplicación del programa A3s), correspondiente al conjunto de fuerzas internas que se dan en cada uno de los elementos: vigas, columnas y placas; esto se da a través de un archivo de transferencia generada durante la ejecución del programa A3s.

Por consiguiente, sólo se ingresa en la base de datos del programa A2e las cargas verticales (carga muerta y carga viva) actuantes en la estructura.

5.2 Análisis de Cargas Verticales.-

El análisis de cargas verticales es la acción de meter las cargas de gravedad que van a tomar cada uno de los pórticos principales y secundarios. La distribución de éstas cargas verticales a los elementos de soporte se

hace en función a las áreas tributarias. Estas cargas de gravedad actuantes sobre los pórticos se dividen en dos tipos, los cuales hemos definido en el Capítulo I:

Cargas Permanentes.- El programa A2e, calcula la carga muerta que corresponde al peso propio de los elementos verticales llámese columnas o placas; por lo tanto no es necesario metrar el peso de dichos elementos.

Carga Viva o Sobrecarga (S/C) .- Que corresponde a:

S/C piso típico 200 kg/m²

S/C en el techo = 150 kg/m²

Para efectos de efectuar el metrado de cargas nos apoyamos en las **Fig. N° 13 y 14.**

En la base de datos del programa A2e se ingresa la carga vertical cargando a las vigas de cada uno de los pórticos, el cual se representa mediante cargas distribuídas en la longitud de la viga.

El programa tiene incluido los factores de carga que estipula las Normas esto es:

$W_U = 1.5D + 1.8L$; para la carga muerta y carga viva.

Para los efectos de carga de sismo:

$W_U = 1.4x(D + L \pm S)$

En el caso que la carga viva sea nula:

$W_U = 0.9D \pm 1.43S$

El programa considera las alternancias de la carga viva. La base de datos y el reporte de resultados de la aplicación del programa **A2e** se presenta en en **Anexo N° 10.**

A continuación se presenta el metrado de cargas verticales para cada uno de los cuatro tipos de pórticos; bosquejándose además la disposición de dichas cargas en las **Figuras N° 15, 16, 17 Y 18.**

Análisis para cargas verticales

Metrado de Cargas

Pórtico Tipo I (Pórticos Ejes 1 y 4)

Niveles 1 a 4 :

Cargas Permanentes [W_D] :

P.P. Viga	: .25x.5 x 1 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	: 2.38 x 1 x 0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.71	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Tabiquería	: 2.63 x 1 x 0.18	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.47	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	: 2.63 x 1 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.32	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
		W_D	=	1.80	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 1° al 4° nivel :

S/C	: 2.63 x 1 x 0.20	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.53	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	-------------------	---------------------------------	---	------	-------------------------------

Nivel 5 :

Cargas Permanentes [W_D] :

P.P. Viga	: .25x.5 x 1 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	: 2.38 x 1 x 0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.71	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	: 2.63 x 1 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.32	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
		W_D	=	1.33	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

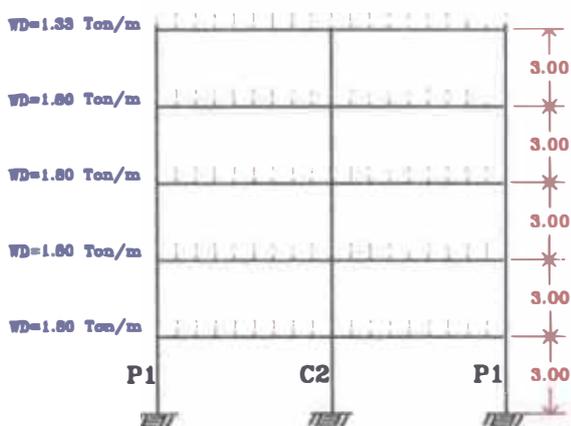
- S/C del 5° nivel :

S/C	: 2.63 x 1 x 0.15	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.39	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	-------------------	---------------------------------	---	------	-------------------------------

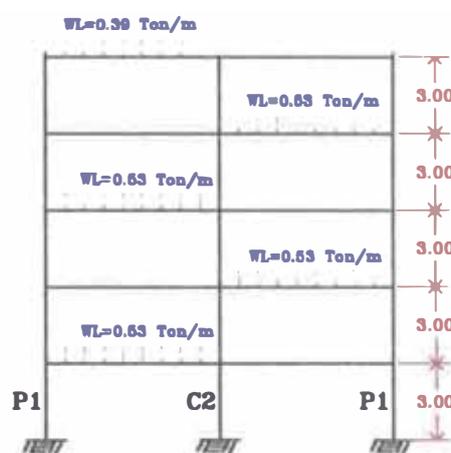
ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD

PORTICO TIPO I - PORTICOS EJES 1 Y 4

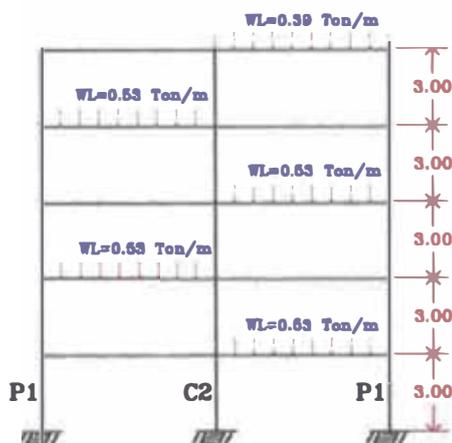
CARGA MUERTA (D)



DAMERO DE SOBRECARGA (L1)



DAMERO DE SOBRECARGA (L2)



DAMERO DE SOBRECARGA (L3)

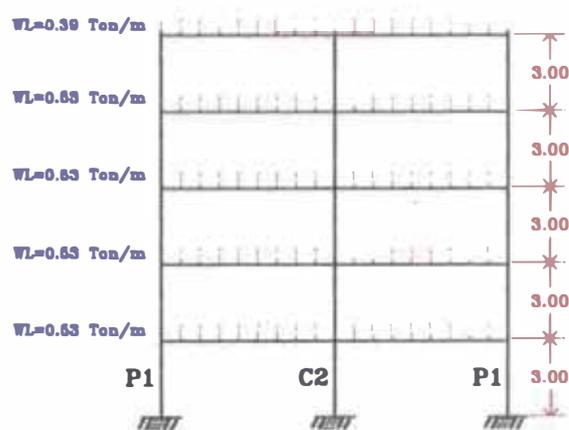


Fig. N° 15

Metrado de Cargas

Pórtico Tipo II (Pórticos Ejes 2 y 3)

Niveles 1 a 4 :

Cargas Permanentes [\bar{W}_D] :

P.P. Viga	:	$.3 \times 6 \times 1 \times 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	$0.43 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	:	$4.73 \times 1 \times 0.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$1.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Tabiquería	:	$5.03 \times 1 \times 0.18 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$0.91 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	:	$5.03 \times 1 \times 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$0.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
		\bar{W}_D	=	$3.36 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 1° al 4° nivel :

S/C	:	$5.03 \times 1 \times 0.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$1.01 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	---	---	---	------------------------------------

Nivel 5 :

Cargas Permanentes [\bar{W}_D] :

P.P. Viga	:	$.3 \times 6 \times 1 \times 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	$0.43 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	:	$4.73 \times 1 \times 0.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$1.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	:	$5.03 \times 1 \times 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$0.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
		\bar{W}_D	=	$2.45 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

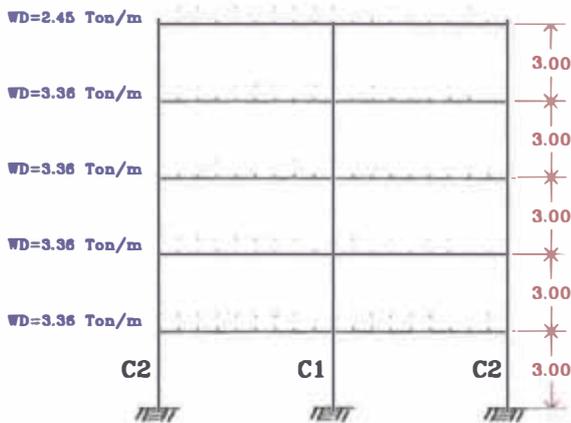
- S/C del 5° nivel :

S/C	:	$5.03 \times 1 \times 0.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$0.75 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	---	---	---	------------------------------------

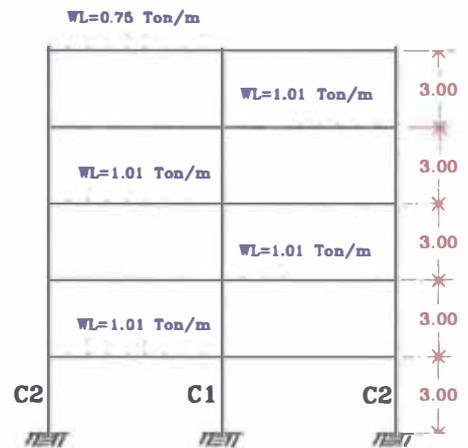
ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD

PORTICO TIPO II - PORTICOS EJES 2 Y 3

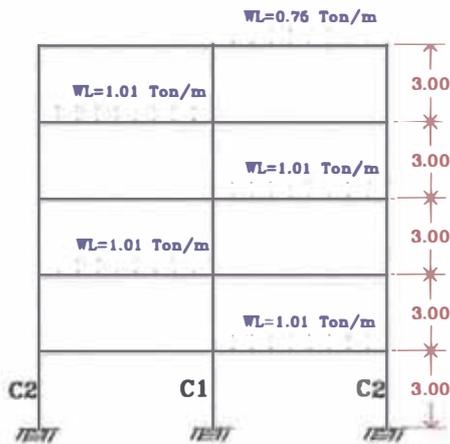
CARGA MUERTA (D)



DAMERO DE SOBRECARGA (L1)



DAMERO DE SOBRECARGA (L2)



DAMERO DE SOBRECARGA (L3)

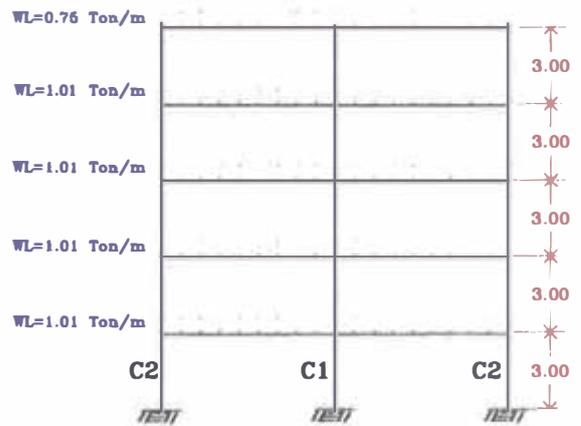


Fig. N° 16

Metrado de Cargas

Pórtico Tipo III (Pórticos Ejes A y C)

Niveles 1 a 4 :

Cargas Permanentes [W_D] :

P.P. Viga	: .25x.5 x 1 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P.P. Losa Aligerada	: 1.00 x 1 x 0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Tabiquería	: .15x2.40x1x1.35	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.49	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Acabados	: 1.00 x 1 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
			W_D	=	1.21	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 1° al 4° nivel :

S/C	: 1.00 x 1 x 0.20	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.20	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	-------------------	---------------------------------	---	------	-------------------------------

Nivel 5 :

Cargas Permanentes [W_D] :

P.P. Viga	: .25x.5 x 1 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P.P. Losa Aligerada	: 1.00 x 1 x 0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Acabados	: 1.00 x 1 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
			W_D	=	0.72	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

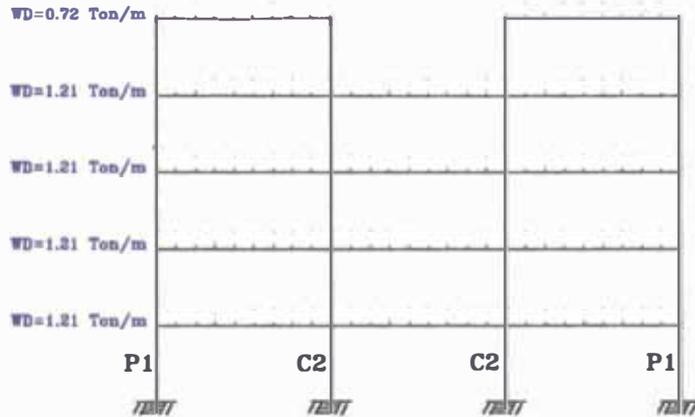
Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 5° nivel :

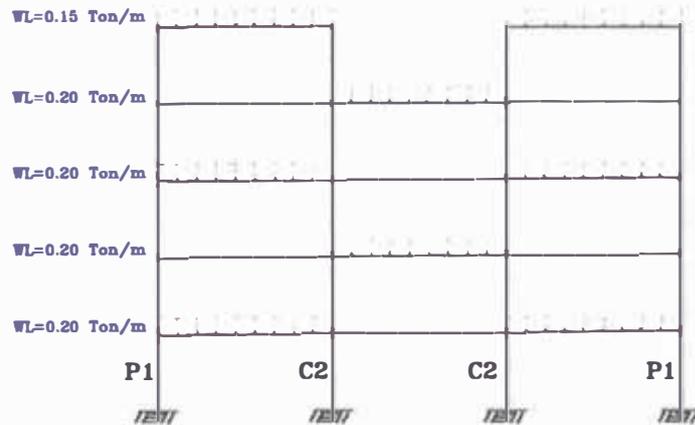
S/C	: 1.00 x 1 x 0.15	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.15	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	-------------------	---------------------------------	---	------	-------------------------------

ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD
 PORTICO TIPO III – PORTICOS EJES A Y C

CARGA MUERTA (D)



DAMERO DE SOBRECARGA (L1)



DAMERO DE SOBRECARGA (L2)

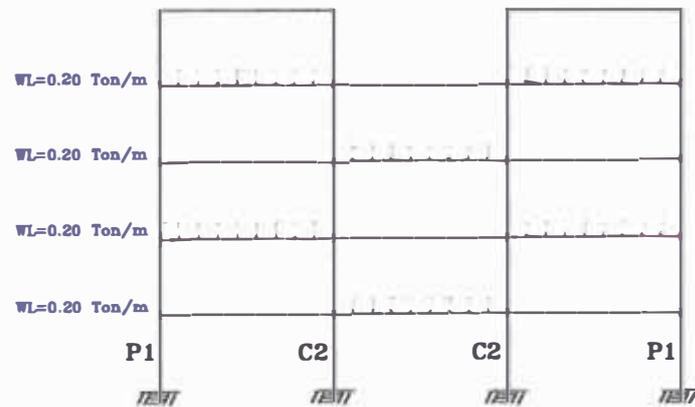


Fig. N° 17

Metrado de Cargas
Pórtico Tipo IV (Pórtico Eje B)

Niveles 1 a 4 :

Cargas Permanentes [W_D] :

P.P. Viga	: .3x.6 x 1 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.43	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P.P. Losa Aligerada	: 2.00 x 1 x 0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.60	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Tabiquería	: .15x2.40x1x1.35	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.49	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Acabados	: 2.00 x 1 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.24	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
			W_D	=	1.76	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 1° al 4° nivel :

S/C	: 2.00 x 1 x 0.20	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.40	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	-------------------	---------------------------------	---	------	-------------------------------

Nivel 5 :

Cargas Permanentes [W_D] :

P.P. Viga	: .3x.6 x 1 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.43	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P.P. Losa Aligerada	: 2.00 x 1 x 0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.60	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Acabados	: 2.00 x 1 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.24	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
			W_D	=	1.27	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

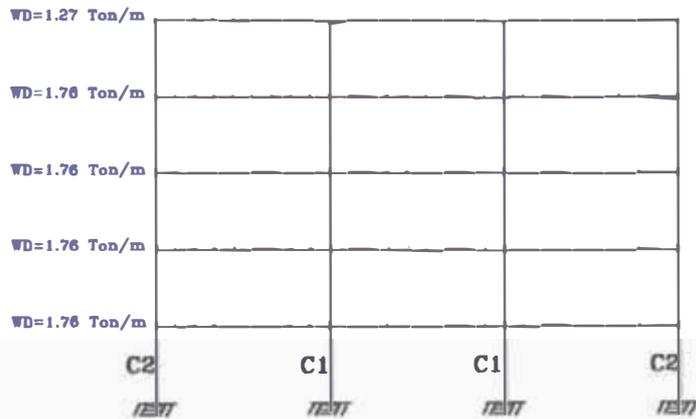
Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 5° nivel :

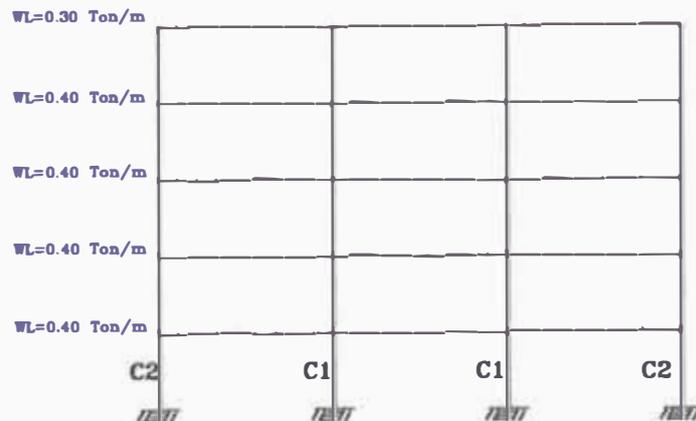
S/C	: 2.00 x 1 x 0.15	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	-------------------	---------------------------------	---	------	-------------------------------

ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD
 PORTICO TIPO IV – PORTICO EJE B

CARGA MUERTA (D)



DAMERO DE SOBRECARGA (L1)



DAMERO DE SOBRECARGA (L2)

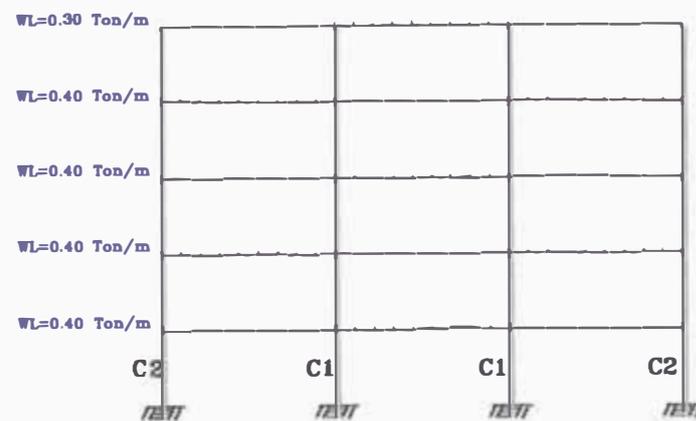


Fig. N° 18

CAPITULO VI

Diseño de Elementos Estructurales

6.1 Métodos de Diseño.-

En la actualidad existen, básicamente, 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 fuerza hasta mediados del siglo que ha pasado y el segundo ha adquirido impulso en los últimos cuarenta años.

El método que usaré en el diseño de los elementos estructurales y del cual desarrollaré a continuación una breve descripción, es el **diseño a la rotura o por resistencia última.**

6.1.1 Diseño a la rotura o por resistencia última.-

El diseño por rotura se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento en estudio y analiza el modo de colapso de la misma. En pruebas de laboratorio se ha podido comprobar que es posible predecir estas cargas con precisión suficiente. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el concreto y por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza. Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

1.- El diseño por rotura permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.

2.- Permite obtener un diseño mas eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.

3.- Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.

4.- El método de diseño a la rotura permite evaluar la ductilidad de la estructura.

5.- Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.

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

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

El código del ACI en su edición de 1995 presenta los dos métodos de diseño presentados en el **ítem 6.1**. Sin embargo, da mayor énfasis al diseño a la rotura, al cual el código denomina método de diseño por resistencia.

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

Las cargas de servicio se estiman haciendo uso de los códigos, reglamentos o normas, que en este caso hemos empleado el reglamento de cargas citado en el Reglamento Nacional de Construcciones; y el análisis estructural se efectúa bajo la hipótesis de un comportamiento elástico

de la estructura, hipótesis en que se sustenta el programa **A2e versión 1.2** del Dr. Hugo Scaletti Farina.

La carga última de diseño es la suma de las diversas cargas actuantes en la estructura afectadas por un factor de amplificación. Este factor pretende 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 solicitaciones que actúan sobre un elemento, se propone un juego de combinaciones. Debe de evaluarse cada una de ellas y desarrollar el diseño haciendo uso de las solicitaciones más críticas.

El programa A2e hace uso de las combinaciones de cargas propuestas en el ACI 318-83.

Simultáneamente a la amplificación de las cargas de servicio, el código propone la reducción de la resistencia teórica de los elementos de concreto armado como un medio para incrementar el factor de seguridad del diseño. La resistencia teórica o nominal de una pieza es la determinada haciendo uso de los principios presentados en el código del ACI. La naturaleza misma del concreto armado y fundamentalmente su procedimiento constructivo generan que la resistencia calculada en el papel, no sea igual a la verificada en la realidad. Los factores de reducción de resistencia indican la fracción de la resistencia nominal que está disponible en un elemento determinado con una cierta certeza probabilística.

El código del ACI aprovecha el uso de los factores de resistencia no sólo para tomar en consideración las posibles imperfecciones constructivas 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 total. 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 otro lado, cuando se analiza una solicitación de flexo-compresión, propia de columnas, el factor de reducción es menor que cuando se analiza flexión pura, propia de vigas. Esto se debe a que el colapso de una viga es mucho menos perjudicial que el colapso de una columna.

6.3.- Reducción de Resistencia.-

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

* Flexión pura.....	0.90
* Tracción y flexo-tracción	0.90
* Compresión y flexo-compresión	
Para miembros con refuerzo en espiral.....	0.75
Para otro tipo de miembros.....	0.70
* Corte y torsión	0.85
* Aplastamiento del concreto	0.70
* Concreto simple	0.65

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

6.4.- Diseño de Losas Aligeradas.-

6.4.1.- Breve descripción.-

Las losas aligeradas, tambien llamadas losas nervadas, estan constituidas por una serie de pequeñas vigas T, llamadas nervaduras o viguetas, unidas a través de una losa de igual espesor que el ala de la viga. En la **Fig. N° 19** se muestra la sección de una losa nervada en la que se aprecia que el refuerzo se concentra en el alma de las viguetas.

Las losas nervadas son mas ligeras que las losas macizas de rigidez equivalente, lo que les permite ser más eficientes para cubrir luces grandes. Una losa aligerada típica es aquella cuya superficie inferior es uniforme y cuyos espacios vacíos se rellena con ladrillos huecos o materiales análogos. Este tipo de losas son de uso muy común en edificaciones tanto grandes como pequeñas, pero sobre todo en éstas últimas por el ahorro de concreto que se consigue.

Los ladrillos utilizados en losas aligeradas pueden ser de arcilla o mortero. En el mercado peruano se pueden encontrar de las dimensiones presentadas a continuación:

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

CORTE TIPICO DE ALIGERADO

(h=0.20m.)

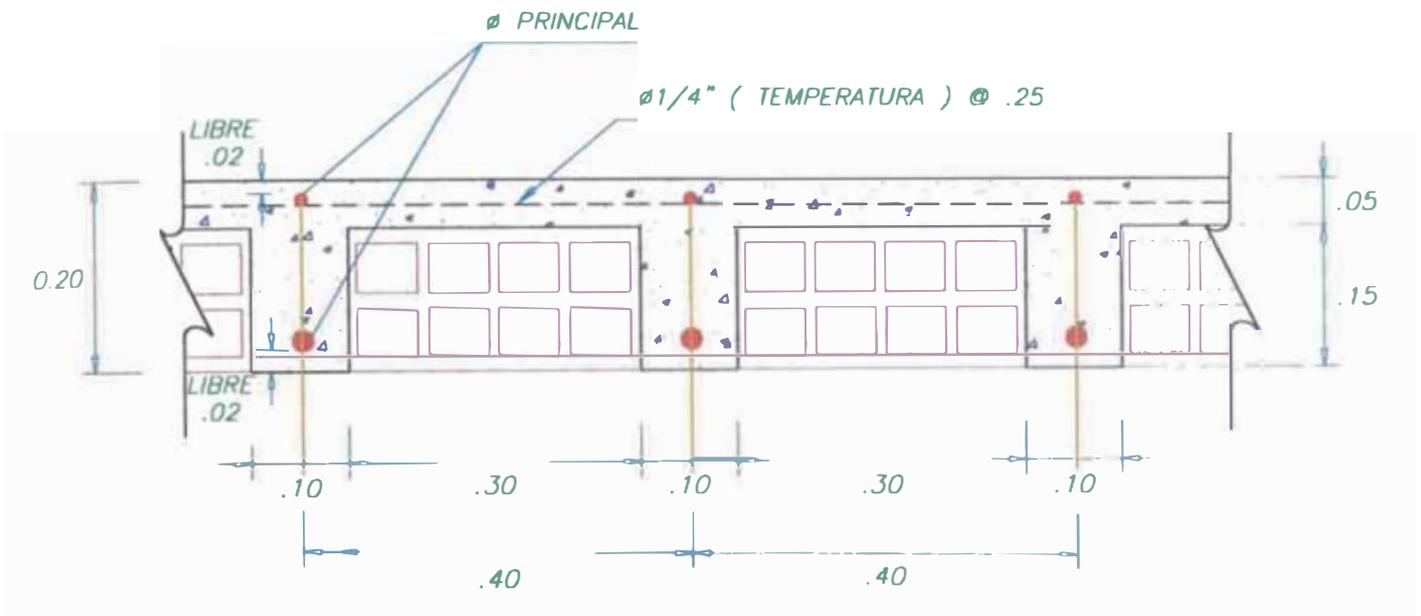


Fig. N° 19

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

Altura de la losa	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 viguetas.

6.4.2.- Recomendaciones del ACI para losas aligeradas.-

El código da algunas recomendaciones acerca de las características geométricas de las losas nervadas o aligeradas que son el producto de las observaciones efectuadas en experiencias constructivas pasadas:

Las viguetas deben tener un ancho de al menos 10 cm. y un peralte no mayor que tres veces y media dicho ancho.

Si la losa tiene embebidas tuberías, su espesor deberá ser por lo menos 2.5 cm. mayor que el diámetro exterior de los tubos.

Por requisito de integridad estructural, por lo menos una varilla de refuerzo positivo debe de ser colocada a todo lo largo de la vigueta y continua sobre los apoyos. De ser necesario se debe de empalmar sobre los apoyos con un empalme clase A y en el extremo se anclará haciendo uso de un gancho estándar.

Las losas aligeradas más usadas son de 20 y 25 cm. con un espesor de losa de 5 cm. y un ancho de vigueta de 10 cm. Por cuestiones constructivas, es aconsejable no colocar mas de dos varillas de acero por vigueta. Por

ESTRUCTURAS

otro lado, no es conveniente emplear refuerzo en compresión en estos elementos pues al ser poco peraltados, su efectividad es casi nula.

Se debe de colocar refuerzo mínimo por temperatura en la dirección perpendicular a las viguetas.

6.4.3.- Procedimiento de diseño de la Losa Aligerada.-

En el capítulo III, Predimensionamiento de elementos estructurales, el peralte de la losa aligerada propuesta fue de 0.20m., ello fue obtenido siguiendo la recomendación del ACI de satisfacer los requisitos mínimos para el control de deflexiones; en el diseño, éste espesor será verificado de modo que el concreto esté en capacidad de resistir por sí solo los esfuerzos de corte pues no se suele emplear refuerzo transversal en losas unidireccionales.

En las **Fig. 20a y 20b** se muestran los cuatro tipos de aligerados que se presentan en la estructura en general. Para efectos del Análisis Lineal Elástico estoy haciendo uso de las hojas de cálculo **Análisis de Vigas y Pórticos simples** del Dr. Hugo Scaletti F. (**Anexo N° 11**). Estas hojas de cálculo presenta como resultados los momentos flectores, el acero requerido por flexión y las fuerzas cortantes que ocurren a lo largo de cada tramo de las viguetas de los cuatro tipos de losas aligeradas. Por consiguiente queda verificar que éstos momentos no superen los máximos momentos resistentes de la sección, así como también las fuerzas cortantes que ocurren no superen la fuerza cortante máxima que debe de tomar el concreto.

A continuación, presento el metrado de cargas por vigueta para usarlo en el diseño de las mismas, empleando las hojas de cálculo del Dr. Hugo Scaletti.

**Metrado de Cargas para diseño de Losa Aligerada
Típica e=0.20m (1^{er} al 4^{to} nivel)**

Cargas Permanentes [W_D] :

$$\begin{aligned} \text{P.P. Losa Aligerada} &: 0.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\ \text{Tabiquería} &: 0.18 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.07 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\ \text{P. Acabados} &: 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.05 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\ & & & \mathbf{W_D} = 0.24 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 1° al 4° nivel :

$$\begin{aligned} \text{S/C} &: 0.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\ & & & \mathbf{W_L} = 0.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \end{aligned}$$

**Metrado de Cargas para diseño de Losa Aligerada
Típica e=0.20m (5^{to} nivel)**

Cargas Permanentes [W_D] :

$$\begin{aligned} \text{P.P. Losa Aligerada} &: 0.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\ \text{P. Acabados} &: 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.05 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\ & & & \mathbf{W_D} = 0.17 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 1° al 4° nivel :

$$\begin{aligned} \text{S/C} &: 0.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} = 0.06 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\ & & & \mathbf{W_L} = 0.06 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \end{aligned}$$

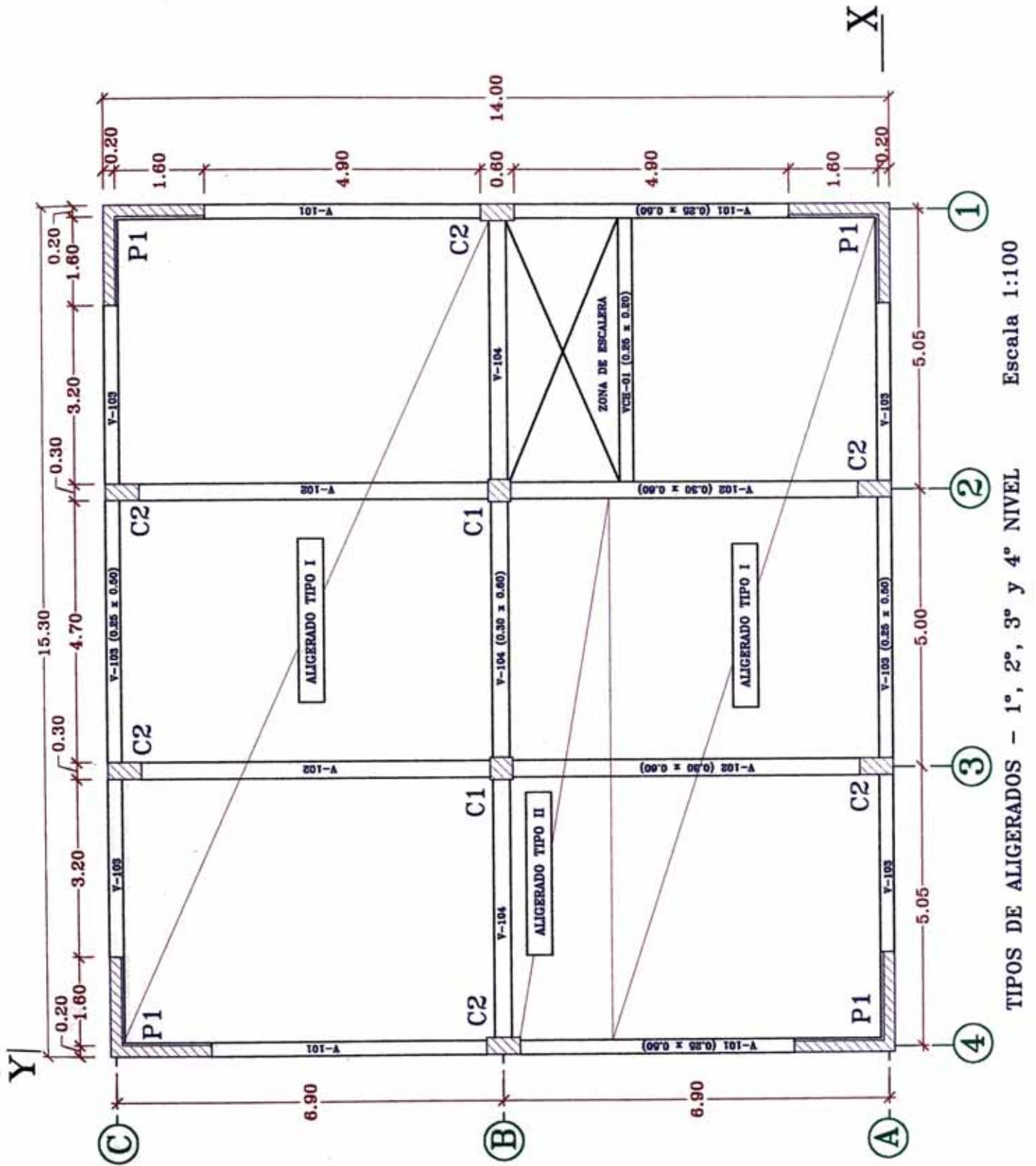


Fig. 20a

TIPOS DE ALIGERADOS - 1°, 2°, 3° y 4° NIVEL Escala 1:100

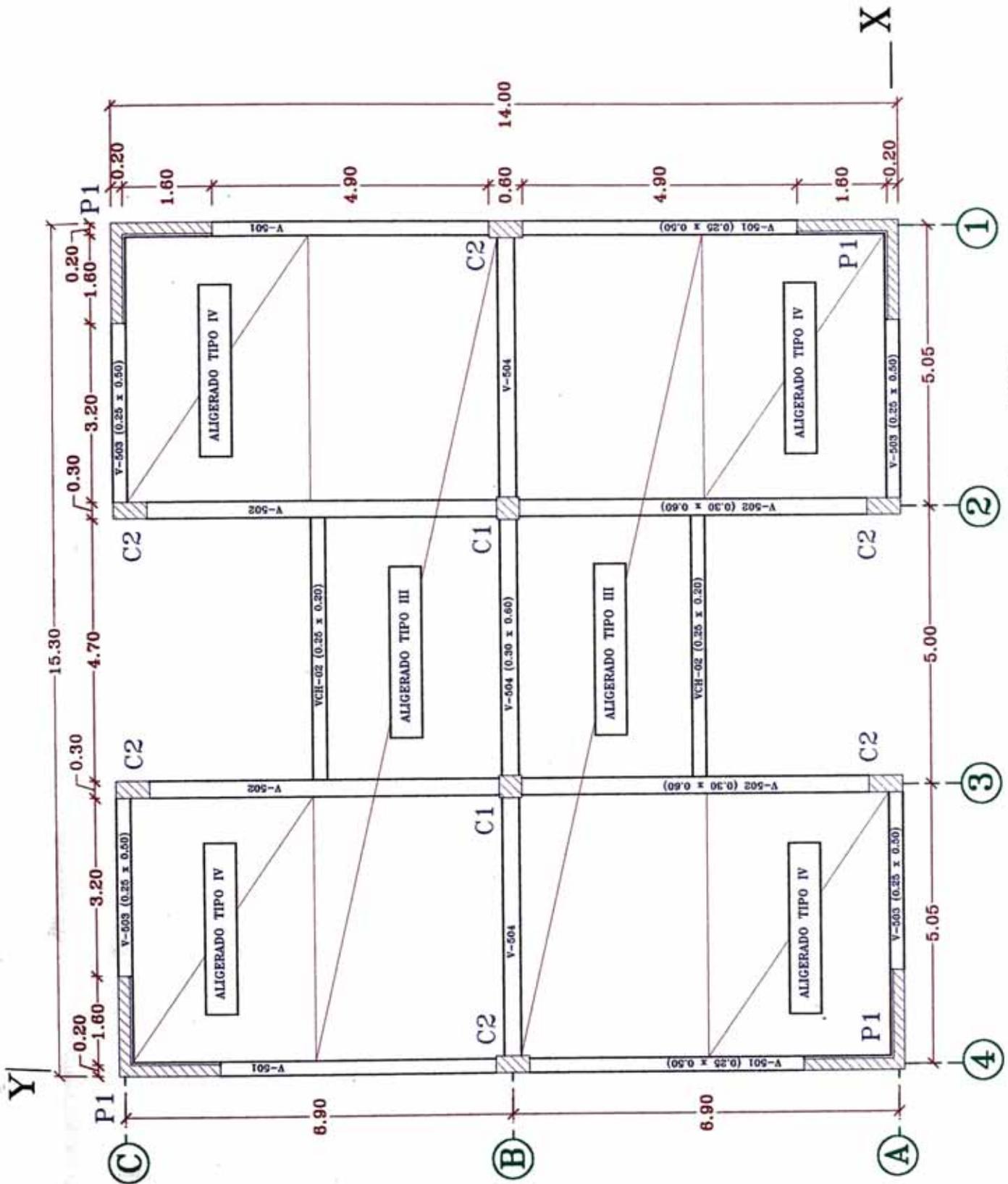


Fig. 20b

TIPOS DE ALIGERADOS 5° NIVEL Escala : 1/100

6.4.4.- Máximos momentos resistentes en la sección.-

Momento Positivo.-

Datos:

$$\begin{aligned} b &= 40\text{cm.} & f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 17\text{cm.} & fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Hacemos uso de la expresión:

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

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

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

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

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

$$\rho_b = 0.0213;$$

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

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

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$Mto_{\text{máx}+} = 0.9 \times 0.21 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \times 0.40\text{m} \times (17 \text{ cm})^2 \times 0.320 \times (1 - 0.59 \times 0.320) = 5.67 \text{ Ton} \times \text{m}$$

Momento Negativo.-

Datos:

$$\begin{aligned} b &= 10\text{cm.} & f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 17\text{cm.} & fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Hacemos uso de la expresión (α) :

$$Mto_{\text{máx}-} = 0.9 \times 0.21 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \times 0.10\text{m} \times (17 \text{ cm})^2 \times 0.320 \times (1 - 0.59 \times 0.320) = 1.42 \text{ Ton} \times \text{m}$$

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

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

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

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

$$V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \sqrt{210} (10) \times 0.10 \text{m} \times 0.17 \text{m} = 1.22 \text{ Ton}$$

Si aún así la resistencia al corte no es suficiente para resistir las cargas aplicadas se puede tomar la siguiente medida práctica y muy usada:

Retirar los ladrillos de relleno cercanos al apoyo reemplazándolos por concreto hasta que éste pueda resistir el corte. Se llamará V_v a la resistencia al corte de una vigueta y V_b a la resistencia al corte provista por una sección de concreto de un ancho igual al de un ladrillo y peralte igual al de la losa. Luego, si retiramos un ladrillo cada dos viguetas, o lo que es igual retirar medio ladrillo por cada vigueta, entonces tendremos que el corte V_u a d de la cara de la viga es

menor que $\phi(V_v + \frac{V_b}{2})$ y mayor que V_v . Por ello, en la primera

hilera de ladrillos se ha quitado una unidad alternadamente. Este nuevo esfuerzo máximo de corte en el

concreto es: $V_c = \phi(V_v + \frac{V_b}{2})$

$$V_c = 1.22 + \frac{1}{2} \times 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} (10) (0.30) (0.17) = 1.22 + 1.66 = 2.88 \text{ Ton}$$

Las dimensiones del ladrillo a usar es de 30x30x15 cm.

6.4.6.- Verificación y comentario de los resultados.-

a) Losa Aligerada tipo I.-

Refiriéndonos al **Anexo N° 11**, se observa que los momentos positivos y negativos máximos que se presentan son menores que los momentos resistentes máximos de la sección. Por lo tanto los aceros obtenidos son los correctos. Sin embargo, a la hoja de cálculo habría que complementarlo con el cálculo de los momentos negativos en los extremos ya que no lo presenta:

Usaré el coeficiente de diseño del ACI para momento negativo en la cara interior del apoyo exterior, siendo el elemento analizado solidario con el apoyo, y si este apoyo es una viga de borde le corresponde el coeficiente 1/24.

Para las losas aligeradas típicas (1er al 4to nivel) se tiene:

$W_u = 1.5 \times 0.24 + 1.8 \times 0.08 = 0.504$ Ton/m. Por lo tanto:

$$M_{to(-)} = \frac{1}{24} W_u l_n^2 = \frac{1}{24} (0.504) \times 4.75^2 = 0.474 \text{ Ton-m}$$

El refuerzo que le corresponde es:

$$-A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \dots\dots (1) \qquad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} \dots\dots (2)$$

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

$$-A_s = \frac{0.474 \text{ Ton-m}}{0.9 \times 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.17\text{m} \times 0.9)} = 0.82 \text{ cm}^2 \qquad a = \frac{0.82 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 10} = 1.93 \text{ cm}$$

Luego, con $a = 1.93\text{cm.}$, reemplazamos en la ecuación (1)

$$-A_s = \frac{0.474 \text{ Ton-m}}{0.9 \times 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.17\text{m} - 0.0193/2)} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Procediendo de la misma manera, para la losa aligerada de techo tenemos:

$$W_u = 1.5 \times 0.17 + 1.8 \times 0.06 = 0.363 \text{ Ton/m}$$

Obteniéndose en este caso: $-A_s = 0.55 \text{ cm}^2$.

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

La disposición del refuerzo longitudinal se muestra en la **Fig. 22a**.

Referente al corte que toma el concreto, vemos que en las secciones que corresponde a los apoyos interiores, la resistencia al corte no es suficiente, por lo tanto se hace necesario en la primera hilera de ladrillos quitar una unidad alternadamente, tal como se ilustra en la **Fig. N° 21.**, de tal forma que la resistencia al corte que toma el concreto se incrementa a 2.88 Ton. (Ver ítem 6.4.5).

b) Losa Aligerada tipo II.-

Los momentos positivos y negativos máximos que se presentan son menores que los momentos resistentes máximos de la sección. Por lo tanto los aceros obtenidos son los correctos. Se observa en el apoyo interior, al igual que en la losa aligerada tipo I, que la resistencia al corte que toma el concreto no es suficiente, aquí se hace necesario retirar dos ladrillos cada dos viguetas, de tal forma de incrementar la capacidad para momento negativo en la sección, así como el corte que toma el concreto en la sección correspondiente.

c) Losa Aligerada tipo III.-

Los momentos positivos y negativos máximos que se presentan son menores que los momentos resistentes máximos de la sección, en igual forma, se observa que la

resistencia al corte que toma el concreto es suficiente para resistir las cargas aplicadas.

d) Losa Aligerada tipo IV.-

Las acciones ocurrentes son similares al de la losa aligerada tipo III.

La disposición y detalle del refuerzo longitudinal en las viguetas se muestra en las **Fig. 22a, 22b, 22c y 22d.**

6.4.7.- Refuerzo por contracción y temperatura.-

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

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

El refuerzo de temperatura también sirve para distribuir las cargas concentradas aplicadas sobre la losa. Además, facilita la colocación del acero en obra pues se amarra al refuerzo principal formando una malla mas o menos rígida.

El refuerzo de temperatura recomendado por el código ACI, es igual a:

Para losas con refuerzo grado 60 o malla electrosoldada con límites de esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm²:

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

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 5 veces el espesor de la losa sin exceder de 45 cm.

Cálculo del acero de temperatura.-

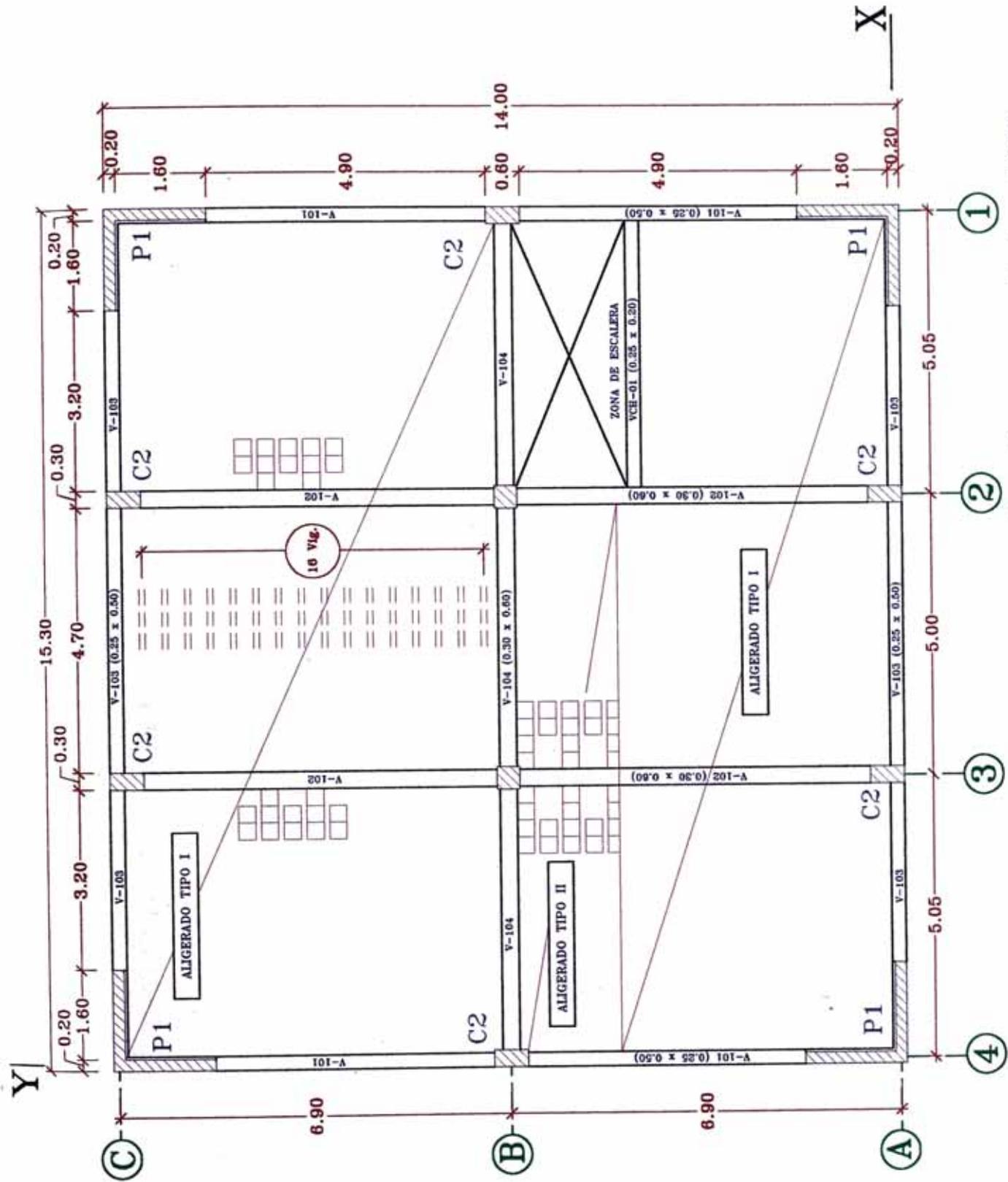
Para una losa de 5 cm. de espesor y un ancho de 1.0 m se tiene:

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

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

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

Por lo tanto se recomienda usar: $\phi \frac{3}{4}'' @ .25 \text{ m.}$



Escala : 1/100

Retirado de ladrillos en los apoyos de losas aligeradas

Fig. N° 21

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO I (e=0.20m)

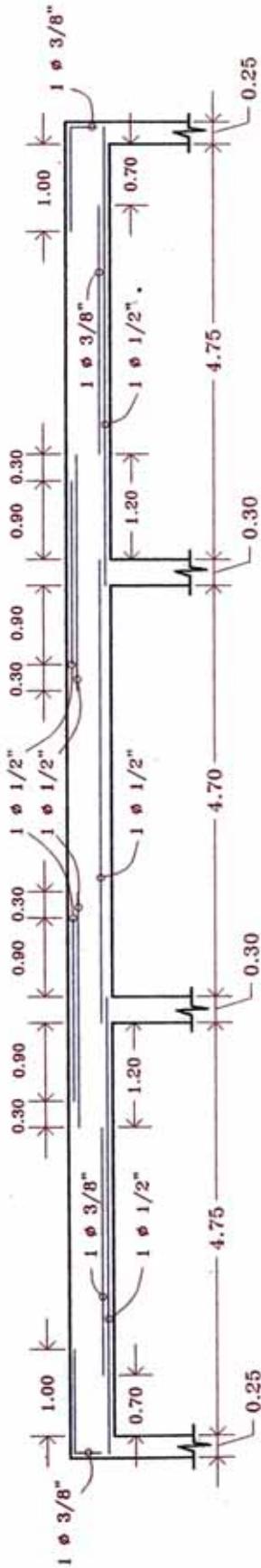


Fig. 22a

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO II (e=0.20m)

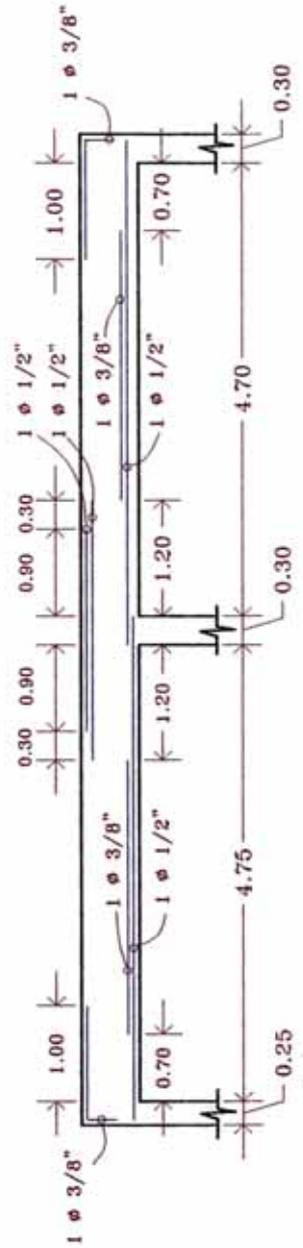


Fig. 22b

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO III (e=0.20m)

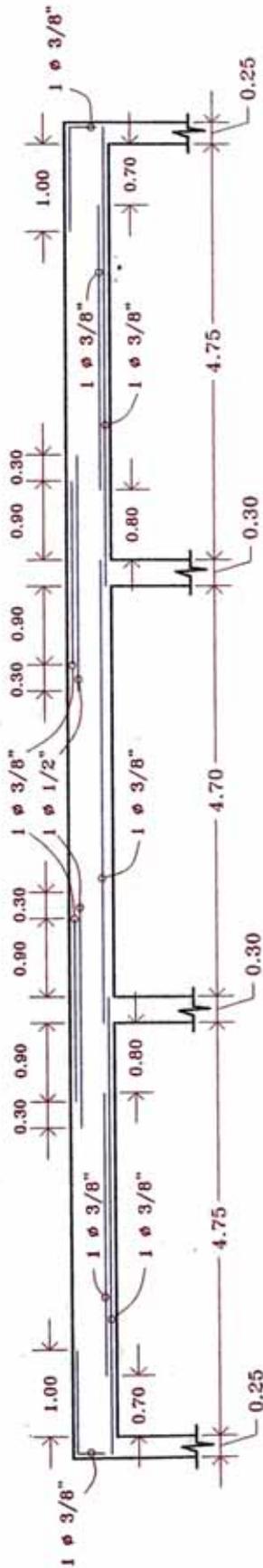


Fig. 22c

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO IV (e=0.20m)

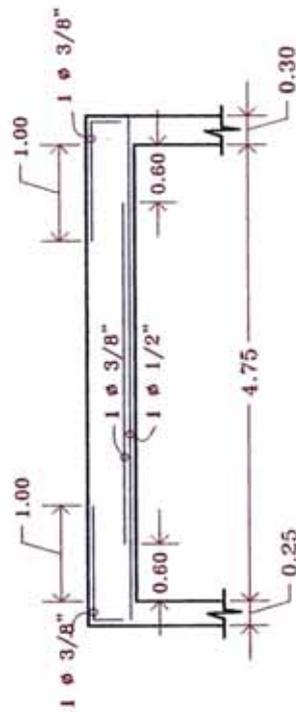


Fig. 22d

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO I (e=0.20m)

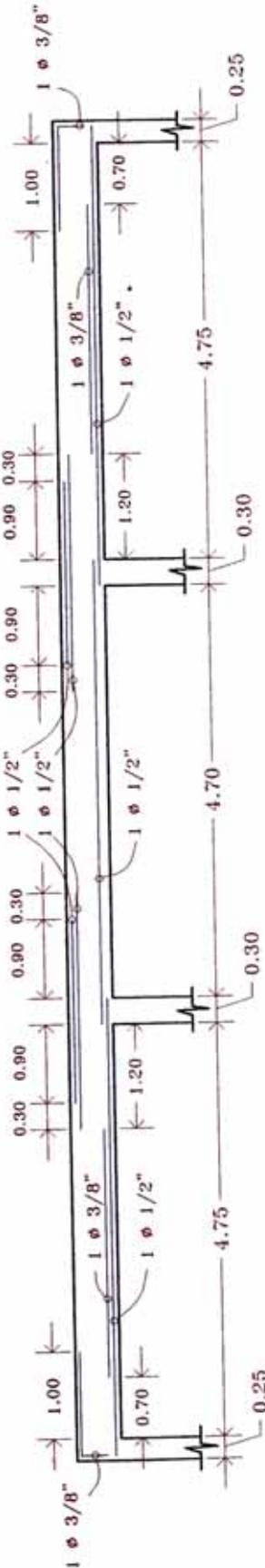


Fig. 22a

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO II (e=0.20m)

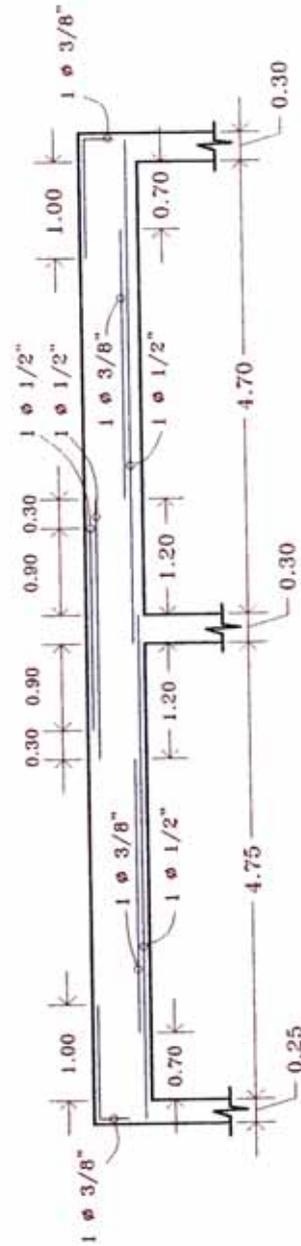


Fig. 22b

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO III (e=0.20m)

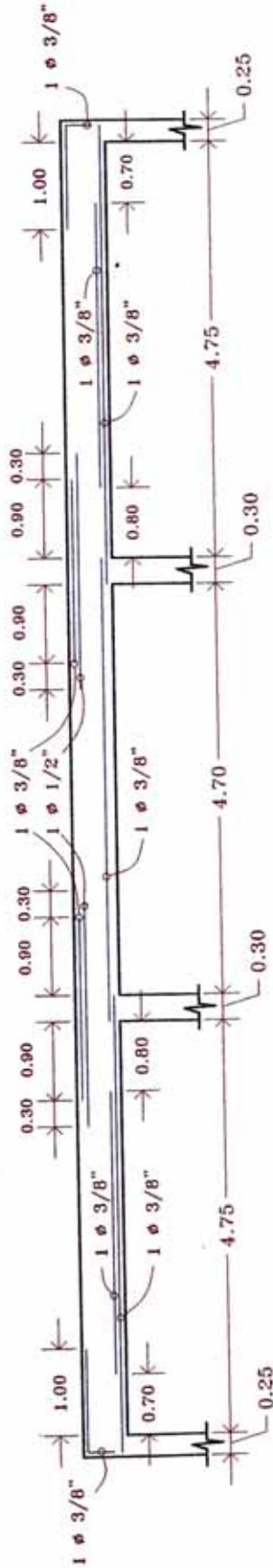


Fig. 22c

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO IV (e=0.20m)

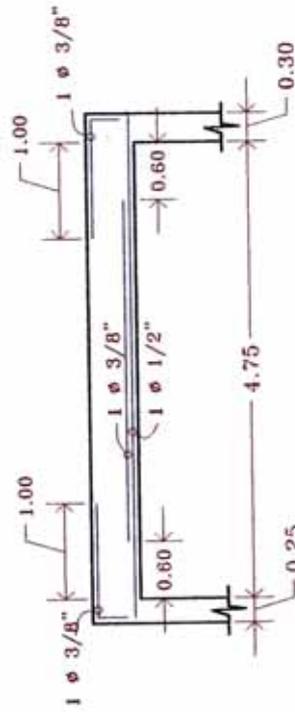


Fig. 22d

6.5.- Pórticos Dúctiles especiales.-

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

La principal ventaja de éste sistema estructural en zonas sísmicas es la gran ductilidad con que puede contarse si se toma algunas precauciones en cuanto a la 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 rige la flexión (vigas); por tanto habrá que diseñar de manera que las rótulas plásticas se formen en las secciones críticas de vigas, aunque es conveniente que en los tres elementos se trate de lograr la 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 disposiciones o recomendaciones del ACI se da para elementos sometidos a flexión, elementos sometidos a flexocompresión, nudos, muros y diafragmas que resisten cargas inducidas por sismos severos.

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

Hacemos uso de la expresión:

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

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

$$\omega_{máx} = 0.0106 \times \frac{4200}{210} = 0.212$$

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$M_{to\ máx+-} = 0.9 \times 0.21 \frac{Ton}{cm^2} \times 0.30m \times (54\ cm)^2 \times 0.212 \times (1 - 0.59 \times 0.212) = 30.67\ Ton \times m$$

De la misma forma que el caso anterior, éste momento es el momento resistente máximo que puede soportar la sección de viga sin usar acero en compresión, estando el acero dispuesto en una sola capa (d=54cm).

6.6.3.- Diseño por corte.-

La resistencia nominal al corte en una sección cualquiera, 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:

$$V_u = \phi V_n$$

La sección crítica que se encuentra sometida al mayor cortante de diseño del elemento se encuentra ubicada entre la cara de apoyo y una sección ubicada a "d" de ella, entonces las secciones situadas en este tramo se diseñarán para un cortante último igual al correspondiente a la sección ubicada a "d" del apoyo.

A2e versión 1.2. sean menores a las capacidades resistentes.

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

6.6.2.1.- VIGA 0.25 x 0.50.- Dado en el pórtico tipo I (pórticos ejes 1 y 4) y pórtico tipo III (pórticos ejes A y C).

Acero mínimo en la sección:

$$A_{smin} = \rho_{min}bd = 0.0033 \times 25 \times 44 = 3.63 \text{ cm}^2$$

Acero máximo en la sección:

$$A_{smax} = \rho_{max}bd = 0.0106 \times 25 \times 44 = 11.66 \text{ cm}^2$$

Momento resistente máximo en la sección:

Hacemos uso de la expresión:

$$Mto_{max} = \Phi f'c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega) \dots\dots\dots (\alpha)$$

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

$$\omega_{max} = 0.0106 \times \frac{4200}{210} = 0.212$$

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$Mto_{max+-} = 0.9 \times 0.21 \frac{Ton}{cm^2} \times 0.25m \times (44 \text{ cm})^2 \times 0.212 \times (1 - 0.59 \times 0.212) = 16.97 \text{ Ton x m}$$

Este momento es el momento resistente máximo que puede soportar la sección de viga sin usar acero en compresión, estando el acero dispuesto en una sola capa (d=44cm).

6.6.2.2.- VIGA 0.30 x 0.60.- Dado en el pórtico tipo II (pórticos ejes 2 y 3) y pórtico tipo IV (pórtico eje B).

Acero mínimo en la sección:

$$A_{smin} = \rho_{min}bd = 0.0033 \times 30 \times 54 = 5.35 \text{ cm}^2$$

Acero máximo en la sección:

$$A_{smax} = \rho_{max}bd = 0.0106 \times 30 \times 54 = 17.17 \text{ cm}^2$$

- Para la viga de **0.25 x 0.50m**:

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

- Para la viga de **0.30 x 0.60m**:

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

6.6.3.3.- Espaciamiento máximo del refuerzo transversal.-

El código del ACI, recomienda que para estribos perpendiculares al eje del elemento, el espaciamiento máximo sea:

$$s \leq 60 \text{ cm.} \quad \dots (6.1)$$

$$s \leq \frac{d}{2} \quad \dots (6.2)$$

Estos espaciamientos máximos precisados en las expresiones (6.1) y (6.2) son válidos siempre que:

$$\boxed{V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b d} \quad \dots (\beta)$$

En caso que se exceda éstos límites, los espaciamientos máximos deben de reducirse a la mitad, es decir:

$$s \leq 30 \text{ cm.} \quad \dots (6.3)$$

$$s \leq \frac{d}{4} \quad \dots (6.4)$$

A continuación se calcula la magnitud del aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte para verificar los espaciamientos máximos:

- Para la viga de **0.25 x 0.50m**:

En la ecuación (β): $V_s \leq 1.06 \sqrt{210} \times 25 \times 44 \times 10 = 16.89 \text{ Ton}$

- Para la viga de **0.30 x 0.60m**:

En la ecuación (β): $V_s \leq 1.06 \sqrt{210} \times 30 \times 54 \times 10 = 24.88 \text{ Ton}$

6.6.3.4.- Aporte máximo del refuerzo transversal a la

resistencia al corte.- El refuerzo longitudinal tiene una cuantía máxima que no debe superarse para garantizar el

Momento resistente máximo en la sección:

Hacemos uso de la expresión:

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

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

$$\omega_{máx} = 0.0106 x \frac{4200}{210} = 0.212$$

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$M_{to\ máx + -} = 0.9 x 0.21 \frac{Ton}{cm^2} x 0.30m x (54\ cm)^2 x 0.212 x (1 - 0.59 x 0.212) = 30.67\ Ton\ x\ m$$

De la misma forma que el caso anterior, éste momento es el momento resistente máximo que puede soportar la sección de viga sin usar acero en compresión, estando el acero dispuesto en una sola capa (d=54cm).

6.6.3.- Diseño por corte.-

La resistencia nominal al corte en una sección cualquiera, 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:

$$V_u = \phi V_n$$

La sección crítica que se encuentra sometida al mayor cortante de diseño del elemento se encuentra ubicada entre la cara de apoyo y una sección ubicada a "d" de ella, entonces las secciones situadas en este tramo se diseñarán para un cortante último igual al correspondiente a la sección ubicada a "d" del apoyo.

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

Teóricamente la resistencia del concreto al corte es igual a la carga que produce la primera fisura inclinada en el extremo del elemento.

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

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

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

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

Para la viga de **0.30 x 0.60 m.** se tiene:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210 (10)} \times 0.30m \times 0.54m = 10.57 \text{ Ton}$$

6.6.3.2.-Requerimientos mínimos de refuerzo transversal.-

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

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

donde:

s:Separación del refuerzo transversal

Av:Area del acero transversal provisto para resistir corte.

Se calcula a continuación el espaciamiento para refuerzo mínimo en las dos secciones de vigas usando estribos cerrados de dos ramas de $\phi 3/8''$.

Para la viga de **0.25 x 0.50m**:

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

Para la viga de **0.30 x 0.60m**:

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

6.6.3.3.- Espaciamiento máximo del refuerzo transversal.-

El código del ACI, recomienda que para estribos perpendiculares al eje del elemento, el espaciamiento máximo sea:

$$s \leq 60 \text{ cm.} \quad \dots\dots (6.1)$$

$$s \leq \frac{d}{2} \quad \dots\dots (6.2)$$

Estos espaciamientos máximos precisados en las expresiones (6.1) y (6.2) son válidos siempre que:

$$\boxed{V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b d} \quad \dots\dots (\beta)$$

En caso que se exceda éstos límites, los espaciamientos máximos deben de reducirse a la mitad, es decir:

$$s \leq 30 \text{ cm.} \quad \dots\dots (6.3)$$

$$s \leq \frac{d}{4} \quad \dots\dots (6.4)$$

A continuación se calcula la magnitud del aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte para verificar los espaciamientos máximos:

Para la viga de **0.25 x 0.50m**:

$$\text{En la ecuación } (\beta): \quad V_s \leq 1.06 \sqrt{210} \times 25 \times 44 \times 10 = 16.89 \text{ Ton}$$

Para la viga de **0.30 x 0.60m**:

$$\text{En la ecuación } (\beta): \quad V_s \leq 1.06 \sqrt{210} \times 30 \times 54 \times 10 = 24.88 \text{ Ton}$$

6.6.3.4.- Aporte máximo del refuerzo transversal a la resistencia al corte.- El refuerzo longitudinal tiene una cuantía máxima que no debe superarse para garantizar el

comportamiento dúctil del elemento. Del mismo modo, el refuerzo transversal tiene una limitación similar que busca evitar la falla del concreto comprimido, ubicado en el extremo superior de las fisuras diagonales, antes de la fluencia del acero transversal.

El código del ACI recomienda que:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'c} b d \quad (\gamma)$$

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

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

Para la viga de **0.25 x 0.50m**:

En la ecuación (γ): $V_s \leq 2.1 \sqrt{210} \times 25 \times 44 \times 10 = 33.47 \text{ Ton}$

Para la viga de **0.30 x 0.60m**:

En la ecuación (γ): $V_s \leq 2.1 \sqrt{210} \times 30 \times 54 \times 10 = 49.30 \text{ Ton}$

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

6.6.4.- Diseño de Vigas Dúctiles en regiones de alto riesgo sísmico.-

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

El refuerzo longitudinal en cualquier sección del elemento, tanto positivo como negativo tendrá como

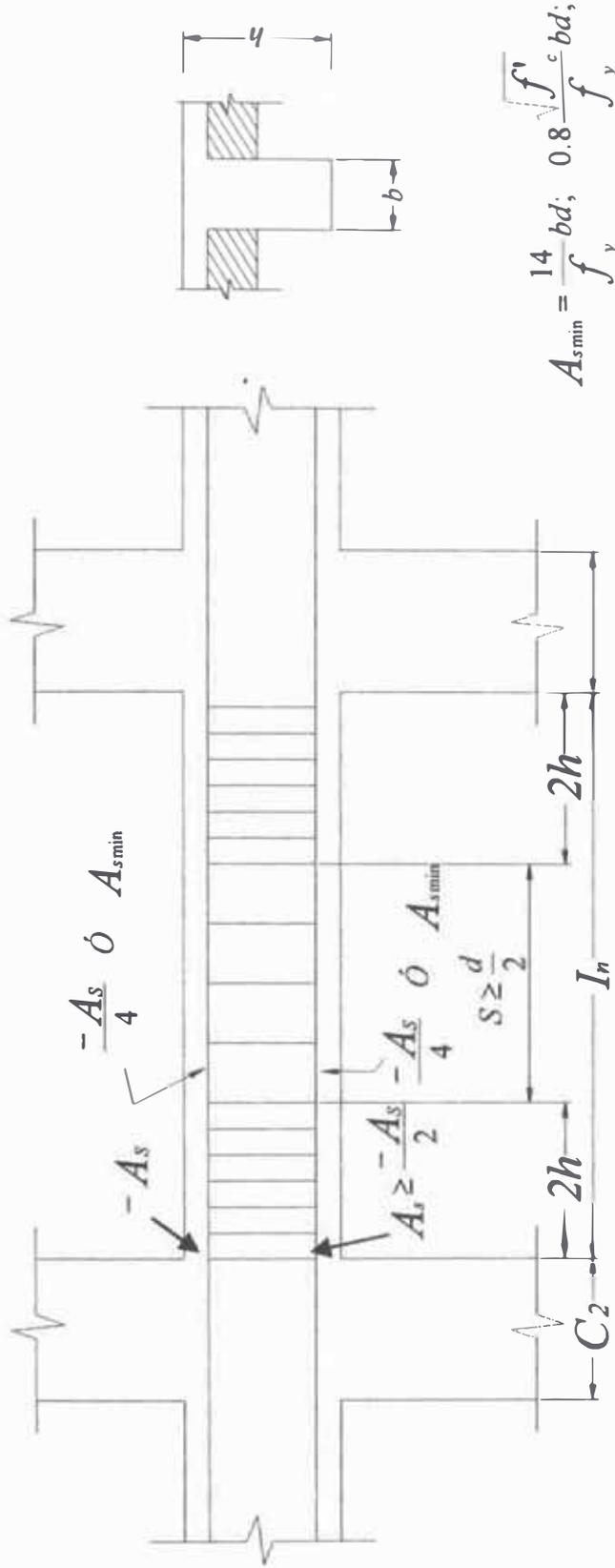
cuantías mínimas y cuantía máxima los especificados en el ítem 6.6.2.

Los empalmes traslapados del refuerzo longitudinal se podrán emplear siempre que se distribuya refuerzo transversal a todo lo largo de éste para darle confinamiento en caso 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, debe estar constituido por estribos cerrados. La inversión de esfuerzos por efecto de las cargas sísmicas, hace necesario el uso de estribos perpendiculares al refuerzo longitudinal pues éstos son igualmente efectivos ante sollicitaciones inversas.

En la **Fig. N° 23** se muestra los requisitos para el refuerzo longitudinal, así como la distribución del refuerzo transversal mínimo de elementos sometidos a flexión. La concentración de refuerzo en los extremos busca confinar el núcleo de concreto en caso que el recubrimiento se desprenda por lo que se denomina refuerzo de confinamiento. El desprendimiento del recubrimiento se suele presentar después de la formación de rótulas plásticas.

REFUERZO TRANSVERSAL



Espaciamiento del refuerzo trasversal en la zona de confinamiento:

$$S = d / 4, \quad 8 \Phi_{lmenor}, \quad 24 \Phi_{estribo}, \quad 30 \text{ cm}$$

Donde no se requiera estribos de confinamiento $\Rightarrow S \leq \frac{d}{2}$

TODOS ESTOS REQUISITOS ASEGURAN UNA CAPACIDAD DE DUCTILIDAD ALTA PARA TODA LAS SECCIONES CRÍTICAS DE VIGAS

FIG. N° 23

6.6.5.- Interpretación y verificación de resultados de la aplicación del programa A2e.-

En el **Anexo N° 10**, se presenta los resultados de la aplicación del programa A2e, en ella se muestra para las vigas las envolventes de momentos flectores y fuerzas cortantes, así como la cantidad de acero requerida longitudinalmente y el refuerzo transversal correspondiente, indicando el espaciamiento. El programa considera para el refuerzo transversal: fierro ϕ 3/8".

Presento a continuación los cuadros de resultados que corresponden al conjunto de vigas que soportan los máximos esfuerzos; la elección de este conjunto de vigas de máximas solicitaciones se hace de cada uno de los cuatro tipos de pórticos. Estas vigas de máximos esfuerzos se dan en el tercer nivel del edificio, debiéndose esto a la incidencia de las fuerzas sísmicas. Los momentos actuantes que se obtiene (resultados de la aplicación del programa A2e), 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; por lo tanto no hay la necesidad de incrementar o reconsiderar las secciones de vigas, por consiguiente se dice que las secciones de estos elementos (vigas) son conformes tanto por rigidez como por resistencia.

Diseño de vigas - Pórtico tipo I (Pórticos Ejes 1 y 4).-

Se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa A2e para las vigas de los pórticos de ejes 1 y 4 de máximas solicitaciones, la ocurrencia de las máximas solicitaciones se da en el nivel 3 y está constituida por dos tramos.

Pórtico tipo 1 - Pórticos Ejes 1 v 4

Viga 1, nivel 3 (.25 x .50)									
Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm ²)	As Inf (cm ²)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.90	3.75	-13.79	9.76	0.00	9.19	3.07	22	7.18	2.58
1.39	4.16	-9.33	8.50	0.00	5.99	3.42	22	7.18	1.32
1.88	4.17	-5.48	7.24	-0.36	3.67	3.43	22	7.18	0.06
2.37	4.13	-2.66	5.99	-1.16	2.16	3.39	22	7.18	
2.86	3.84	-0.44	4.73	-1.95	0.35	3.15	22	7.18	
3.35	3.82	0.00	3.47	-2.74	0.00	3.13	30	7.18	
3.84	3.83	0.00	2.54	-3.76	0.00	3.14	22	7.18	
4.33	4.60	-1.57	1.75	-5.02	1.27	3.67	22	7.18	
4.82	4.76	-3.89	0.95	-6.28	3.19	3.67	22	7.18	
5.31	4.81	-7.00	0.16	-7.54	4.42	3.67	22	7.18	-0.36
5.80	4.69	-11.00	0.00	-8.80	7.16	3.67	22	7.18	-1.62

Viga 2, nivel 3 (.25 x .50)									
Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm ²)	As Inf (cm ²)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.30	4.69	-11.00	8.80	0.00	7.16	3.67	22	7.18	1.62
0.79	4.81	-7.00	7.54	-0.16	4.42	3.67	22	7.18	0.36
1.28	4.76	-3.89	6.28	-0.95	3.19	3.67	22	7.18	
1.77	4.60	-1.57	5.02	-1.75	1.27	3.67	22	7.18	
2.26	3.83	0.00	3.76	-2.54	0.00	3.14	22	7.18	
2.75	3.82	0.00	2.74	-3.47	0.00	3.13	30	7.18	
3.24	3.84	-0.44	1.95	-4.73	0.35	3.15	22	7.18	
3.73	4.13	-2.66	1.16	-5.99	2.16	3.39	22	7.18	
4.22	4.17	-5.48	0.36	-7.24	3.67	3.43	22	7.18	-0.06
4.71	4.16	-9.33	0.00	-8.50	5.99	3.42	22	7.18	-1.32
5.20	3.75	-13.79	0.00	-9.76	9.19	3.07	22	7.18	-2.58

a).- Diseño por flexión.- Por simple inspección, se observa que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección (Mto resist. Máx.=16.97 Ton-m). Las áreas de acero (refuerzo longitudinal) que reporta el programa corresponden cuando el acero se encuentra dispuesta en una capa. En la **Fig. N° 24** se muestra la disposición final del refuerzo longitudinal y se observa que el fierro se dispone en una sola capa.

Criterios que se tomó en cuenta en la determinación de los puntos de corte del refuerzo, válidos tanto para refuerzo positivo como negativo:

Las varillas 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 de acero. Para efectos de visualizar éstos puntos se usa los diagramas de momentos flectores, aún más, el programa A2e, reporta los aceros correspondientes a éstos momentos, en consecuencia se hace uso de los diagramas: "Acero vs. Longitud ", los cuales se presentan para cada uno de los conjuntos de vigas que se va a diseñar y que permiten de manera rápida, ubicar los puntos de corte teóricos del refuerzo longitudinal.

Cada varilla debe tener una adecuada longitud de anclaje para garantizar que pueda alcanzar el esfuerzo de fluencia en los puntos de máximo esfuerzo, bajo

esta premisa se presenta en el **Anexo N° 12** la longitudes de anclaje para las varillas típicas en concordancia con el tipo de concreto que se emplee. Para hallar los puntos de corte reales se toma en cuenta las recomendaciones del código del ACI:

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

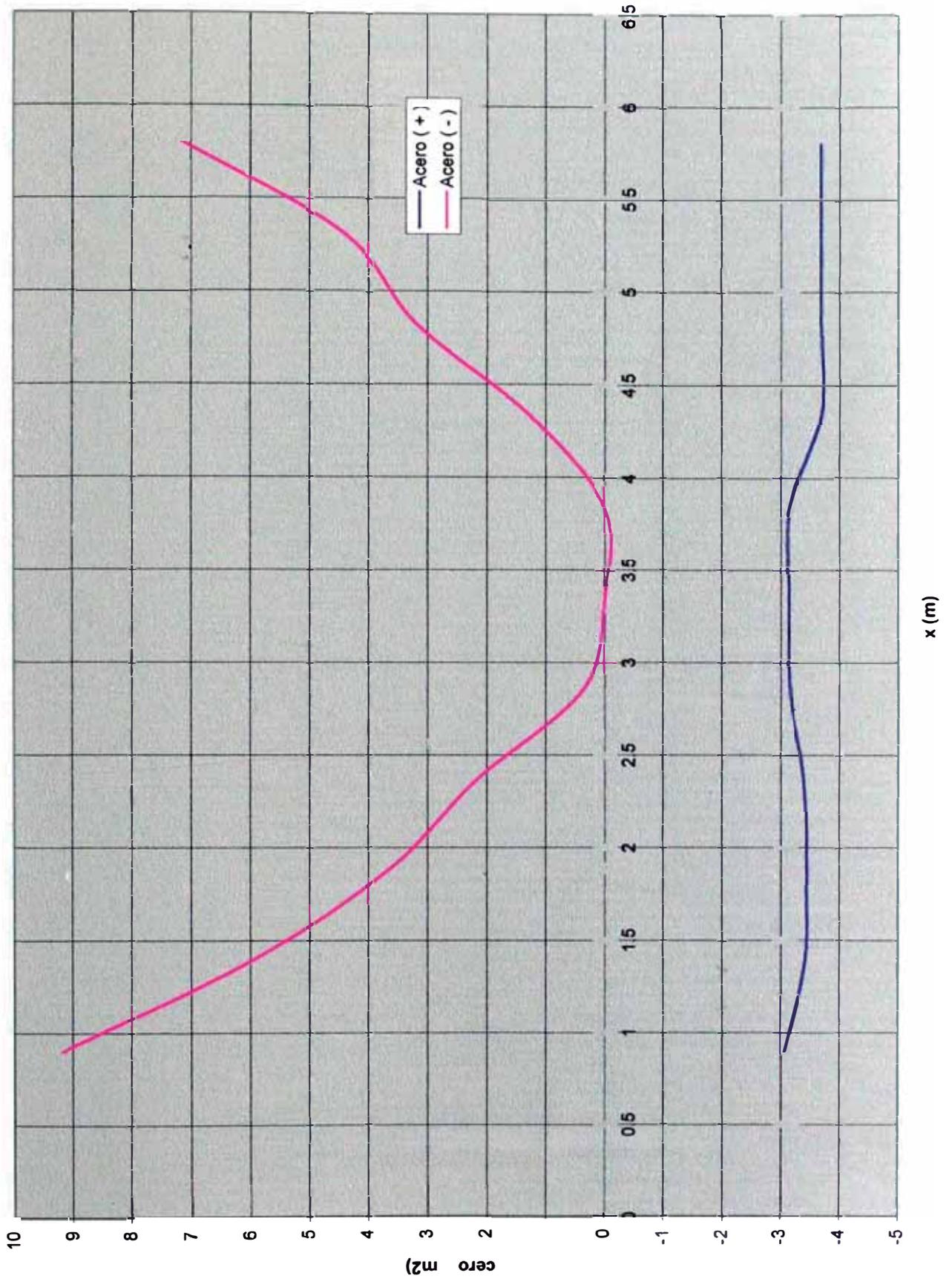
- a) El acero debe extenderse "d" ó $12d_b$, el que sea mayor, más allá del punto donde teóricamente es requerido.
- b) El acero debe extenderse a partir del punto donde está más esforzado una longitud igual a su longitud de anclaje.

Acero negativo.- Se toma en cuenta los mismos criterios vistos para el corte del acero positivo, con la diferencia que las longitudes de anclaje del **Anexo N° 12** son incrementadas por el factor correspondiente a varillas superiores, que típicamente es el factor 1.3.

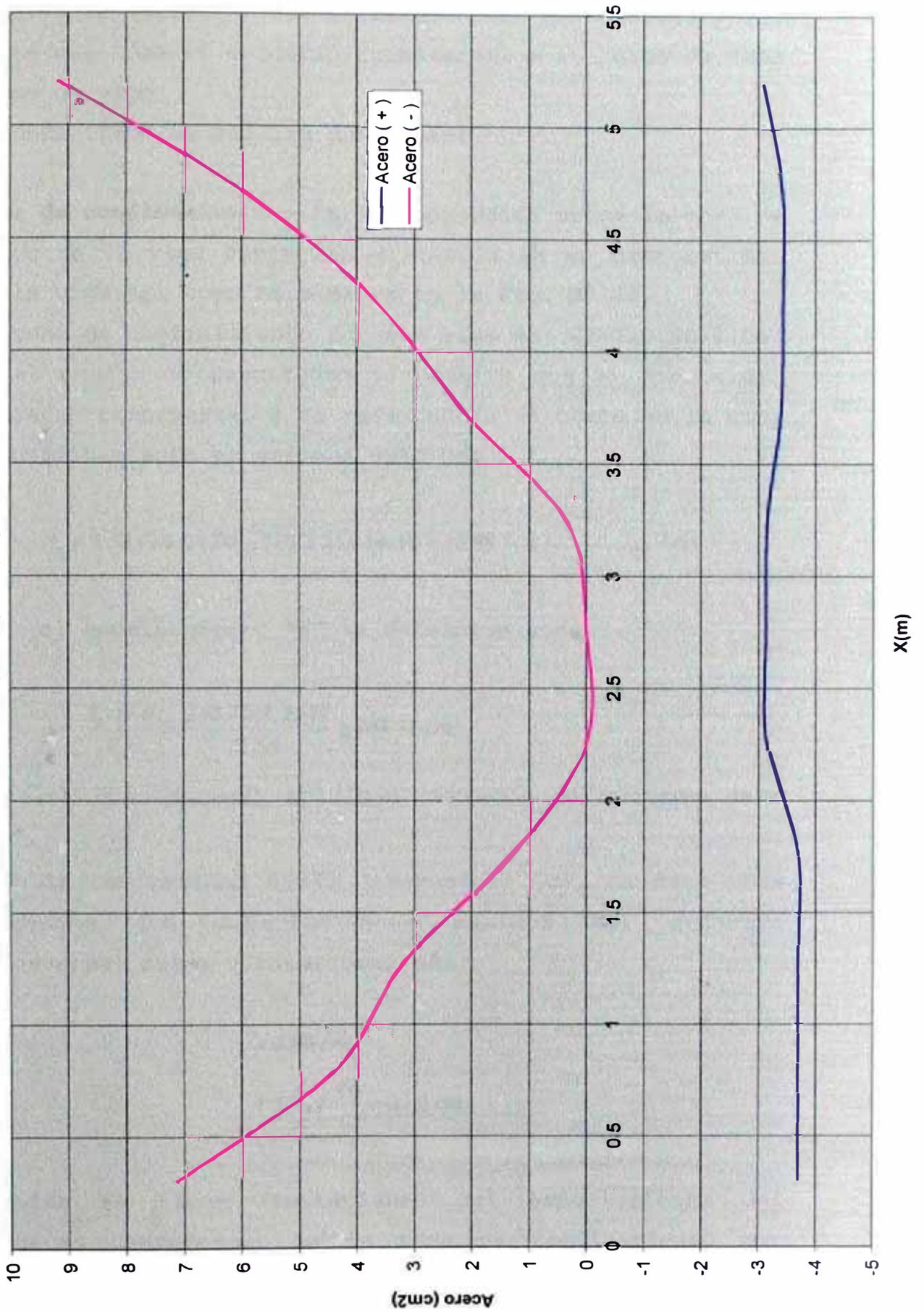
Debe evitarse, en lo posible, el corte de barras en tensión en zonas donde la fuerza cortante es elevada pues se producen grandes concentraciones de esfuerzos y grietas inclinadas en los puntos de corte. En general, el número de cortes de acero debe reducirse al mínimo para simplificar el diseño y la construcción.

Además de los criterios mencionados para una adecuada disposición del refuerzo longitudinal, se tomó en cuenta los requisitos para el refuerzo longitudinal que aseguran una capacidad de ductilidad alta para todas las secciones críticas de vigas, las cuales se muestran en la **Fig. N° 23**.

Envolvente de Refuerzos
Viga 1 Nivel 3 (0.25 x 0.50)
Pórtico tipo I (Ejes 1 y 4)



Envolvente de Refuerzos
Viga 2 Nivel 3 (0.25 x 0.50)
Pórtico tipo I (Ejes 1 y 4)



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 cada tramo de viga.

En cada tramo se analiza dos zonas:

Zona de confinamiento.- Está comprendida entre la cara de apoyo de la viga hasta una distancia $2h$ en cada extremo de la viga tal como se muestra en la **Fig. N° 23**.

La zona de confinamiento en ésta viga es: $2h=2 \times 0.5m=1.0m$. En el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona de confinamiento es ínfima; esto es:

$$V_s = 2.58 \text{ Ton} \leq 1.06 \sqrt{210} \times 25 \times 44 \times 10 = 16.89 \text{ Ton} \quad \dots (\alpha)$$

el espaciamiento "s" se determina con:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4.2 \times 44}{2.58} = 101.71 \text{ cm.}$$

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

Dado la conformidad en la desigualdad (α) , en ésta zona tendremos los espaciamientos máximos del refuerzo transversal cuyas limitaciones son:

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

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22.0 \text{ cm.}$$

También se tiene limitaciones del espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento por capacidad de ductilidad, ilustrada en la **Fig. N° 23**:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{44}{4} = 11 \text{ cm.} \\ 8\phi_{\text{lmenor}} = 8 \times 1.58 = 12.64 \text{ cm.} \\ 24 \phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: **Estribos 1 ϕ 3/8" @ .05, 9 ϕ 3/8" @ .11**

Zona no confinada.- Corresponde a la zona fuera de la longitud de confinamiento, en el cuadro de resultados se aprecia que los cortantes actuantes últimos son menores que la resistencia del concreto al corte, y en concordancia con el ítem 6.6.3.2 se tendrá que colocar refuerzo transversal mínimo dado por la ecuación.

$$A_{v\text{min}} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}; \quad \text{siempre que: } \frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

usando estribos cerrados de dos ramas de ϕ 3/8" se tiene:

$$s = \frac{A_{v\text{min}} f_y}{3.5 b_w} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 25} = 68.16 \text{ cm. ,}$$

La limitación en el espaciamiento esta dado por los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad en vigas (**Fig. N° 23**), que indica donde no se requiera estribos de confinamiento el espaciamiento debe de ser:

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

Por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada: **Estribos ϕ 3/8" @ .22**

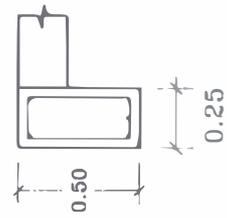
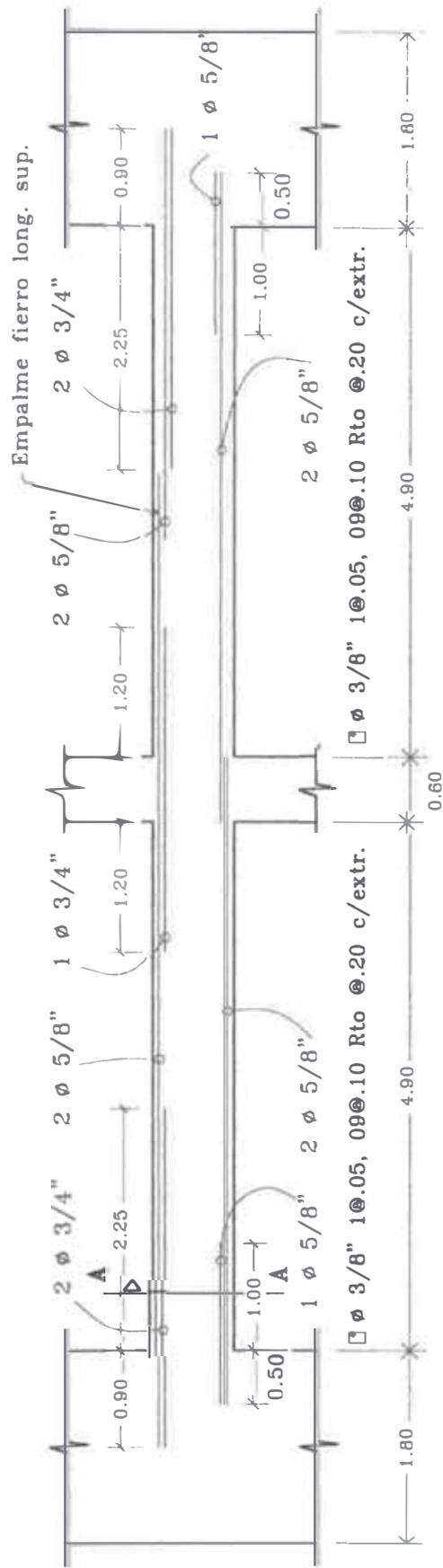
Finalmente en cada uno de los tramos usar **estribos:**

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

La **Fig. N° 24** muestra la disposición y detallado del refuerzo longitudinal y del refuerzo transversal.

PORTICO TIPO I

PORTICO EJES 1 y 4



Sección A-A

FIG. N° 24

Diseño de vigas - Pórtico tipo II (Pórticos Ejes 2 y 3) .-

Se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa A2e para las vigas de los pórticos de ejes 2 y 3 de máximas solicitaciones, la ocurrencia de las máximas solicitaciones se da en el nivel 3 y está constituida por dos tramos.

a) .- Diseño por flexión.- Los parámetros mínimo y máximo son:

Sección de viga : .30 x .60 m.

$$A_{smín} = 5.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 17.17 \text{ cm}^2$$

$$M_{to máx} = 30.67 \text{ Ton-m}$$

Por simple inspección, se observa que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección. A su vez se verifica, que la viga trabaja adecuadamente en toda su longitud.

La disposición y detallado del refuerzo longitudinal se obtiene siguiendo los criterios descritos en el diseño de las vigas del pórtico tipo I (Pórticos Ejes 1 y 4).

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

Zona de confinamiento.-

Longitud de la zona de confinamiento = $2h = 2 \times 0.6 = 1.20 \text{ m}$.

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

En la cara de apoyo : $V_s = 11.24 \text{ Ton}$

A una distancia 0.62 : $V_s = 6.99 \text{ Ton}$

A una distancia **d = .54** : $V_s = 7.54 \text{ Ton}$ (Corte diseño)

Pórtico tipo 2 - Pórticos Ejes 2 v 3

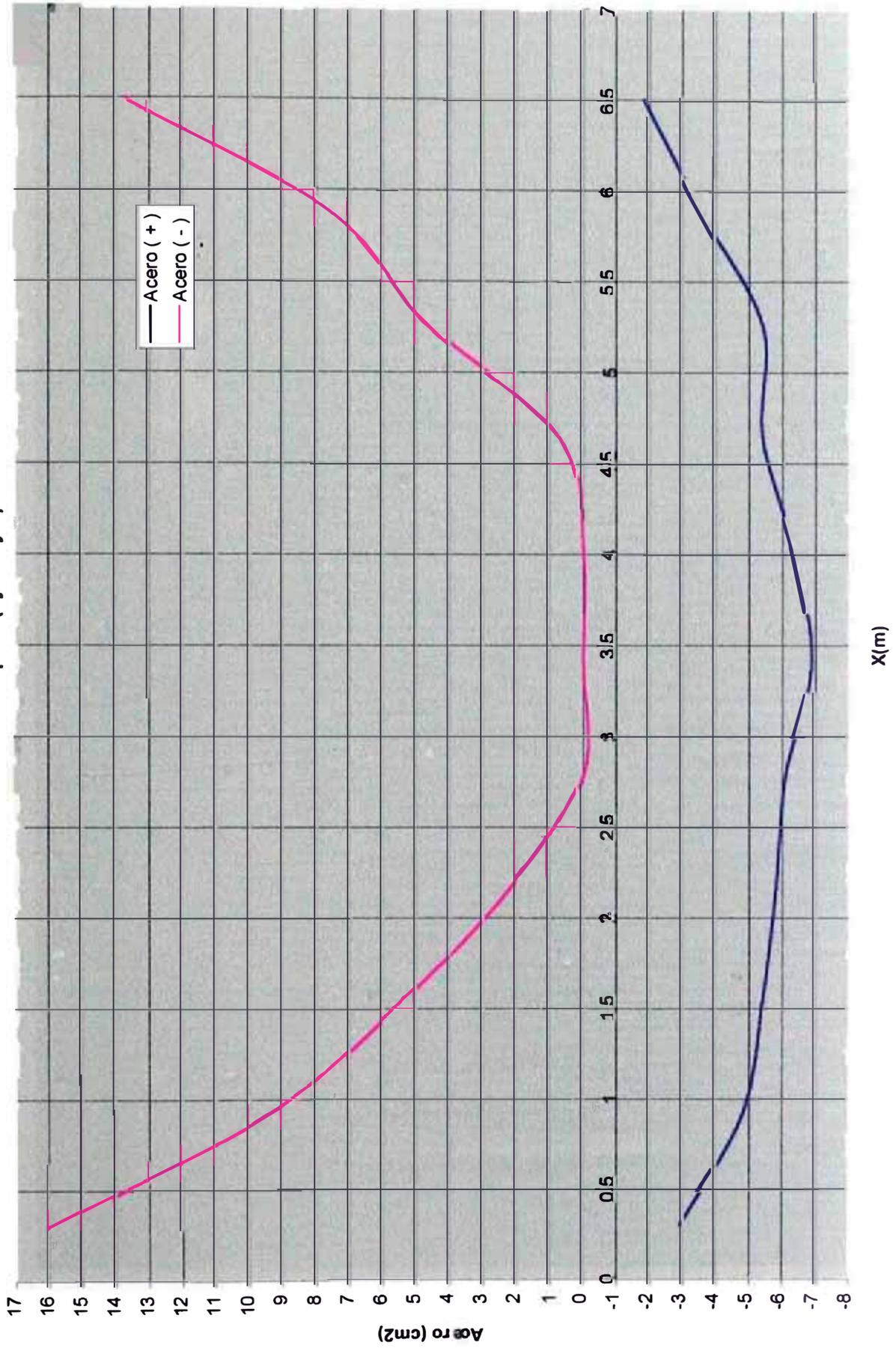
Viga 1, nivel 3 (.30 x .60)

Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.30	4.41	-28.75	21.81	0.00	15.93	2.92	16.2	10.57	11.24
0.92	7.18	-17.80	17.56	0.00	9.36	4.80	26.1	10.57	6.99
1.54	8.94	-9.06	13.37	0.00	5.40	5.40	27	10.57	2.80
2.16	11.33	-3.34	10.38	-0.22	2.21	5.80	27	10.57	
2.78	11.87	0.00	7.39	-2.10	0.00	6.08	27	10.57	
3.40	13.32	0.00	4.40	-4.06	0.00	6.87	30	10.57	
4.02	12.34	0.00	2.34	-6.80	0.00	6.34	27	10.57	
4.64	9.94	-0.97	0.47	-9.79	0.64	5.40	27	10.57	
5.26	8.03	-6.88	0.00	-12.78	4.60	5.39	27	10.57	-2.21
5.88	5.38	-14.46	0.00	-16.73	7.49	3.57	27	10.57	-6.16
6.50	2.76	-25.16	0.00	-20.98	13.69	1.82	17.5	10.57	-10.41

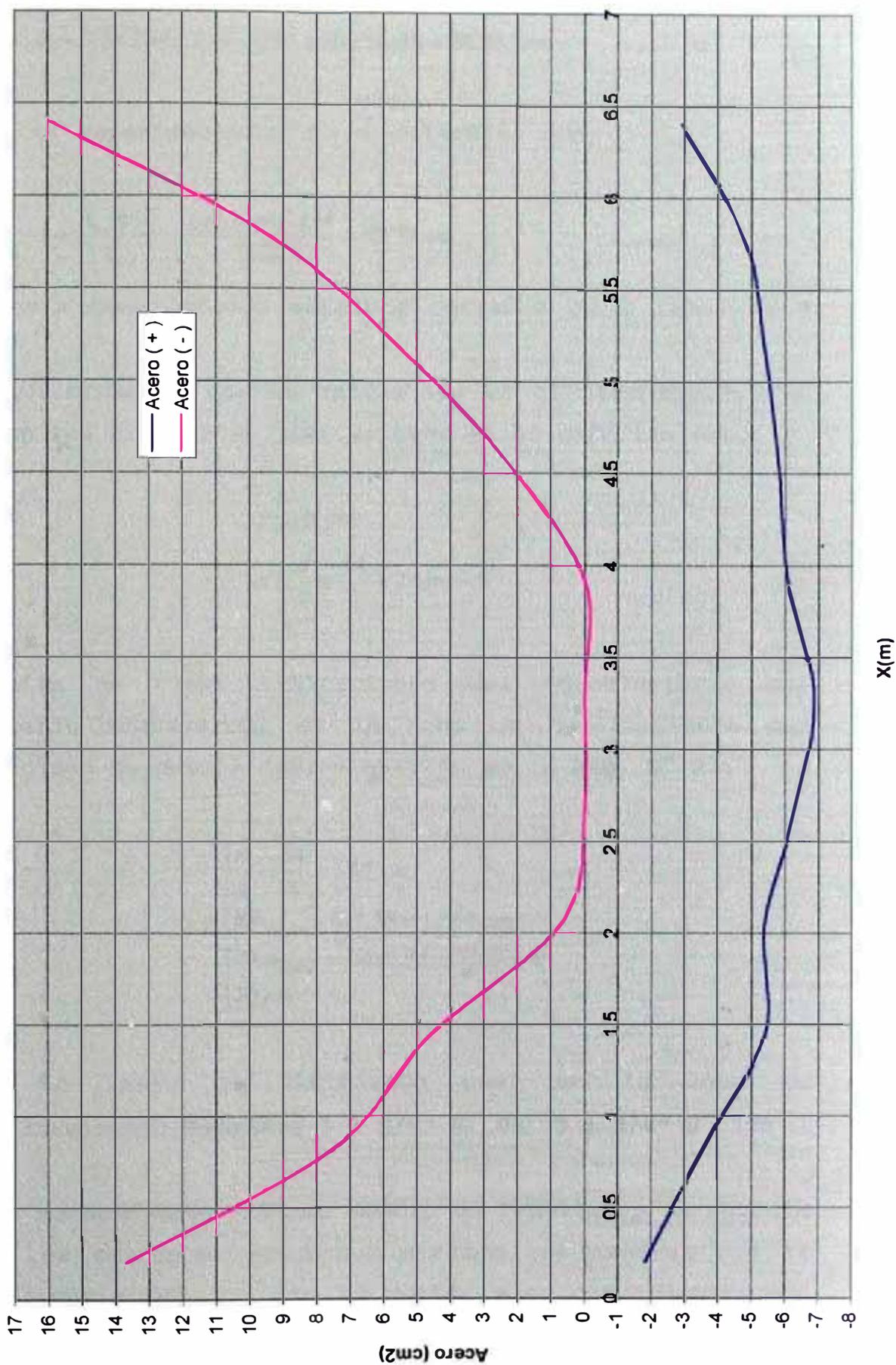
Viga 2, nivel 3 (.30 x .60)

Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.20	2.76	-25.16	20.98	0.00	13.69	1.82	17.5	10.57	10.41
0.82	5.38	-14.46	16.73	0.00	7.49	3.57	27	10.57	6.16
1.44	8.03	-6.88	12.78	0.00	4.60	5.39	27	10.57	2.21
2.06	9.94	-0.97	9.79	-0.47	0.64	5.40	27	10.57	
2.68	12.34	0.00	6.80	-2.34	0.00	6.34	27	10.57	
3.30	13.32	0.00	4.06	-4.40	0.00	6.87	30	10.57	
3.92	11.87	0.00	2.10	-7.39	0.00	6.08	27	10.57	
4.54	11.33	-3.34	0.22	-10.38	2.21	5.80	27	10.57	
5.16	8.94	-9.06	0.00	-13.37	5.40	5.40	27	10.57	-2.80
5.78	7.18	-17.80	0.00	-17.56	9.36	4.80	26.1	10.57	-6.99
6.40	4.41	-28.75	0.00	-21.81	15.93	2.92	16.2	10.57	-11.24

Envolvente de Refuerzos
Viga 1 Nivel 3 (0.30 x 0.60)
Pórtico tipo II (Ejes 2 y 3)



**Envolvente de Refuerzos
Viga 2 Nivel 3 (0.30 x 0.60)
Pórtico tipo II (Ejes 2 y 3)**



Se verifica que:

$$V_s = 7.54 \text{ Ton} \leq 1.06 \sqrt{210} \times 30 \times 54 \times 10 = 24.88 \text{ Ton} \quad \dots (\alpha)$$

el espaciamiento "s" se determina con:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4.2 \times 54}{7.54} = 42.71 \text{ cm.}$$

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

En concordancia con lo mencionado en el ítem 6.6.3.3 se tiene las siguientes limitaciones en el espaciamiento:

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

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{54}{2} = 27.0 \text{ cm.}$$

También se tiene limitaciones del espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento por capacidad de ductilidad, ilustrada en la **Fig. N° 23**:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm.} \\ 8\phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.58 = 12.64 \text{ cm.} \\ 24\phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: **Estribos 1 ϕ 3/8" @ .05, 9 ϕ 3/8" @ .125**

Zona no confinada.- En el cuadro de resultados se aprecia que los cortantes actuantes últimos son menores que la resistencia del concreto al corte, y en concordancia con

el ítem 6.6.3.2 se tendrá que colocar refuerzo transversal mínimo dado por la ecuación.

$$A_{v_{\min}} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}; \quad \text{siempre que: } \frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

usando estribos cerrados de dos ramas de ϕ 3/8" se tiene:

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

La limitación en el espaciamiento esta dado por los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad en vigas (**Fig. N° 23**), que indica donde no se requiera estribos de confinamiento el espaciamiento debe de ser:

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

Por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada:

Estribos ϕ 3/8" @ .27

Finalmente en cada uno de los tramos usar **estribos:**

1 ϕ 3/8" @.05, 9 ϕ 3/8" @.125, Rto. @.25 en c/extremo.

La **Fig. N° 25** muestra la disposición y detallado del refuerzo longitudinal y del refuerzo transversal.

PORTICO TIPO II
PORTICOS EJES 2 y 3

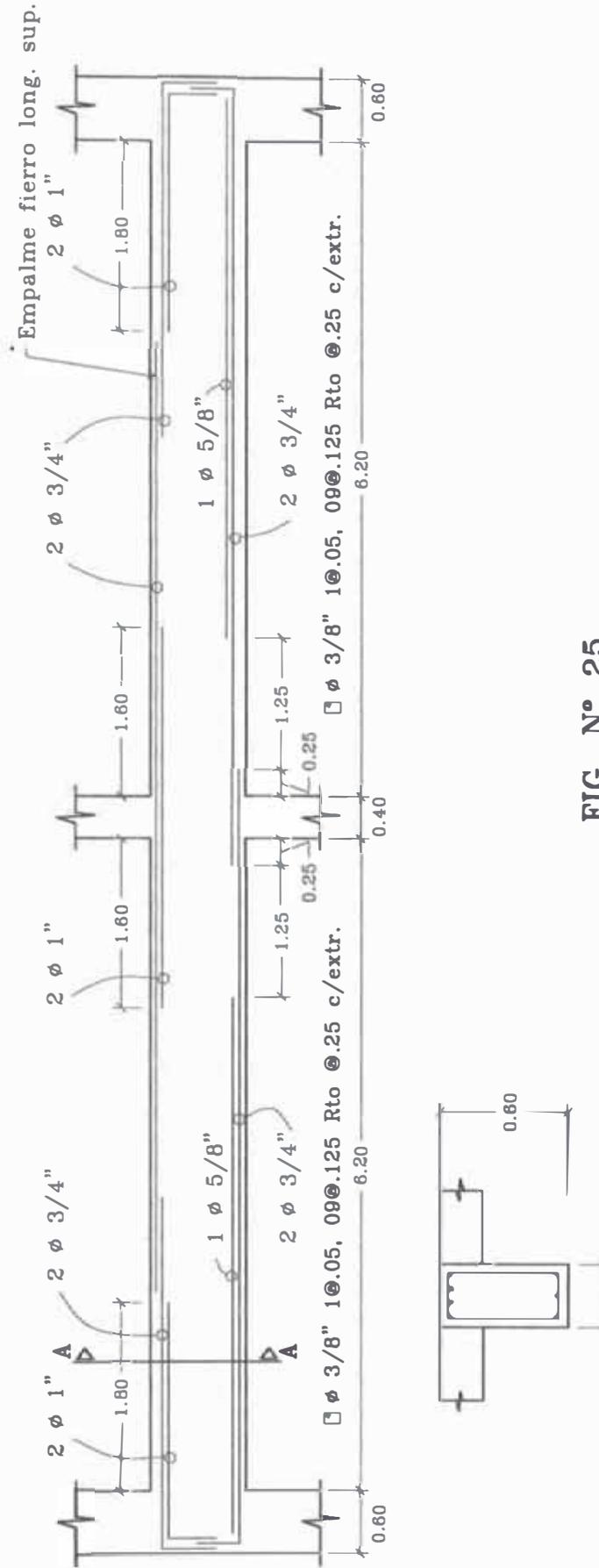


FIG. N° 25

0.30

Sección A-A

Diseño de vigas-Pórtico tipo III (Pórticos Ejes A y C) .-

Se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa A2e para las vigas de los pórticos de ejes A y C de máximas solicitaciones, la ocurrencia de las máximas solicitaciones se da en el nivel 3 y está constituida por tres tramos.

a) .- Diseño por flexión.- Los parámetros mínimo y máximo son:

Sección de viga .25 x .50 m.

$$A_{smín} = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 11.66 \text{ cm}^2$$

$$M_{to_{máx}} = 16.97 \text{ Ton-m}$$

Por simple inspección, se observa que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección. A su vez se verifica, que la viga trabaja adecuadamente en toda su longitud.

La disposición y detallado del refuerzo longitudinal se obtiene siguiendo los criterios ya mencionados, cabe señalar que el refuerzo longitudinal se ciñe estrictamente a los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad alta para todas las secciones críticas de vigas (**Fig. N° 23**), el diseño de las vigas de mayores solicitaciones, se muestra en la **Fig. N° 26**.

b) .- Diseño por corte.- Siguiendo el mismo procedimiento que los casos anteriores, se verifica que el diseño por corte lo gobierna los requisitos de ductilidad en vigas, por lo tanto se tiene:

En la zona de confinamiento.-

Longitud de la zona de confinamiento: $2h=2 \times 0.5=1.0m$.

Usando estribos cerrados de 2 ramas de ϕ 3/8".

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{44}{4} = 11 \text{ cm.} \\ 8\phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.58 = 12.64 \text{ cm.} \\ 24\phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

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

En la zona no confinada.-

La limitación en el espaciamiento de estribos esta dado por los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad en vigas (**Fig. N° 23**), que indica donde no se requiera estribos de confinamiento el espaciamiento debe de ser:

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

Por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada:

Estribos ϕ 3/8" @ .22

Finalmente en cada uno de los tramos usar **estribos:**

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

La **Fig. N° 26** muestra la disposición y detallado del refuerzo longitudinal y del refuerzo transversal.

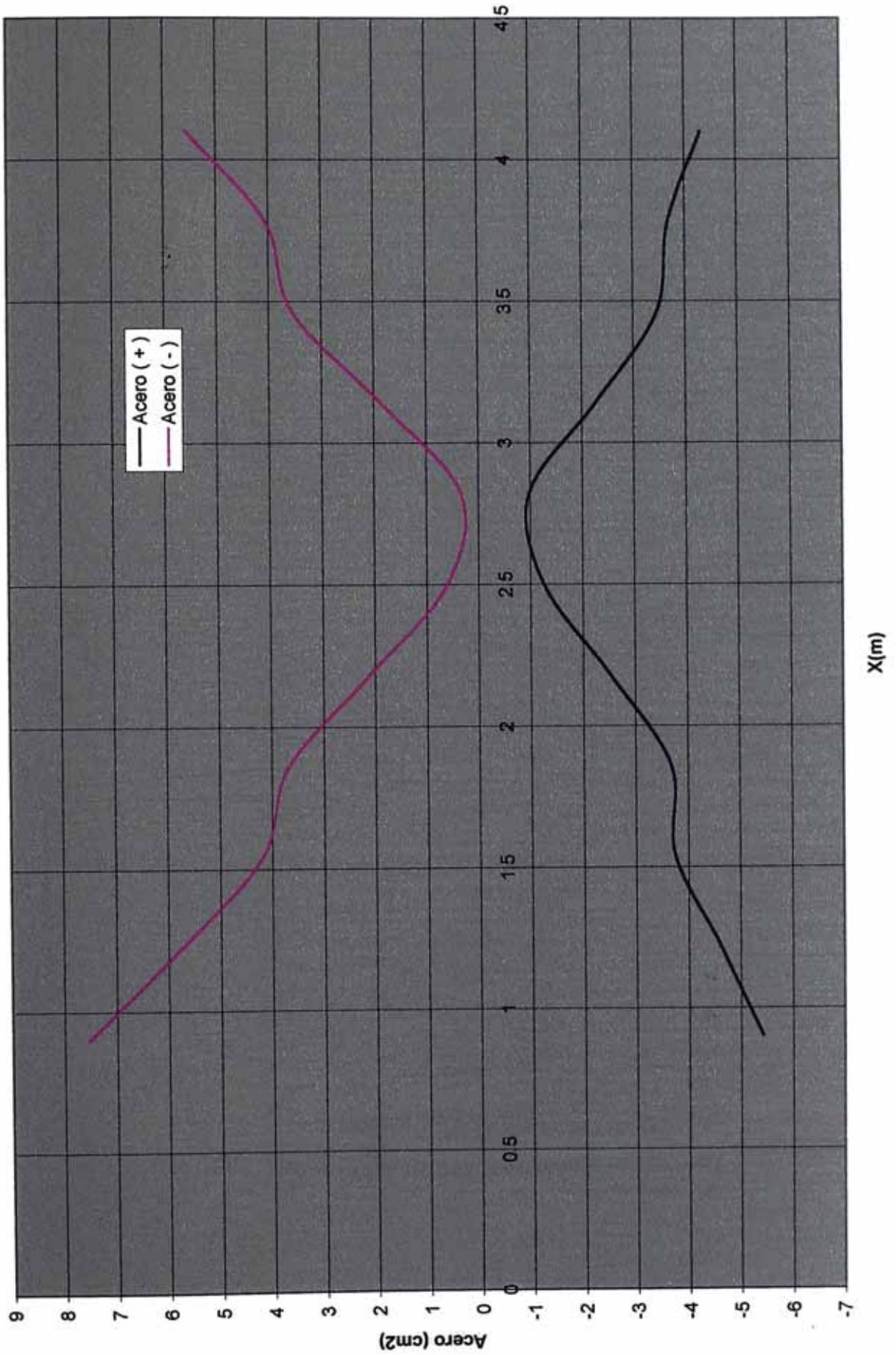
Pórtico tipo 3 - Pórticos Ejes A v C

Viga 1, nivel 3 (.25 x .50)									
Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.90	8.49	-11.52	8.09	-3.58	7.53	5.42	22	7.18	0.91
1.22	7.29	-9.01	7.60	-3.93	5.77	4.61	22	7.18	0.42
1.54	5.98	-6.66	7.11	-4.27	4.19	3.74	22	7.18	
1.86	4.55	-4.57	6.63	-4.62	3.67	3.67	22	7.18	
2.18	3.09	-2.60	6.14	-4.97	2.12	2.52	22	7.18	
2.50	1.54	-0.75	5.65	-5.32	0.60	1.25	22	7.18	
2.82	1.20	-0.42	5.27	-5.67	0.34	0.97	22	7.18	
3.14	2.77	-2.30	4.92	-6.12	1.87	2.26	22	7.18	
3.46	4.19	-4.32	4.57	-6.61	3.55	3.45	22	7.18	
3.78	5.55	-6.46	4.22	-7.10	4.06	3.67	22	7.18	
4.10	6.85	-8.73	3.87	-7.59	5.58	4.31	22	7.18	-0.41

Viga 2, nivel 3 (.25 x .50)									
Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.15	1.85	-6.05	5.11	0.00	3.79	1.50	22	7.18	
0.62	2.21	-3.82	4.38	0.00	3.14	1.79	22	7.18	
1.09	2.38	-2.04	3.67	-0.01	1.65	1.93	22	7.18	
1.56	2.51	-0.71	2.95	-0.52	0.57	2.04	30	7.18	
2.03	2.31	0.00	2.23	-1.03	0.00	1.87	30	7.18	
2.50	2.51	0.00	1.55	-1.55	0.00	2.04	30	7.18	
2.97	2.31	0.00	1.03	-2.23	0.00	1.87	30	7.18	
3.44	2.51	-0.71	0.52	-2.95	0.57	2.04	30	7.18	
3.91	2.38	-2.04	0.01	-3.67	1.65	1.93	22	7.18	
4.38	2.21	-3.82	0.00	-4.38	3.14	1.79	22	7.18	
4.85	1.85	-6.05	0.00	-5.11	3.79	1.50	22	7.18	

Viga 3, nivel 3 (.25 x .50)									
Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.15	6.85	-8.73	7.59	-3.87	5.58	4.31	22	7.18	0.41
0.47	5.55	-6.46	7.10	-4.22	4.06	3.67	22	7.18	
0.79	4.19	-4.32	6.61	-4.57	3.55	3.45	22	7.18	
1.11	2.77	-2.30	6.12	-4.92	1.87	2.26	22	7.18	
1.43	1.20	-0.42	5.67	-5.27	0.34	0.97	22	7.18	
1.75	1.54	-0.75	5.32	-5.65	0.60	1.25	22	7.18	
2.07	3.09	-2.60	4.97	-6.14	2.12	2.52	22	7.18	
2.39	4.55	-4.57	4.62	-6.63	3.67	3.67	22	7.18	
2.71	5.98	-6.66	4.27	-7.11	4.19	3.74	22	7.18	
3.03	7.29	-9.01	3.93	-7.60	5.77	4.61	22	7.18	-0.42
3.35	8.49	-11.52	3.58	-8.09	7.53	5.42	22	7.18	-0.91

Envolvente de Refuerzos
Viga 1 Nivel 3 (0.25 x 0.50)
Pórtico tipo III (Ejes A y C)



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



**ANÁLISIS ESTÁTICO - DINÁMICO
Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN SISTEMA
ESTRUCTURAL DUAL DE CONCRETO ARMADO
"Uso Vivienda"**

INFORME DE INGENIERIA

**Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL**

Luis Walter Navarro Flores

**Lima-Perú
2001**

**ANALISIS ESTATICO – DINAMICO Y DISEÑO SISMORRESISTENTE
DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL DE CONCRETO ARMADO
USO : VIVIENDA**

INDICE

Introducción

Capítulo I: Memoria descriptiva.

1.1 Descripción de la estructura	3
1.2 Zonificación sísmica	3
1.3 Area del proyecto	3
1.4 Perímetro	3
1.5 Estructuración del proyecto	6
1.6 Cargas de diseño	7
1.7 Propiedades de los materiales	8
1.8 Capacidad admisible del terreno	8

Capítulo II: Predimensionamiento y estimación de cargas.

2.1 Generalidades	13
2.2 Predimensionamiento de losa aligerada	13
2.3 Predimensionamiento de vigas	13
2.4 Predimensionamiento de columnas	18

Capítulo III: Peso de la edificación y parámetros de diseño

3.1 Peso de la edificación	30
3.2 Masa de la edificación	30
3.3 Momento polar de inercia de masas	33
3.4 Inercia de las placas	33

Capítulo IV:	Análisis sísmico	
4.1	Generalidades	37
4.2	Filosofía del diseño sismorresistente	37
4.3	De los planos y documentos del proyecto	37
4.4	Parámetros de sitio	38
4.5	Condiciones geotécnicas	39
4.6	Factor de amplificación sísmica	40
4.7	Métodos de análisis sísmicos	40
4.8	Análisis Estático	41
4.9	Análisis Dinámico	46
Capítulo V:	Análisis estructural	
5.1	Generalidades	61
5.2	Análisis de cargas verticales	61
Capítulo VI:	Diseño de elementos estructurales	
6.1	Métodos de diseño	71
6.2	Métodos de diseño propuesto por el ACI	72
6.3	Reducción de resistencia	74
6.4	Diseño de losas aligeradas	75
6.5	Pórticos dúctiles especiales	91
6.6	Diseño de vigas dúctiles especiales	92
6.7	Diseño columnas dúctiles especiales	130
6.8	Conexiones vigas columnas	153
6.9	Diseño de muros de corte	156
6.10	Diseño de cimentaciones	170
	Conclusiones	214
	Bibliografía	219
	Anexos	220

Introducción

Estando el Perú en una zona sísmica donde a menudo ocurren sismos severos, la seguridad estructural de las edificaciones está ligada principalmente a los terremotos. Es generalmente antieconómico construir edificaciones tan fuertes que resistan movimientos sísmicos sólo por su resistencia, por ello se suele aprovechar los resultados de análisis de respuestas dinámicas (metodología que nos da resultados más reales del comportamiento de la estructura frente a sollicitaciones sísmicas) los cuales nos conduce a la conveniencia de diseñar edificios con adecuada resistencia y máxima capacidad de ductilidad.

En el presente **Informe de Ingeniería** se bosqueja en forma sencilla los criterios y procedimientos en el análisis estructural y diseño de concreto armado de los elementos estructurales de una Edificación Común (Vivienda) de cinco niveles, cuyo sistema estructural es del tipo aporticado con muros de corte; éste tipo de edificaciones se considera como la mejor solución estructural, ya que permite un control de desplazamientos laterales. Además los edificios con muros de corte son bastante rígidos y se presenta en ellos una menor distorsión y el daño global durante sismos severos tiende a ser menor. En el proceso de estructuración, de acuerdo con la reglamentación y disposiciones de las actuales normas tales como: Norma técnica de Edificación E-030 Diseño Sismorresistente 1997 y la Norma técnica de Edificación E-060 de Concreto Armado, que se encuentran en el Reglamento Nacional de Construcciones, ha sido necesario el uso de muros de corte.

Se hace en un primer momento el predimensionamiento de cada uno de los elementos estructurales; luego con las dimensiones obtenidas se analiza la rigidez de la estructura en conjunto, ello se basa en el análisis sísmico de la estructura, se hace una comparación entre los métodos estático y dinámico; luego se procede a determinar los sistemas de carga actuantes en la estructura; para luego hacer el análisis estructural y el diseño de los elementos estructurales; y si el hecho fuera que en el diseño de los elementos estructurales en su conjunto no se obtenga secciones óptimas o no esten acorde con lo que estipule las normas técnicas para que esta cumpla la función de estructura rígida y resistente con un grado de seguridad razonable, comportándose además satisfactoriamente una vez en condiciones de servicio; es que se repite nuevamente todo el conjunto de procedimientos descritos líneas arriba, hasta lograr el objetivo mencionado.

En resumen, el objetivo de éste informe, es mostrar la metodología de análisis estructural y diseño de una edificación de concreto armado cuyo sistema estructural es un **sistema dual** (Sistema en el cual las fuerzas horizontales son resistidas por una combinación de pórticos y muros de concreto armado).

CAPITULO I

Memoria Descriptiva

1.1 Descripción de la Estructura.-

Se analizará una estructura de concreto armado de tipo aperticado con muros de corte de espesor igual a 20 cm., los cuales se ubican en las esquinas de la estructura. El Edificio se destina al uso de Vivienda, consta de 5 pisos. Todos los niveles tienen la misma distribución. Las plantas típicas del proyecto a analizar se muestran en las **Fig. 1 y 2.**

1.2 Zonificación Sísmica.-

De acuerdo con la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente, en donde indica que el territorio nacional se encuentra dividida en tres zonas sísmicas, y que dicha zonificación se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral; tenemos que el proyecto se desarrollará en la ciudad de **Lima**, correspondiendo su ubicación a la **zona 3.** (Zona muy sísmica).

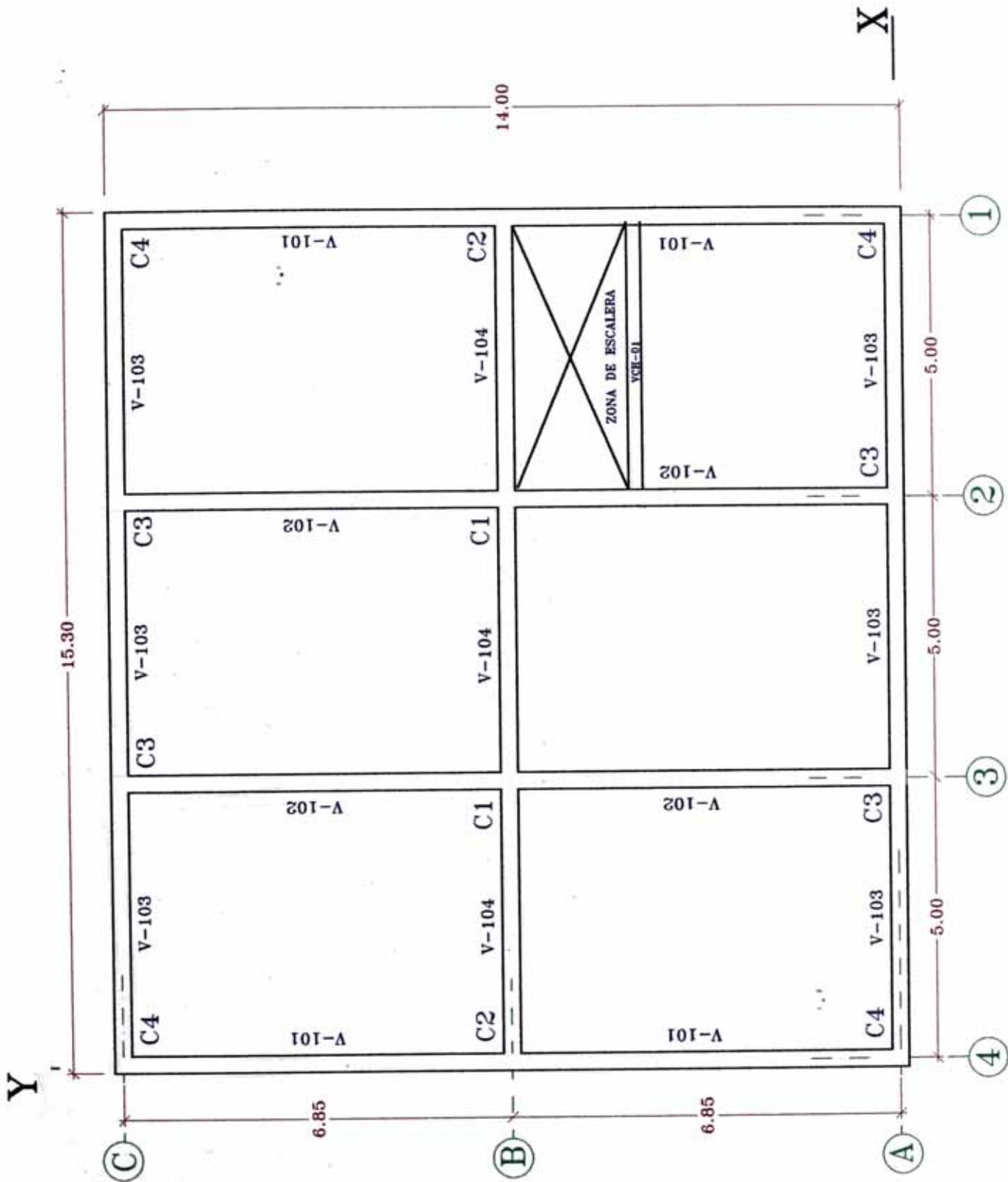
Los parámetros sísmicos que se tomen mas adelante para hacer el análisis sísmico corresponde a ésta zona.

1.3 Area Total.-

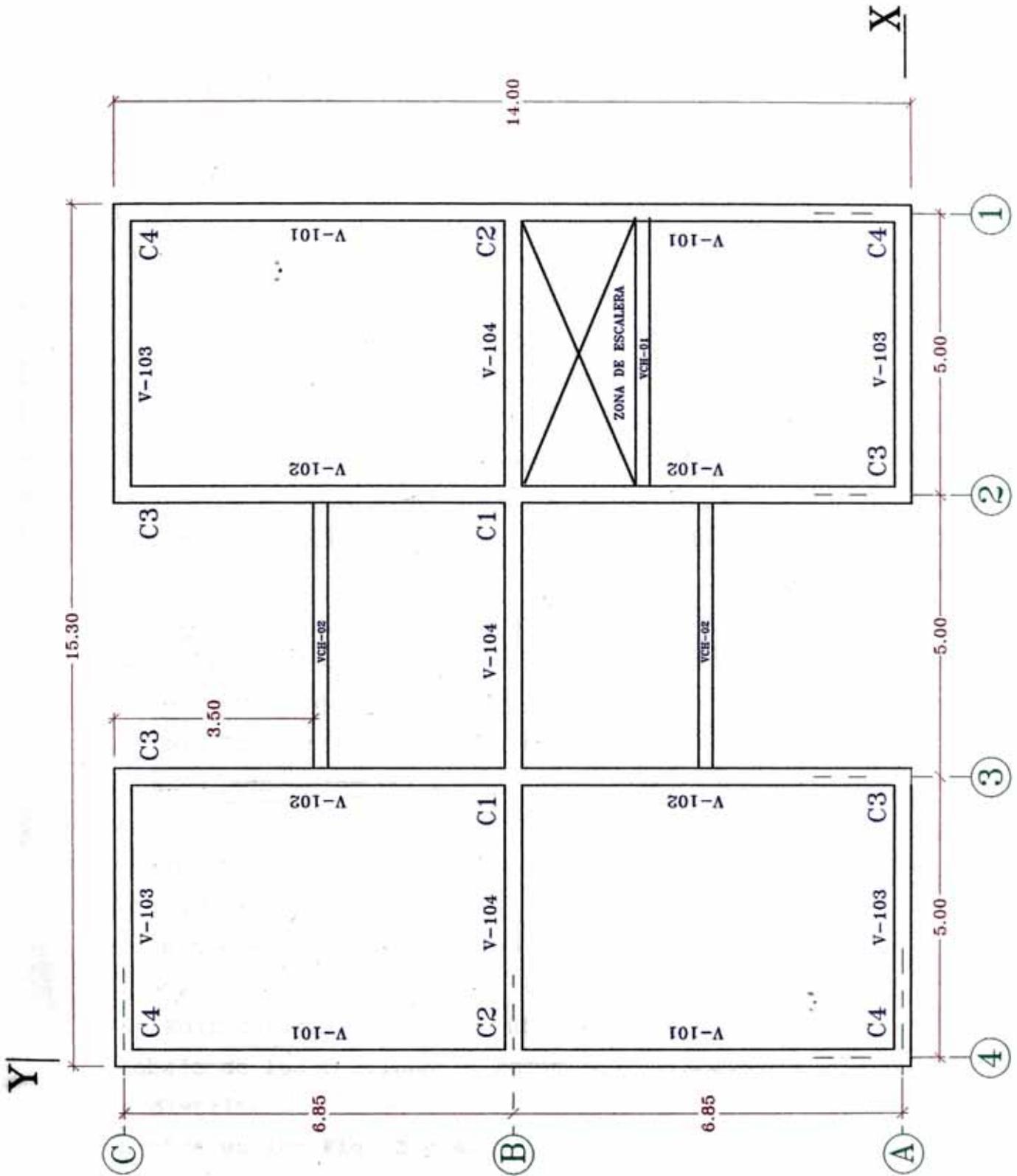
El área total del terreno es de 214.20 m² y el de la construcción de 1038.10 m².

1.4 Perímetro.-

El perímetro total de la propiedad es de 58.60 ml.



PLANTA TIPICA A ANALIZAR : 1°, 2°, 3° y 4° NIVEL (Fig. 1) Escala 1:100



PLANTA TIPICA A ANALIZAR : 5° NIVEL (Fig. 2) Escala 1:100

1.5 Estructuración del Proyecto.-

La estructuración del proyecto se analizó inicialmente con un sistema aporticado constituido por columnas y vigas de concreto estructural armado. En este informe presento el sistema estructural sismorresistente final que cumple con los desplazamientos laterales máximos permisibles, al haberse hecho el análisis sísmico con el método dinámico. En la búsqueda de ello, partimos del hecho de que los pórticos tienen doble función, ya que de una parte, cumplen una función netamente portante, resistiendo las cargas de gravedad de la edificación; y por otra parte cumplen con la función de arriostre, resistiendo las cargas laterales a las que puede estar sujeta la edificación debido a sismos, vientos u otras causas. Y es precisamente que en su función de arriostre los pórticos inicialmente propuestos han sido complementados por placas verticales, ubicadas en las esquinas de la estructura en general.

De lo expuesto en el párrafo anterior se tiene una marcada diferencia funcional de las columnas con respecto a las placas. Las columnas tienen por función soportar las cargas verticales de la Edificación, así como las flexiones y cortes en ella introducidos por su función como parte de los pórticos. Mientras que las placas de corte tienen por función principal, resistir en su propio plano, un porcentaje de las fuerzas laterales aplicadas a la Edificación, disminuyendo en éste porcentaje el trabajo de los Pórticos en esa misma dirección.

La distribución final de las placas, columnas y vigas se muestra en las **Fig. 3 y 4**.

La planta se enmarca en un sistema coordinado X-Y. Tanto en la dirección **X** como en la dirección **Y** se tiene pórticos y placas que le dan rigidez y resistencia a la estructura del Edificio.

Los ejes de los pórticos en la dirección **X** están nombrados con letras, mientras que los ejes de los pórticos en la dirección **Y** están nombrados con números.

Resumiendo, se tiene cuatro tipos de Pórticos, que a su vez lo conforman siete pórticos en total y que son los siguientes:

En la dirección Y, tenemos a los pórticos Tipos I y II; el pórtico tipo I conformado por los pórticos en los ejes 1 y 4, y el pórtico tipo II conformado por los pórticos en los ejes 2 y 3.

En la dirección X, se tiene a los pórticos Tipos III y IV; el pórtico tipo III conformado por los pórticos en los ejes A y C, y el pórtico tipo IV conformado por el pórtico en el eje B.

Se muestran los cuatro tipos de pórticos. (**Fig. 5a, 5b, 5c y 5d**).

1.6 Cargas de Diseño.-

La estructura de una Edificación y todas sus partes deben ser capaces de resistir las cargas que les imponga como consecuencia de su uso previsto. De acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones, estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos que excedan los admisibles señalados para cada material estructural en su norma de diseño específica.

Tipos de Cargas.-

Las cargas de gravedad consideradas en el diseño son :

Carga Muerta.- Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la Edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sean permanentes. En el **Anexo N° 1** se muestran los pesos unitarios de los elementos considerados como carga muerta.

Carga Viva.- Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la Edificación. En el **Anexo N° 2** se muestra la tabla de valores de la carga viva para los diferentes tipos de ocupación o uso promedios. Estas cargas incluyen un margen para las condiciones ordinarias de impacto.

En resumen, las cargas de diseño a usar en el presente proyecto son:

Peso unitario del Concreto	2400 kg/m ³
Tabiquería	180 kg/m ²
Acabados	120 kg/m ²
Peso Losa Aligerada e=.20cm	300 kg/m ²
Sobrecarga piso típico Vivienda	200 kg/m ²
Sobrecarga techo	150 kg/m ²

1.7 Propiedades de los materiales.-

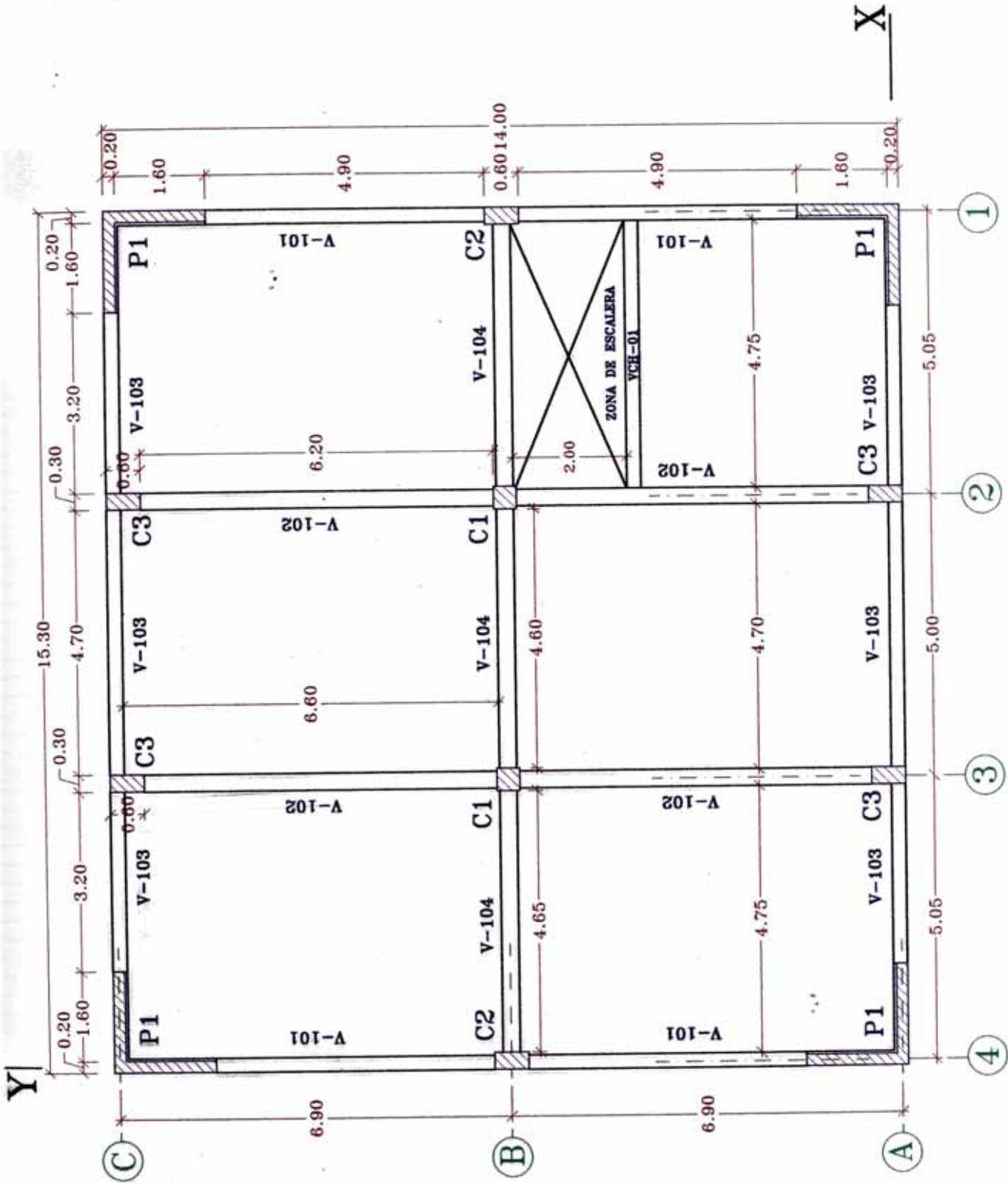
Los materiales a usar en el presente proyecto son :

- Concreto.- El concreto considerado en el diseño de la totalidad de elementos estructurales es el de f'c 210 kg/cm²; valor que corresponde a su resistencia a la compresión a los 28 días.

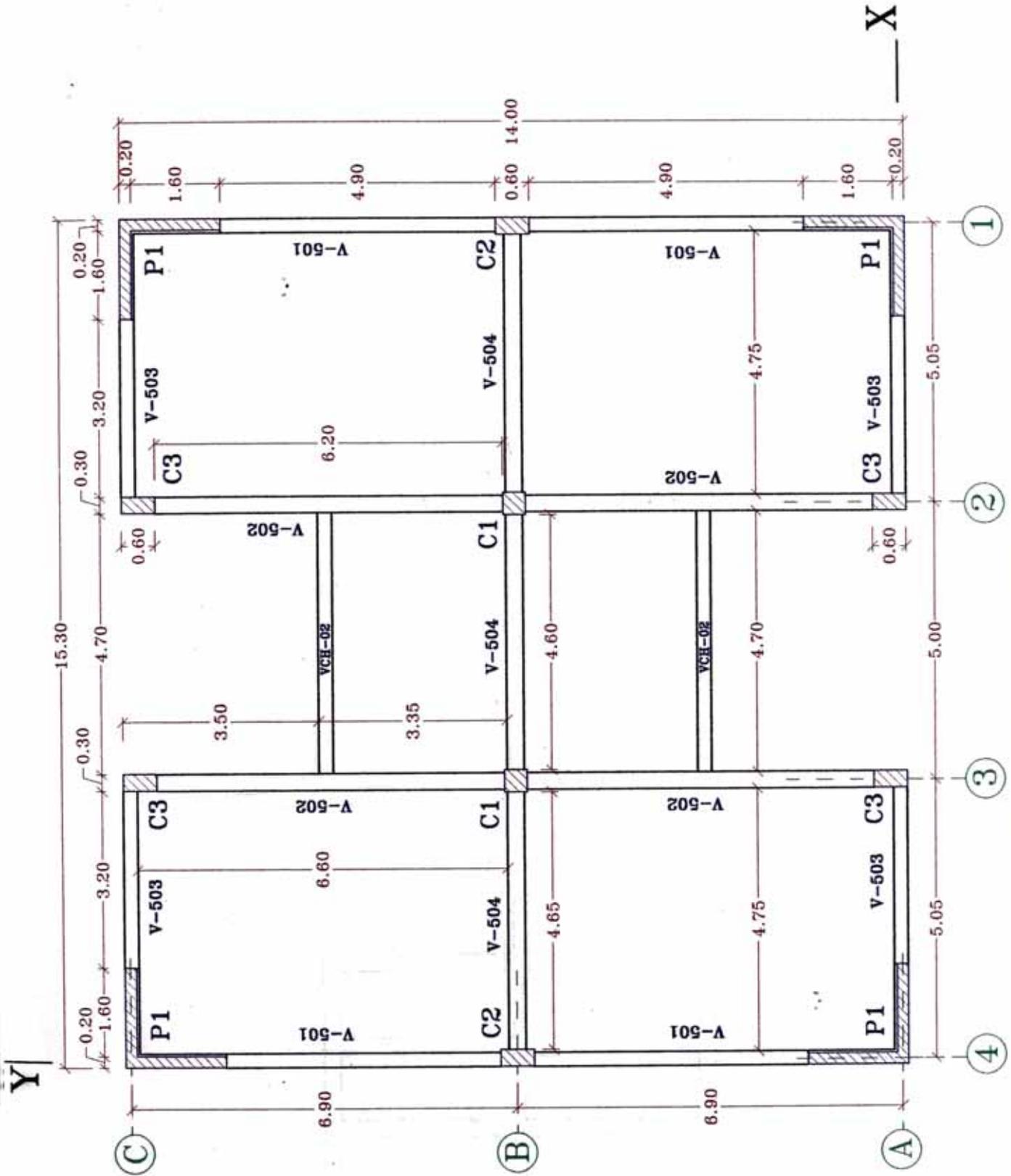
- Acero.- Barras de acero rectas de sección circular, con resaltes Hi-bond de alta adherencia con el concreto, cuyo esfuerzo de fluencia es de : fy = 4200 kg/cm².

1.8 Capacidad admisible del terreno.-

Gran parte de la ciudad de Lima presenta un terreno gravoso (grava y arena) al que se le denomina comúnmente cascajo u hormigón, el cual proporciona una resistencia del orden de 3.5 kg/cm².



PLANTA TIPICA FINAL 1°, 2°, 3° y 4° NIVEL (Fig. 3) Escala 1:100



PLANTA TIPICA FINAL : 5° NIVEL (Fig. 4) Escala : 1/100

ESQUEMA DEL PORTICO TIPO I CON PLACAS EN LOS EXTREMOS

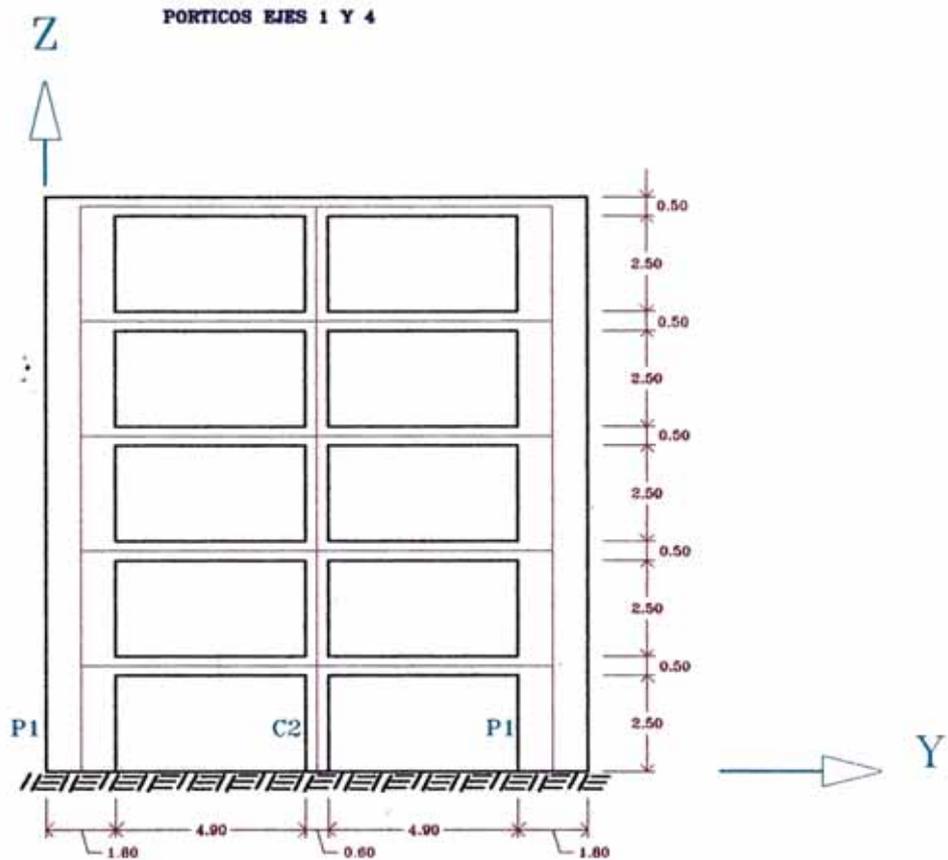


Fig. 5a

ESQUEMA DEL PORTICO TIPO II USANDO COLUMNAS
PORTICOS EJES 2 Y 3

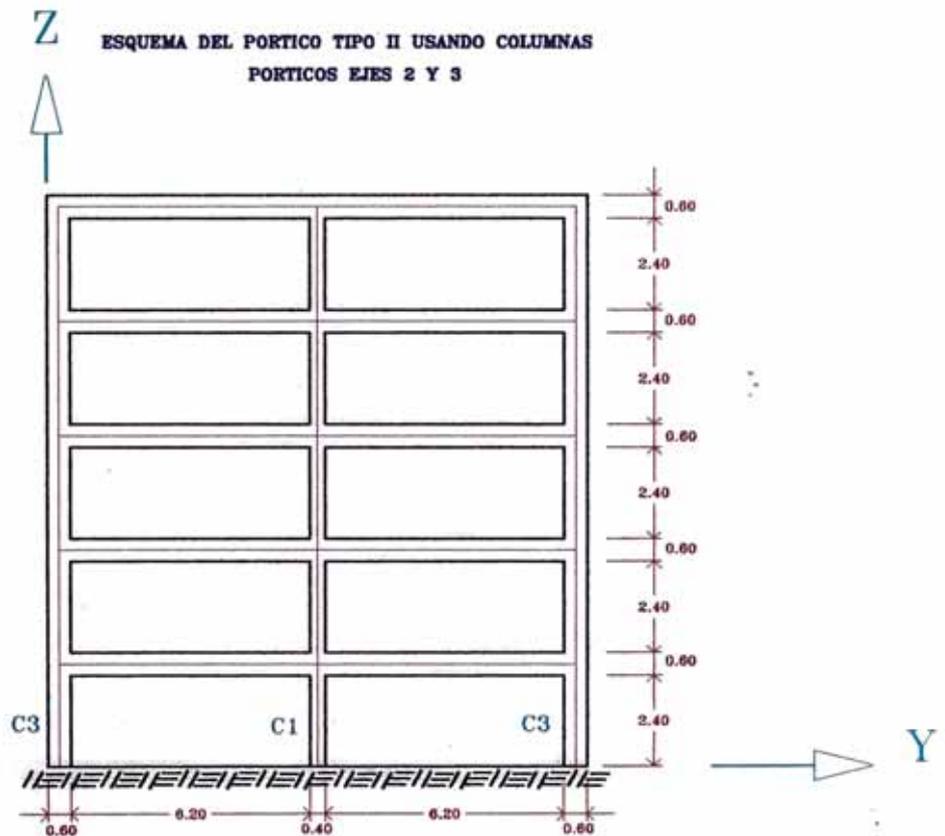


Fig. 5b

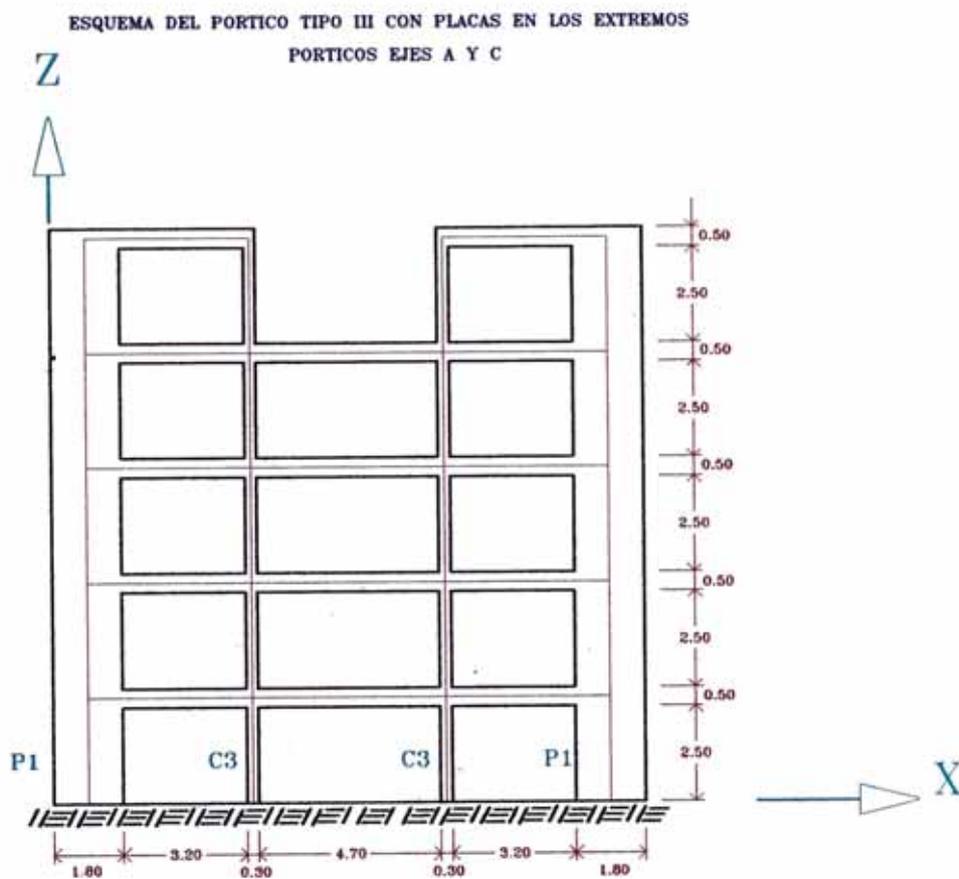


Fig. 5c

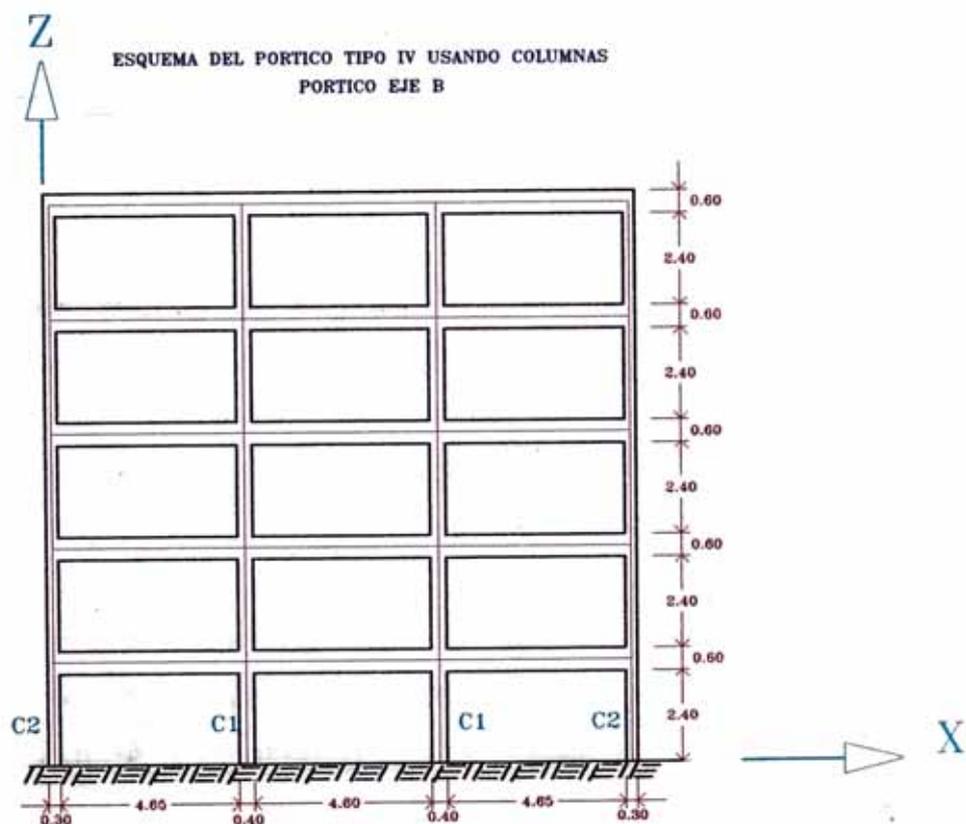


Fig. 5d

CAPITULO II

Predimensionamiento y Estimación de cargas

2.1 Generalidades.-

En éste capítulo se indican criterios y recomendaciones prácticas para el predimensionamiento de los elementos principales como son las vigas, columnas, losas aligeradas y placas. Para predimensionar se toma de referencia las plantas mostradas en las **Fig. 1 y 2.**

2.2 Predimensionamiento de Losa Aligerada.-

El peralte mínimo de losas aligeradas (h) para no verificar deflexiones en una dirección y además teniendo extremos continuos está dado por la siguiente relación :

$$h = \frac{L}{20} \cong \frac{L}{25} \dots\dots\dots(2.1)$$

donde L es la luz libre entre apoyos de la losa aligerada. Luego en la dirección del eje de las viguetas (menor vano) se tiene :

$$h = \frac{L}{25} = \frac{5}{25} = 0.20 \text{ m.} \rightarrow$$

$$\text{Peso de la Losa aligerada} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

2.3 Predimensionamiento de Vigas.-

Es usual emplear la siguiente expresión básica, que a su vez nos dá valores bastantes próximos al dimensionamiento real de vigas principales y/o secundarias :

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

- Donde : h → Peralte total de la viga en m.
- w_u → Carga última repartida en kg/cm²
- ln → longitud de la viga en m.

Haciendo la aplicación para una edificación tipo vivienda se tiene :

Uso → Viviendas → Sobrecarga = $200 \frac{kg}{m^2}$

Metrado de cargas para determinar W_u

P.P. Losa Aligerada e=.20 m. : $300 \frac{kg}{m^2}$

P. Tabiquería : $180 \frac{kg}{m^2}$

P. Acabados : $120 \frac{kg}{m^2}$

$W_D = 600 \frac{kg}{m^2}$

S/C : $200 \frac{kg}{m^2}$

$W_L = 200 \frac{kg}{m^2}$

Luego $W_u = 1.5W_D + 1.8 W_L$

$W_u = 1.5(600) + 1.8 (200) = 1260 \frac{kg}{m^2} = 0.126 \frac{kg}{cm^2}$

Luego reemplazando en la expresión (2.2)

$$h = \frac{\ln x \sqrt{w_u}}{4.01} = \frac{\ln x \sqrt{0.126}}{4.01} = \frac{\ln}{12} \rightarrow$$

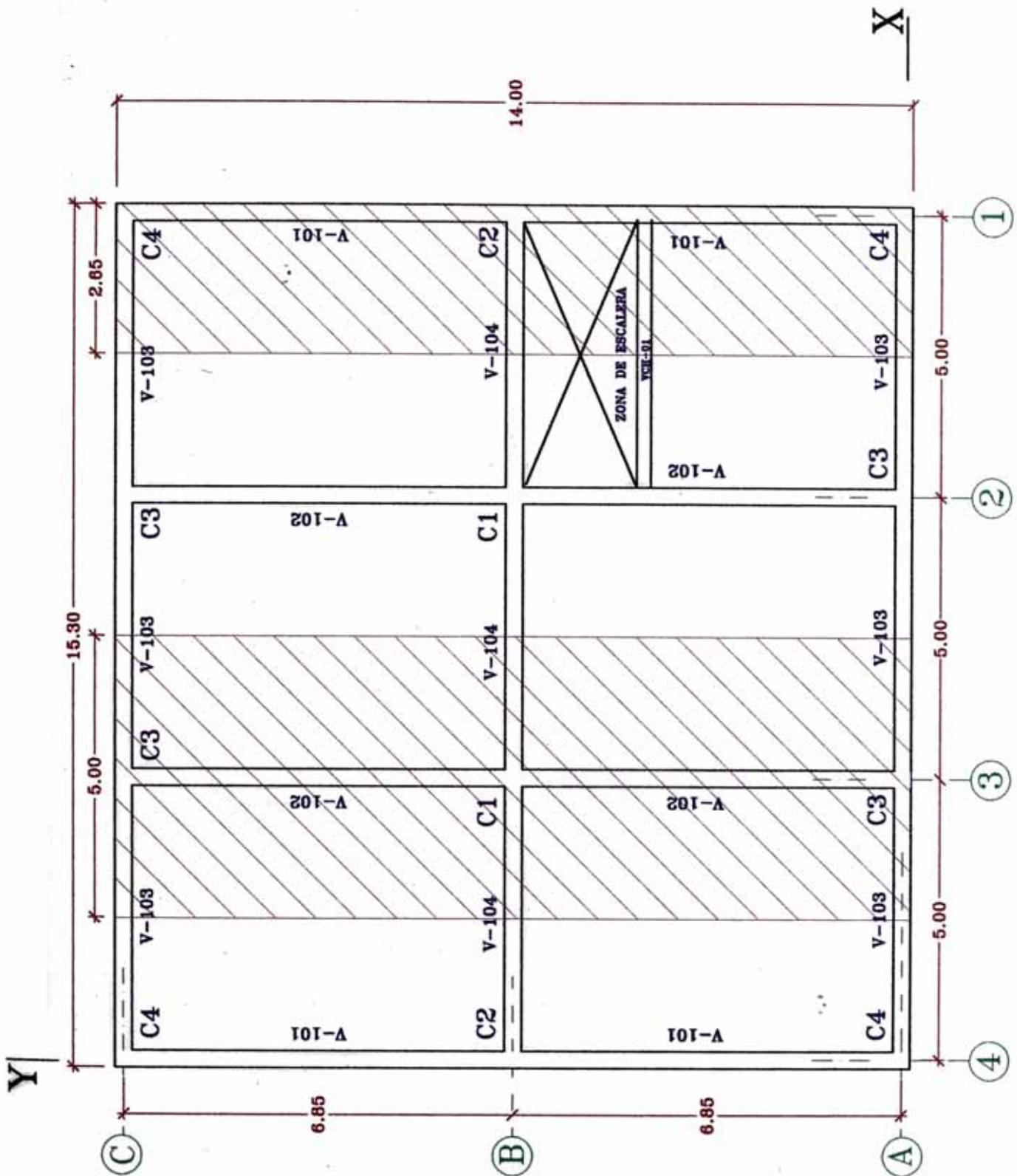
$$h = \frac{\ln}{12} \dots\dots\dots (2.3)$$

Además el ancho "b" de la viga esta dado por:

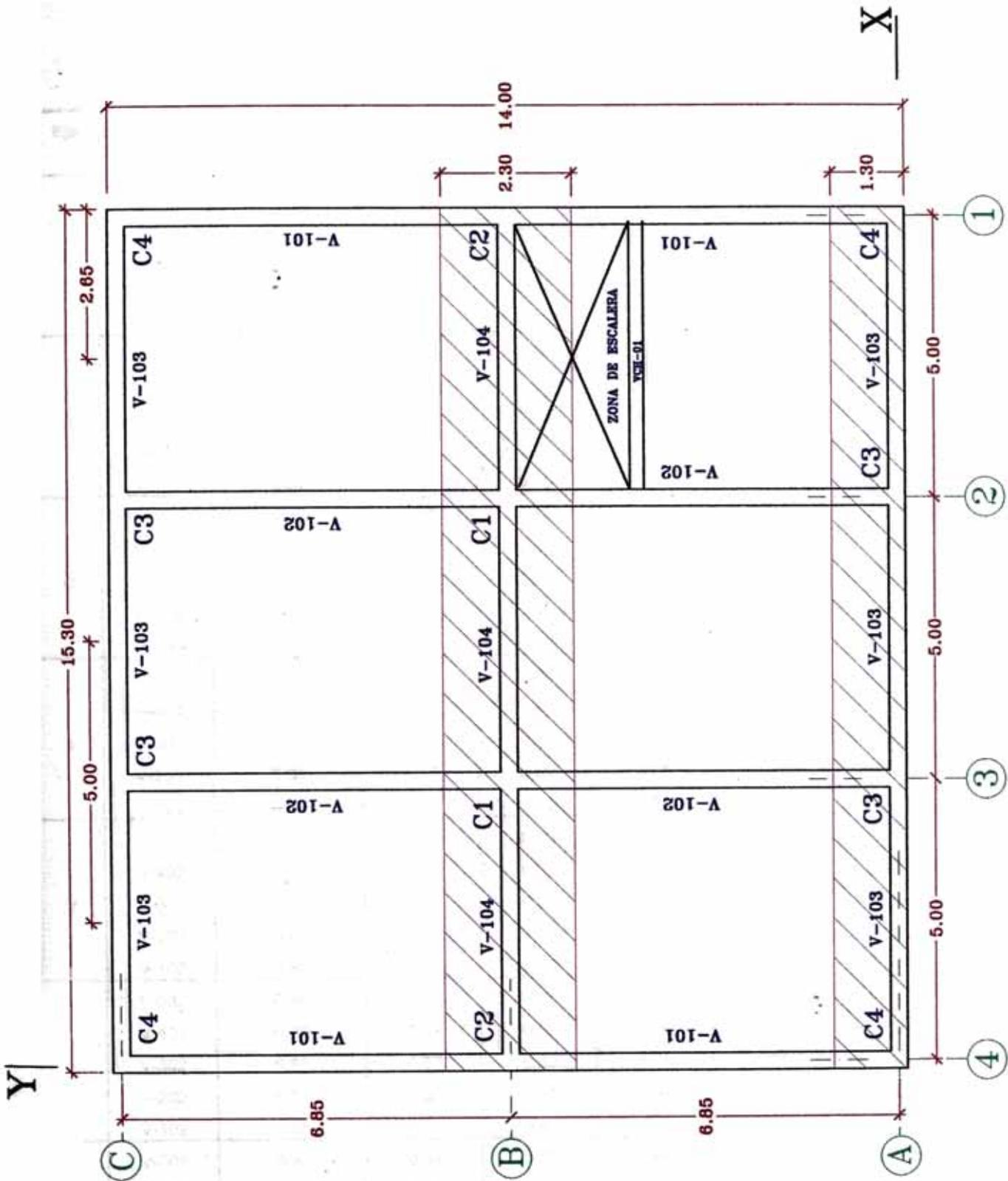
$$b = \frac{B}{20} \dots\dots\dots (2.4)$$

donde B es la longitud de influencia de la carga de gravedad actuante.

En las **Fig. 6 y 7**, se muestra los anchos tributarios (B) tanto para las vigas principales como para las vigas secundarias.



AREA DE INFLUENCIA - VIGAS PRINCIPALES (Fig. 6) Escala 1:100



AREA DE INFLUENCIA - VIGAS SECUNDARIAS (Fig. 7) Escala 1:100

CUADRO N° 1

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Eje	Viga	Luz Libre (m) (L)	h (m) L/12	Usar h (m)	Ancho Trib. (B)	b (m) B/20	Usar b (m)
A	V-503	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-403	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-303	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-203	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-103	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
B	V-504	5.00	0.42	0.50	2.30	0.115	0.25
	V-404	5.00	0.42	0.50	2.30	0.115	0.25
	V-304	5.00	0.42	0.50	2.30	0.115	0.25
	V-204	5.00	0.42	0.50	2.30	0.115	0.25
	V-104	5.00	0.42	0.50	2.30	0.115	0.25
C	V-503	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-403	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-303	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-203	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
	V-103	5.00	0.42	0.50	1.30	0.065	0.25
1	V-501	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-401	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-301	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-201	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-101	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
2	V-502	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-402	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-302	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-202	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-102	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
3	V-502	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-402	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-302	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-202	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
	V-102	6.85	0.57	0.60	5.00	0.25	0.30
4	V-501	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-401	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-301	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-201	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30
	V-101	6.85	0.57	0.60	2.65	0.1325	0.30

Ejes A, B, y C corresponde a los pórticos secundarios
Ejes 1,2,3, y 4 corresponde a los pórticos principales

En **zonas sísmicas** como es el caso del presente proyecto, el ACI 89 recomienda para vigas principales lo siguiente

- a) $b \geq 25 \text{ cm}$
- b) $\frac{b}{h} \geq 0.3$
- c) $l_n \geq 4h$

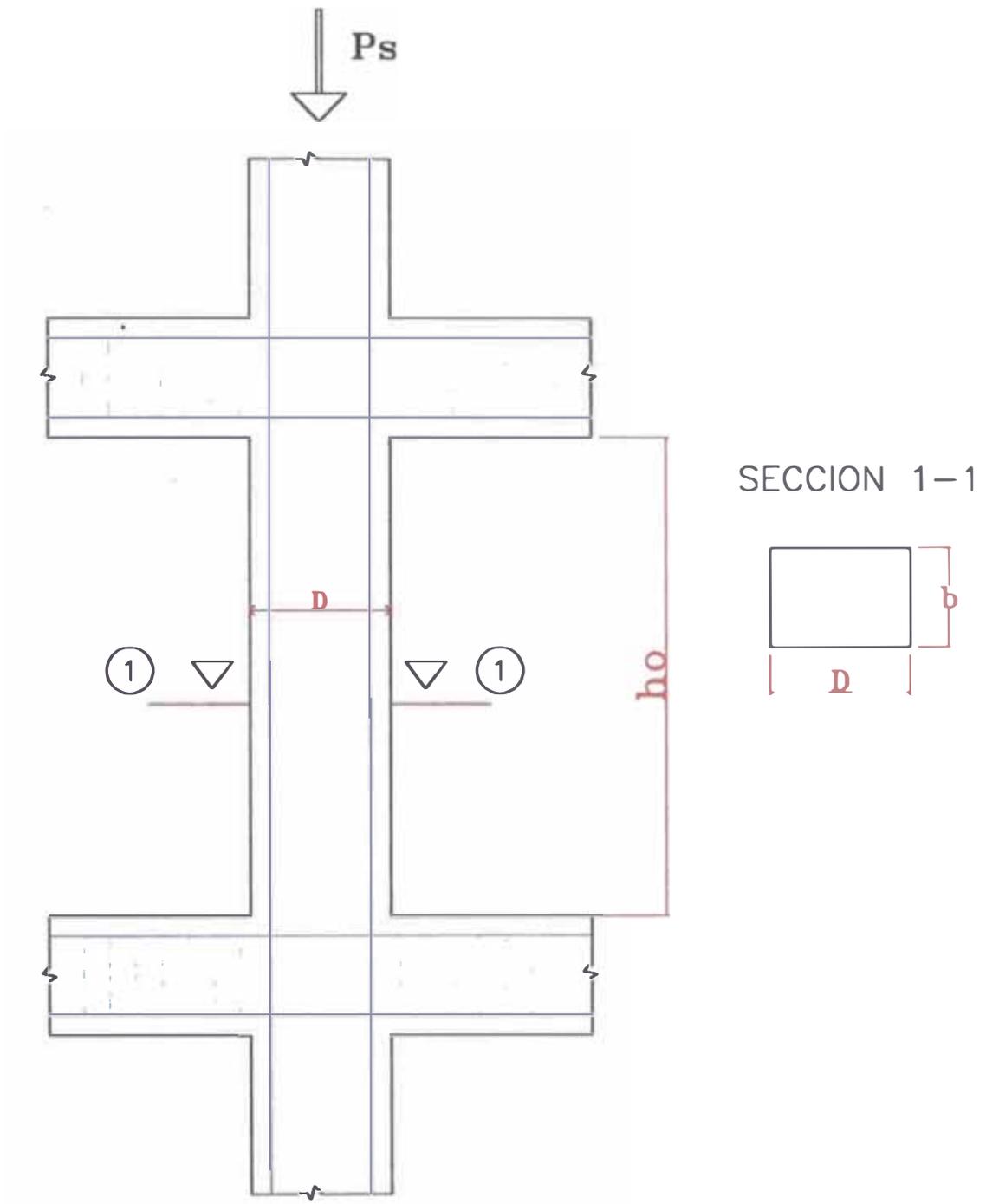
Otra recomendación del código es que el dimensionamiento de vigas secundarias, en zonas de alto riesgo sísmico debe de hacerse como si fuese una viga principal.

Luego haciendo uso de las expresiones (2.3) y (2.4) se hace el predimensionamiento de las vigas y se muestra en el **Cuadro N° 1**.

2.4 Predimensionamiento de Columnas en sistemas aperticados.-

En el Japón, en el año 1968, a raíz de un sismo, conocido como sismo de Tokachi que ocasionó considerables daños en la infraestructura, colapsaron una serie de columnas de concreto armado. A consecuencia de los estragos de este sismo, los Japoneses diseñaron un proyecto de investigación que se llevó a cabo durante cinco años. De este proyecto de investigación se tuvieron como resultados importantes conclusiones respecto a la relación de esbeltez ($\frac{h_o}{D}$), definiendo a partir de ella los tipos de falla en columnas los cuales son:

Si $\frac{h_o}{D} \leq 2$ Todas las columnas fallaban por fuerza cortante, siendo ésta falla de tipo frágil (fenómeno de columna corta).



h_o es la altura libre o altura efectiva.

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

P_s es la carga vertical incluyendo el efecto de sismo.

Fig. N° 8

- Si $2 < \frac{h_o}{D} < 4$ Este caso implica una situación de incertidumbre.
- Si $\frac{h_o}{D} \geq 4$ Todas las columnas fallaban por efecto de una falla dúctil.

Las medidas h_o y D se muestra en la **Fig. N° 8**

Además de los tres ítems descritos se determinó el rango de aplastamiento de una columna mediante el índice de aplastamiento (η), el cual se da mediante la ecuación :

$$\eta = \frac{Ps}{b D f'c} \dots\dots\dots(2.5) \text{ y } Ps = \alpha PG$$

Donde : η es el índice de aplastamiento y $\eta < 1/3$
 Ps es la carga vertical incluyendo el efecto de sismo.
 PG es la carga vertical o de gravedad.
 b, D son dimensiones de la sección de la columna.

Haciendo uso de la ecuación (2.5) se plantea las siguientes ecuaciones para el predimensionamiento de columnas:

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

$$b \times D = \frac{1.10 \times PG}{0.30 \times f'c} \dots\dots\dots(2.6)$$

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

$$b \times D = \frac{1.25 \times PG}{0.25 \times f'c} \dots\dots (2.7)$$

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

$$b \times D = \frac{1.50 \times PG}{0.20 \times f'c} \dots\dots (2.8)$$

Donde para todos los casos :

$$PG = A \times W ;$$

A = Area tributaria

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

En la **Fig. N° 9** se muestra las áreas tributarias para cada tipo de columnas.

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

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

Un hecho importante es que la experiencia y La buena práctica profesional en el análisis de estructuras aporricadas recomienda que la rigidez lateral a lo alto de la edificación sea del mismo orden de magnitud, esto se consigue si se mantiene la misma sección a lo alto de la edificación; además esto se cumple si las alturas de

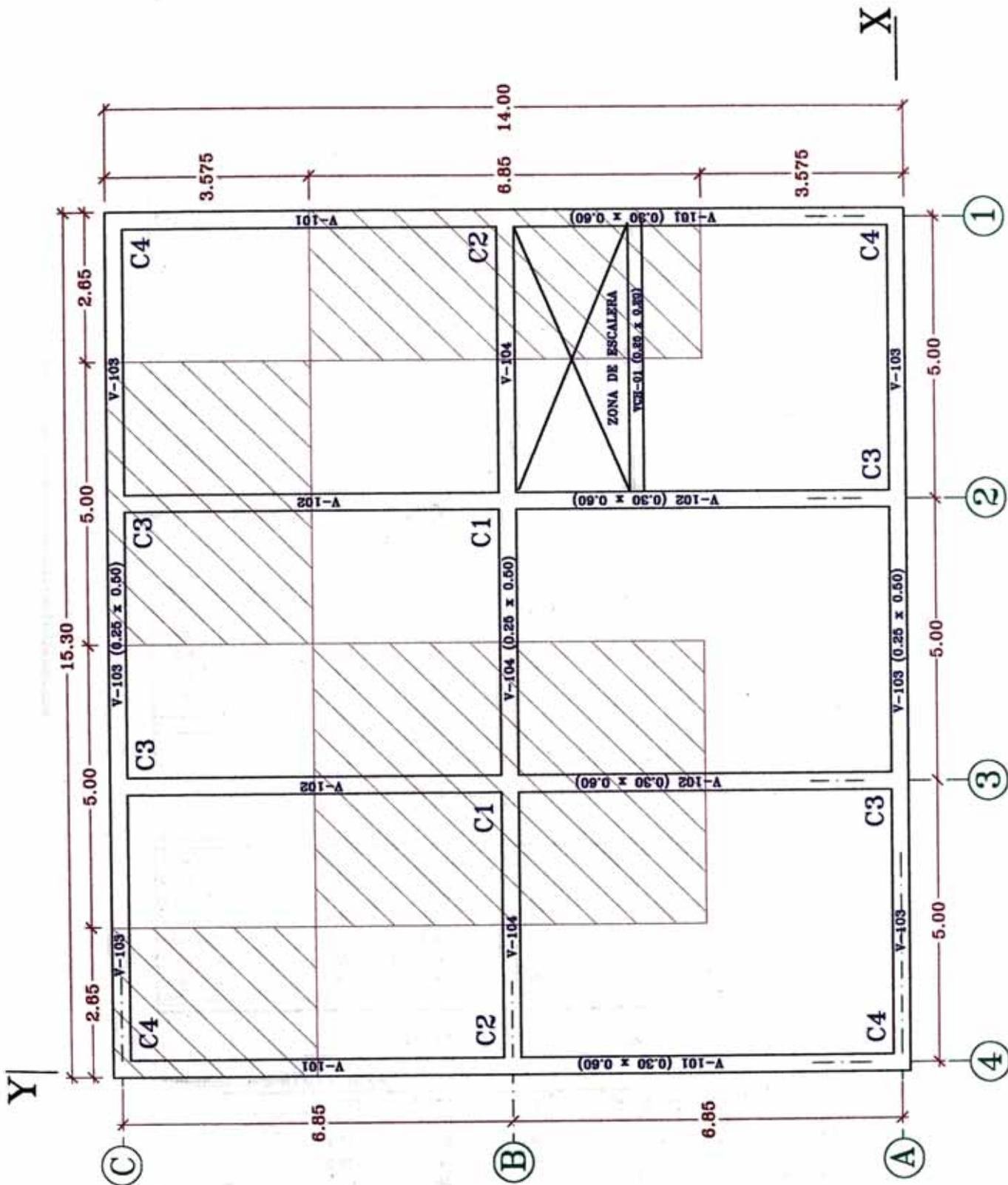
las columnas y el número de pisos del edificio son iguales en todas las direcciones.

Haciendo uso de las expresiones 2.6, 2.7 y 2.8, se presenta los **Cuadros 2, 3, 4 y 5** donde se muestra el procedimiento de predimensionar las secciones de las columnas.

En las **Fig. 10 y 11** se muestra en planta los cuatro tipos de columnas que resulta del procedimiento de predimensionar.

Comentario.- Las secciones de los elementos estructurales verticales obtenidas de la acción de predimensionar, no resultaron ser las adecuadas para las condiciones dadas, al hacer un análisis sísmico (Uso del programa A3s); sin embargo estas dimensiones nos dan una referencia de cómo debe de estar distribuido los elementos estructurales de tal forma que den rigidez a la estructura en conjunto.

Las **Fig. 3 y 4** presentadas anteriormente, muestran las plantas típicas finales con la distribución de elementos estructurales al haber sido verificadas su conformidad en su comportamiento sismorresistente mediante un análisis dinámico. Referente a ello se puede concluir, que al hacer uso de muros de corte se obtiene una disminución en la sección de las columnas que no han sido reemplazadas por placas o muros de corte.



AREA DE INFLUENCIA - COLUMNAS (Fig. 9) Escala 1:100

CUADRO N° 3

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Columna Extrema - Pórtico Principal (C2) - Nivel 5

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.35	6.55		1	300	4617.75
Vigas X	2.35	0.25	0.50	1	2400	705.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	2.65	6.85		1	120	2178.30
Tabiquería	2.65	6.85		1	180	3267.45
S/C Techo	2.65	6.85		1	150	2722.88

Total : 16450.58

391.68 cm2 30 15

Columna Extrema - Pórtico Principal (C2) - Nivel 4

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.35	6.55		1	300	4617.75
Vigas X	2.35	0.25	0.50	1	2400	705.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	2.65	6.85		1	120	2178.30
Tabiquería	2.65	6.85		1	180	3267.45
Columna	0.30	0.15	3.00	1	2400	324.00
S/C Piso	2.65	6.85		1	200	3630.50

Total : 17682.20

812.69 cm2 30 30

Columna Extrema - Pórtico Principal (C2) - Nivel 3

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.35	6.55		1	300	4617.75
Vigas X	2.35	0.25	0.50	1	2400	705.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	2.65	6.85		1	120	2178.30
Tabiquería	2.65	6.85		1	180	3267.45
Columna	0.30	0.30	3.00	1	2400	648.00
S/C Piso	2.65	6.85		1	200	3630.50

Total : 18006.20

1241.40 cm2 30 45

Columna Extrema - Pórtico Principal (C2) - Nivel 2

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.35	6.55		1	300	4617.75
Vigas X	2.35	0.25	0.50	1	2400	705.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	2.65	6.85		1	120	2178.30
Tabiquería	2.65	6.85		1	180	3267.45
Columna	0.30	0.45	3.00	1	2400	972.00
S/C Piso	2.65	6.85		1	200	3630.50

Total : 18330.20

1677.84 cm2 30 60

Columna Extrema - Pórtico Principal (C2) - Nivel 1

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.35	6.55		1	300	4617.75
Vigas X	2.35	0.25	0.50	1	2400	705.00
Vigas Y	6.85	0.30	0.60	1	2400	2959.20
Acabados	2.65	6.85		1	120	2178.30
Tabiquería	2.65	6.85		1	180	3267.45
Columna	0.30	0.60	4.50	1	2400	1944.00
S/C Piso	2.65	6.85		1	200	3630.50

Total : 19302.20

2137.41 cm2 30 75

USAR : Columna Extrema de 0.30 x 0.80
En todos los niveles

CUADRO N° 4

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Columna Extrema - Pórtico Secundario (C3) - Nivel 5

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.350	3.275		1	300	2308.88
Vigas X	2.350	0.250	0.50	1	2400	705.00
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	2.650	3.575		1	120	1136.85
Tabiquería	2.650	3.575		1	180	1705.28
S/C Techo	2.650	3.575		1	150	1421.06
Total :						8821.46
210.035 cm2				30	10	

Columna Extrema - Pórtico Secundario (C3) - Nivel 4

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	4.700	3.275		1	300	4617.75
Vigas X	4.700	0.250	0.50	1	2400	1410.00
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	5.000	3.575		1	120	2145.00
Tabiquería	5.000	3.575		1	180	3217.50
Columna	0.300	0.100	3.00	1	2400	216.00
S/C Piso	5.000	3.575		1	200	3575.00
Total :						16725.65
608.265 cm2				30	25	

Columna Extrema - Pórtico Secundario (C3) - Nivel 3

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	4.700	3.275		1	300	4617.75
Vigas X	4.700	0.250	0.50	1	2400	1410.00
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	5.000	3.575		1	120	2145.00
Tabiquería	5.000	3.575		1	180	3217.50
Columna	0.300	0.250	3.00	1	2400	540.00
S/C Piso	5.000	3.575		1	200	3575.00
Total :						17049.65
1014.209 cm2				30	40	

Columna Extrema - Pórtico Secundario (C3) - Nivel 2

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	4.700	3.275		1	300	4617.75
Vigas X	4.700	0.250	0.50	1	2400	1410.00
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	5.000	3.575		1	120	2145.00
Tabiquería	5.000	3.575		1	180	3217.50
Columna	0.300	0.400	3.00	1	2400	864.00
S/C Piso	5.000	3.575		1	200	3575.00
Total :						17373.65
1427.867 cm2				30	50	

Columna Extrema - Pórtico Secundario (C3) - Nivel 1

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	4.700	3.275		1	300	4617.75
Vigas X	4.700	0.250	0.50	1	2400	1410.00
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	5.000	3.575		1	120	2145.00
Tabiquería	5.000	3.575		1	180	3217.50
Columna	0.300	0.500	4.50	1	2400	1620.00
S/C Piso	5.000	3.575		1	200	3575.00
Total :						18129.65
1859.53 cm2				30	70	

USAR : Columna extrema de 0.30 x 0.80
En todos los niveles

CUADRO N° 5

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Columna de Esquina (C4) - Nivel 5

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.350	3.275		1	300	2308.88
Vigas X	2.350	0.300	0.45	1	2400	761.40
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	2.650	3.575		1	120	1136.85
Tabiquería	2.650	3.575		1	180	1705.28
S/C Techo	2.650	3.575		1	150	1421.06

Total : 8877.86

317.067 cm2 30 15

Columna de Esquina (C4) - Nivel 4

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.350	3.275		1	300	2308.88
Vigas X	2.350	0.300	0.45	1	2400	761.40
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	2.650	3.575		1	120	1136.85
Tabiquería	2.650	3.575		1	180	1705.28
Columna	0.300	0.150	3.00	1	2400	324.00
S/C Piso	2.650	3.575		1	200	1894.75

Total : 9675.55

662.622 cm2 30 25

Columna de Esquina (C4) - Nivel 3

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.350	3.275		1	300	2308.88
Vigas X	2.350	0.300	0.45	1	2400	761.40
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	2.650	3.575		1	120	1136.85
Tabiquería	2.650	3.575		1	180	1705.28
Columna	0.300	0.250	3.00	1	2400	540.00
S/C Piso	2.650	3.575		1	200	1894.75

Total : 9891.55

1015.892 cm2 30 35

Columna de Esquina (C4) - Nivel 2

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.350	3.275		1	300	2308.88
Vigas X	2.350	0.300	0.45	1	2400	761.40
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	2.650	3.575		1	120	1136.85
Tabiquería	2.650	3.575		1	180	1705.28
Columna	0.300	0.350	3.00	1	2400	756.00
S/C Piso	2.650	3.575		1	200	1894.75

Total : 10107.55

1376.875 cm2 30 50

Columna de Esquina (C4) - Nivel 1

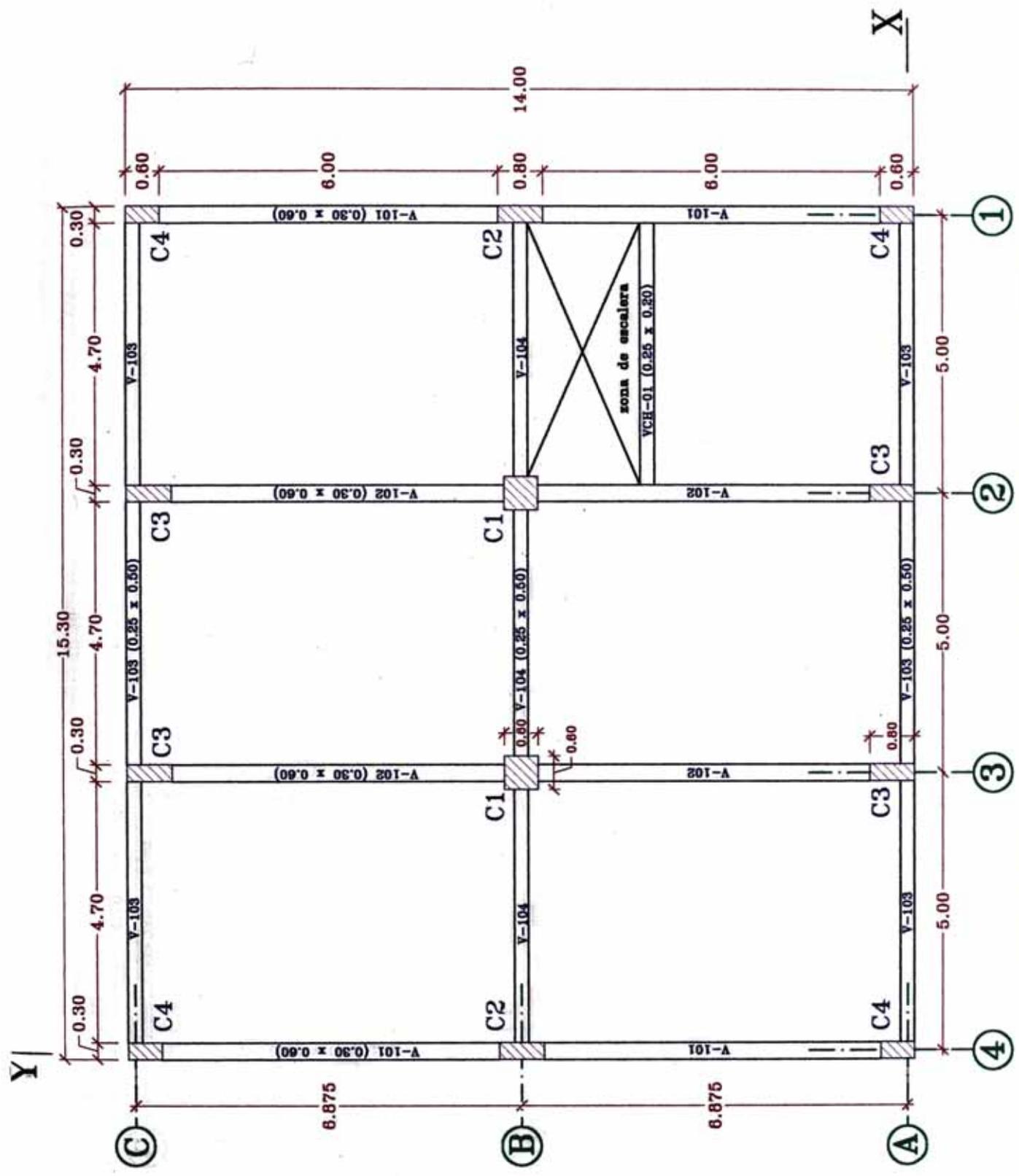
Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	N° veces	W (kg/m2)	Peso (kg)
Losa	2.350	3.275		1	300	2308.88
Vigas X	2.350	0.300	0.45	1	2400	761.40
Vigas Y	3.575	0.300	0.60	1	2400	1544.40
Acabados	2.650	3.575		1	120	1136.85
Tabiquería	2.650	3.575		1	180	1705.28
Columna	0.300	0.500	4.50	1	2400	1620.00
S/C Piso	2.650	3.575		1	200	1894.75

Total : 10971.55

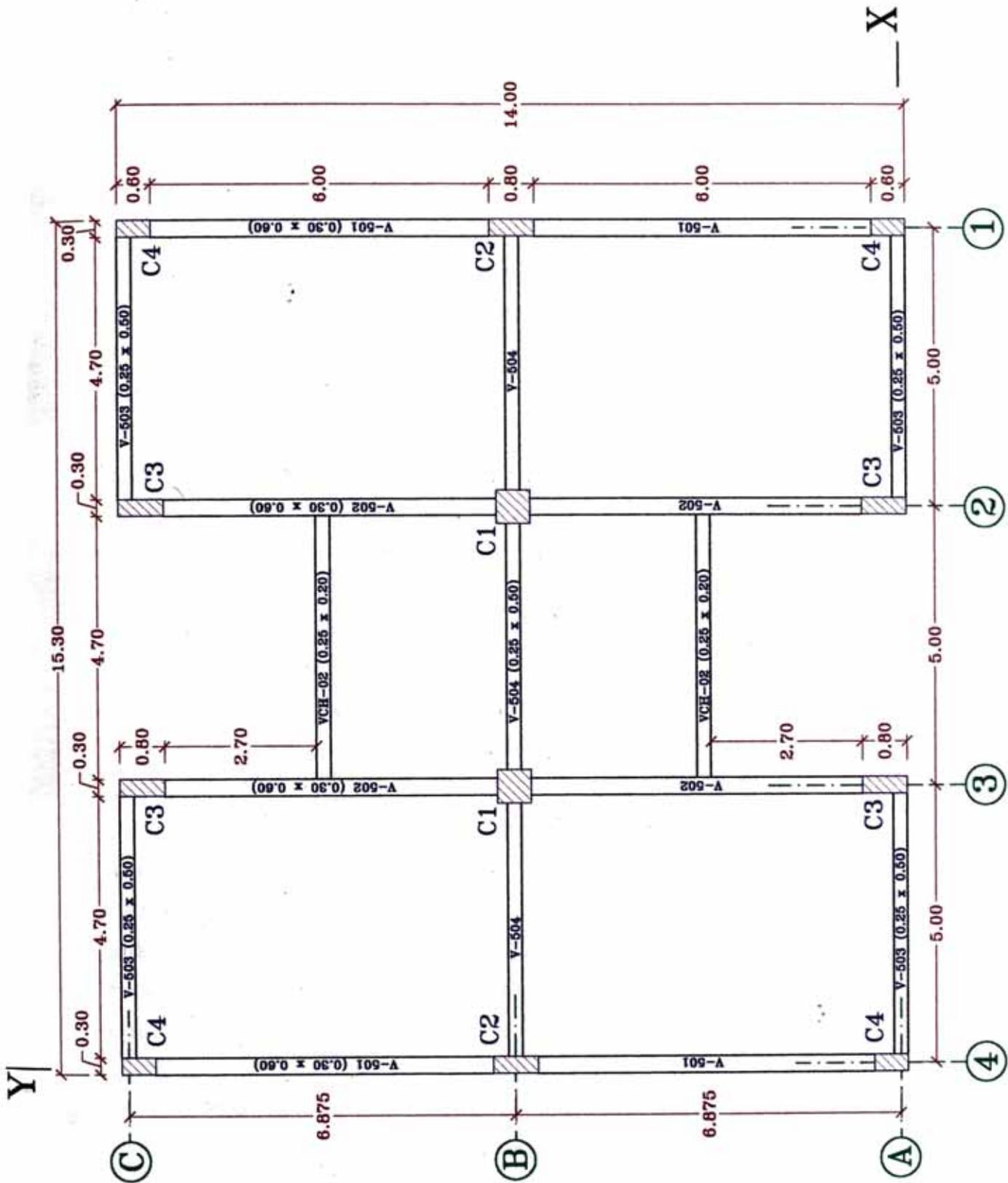
1768.72 cm2 30 60

USAR : Columna de Esquina 0.30 x 0.60
En todos los niveles

Comentario : La sección anterior es suficiente para soportar cargas de gravedad, pero debido a excesivos desplazamientos laterales por acción de fuerzas sísmicas, se rigidizará en la ubicación de estas columnas, colocando en su lugar placas de 1.80 m x 0.20 m.



PLANTA - ELEMENTOS PREDIMENSIONADOS - 1°, 2°, 3° y 4° NIVEL (Fig. 10) Escala 1:100



PLANTA - ELEMENTOS PREDIMENSIONADOS - 5° NIVEL (Fig. 11) Escala : 1/100

CAPITULO III

Peso de la Edificación y Parámetros de Diseño

3.1 Peso de la Edificación.-

La Norma Técnica de Edificación E-030 Diseño Sismorresistente indica que el peso (P), se calcula adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera :

En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva; y en azoteas y techos en general también se tomará el 25% de la carga viva.

De acuerdo a lo mencionado, se presenta el **Cuadro N° 6** para mostrar en detalle el procedimiento de cálculo del peso de la estructura.

3.2 Masa de la Edificación.-

La determinación de éste parámetro se apoya en el cálculo del peso de la Edificación por niveles (ítem anterior).

Las fuerzas de inercia se consideran concentradas en los niveles que corresponden a las losas de entrepiso. En cada nivel se incluyen las masas de las losas y vigas y una fracción de la sobrecarga, así como la mitad de las masas de los muros, columnas y placas en los dos entrepisos adyacentes.

En la **Fig. N° 12** se muestra la elevación típica de la estructura, indicándose las masas en cada nivel.

CUADRO N° 6

Cálculo del Peso de la Edificación P :

QUINTO NIVEL	Peso (Kg/m2)	Area (m2)	Longitud (m)	Peso (Kg)	Masa (Ton - seg2/m)
Peso de Losa 5to. Nivel	300	156.89		47067.00	
Peso de Viga V - X (.25x.50)	2400	0.13	12.80	3993.60	
Peso de Viga V - X (.30x.60)	2400	0.18	13.90	6004.80	
Peso de Viga V - Y (.25x.50)	2400	0.13	19.60	6115.20	
Peso de Viga V - Y (.30x.60)	2400	0.18	24.80	10713.60	
Peso de Columnas y Placas	2400	4.12	1.50	14832.00	
Peso de Acabados	120	180.95		21714.00	
25 % Sobrecarga techo	37.5	180.95		6785.63	
Total :				117225.83	11.95

CUARTO NIVEL	Peso (Kg/m2)	Area (m2)	Longitud (m)	Peso (Kg)	Masa (Ton - seg2/m)
Peso de Losa 4to. Nivel	300	187.44		56232.00	
Peso de Viga V - X (.25x.50)	2400	0.13	22.20	6926.40	
Peso de Viga V - X (.30x.60)	2400	0.18	13.90	6004.80	
Peso de Viga V - Y (.25x.50)	2400	0.13	19.60	6115.20	
Peso de Viga V - Y (.30x.60)	2400	0.18	24.80	10713.60	
Peso de Columnas y Placas	2400	4.12	3.00	29664.00	
Peso de Acabados	120	214.20		25704.00	
Peso de Tabiquería	180	214.20		38556.00	
25 % Sobrecarga piso típ.	50	214.20		10710.00	
Total :				190626.00	19.43

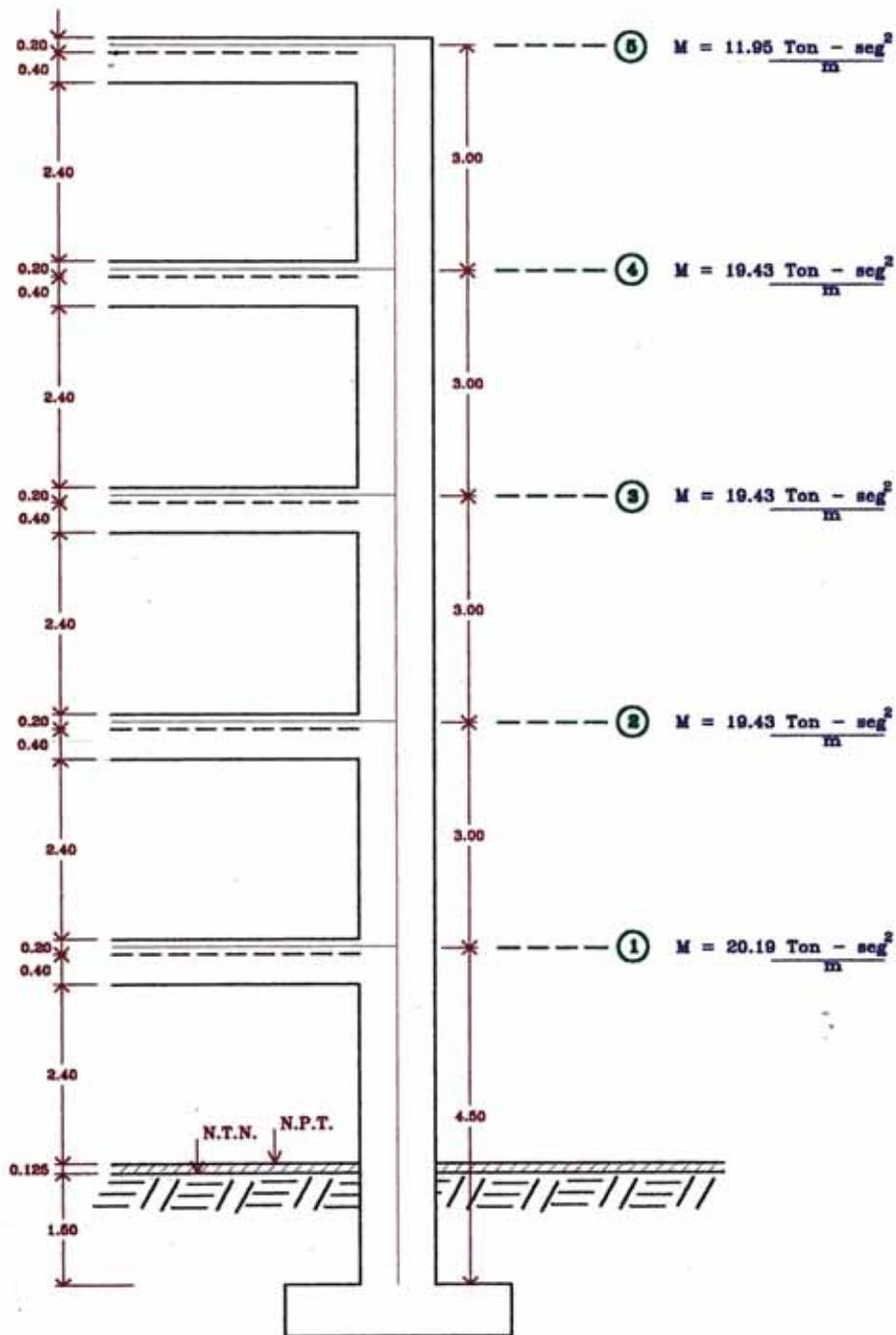
TERCER NIVEL	Peso (Kg/m2)	Area (m2)	Longitud (m)	Peso (Kg)	Masa (Ton - seg2/m)
Peso de Losa 3er. Nivel	300	187.44		56232.00	
Peso de Viga V - X (.25x.50)	2400	0.13	22.20	6926.40	
Peso de Viga V - X (.30x.60)	2400	0.18	13.90	6004.80	
Peso de Viga V - Y (.25x.50)	2400	0.13	19.60	6115.20	
Peso de Viga V - Y (.30x.60)	2400	0.18	24.80	10713.60	
Peso de Columnas y Placas	2400	4.12	3.00	29664.00	
Peso de Acabados	120	214.20		25704.00	
Peso de Tabiquería	180	214.20		38556.00	
25 % Sobrecarga piso típ.	50	214.20		10710.00	
Total :				190626.00	19.43

SEGUNDO NIVEL	Peso (Kg/m2)	Area (m2)	Longitud (m)	Peso (Kg)	Masa (Ton - seg2/m)
Peso de Losa 2do. Nivel	300	187.44		56232.00	
Peso de Viga V - X (.25x.50)	2400	0.13	22.20	6926.40	
Peso de Viga V - X (.30x.60)	2400	0.18	13.90	6004.80	
Peso de Viga V - Y (.25x.50)	2400	0.13	19.60	6115.20	
Peso de Viga V - Y (.30x.60)	2400	0.18	24.80	10713.60	
Peso de Columnas y Placas	2400	4.12	3.00	29664.00	
Peso de Acabados	120	214.20		25704.00	
Peso de Tabiquería	180	214.20		38556.00	
25 % Sobrecarga piso típ.	50	214.20		10710.00	
Total :				190626.00	19.43

PRIMER NIVEL	Peso (Kg/m2)	Area (m2)	Longitud (m)	Peso (Kg)	Masa (Ton - seg2/m)
Peso de Losa 1er. Nivel	300	187.44		56232.00	
Peso de Viga V - X (.25x.50)	2400	0.13	22.20	6926.40	
Peso de Viga V - X (.30x.60)	2400	0.18	13.90	6004.80	
Peso de Viga V - Y (.25x.50)	2400	0.13	19.60	6115.20	
Peso de Viga V - Y (.30x.60)	2400	0.18	24.80	10713.60	
Peso de Columnas y Placas	2400	4.12	3.75	37080.00	
Peso de Acabados	120	214.20		25704.00	
Peso de Tabiquería	180	214.20		38556.00	
25 % Sobrecarga piso típ.	50	214.20		10710.00	
Total :				198042.00	20.19

Peso total del Edificio: **887 Ton.**

ELEVACION DE ENTREPISOS Y MASAS



Escala 1:100

Fig. N° 12

3.3 Momento polar de Inercia de Masas.-

Esta definido por la expresión:

$$J_o = M \times R_o^2$$

Si las masas estan uniformemente distribuídas, los momentos polares de inercia pueden determinarse a partir de las propiedades del área de la losa (planta), suponiendo que el radio de giro (R_o) de las **masas** es el mismo que el de las **áreas**.

Haciendo uso de las hojas de cálculo del Dr. Hugo Scaletti F. (**Cuadro N° 7** y **cuadro N° 8**) se determina los radios de giro de las plantas típicas.

Parámetros a usar en el Análisis Dinámico

Nivel	Jo Area	Area	$R_o^2 = \frac{J_o}{A}$	Masa	$J_o(masa) = M R_o^2$
5	6.6762E+03	181.30	36.82	11.95	440
4	7.6771E+03	214.20	35.84	19.43	696.37
3	7.6771E+03	214.20	35.84	19.43	696.37
2	7.6771E+03	214.20	35.84	19.43	696.37
1	7.6771E+03	214.20	35.84	20.19	723.61

3.4 Inercia de las placas.-

La inercia de las placas en L en la dirección en que se analice, su contribución es la de la placa en la dirección de análisis más una porción de la placa en dirección transversal equivalente a dos veces el espesor de la placa aproximadamente.

En el **Cuadro N°9** (hoja de cálculo del Dr. Hugo Scaletti F.) se muestra la aplicación para determinar la inercia de la sección de la placa en L. El usado es el I_y si el pórtico que se analiza esta orientado en la dirección X.

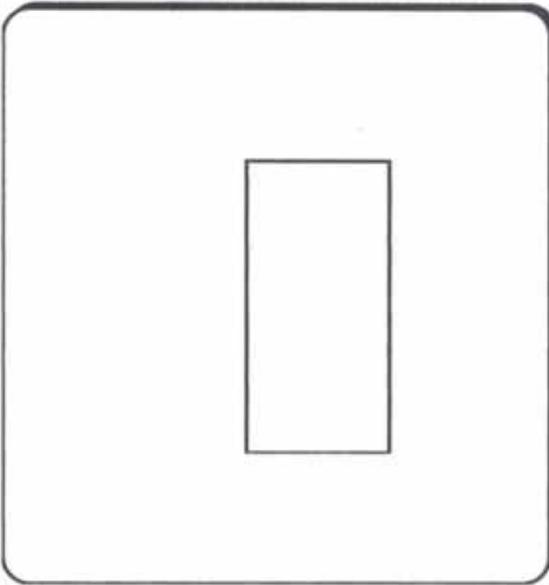
CUADRO N° 7

Propiedades de un Área Definida por las Coordenadas de sus Vértices

HSF 1995

Coordenadas de los Vértices		
	x	y
1	0.00	0.00
2	15.30	0.00
3	15.30	14.00
4	0.00	14.00
5	0.00	0.00
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		

Círculos: agregar (R+) o descontar (R-)		
R	x	y



A = 214.200

Ejes Originales
 $y_{max} = 14.000$
 $y_{min} = 0.000$
 $lx = 1.3994E+04$
 $ly = 1.6714E+04$
 $lxy = 1.1470E+04$
 $J = 2.8184E+04$

Ejes Baricéntricos
 $x = 7.650$
 $y = 7.000$
 $lx = 3.4986E+03$
 $ly = 4.1785E+03$
 $lxy = 0.0000E+00$
 $J = 7.6771E+03$
 $i = 5.987$
 $S_{top} = 4.9980E+02$
 $S_{bot} = 4.9980E+02$

Ejes Principales
 $\phi = 90.00$
 $lx = 4.1785E+03$
 $ly = 3.4986E+03$

Los vértices deben darse en sentido antihorario si el área es positiva y en sentido horario si es negativa
 Cada bloque correspondiente a un perímetro, exterior o interior, debe terminarse con una línea en blanco

Propiedades de un Área Definida por las Coordenadas de sus Vértices

HSF 1995

CUADRO N° 8

Coordenadas de los Vértices		Círculos: agregar (R+) o descontar (R-)		A = 181.300
	x	y	R	x
1	0.00	0.00		
2	5.30	0.00		
3	5.30	3.50		
4	10.00	3.50		
5	10.00	0.00		
6	15.30	0.00		
7	15.30	14.00		
8	10.00	14.00		
9	10.00	10.50		
10	5.30	10.50		
11	5.30	14.00		
12	0.00	14.00		
13	0.00	0.00		
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				

Ejes Originales	
$y_{max} = 14.000$	
$y_{min} = 0.000$	
$lx = 1.1442E+04$	
$ly = 1.4728E+04$	
$lxy = 9.7086E+03$	
$J = 2.4437E+04$	

Ejes Baricéntricos	
$x = 7.650$	
$y = 7.000$	
$lx = 2.5582E+03$	
$ly = 4.1179E+03$	
$lxy = 0.0000E+00$	
$J = 6.6762E+03$	
$i = 6.068$	
$S_{top} = 3.6546E+02$	
$S_{bot} = 3.6546E+02$	

Ejes Principales	
$\phi = 90.00$	
$lx = 4.1179E+03$	
$ly = 2.5582E+03$	

Los vértices deben darse en sentido antihorario si el área es positiva y en sentido horario si es negativa
Cada bloque correspondiente a un perimetro, exterior o interior, debe terminarse con una línea en blanco

Propiedades de un Área Definida por las Coordenadas de sus Vértices

HSF 1995

CUADRO N° 9

Coordenadas de los Vértices		Círculos: agregar (R+) o descontar (R-)	
	x	y	R
1	0.00	0.00	
2	1.80	0.00	
3	1.80	0.20	
4	0.20	0.20	
5	0.20	0.60	
6	0.00	0.60	
7	0.00	0.00	
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			

A = 0.440

Ejes Originales
$y_{max} = 0.600$
$y_{min} = 0.000$
$lx = 1.8667E-02$
$ly = 3.8987E-01$
$lxy = 3.5600E-02$
$J = 4.2547E-01$

Ejes Baricéntricos
$x = 0.755$
$y = 0.155$
$lx = 8.1576E-03$
$ly = 1.3936E-01$
$lxy = -1.5709E-02$
$J = 1.4752E-01$
$i = 0.579$
$S_{top} = 1.8313E-02$
$S_{bot} = 5.2781E-02$

Ejes Principales
$\phi = 83.27$
$lx = 1.4121E-01$
$ly = 6.3029E-03$

Los vértices deben darse en sentido antihorario si el área es positiva y en sentido horario si es negativa
Cada bloque correspondiente a un perimetro, exterior o interior, debe terminarse con una línea en blanco

CAPITULO IV

Análisis Sísmico

4.1 Generalidades.-

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

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

4.2 Filosofía del diseño sismorresistente.-

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

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

4.3 De los planos y documentos del proyecto.-

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán llevar la firma de un ingeniero civil colegiado, quien será el

único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

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

- a) Sistema estructural sismorresistente.
- b) Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- c) Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

4.4 Parámetros de sitio.-

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

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

TABLA N° 1 FACTORES DE ZONA	
ZONA	FACTOR DE ZONA - Z (g)
3	0.40
2	0.30
1	0.15

4.5 Condiciones geotécnicas.-

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

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

La norma recomienda que en los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas se podrá usar los valores correspondientes al perfil tipo S_3 . Sólo será necesario considerar un perfil tipo S_4 cuando los estudios geotécnicos así lo determinen.

Tabla N° 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	*	*

(*) 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 S_3 .

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 :

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

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

4.7 Métodos de Análisis Sísmicos.-

El análisis sísmico se realiza de muy diversas maneras, sin embargo son dos los más usados, ellos son el método estático y el método dinámico.

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

Dado que las características del proyecto a evaluar, edificio de cinco niveles de 15 m de altura, de configuración estructural regular, cumple con los requisitos para hacer el análisis sísmico por el método estático, desarrollaremos a continuación los dos métodos de análisis y se hará las comparaciones en la evaluación de resultados.

4.8 Análisis Estático - Resumen de parámetros sísmicos

4.8.1 Generalidades.-

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

4.8.2 Procedimiento de Análisis.-

a) Factor de zona :

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

Zona	Factor de Zona (Z)
3	0.4

b) Condiciones Geotécnicas :

La información que se tiene es que se trata de :

- Perfil de suelo : Tipo S₁
- Periodo de vibración : T_p (s) = 0.4 s
- Coefficiente S : S = 1.0

c) Factor de amplificación sísmica :

Definida por la siguiente expresión :

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

Donde:

T_p=Periodo fundamental de vibración del suelo.

T_p=0.4 s

T=Periodo fundamental de la estructura que para cada dirección se estima con la siguiente expresión :

$$T = \frac{h_n}{C_i} ; \quad h_n = \text{Altura total del edificio} \rightarrow$$

$$h_n = 15 \text{ m.}$$

$C_{t_x} = C_{t_y} = 45$, que de acuerdo a las normas este valor corresponde para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

$$T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{15}{45} = 0.33 \text{ s.}$$

Luego reemplazando valores en la expresión (α) se tiene:

$$C = 2.5 \left(\frac{0.40}{0.33} \right)^{1.25} = 3.18$$

Pero a su vez debe cumplirse que $C \leq 2.5 \rightarrow$

Como $C = 3.18 \rightarrow C = 2.50$

d) Categoría de la Edificación :

En concordancia a las categorías indicadas en las normas sismorresistentes (ver **Anexo N° 3**); el rubro Viviendas corresponde a la **Categoría C** - Edificaciones Comunes; cuyo coeficiente de uso e importancia es:

$$U = 1.0$$

e) Sistema estructural :

Corresponde a un **Sistema Dual** en el cual las fuerzas horizontales son resistidas por una combinación de pórticos y muros de concreto armado. La configuración estructural es del tipo regular.

Por lo tanto el Coeficiente de Reducción R a emplearse es el que corresponde a una estructura regular:

$$R_x = R_y = 10$$

(Ver **Anexo N° 4**).

f) Fuerza cortante en la base :

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

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

Donde $\frac{C}{R} = \frac{C_x}{R_x} = \frac{C_y}{R_y} = \frac{2.50}{10} = 0.25 \geq 0.1 \quad Ok!$

Luego reemplazando valores en (β)

$$V = V_x = V_y = \frac{0.4 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.50}{10} \times 887 \text{ Ton} = 88.70 \text{ Ton}$$

g) Distribución de la fuerza sísmica en altura :

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

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

Donde el período 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 - Fa se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

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

Para el caso particular de éste proyecto:

$$T = 0.33s < 0.7 s \rightarrow Fa = 0$$

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

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

Se muestra a continuación la distribución de la Fuerza Sísmica en altura.

CUADRO N° 10

Piso	Altura (m)	Peso (Ton)	Peso x A ltura	Fi (Ton)
5	15	117.23	1758.39	20.80
4	12	190.63	2287.51	27.06
3	9	190.63	1715.63	20.29
2	6	190.63	1143.76	13.53
1	3	198.04	594.13	7.03
Total :			7499.42	88.70

h) Efectos de Torsión :

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

Cuadro de excentricidades accidentales

Piso	e _x (m)	e _y (m)
5	1.53	1.40
4	1.53	1.40
3	1.53	1.40
2	1.53	1.40
1	1.53	1.40

Cuadro de Centro de Masas

Piso	C.M [x]	C.M. [y]
5	7.55	6.90
4	7.55	6.90
3	7.55	6.90
2	7.55	6.90
1	7.55	6.90

i) Uso del programa A3e vs.1.0 Del Doctor Hugo Scaletti Farina :

Se hace uso de este programa para hacer el análisis sísmico lineal pseudo - tridimensional de estructuras aporricadas de concreto armado mediante fuerzas estáticas equivalentes.

La distribución de fuerzas sísmicas actuantes en cada nivel se muestra en el **Cuadro N° 10**.

Se presenta en el **Anexo N° 5**, la corrida del programa A3e para el sistema estructural sismorresistente final, solamente para comparar los desplazamientos obtenidos en los entresijos de la estructura en conjunto con los obtenidos por el método dinámico (A3s), verificándose que el análisis **sísmico estático** es sumamente conservador, ya que para el análisis de un sistema estructural sismorresistente, el método estático presenta mayores desplazamientos (90% más que el obtenido por el método dinámico); o en su defecto; si se quiere que los desplazamientos por ambos métodos sean del mismo orden de magnitud, se requiere para el método estático, incrementar la rigidez del sistema estructural, conllevando a incrementar las secciones de las vigas y particularmente el de las columnas y placas.

4.9 Análisis Dinámico - Resumen de parámetros sísmicos**4.9.1 Generalidades.-**

El análisis dinámico de edificaciones se realiza 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 hacerse un análisis tiempo historia.

4.9.2 Análisis por Superposición Espectral.-**4.9.2.1 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.

4.9.2.2 Aceleración Espectral.-

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

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

Sólo se consideran las componentes horizontales del sismo. La no inclusión de la componente vertical se justifica por tratarse de una acción cualitativamente similar a las cargas verticales habituales. Si bien es cierto que las aceleraciones verticales del sismo producen incrementos (o decrementos) en los efectos debidos a la gravedad, se trata de acciones de muy corta duración, para las que todos los materiales muestran rigideces y resistencias mayores que las que se tienen para cargas de larga duración.

4.9.2.3 Criterios de Superposición.-

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

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

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

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

En cada dirección generalmente se consideran 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 de análisis.

En síntesis, en el análisis de estructuras de varios grados de libertad se observa que la respuesta dinámica puede obtenerse a través de la superposición de las respuestas de los modos normales de vibración, por lo tanto si disponemos de espectros de respuestas elásticas de sismos podemos conocer la respuesta máxima para cada modo de vibración y utilizando una combinación adecuada de ellos podemos estimar la repuesta máxima probable.

4.9.2.4 Fuerza Cortante Mínima en la Base.-

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

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

4.9.3 Procedimiento de Análisis.-

a) Determinación del Espectro de Diseño o Aceleración Espectral :

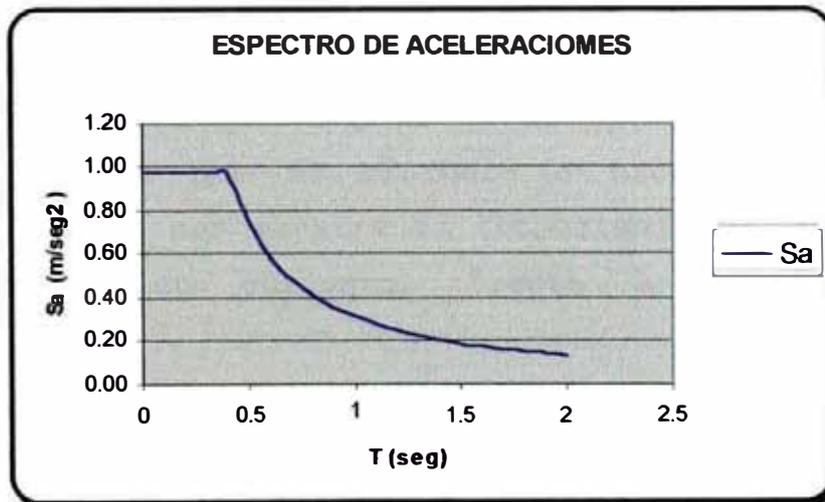
Se parte de los parámetros sísmicos ya conocidos, lo resumimos en el siguiente cuadro :

DATOS PARA EL CALCULO DE LA ACELERACION ESPECTRAL

PARAMETROS SISMICOS	DESCRIPCION
Z = 0.4	Factor de Zona
U = 1.0	Categoría de la Edificación
Tp = 0.4 s	Periodo fundamental de vibración del suelo
S = 1.0	Factor de amplificación del suelo
Rx = 10	Coficiente de reducción en dirección X
Ry = 10	Coficiente de reducción en dirección Y
g = 9.81 m/seg ²	Aceleración de la gravedad terrestre

ESPECTRO DE DISEÑO - REGLAMENTO E-030 DEL AÑO 1997

T	$C = 2.5 \left(\frac{0.40}{T} \right)^{1.25}$	ZUS/R	Sa _x = Sa _y
0.10	2.50	0.04	0.98
0.20	2.50	0.04	0.98
0.30	2.50	0.04	0.98
0.40	2.50	0.04	0.98
0.45	2.16	0.04	0.85
0.50	1.89	0.04	0.74
0.55	1.68	0.04	0.66
0.60	1.51	0.04	0.59
0.65	1.36	0.04	0.53
0.70	1.24	0.04	0.49
0.75	1.14	0.04	0.45
0.80	1.05	0.04	0.41
0.85	0.97	0.04	0.38
0.90	0.91	0.04	0.36
1.00	0.80	0.04	0.31



b) Uso del programa A3s vs.1.5d Del Doctor Hugo Scaletti Farina

Se hace uso de este programa para hacer el análisis sísmico lineal pseudo - tridimensional de estructuras

aporticadas de concreto armado mediante superposición modal espectral.

Este análisis nos permite determinar las dimensiones de los elementos del sistema estructural capaces de dar rigidez a toda la estructura en conjunto frente a acciones sísmicas.

El sistema estructural sismorresistente final del proyecto es el que se muestra en planta en las **Fig. 3 y 4**, conformada por cuatro placas en forma de L de 1.80 m. de longitud en cada cara por 0.20 m. de espesor, ubicadas en las esquinas del edificio; 6 columnas rectangulares de .30 x .60 m ubicadas en los extremos de los pórticos principales y secundarios y 2 columnas centrales de 0.40 x 0.40 m. Las vigas principales (Ejes 2 y 3) y la viga secundaria (Eje B) son de 0.30 x 0.60 m. Y las vigas perimetrales (vigas principales y secundarias) son de 0.25 x 0.50 m.

Tal como se mencionó anteriormente, a esta misma configuración estructural se le hizo el análisis estático (aplicación del programa A3e), verificándose que los desplazamientos relativos de entrepiso no cumplen con lo que dispone la norma sismorresistente, es por ello que se procedió a hacer el análisis dinámico que nos muestra el comportamiento real de la estructura en conjunto, frente a solicitaciones sísmicas.

El programa A3s del Dr. Hugo Scaletti Farina, emplea un modelo pseudo tridimensional en donde supone a la estructura como un ensamble de pórticos planos. Considera también, que dado que las rigideces de cada pórtico en su plano son mucho mayores que aquellas en la dirección transversal, estas últimas se desprecian. Igualmente no se consideran las rigideces torsionales de todos los elementos. Los pórticos se suponen

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 supone que en cada pórtico todos los nudos de un piso tienen el mismo desplazamiento horizontal. Es también habitual desprestigiar las deformaciones de corte en las vigas, en contraste con los elementos verticales (columnas o placas), para los que se consideran deformaciones de flexión, axiales y de corte.

Una cualidad importante del programa **A3s versión 1.5d** (método dinámico), es que al ingresar los cortantes mínimos en la base para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, que en éste caso por tratarse de una estructura regular es el 80% del valor calculado por el método estático; el programa considera que si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, hace la acción de escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

$$V_{\text{[Estático]}} = V_x = V_y = 88.70 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{[mínimo]}} = 0.80 \times 88.70 \text{ Ton} = 70.96 \text{ Ton}$$

V [mínimo] = 70.96 Ton (valor que se ingresa en la base de datos del programa A3s vs.1.5d).

c) Análisis de Resultados.-

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

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

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

siendo por lo tanto el desplazamiento lateral máximo admisible de: $\Delta_i = h_{e_i} \times 0.007 = 3.00 \text{ m} \times 0.007 = 0.021 \text{ m}$.

En los resultados que se obtiene de la aplicación del programa A3s nos muestra los desplazamientos, distorsiones, fuerzas concentradas y cortantes en cada nivel, tanto para la estructura en el contexto global como para cada uno de los pórticos que la constituyen en las dos direcciones de análisis. Ver **Anexo N° 6**.

En el análisis sísmico nos interesa los máximos desplazamientos relativos de entrepiso. Ello se calcula multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. A continuación se presenta dichos valores (**Cuadro N° 11**) extraídos del **Anexo N° 6** y se verifica efectivamente que cumplen con los desplazamientos laterales máximos permisibles.

En el **Cuadro N° 11** se muestra los desplazamientos por tipo de pórtico, cada uno de ellos comprende los pórticos cuyos ejes en planta son:

Pórtico tipo I.- Comprende:

Pórtico en el Eje 1

Pórtico en el Eje 4

Pórtico tipo II.- Comprende:

Pórtico en el Eje 2

Pórtico en el Eje 3

Pórtico tipo III.- Comprende:

Pórtico en el Eje A

Pórtico en el Eje C

Pórtico tipo IV.- Comprende:

Pórtico en el Eje B

Para una mejor visualización se vuelve a reproducir las **Fig. 3 y 4**, mostradas en en Capítulo I, que corresponde al sistema estructural sismorresistente final vistos en planta.

CUADRO N° 11

Respuesta Sísmica - Análisis Dinámico - A3s vs. 1.5d							
Efectos Globales - Sismo en la dirección X							
Desplazamientos laterales de entrepiso							
Nivel	hei	Desplazamientos	Distorsiones *	Coefficiente Reducción	Desplaz. Relat. Entrepiso (m.)	Desplaz. Máx. Admis. (m.)	Conformidad
5	3	0.00817	0.00161	10	0.016	0.021	Conforme
4	3	0.00660	0.00177	10	0.018	0.021	Conforme
3	3	0.00497	0.00184	10	0.018	0.021	Conforme
2	3	0.00321	0.00172	10	0.017	0.021	Conforme
1	3	0.00151	0.00151	10	0.015	0.021	Conforme

Efectos Globales - Sismo en la dirección Y							
Desplazamientos laterales de entrepiso							
Nivel	hei	Desplazamientos	Distorsiones *	Coefficiente Reducción	Desplaz. Relat. Entrepiso (m.)	Desplaz. Máx. Admis. (m.)	Conformidad
5	3	0.00816	0.00161	10	0.016	0.021	Conforme
4	3	0.00658	0.00178	10	0.018	0.021	Conforme
3	3	0.00494	0.00184	10	0.018	0.021	Conforme
2	3	0.00317	0.00171	10	0.017	0.021	Conforme
1	3	0.00148	0.00148	10	0.015	0.021	Conforme

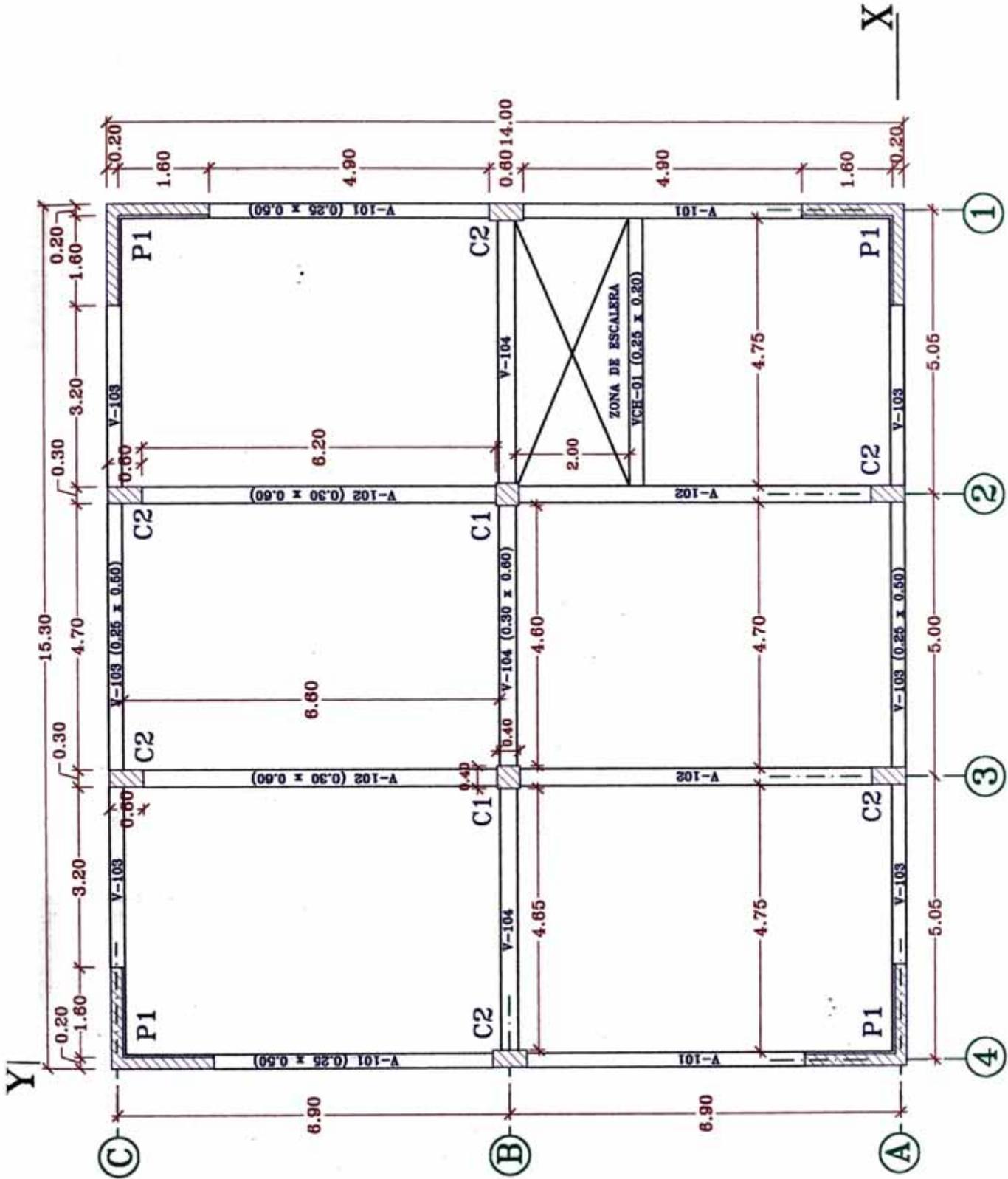
Efectos Pórtico tipo I - Sismo en la dirección Y							
Desplazamientos laterales de entrepiso							
Nivel	hei	Desplazamientos	Distorsiones *	Coefficiente Reducción	Desplaz. Relat. Entrepiso (m.)	Desplaz. Máx. Admis. (m.)	Conformidad
5	3	0.00816	0.00161	10	0.016	0.021	Conforme
4	3	0.00658	0.00178	10	0.018	0.021	Conforme
3	3	0.00494	0.00184	10	0.018	0.021	Conforme
2	3	0.00317	0.00171	10	0.017	0.021	Conforme
1	3	0.00148	0.00148	10	0.015	0.021	Conforme

Efectos Pórtico tipo II - Sismo en la dirección Y							
Desplazamientos laterales de entrepiso							
Nivel	hei	Desplazamientos	Distorsiones *	Coefficiente Reducción	Desplaz. Relat. Entrepiso (m.)	Desplaz. Máx. Admis. (m.)	Conformidad
5	3	0.00816	0.00161	10	0.016	0.021	Conforme
4	3	0.00658	0.00178	10	0.018	0.021	Conforme
3	3	0.00494	0.00184	10	0.018	0.021	Conforme
2	3	0.00317	0.00171	10	0.017	0.021	Conforme
1	3	0.00148	0.00148	10	0.015	0.021	Conforme

Efectos Pórtico tipo III - Sismo en la dirección X							
Desplazamientos laterales de entrepiso							
Nivel	hei	Desplazamientos	Distorsiones *	Coefficiente Reducción	Desplaz. Relat. Entrepiso (m.)	Desplaz. Máx. Admis. (m.)	Conformidad
5	3	0.00817	0.00161	10	0.016	0.021	Conforme
4	3	0.00660	0.00177	10	0.018	0.021	Conforme
3	3	0.00497	0.00184	10	0.018	0.021	Conforme
2	3	0.00321	0.00172	10	0.017	0.021	Conforme
1	3	0.00151	0.00151	10	0.015	0.021	Conforme

Efectos Pórtico tipo IV - Sismo en la dirección X							
Desplazamientos laterales de entrepiso							
Nivel	hei	Desplazamientos	Distorsiones *	Coefficiente Reducción	Desplaz. Relat. Entrepiso (m.)	Desplaz. Máx. Admis. (m.)	Conformidad
5	3	0.00817	0.00161	10	0.016	0.021	Conforme
4	3	0.00660	0.00177	10	0.018	0.021	Conforme
3	3	0.00497	0.00184	10	0.018	0.021	Conforme
2	3	0.00321	0.00172	10	0.017	0.021	Conforme
1	3	0.00151	0.00151	10	0.015	0.021	Conforme

* Son los desplazamientos relat. de entrepiso correspondiente a los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico (resultados del a3s) con las sollicitaciones sísmicas reducidas.



PLANTA - ELEMENTOS ESTRUCTURALES SIMORRESISTENTES - 1° al 4° NIVEL Escala 1:100

Fig. N° 13

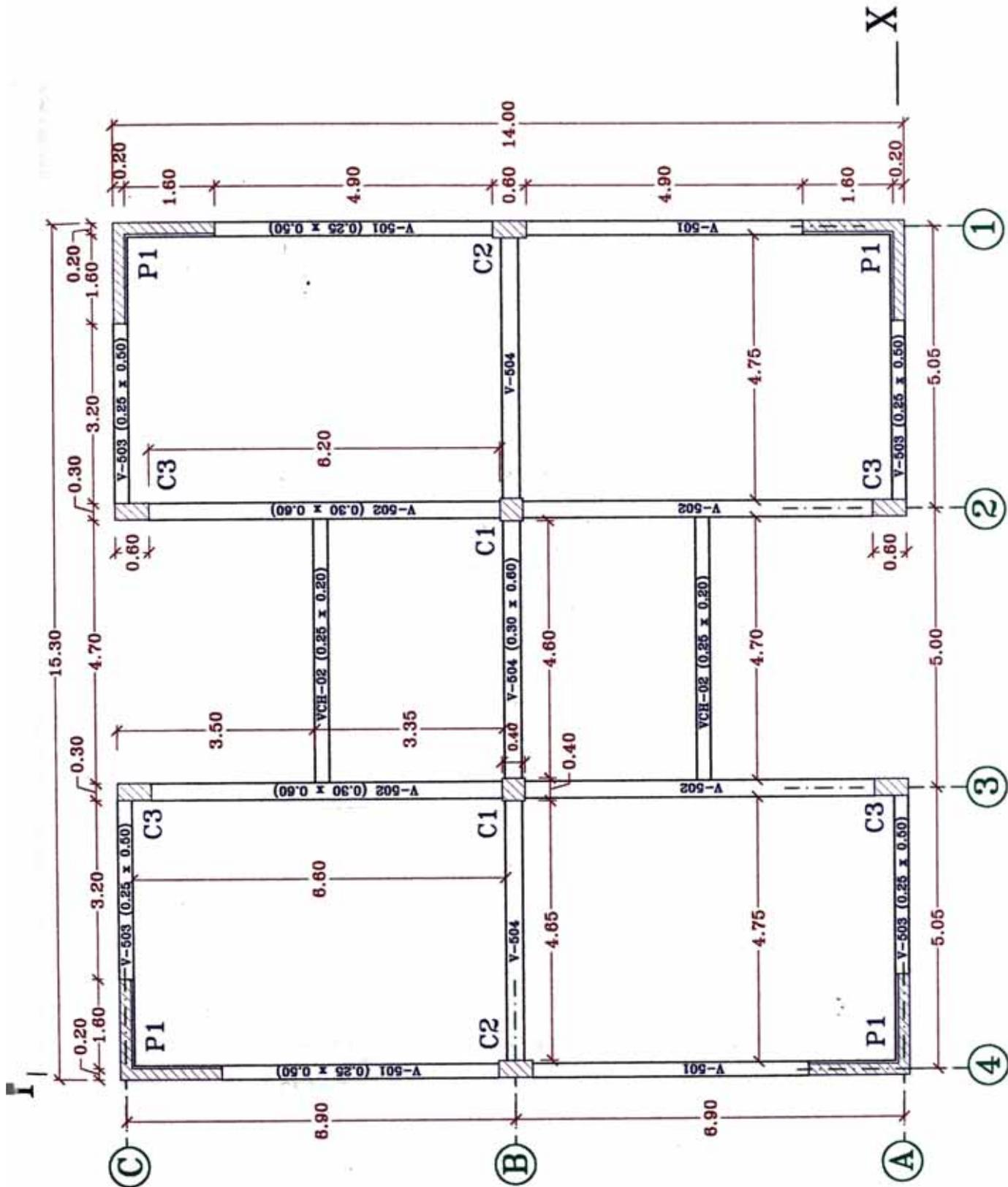


Fig. N° 14

PLANTA - ELEMENTOS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES - 5° NIVEL Escala : 1/100

El sistema estructural ha sido definido para el Análisis Sísmico como un **Sistema Dual**, sistema en el cual las fuerzas horizontales son resistidas por una combinación de pórticos y muros de concreto armado. La norma técnica de edificación E-030 Diseño Sismorresistente indica que en este tipo de sistemas estructurales, los pórticos deben ser diseñados para tomar por lo menos el 25% de la fuerza cortante en la base. Bajo esta premisa se analiza los resultados de la fuerza cortante asimilada por cada uno de los pórticos al actuar el sismo en la dirección X como en la dirección Y.

Se presenta en los **Cuadros N°12 y N°13** un resumen de los resultados de la aplicación del programa A3s versión 1.5d con referencia a la fuerza cortante basal que toma cada pórtico; resultados extraídos del **Anexo N° 6**.

En los cuadros en referencia se observa:

Respuesta sísmica de la estructura en dirección Y

Los pórticos en los ejes 1 y 4 con placas en los extremos toman en conjunto el 90.06% de la fuerza cortante basal.

Mientras que los pórticos en los ejes 2 y 3 (sin placas), toman en conjunto el 9.94% de la fuerza cortante basal.

Respuesta sísmica de la estructura en dirección X

Los pórticos en los ejes A y C con placas en los extremos toman en conjunto el 95.38% de la fuerza cortante basal.

Mientras que el pórtico en el eje B (sin placas), toma el 4.62% de la fuerza cortante basal.

CUADRO N° 12

EN LA DIRECCION Y		
Pórtico Eje 1 (Pórtico con placas en los extremos)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	15.185	31.976
Columna 2	1.606	
Columna 3	15.185	
Pórtico Eje 4 (Pórtico con placas en los extremos)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	15.185	31.976
Columna 2	1.606	
Columna 3	15.185	
Pórtico Eje 2 (Pórtico con únicamente columnas)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	1.244	3.527
Columna 2	1.039	
Columna 3	1.244	
Pórtico Eje 3 (Pórtico con únicamente columnas)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	1.244	3.527
Columna 2	1.039	
Columna 3	1.244	
Corte Total actuante en dirección Y = 71.01 Toneladas		

Pórticos	Cortante basal	Porcentaje (%)
V1 + V4	63.952 Toneladas	90.06
V2 + V3	7.054 Toneladas	9.94
Total	71.006 Toneladas	100.00

CUADRO N° 13

EN LA DIRECCION X		
Pórtico Eje A (Pórtico con placas en los extremos)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	16.185	33.868
Columna 2	0.749	
Columna 3	0.749	
Columna 4	16.185	
Pórtico Eje C (Pórtico con placas en los extremos)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	16.185	33.868
Columna 2	0.749	
Columna 3	0.749	
Columna 4	16.185	
Pórtico Eje B (Pórtico con únicamente columnas)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	0.593	3.282
Columna 2	1.048	
Columna 3	1.048	
Columna 4	0.593	
Corte Total actuante en dirección X = 71.02 Toneladas		

Pórticos	Cortante basal	Porcentaje (%)
VA + VC	67.736 Toneladas	95.38
VB	3.282 Toneladas	4.62
Total	71.018 Toneladas	100.00

Para cumplir la indicación de la Norma Técnica E-0.30 Diseño Sismorresistente, referente a que en un **Sistema estructural Dual, los pórticos** deben ser diseñados para tomar por lo menos el 25% de la fuerza cortante en la base, amplificaremos el espectro de aceleraciones por un factor que se obtiene de la siguiente manera:

Pórticos	% Fuerza cortante basal	Factor de amplificación
Pórtico 2 + Pórtico 3	9.94 %	$\frac{25.0}{9.94} = 2.52$
Pórtico B	4.62 %	$\frac{25.0}{4.62} = 5.41$

Habiendo obtenido los factores de amplificación del espectro de aceleraciones, se hacen dos corridas más para la base de datos del programa A3s, amplificando en cada una de las corridas el espectro de aceleraciones con cada uno de los factores de amplificación obtenidas en el cuadro anterior, esta acción permite obtener las reales solicitaciones sísmicas a las que estará expuesta los pórticos de ejes 2 y 3 en la dirección **Y** y el pórtico de eje B en la dirección **X**.

En resumen, para efectos del Análisis estructural y posterior diseño, las solicitaciones sísmicas para cada uno de los elementos estructurales, se obtuvo haciendo tres corridas del programa A3s:

En la primera corrida (sin amplificar el espectro), se verifica la conformidad en los desplazamientos y distorsiones en cada nivel de la estructura, por lo tanto se concluye que las secciones de los elementos estructurales son conformes por rigidez; obteniéndose además, las solicitaciones sísmicas para los elementos de los pórticos de ejes 1, 4 , A y C. (Ver **Anexo N° 6**).

En la segunda corrida (espectro amplificado con el factor = 2.52), se obtiene las solicitaciones sísmicas para los elementos de los pórticos de ejes 2 y 3, (mayores a los obtenidos en la primera corrida). No se considera las solicitaciones de los demás pórticos.

En el **Anexo N° 7** se muestra la base de datos correspondiente y las solicitaciones sísmicas para los elementos estructurales de los ejes 2 y 3.

En la tercera corrida (espectro amplificado con el factor = 5.41), se obtiene las solicitaciones sísmicas para los elementos del pórtico de eje B, (mayores a los obtenidos en la primera corrida). No se considera las solicitaciones de los demás pórticos.

En el **Anexo N° 8** se muestra la base de datos correspondiente y las solicitaciones sísmicas para los elementos estructurales del eje B.

Todos este conjunto de resultados de las solicitaciones sísmicas en todos los elementos de la estructura, obtenidos de la aplicación del programa A3s se condensan en un solo archivo (archivo de transferencia), para luego ser usados en la aplicación del programa **A2e versión 1.2** del Dr. Hugo Scaletti Farina, al hacer el Análisis estructural de la estructura en conjunto para cargas sísmicas y cargas de gravedad.

Comentario.- El archivo de transferencia que reúne todo el conjunto de resultados mencionados en el párrafo anterior son simplemente valores numéricos y se presenta en el **Anexo N° 9**.

CAPITULO V

Análisis Estructural

5.1 Generalidades.-

El Análisis Estructural implica resolver las incógnitas que típicamente son las fuerzas redundantes en cada uno de los elementos del Sistema Estructural que aparecen como respuesta a acciones externas que van a actuar en la estructura en conjunto. Estas acciones externas actuantes son las cargas laterales (cargas de sismo y/o cargas de viento) y las cargas verticales (cargas permanentes y cargas vivas).

Para el Análisis Estructural haré uso del **programa A2e versión 1.2** del Dr. Hugo Scaletti. Este programa tiene la particularidad de modelar adecuadamente estructuras aporticadas con muros de corte, esto es, el programa considera brazos rígidos en las vigas.

Otra ventaja que ofrece este programa es que recoge en forma automática los resultados obtenidos en el análisis sísmico (aplicación del programa A3s), correspondiente al conjunto de fuerzas internas que se dan en cada uno de los elementos: vigas, columnas y placas; esto se da a través de un archivo de transferencia generada durante la ejecución del programa A3s.

Por consiguiente, sólo se ingresa en la base de datos del programa A2e las cargas verticales (carga muerta y carga viva) actuantes en la estructura.

5.2 Análisis de Cargas Verticales.-

El análisis de cargas verticales es la acción de meter las cargas de gravedad que van a tomar cada uno de los pórticos principales y secundarios. La distribución de éstas cargas verticales a los elementos de soporte se

hace en función a las áreas tributarias. Estas cargas de gravedad actuantes sobre los pórticos se dividen en dos tipos, los cuales hemos definido en el Capítulo I:

Cargas Permanentes.- El programa A2e, calcula la carga muerta que corresponde al peso propio de los elementos verticales llámese columnas o placas; por lo tanto no es necesario metrar el peso de dichos elementos.

Carga Viva o Sobrecarga (S/C) .- Que corresponde a:

S/C piso típico 200 kg/m²

S/C en el techo = 150 kg/m²

Para efectos de efectuar el metrado de cargas nos apoyamos en las **Fig. N° 13 y 14.**

En la base de datos del programa A2e se ingresa la carga vertical cargando a las vigas de cada uno de los pórticos, el cual se representa mediante cargas distribuídas en la longitud de la viga.

El programa tiene incluido los factores de carga que estipula las Normas esto es:

$W_U = 1.5D + 1.8L$; para la carga muerta y carga viva.

Para los efectos de carga de sismo:

$W_U = 1.4x(D + L \pm S)$

En el caso que la carga viva sea nula:

$W_U = 0.9D \pm 1.43S$

El programa considera las alternancias de la carga viva. La base de datos y el reporte de resultados de la aplicación del programa **A2e** se presenta en en **Anexo N° 10.**

A continuación se presenta el metrado de cargas verticales para cada uno de los cuatro tipos de pórticos; bosquejándose además la disposición de dichas cargas en las **Figuras N° 15, 16, 17 Y 18.**

Análisis para cargas verticales

Metrado de Cargas

Pórtico Tipo I (Pórticos Ejes 1 y 4)

Niveles 1 a 4 :

Cargas Permanentes [W_D] :

P.P. Viga	: .25x.5 x 1 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	: 2.38 x 1 x 0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.71	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Tabiquería	: 2.63 x 1 x 0.18	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.47	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	: 2.63 x 1 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.32	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
		W_D	=	1.80	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 1° al 4° nivel :

S/C	: 2.63 x 1 x 0.20	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.53	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	-------------------	---------------------------------	---	------	-------------------------------

Nivel 5 :

Cargas Permanentes [W_D] :

P.P. Viga	: .25x.5 x 1 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	: 2.38 x 1 x 0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.71	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	: 2.63 x 1 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.32	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
		W_D	=	1.33	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

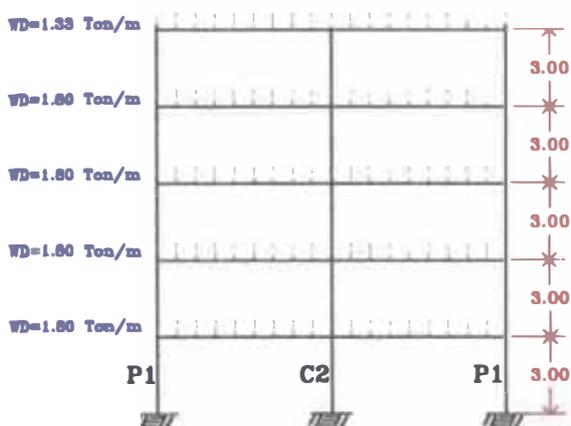
- S/C del 5° nivel :

S/C	: 2.63 x 1 x 0.15	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.39	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	-------------------	---------------------------------	---	------	-------------------------------

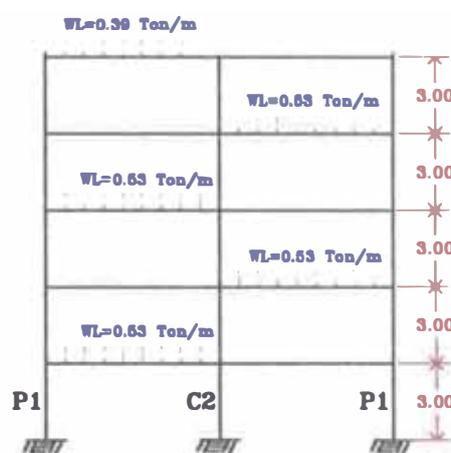
ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD

PORTICO TIPO I - PORTICOS EJES 1 Y 4

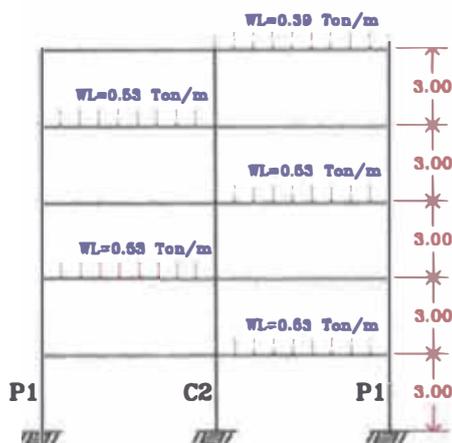
CARGA MUERTA (D)



DAMERO DE SOBRECARGA (L1)



DAMERO DE SOBRECARGA (L2)



DAMERO DE SOBRECARGA (L3)

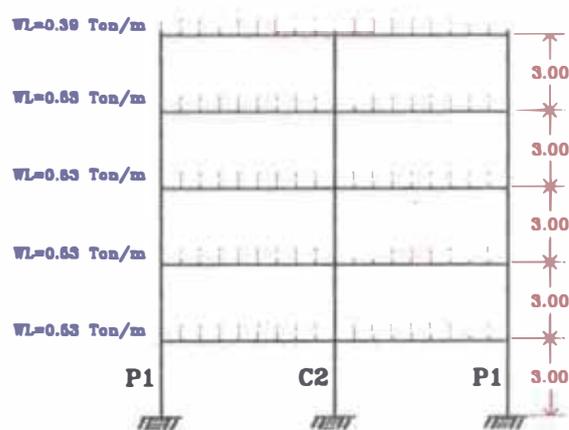


Fig. N° 15

Metrado de Cargas

Pórtico Tipo II (Pórticos Ejes 2 y 3)

Niveles 1 a 4 :

Cargas Permanentes [\bar{W}_D] :

P.P. Viga	:	$.3 \times 6 \times 1 \times 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	$0.43 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	:	$4.73 \times 1 \times 0.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$1.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Tabiquería	:	$5.03 \times 1 \times 0.18 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$0.91 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	:	$5.03 \times 1 \times 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$0.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
		\bar{W}_D	=	$3.36 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 1° al 4° nivel :

S/C	:	$5.03 \times 1 \times 0.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$1.01 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	---	---	---	------------------------------------

Nivel 5 :

Cargas Permanentes [\bar{W}_D] :

P.P. Viga	:	$.3 \times 6 \times 1 \times 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	$0.43 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	:	$4.73 \times 1 \times 0.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$1.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	:	$5.03 \times 1 \times 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$0.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
		\bar{W}_D	=	$2.45 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

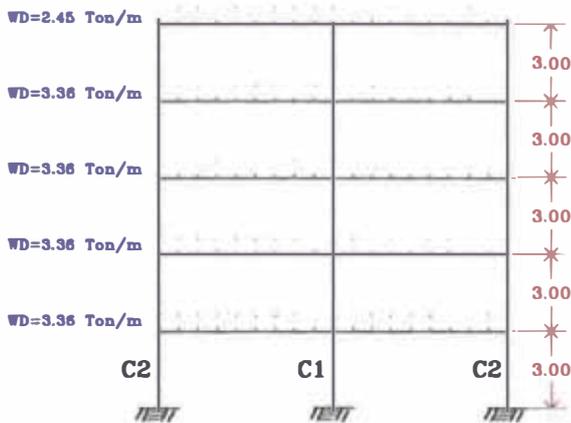
- S/C del 5° nivel :

S/C	:	$5.03 \times 1 \times 0.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$0.75 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	---	---	---	------------------------------------

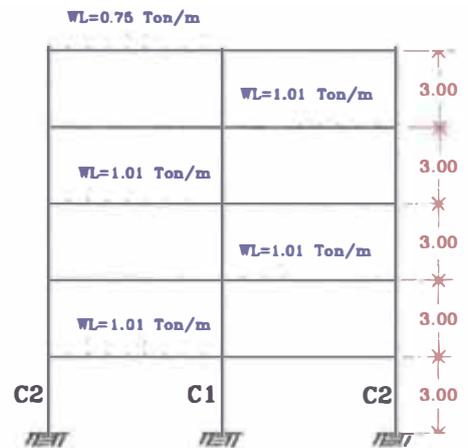
ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD

PORTICO TIPO II – PORTICOS EJES 2 Y 3

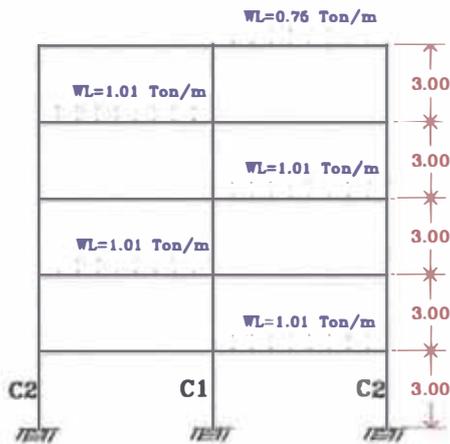
CARGA MUERTA (D)



DAMERO DE SOBRECARGA (L1)



DAMERO DE SOBRECARGA (L2)



DAMERO DE SOBRECARGA (L3)

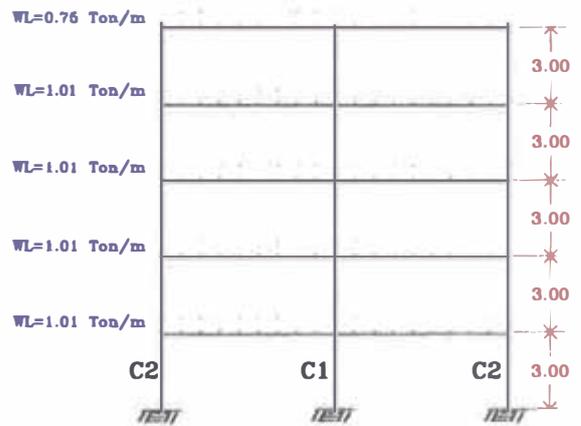


Fig. N° 16

Metrado de Cargas

Pórtico Tipo III (Pórticos Ejes A y C)

Niveles 1 a 4 :

Cargas Permanentes [W_D] :

P.P. Viga	: .25x.5 x 1 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P.P. Losa Aligerada	: 1.00 x 1 x 0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Tabiquería	: .15x2.40x1x1.35	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.49	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Acabados	: 1.00 x 1 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
			W_D	=	1.21	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 1° al 4° nivel :

S/C	: 1.00 x 1 x 0.20	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.20	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	-------------------	---------------------------------	---	------	-------------------------------

Nivel 5 :

Cargas Permanentes [W_D] :

P.P. Viga	: .25x.5 x 1 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P.P. Losa Aligerada	: 1.00 x 1 x 0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Acabados	: 1.00 x 1 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
			W_D	=	0.72	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

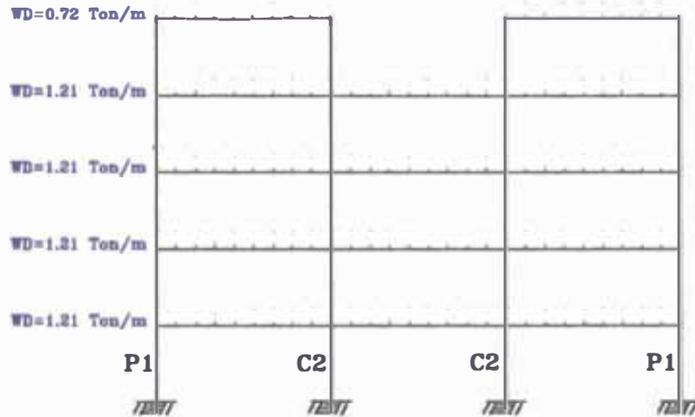
Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 5° nivel :

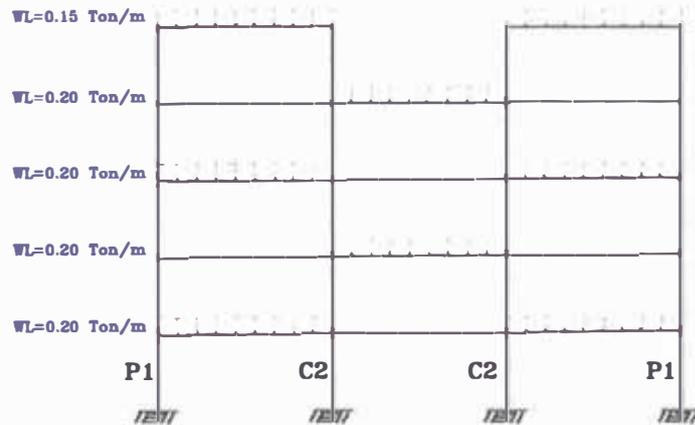
S/C	: 1.00 x 1 x 0.15	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.15	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	-------------------	---------------------------------	---	------	-------------------------------

ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD
 PORTICO TIPO III – PORTICOS EJES A Y C

CARGA MUERTA (D)



DAMERO DE SOBRECARGA (L1)



DAMERO DE SOBRECARGA (L2)

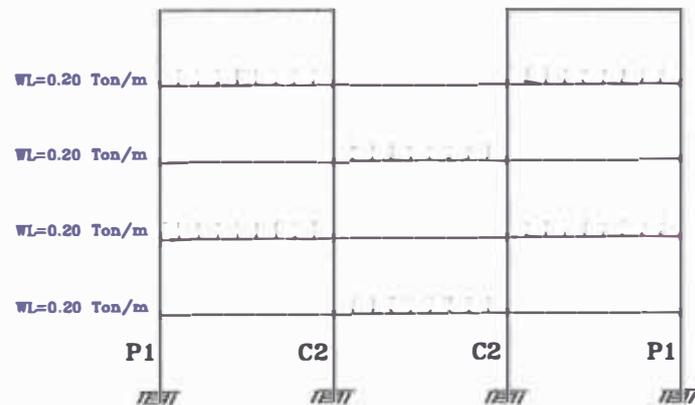


Fig. N° 17

Metrado de Cargas
Pórtico Tipo IV (Pórtico Eje B)

Niveles 1 a 4 :

Cargas Permanentes [W_D] :

P.P. Viga	: .3x.6 x 1 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.43	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P.P. Losa Aligerada	: 2.00 x 1 x 0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.60	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Tabiquería	: .15x2.40x1x1.35	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.49	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Acabados	: 2.00 x 1 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.24	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
			W_D	=	1.76	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 1° al 4° nivel :

S/C	: 2.00 x 1 x 0.20	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.40	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	-------------------	---------------------------------	---	------	-------------------------------

Nivel 5 :

Cargas Permanentes [W_D] :

P.P. Viga	: .3x.6 x 1 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.43	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P.P. Losa Aligerada	: 2.00 x 1 x 0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.60	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Acabados	: 2.00 x 1 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.24	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
			W_D	=	1.27	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

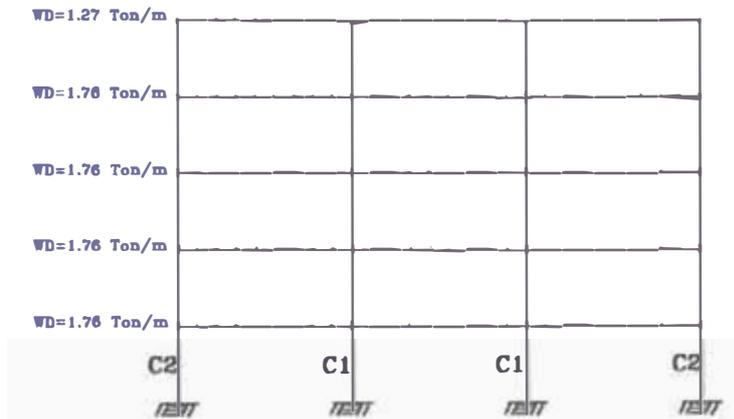
Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 5° nivel :

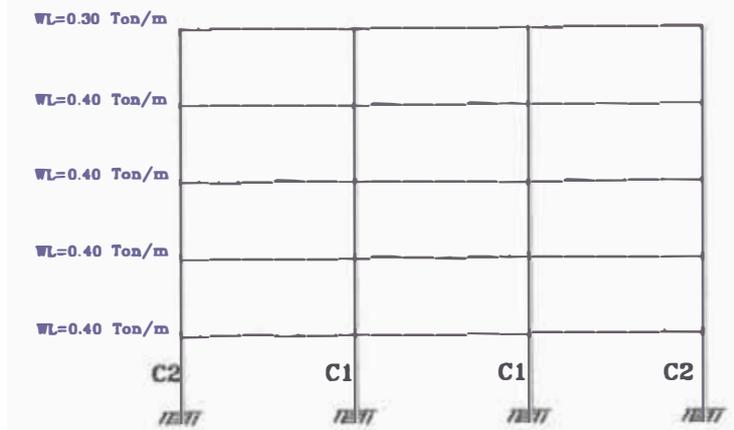
S/C	: 2.00 x 1 x 0.15	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.30	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
-----	-------------------	---------------------------------	---	------	-------------------------------

ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD
 PORTICO TIPO IV – PORTICO EJE B

CARGA MUERTA (D)



DAMERO DE SOBRECARGA (L1)



DAMERO DE SOBRECARGA (L2)

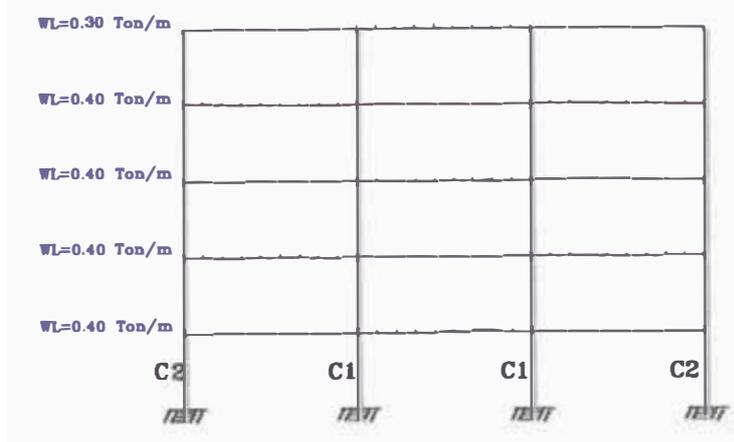


Fig. N° 18

CAPITULO VI

Diseño de Elementos Estructurales

6.1 Métodos de Diseño.-

En la actualidad existen, básicamente, 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 fuerza hasta mediados del siglo que ha pasado y el segundo ha adquirido impulso en los últimos cuarenta años.

El método que usaré en el diseño de los elementos estructurales y del cual desarrollaré a continuación una breve descripción, es el **diseño a la rotura o por resistencia última.**

6.1.1 Diseño a la rotura o por resistencia última.-

El diseño por rotura se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento en estudio y analiza el modo de colapso de la misma. En pruebas de laboratorio se ha podido comprobar que es posible predecir estas cargas con precisión suficiente. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el concreto y por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza. Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

1.- El diseño por rotura permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.

2.- Permite obtener un diseño mas eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.

3.- Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.

4.- El método de diseño a la rotura permite evaluar la ductilidad de la estructura.

5.- Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.

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

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

El código del ACI en su edición de 1995 presenta los dos métodos de diseño presentados en el **ítem 6.1**. Sin embargo, da mayor énfasis al diseño a la rotura, al cual el código denomina método de diseño por resistencia.

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

Las cargas de servicio se estiman haciendo uso de los códigos, reglamentos o normas, que en este caso hemos empleado el reglamento de cargas citado en el Reglamento Nacional de Construcciones; y el análisis estructural se efectúa bajo la hipótesis de un comportamiento elástico

de la estructura, hipótesis en que se sustenta el programa **A2e versión 1.2** del Dr. Hugo Scaletti Farina.

La carga última de diseño es la suma de las diversas cargas actuantes en la estructura afectadas por un factor de amplificación. Este factor pretende 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 solicitaciones que actúan sobre un elemento, se propone un juego de combinaciones. Debe de evaluarse cada una de ellas y desarrollar el diseño haciendo uso de las solicitaciones más críticas.

El programa A2e hace uso de las combinaciones de cargas propuestas en el ACI 318-83.

Simultáneamente a la amplificación de las cargas de servicio, el código propone la reducción de la resistencia teórica de los elementos de concreto armado como un medio para incrementar el factor de seguridad del diseño. La resistencia teórica o nominal de una pieza es la determinada haciendo uso de los principios presentados en el código del ACI. La naturaleza misma del concreto armado y fundamentalmente su procedimiento constructivo generan que la resistencia calculada en el papel, no sea igual a la verificada en la realidad. Los factores de reducción de resistencia indican la fracción de la resistencia nominal que está disponible en un elemento determinado con una cierta certeza probabilística.

El código del ACI aprovecha el uso de los factores de resistencia no sólo para tomar en consideración las posibles imperfecciones constructivas 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 total. 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 otro lado, cuando se analiza una solicitación de flexo-compresión, propia de columnas, el factor de reducción es menor que cuando se analiza flexión pura, propia de vigas. Esto se debe a que el colapso de una viga es mucho menos perjudicial que el colapso de una columna.

6.3.- Reducción de Resistencia.-

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

* Flexión pura.....	0.90
* Tracción y flexo-tracción	0.90
* Compresión y flexo-compresión	
Para miembros con refuerzo en espiral.....	0.75
Para otro tipo de miembros.....	0.70
* Corte y torsión	0.85
* Aplastamiento del concreto	0.70
* Concreto simple	0.65

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

6.4.- Diseño de Losas Aligeradas.-

6.4.1.- Breve descripción.-

Las losas aligeradas, tambien llamadas losas nervadas, estan constituidas por una serie de pequeñas vigas T, llamadas nervaduras o viguetas, unidas a través de una losa de igual espesor que el ala de la viga. En la **Fig. N° 19** se muestra la sección de una losa nervada en la que se aprecia que el refuerzo se concentra en el alma de las viguetas.

Las losas nervadas son mas ligeras que las losas macizas de rigidez equivalente, lo que les permite ser más eficientes para cubrir luces grandes. Una losa aligerada típica es aquella cuya superficie inferior es uniforme y cuyos espacios vacíos se rellena con ladrillos huecos o materiales análogos. Este tipo de losas son de uso muy común en edificaciones tanto grandes como pequeñas, pero sobre todo en éstas últimas por el ahorro de concreto que se consigue.

Los ladrillos utilizados en losas aligeradas pueden ser de arcilla o mortero. En el mercado peruano se pueden encontrar de las dimensiones presentadas a continuación:

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

CORTE TIPICO DE ALIGERADO

(h=0.20m.)

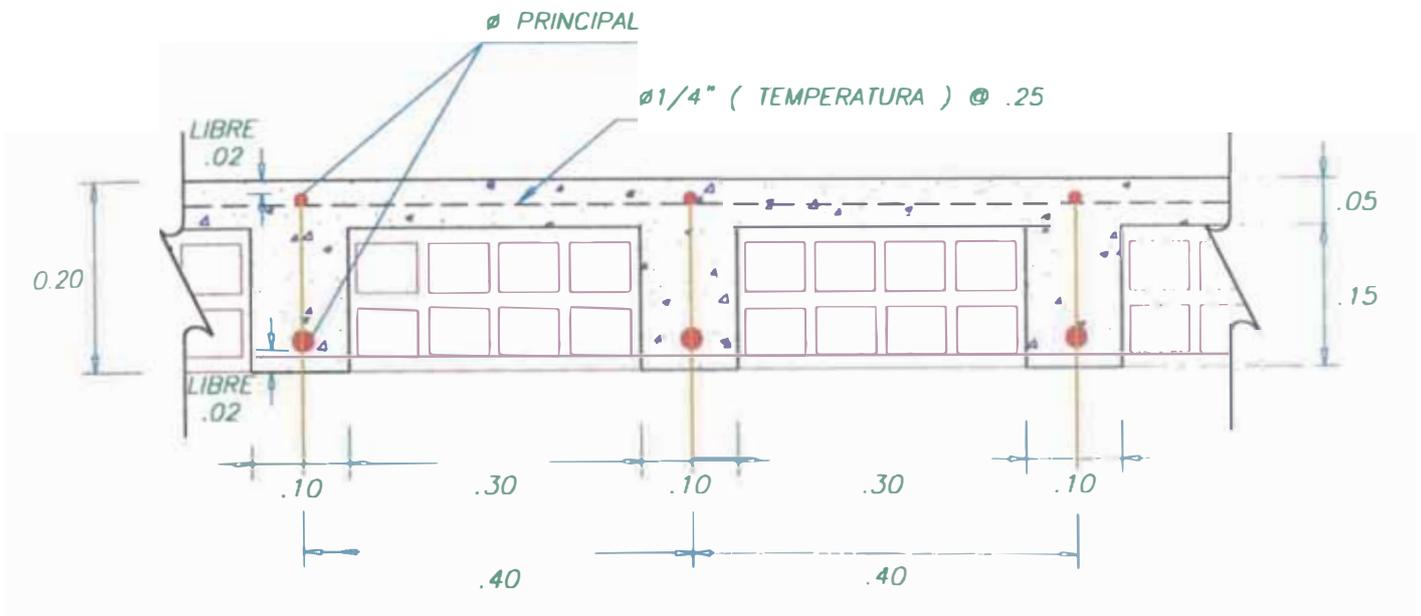


Fig. N° 19

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

Altura de la losa	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 viguetas.

6.4.2.- Recomendaciones del ACI para losas aligeradas.-

El código da algunas recomendaciones acerca de las características geométricas de las losas nervadas o aligeradas que son el producto de las observaciones efectuadas en experiencias constructivas pasadas:

Las viguetas deben tener un ancho de al menos 10 cm. y un peralte no mayor que tres veces y media dicho ancho.

Si la losa tiene embebidas tuberías, su espesor deberá ser por lo menos 2.5 cm. mayor que el diámetro exterior de los tubos.

Por requisito de integridad estructural, por lo menos una varilla de refuerzo positivo debe de ser colocada a todo lo largo de la vigueta y continua sobre los apoyos. De ser necesario se debe de empalmar sobre los apoyos con un empalme clase A y en el extremo se anclará haciendo uso de un gancho estándar.

Las losas aligeradas más usadas son de 20 y 25 cm. con un espesor de losa de 5 cm. y un ancho de vigueta de 10 cm. Por cuestiones constructivas, es aconsejable no colocar mas de dos varillas de acero por vigueta. Por

ESTRUCTURAS

otro lado, no es conveniente emplear refuerzo en compresión en estos elementos pues al ser poco peraltados, su efectividad es casi nula.

Se debe de colocar refuerzo mínimo por temperatura en la dirección perpendicular a las viguetas.

6.4.3.- Procedimiento de diseño de la Losa Aligerada.-

En el capítulo III, Predimensionamiento de elementos estructurales, el peralte de la losa aligerada propuesta fue de 0.20m., ello fue obtenido siguiendo la recomendación del ACI de satisfacer los requisitos mínimos para el control de deflexiones; en el diseño, éste espesor será verificado de modo que el concreto esté en capacidad de resistir por sí solo los esfuerzos de corte pues no se suele emplear refuerzo transversal en losas unidireccionales.

En las **Fig. 20a y 20b** se muestran los cuatro tipos de aligerados que se presentan en la estructura en general. Para efectos del Análisis Lineal Elástico estoy haciendo uso de las hojas de cálculo **Análisis de Vigas y Pórticos simples** del Dr. Hugo Scaletti F. (**Anexo N° 11**). Estas hojas de cálculo presenta como resultados los momentos flectores, el acero requerido por flexión y las fuerzas cortantes que ocurren a lo largo de cada tramo de las viguetas de los cuatro tipos de losas aligeradas. Por consiguiente queda verificar que éstos momentos no superen los máximos momentos resistentes de la sección, así como también las fuerzas cortantes que ocurren no superen la fuerza cortante máxima que debe de tomar el concreto.

A continuación, presento el metrado de cargas por vigueta para usarlo en el diseño de las mismas, empleando las hojas de cálculo del Dr. Hugo Scaletti.

Metrado de Cargas para diseño de Losa Aligerada

Típica $e=0.20m$ (1^{er} al 4^{to} nivel)

Cargas Permanentes [W_D] :

$$\begin{aligned}
 \text{P.P. Losa Aligerada} & : 0.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{m}{\text{vigüeta}} = 0.12 \frac{\text{Ton}}{m} \\
 \text{Tabiquería} & : 0.18 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{m}{\text{vigüeta}} = 0.07 \frac{\text{Ton}}{m} \\
 \text{P. Acabados} & : 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{m}{\text{vigüeta}} = 0.05 \frac{\text{Ton}}{m} \\
 \mathbf{W_D} & = \mathbf{0.24 \frac{\text{Ton}}{m}}
 \end{aligned}$$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 1° al 4° nivel :

$$\begin{aligned}
 \text{S/C} & : 0.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{m}{\text{vigüeta}} = 0.08 \frac{\text{Ton}}{m} \\
 \mathbf{W_L} & = \mathbf{0.08 \frac{\text{Ton}}{m}}
 \end{aligned}$$

Metrado de Cargas para diseño de Losa Aligerada

Típica $e=0.20m$ (5^{to} nivel)

Cargas Permanentes [W_D] :

$$\begin{aligned}
 \text{P.P. Losa Aligerada} & : 0.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{m}{\text{vigüeta}} = 0.12 \frac{\text{Ton}}{m} \\
 \text{P. Acabados} & : 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{m}{\text{vigüeta}} = 0.05 \frac{\text{Ton}}{m} \\
 \mathbf{W_D} & = \mathbf{0.17 \frac{\text{Ton}}{m}}
 \end{aligned}$$

Carga Viva o sobrecarga [S/C] :

- S/C del 1° al 4° nivel :

$$\begin{aligned}
 \text{S/C} & : 0.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.4 \frac{m}{\text{vigüeta}} = 0.06 \frac{\text{Ton}}{m} \\
 \mathbf{W_L} & = \mathbf{0.06 \frac{\text{Ton}}{m}}
 \end{aligned}$$

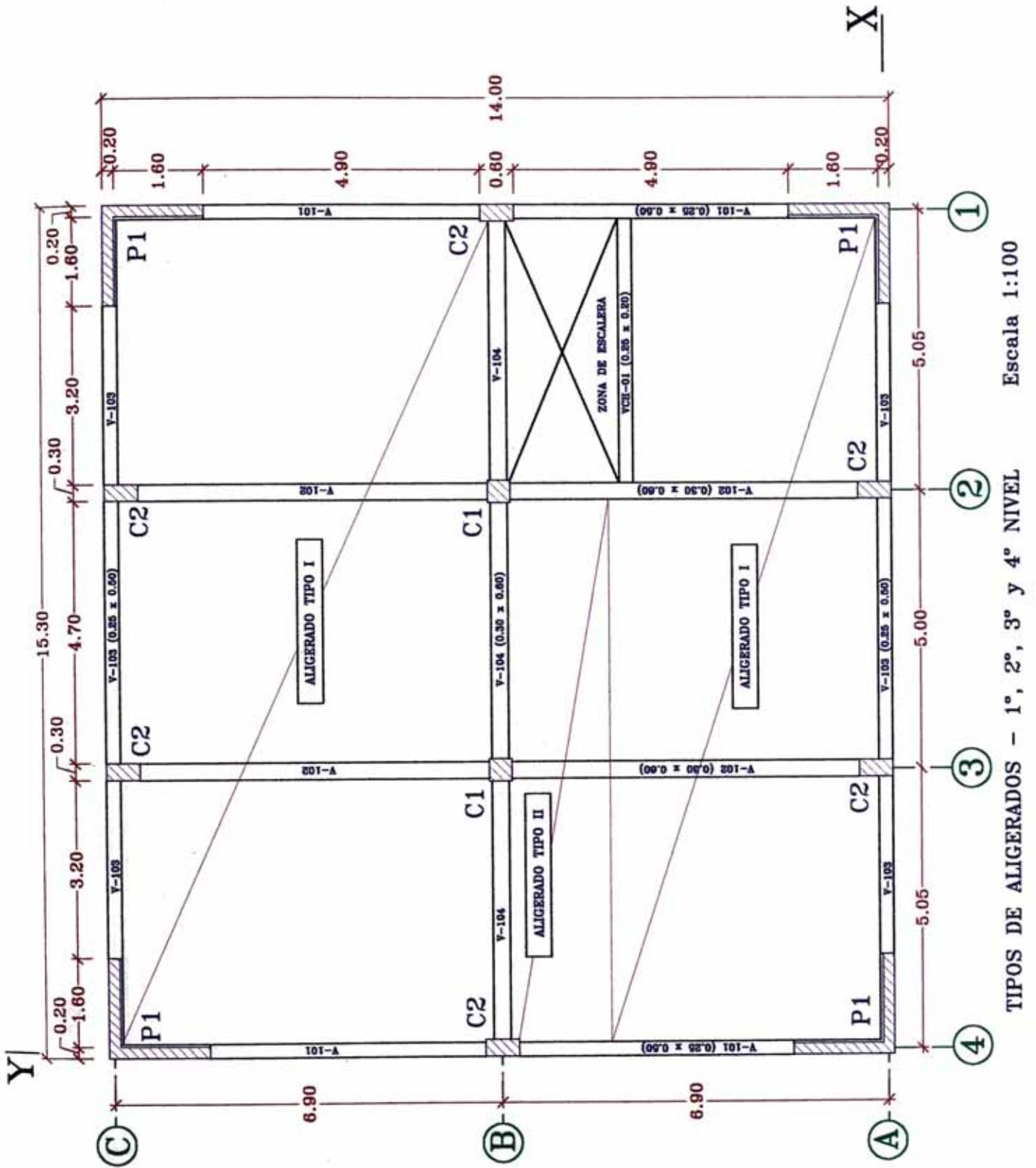


Fig. 20a

TIPOS DE ALIGERADOS - 1°, 2°, 3° y 4° NIVEL Escala 1:100

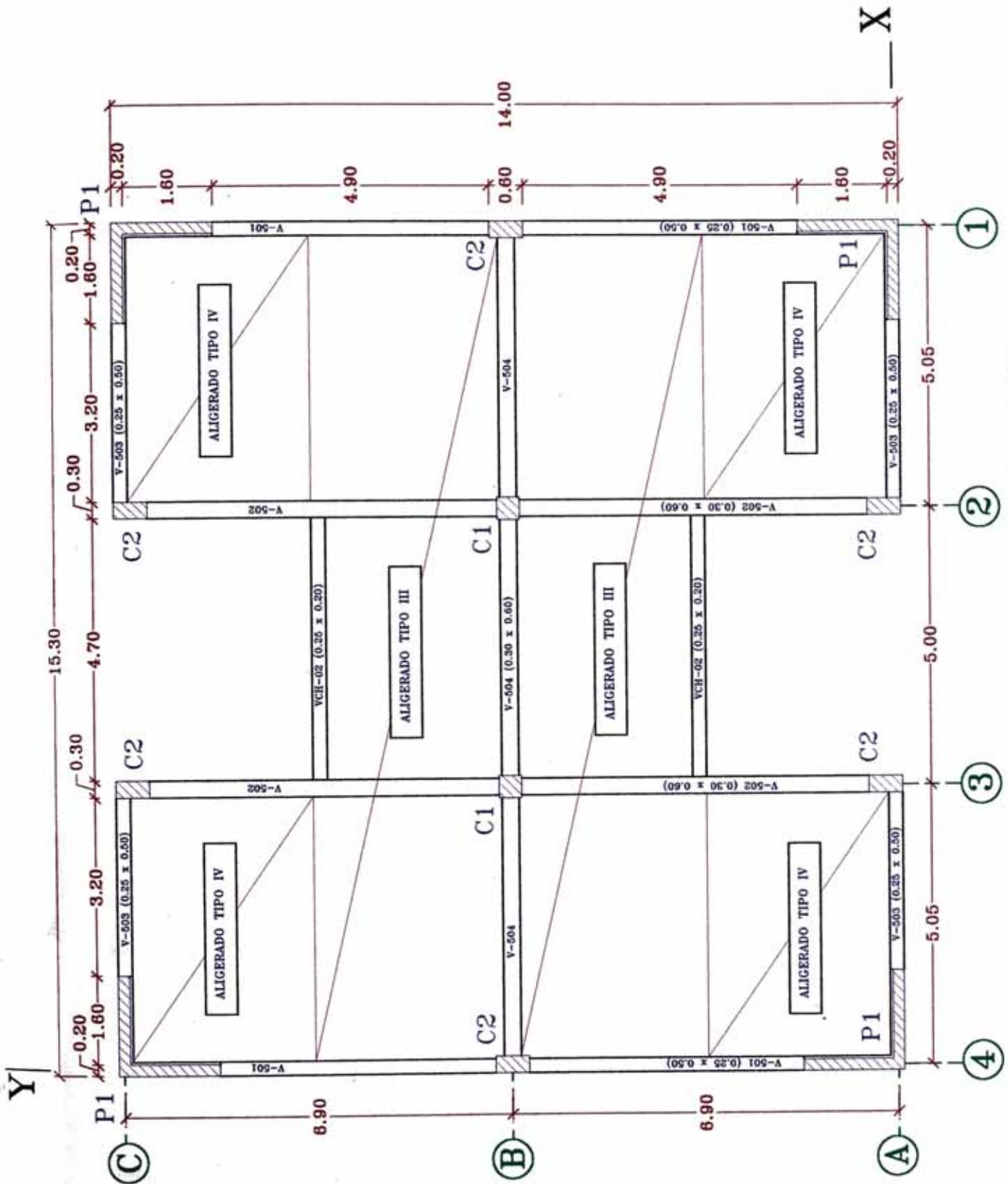


Fig. 20b

TIPOS DE ALIGERADOS 5° NIVEL Escala : 1/100

6.4.4.- Máximos momentos resistentes en la sección.-

Momento Positivo.-

Datos:

$$\begin{aligned} b &= 40\text{cm.} & f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 17\text{cm.} & fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Hacemos uso de la expresión:

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

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

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

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

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

$$\rho_b = 0.0213;$$

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

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

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$Mto_{\text{máx}+} = 0.9 \times 0.21 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \times 0.40\text{m} \times (17 \text{ cm})^2 \times 0.320 \times (1 - 0.59 \times 0.320) = 5.67 \text{ Ton} \times \text{m}$$

Momento Negativo.-

Datos:

$$\begin{aligned} b &= 10\text{cm.} & f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 17\text{cm.} & fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Hacemos uso de la expresión (α) :

$$Mto_{\text{máx}-} = 0.9 \times 0.21 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \times 0.10\text{m} \times (17 \text{ cm})^2 \times 0.320 \times (1 - 0.59 \times 0.320) = 1.42 \text{ Ton} \times \text{m}$$

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

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

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

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

$$V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \sqrt{210} (10) \times 0.10 \text{m} \times 0.17 \text{m} = 1.22 \text{ Ton}$$

Si aún así la resistencia al corte no es suficiente para resistir las cargas aplicadas se puede tomar la siguiente medida práctica y muy usada:

Retirar los ladrillos de relleno cercanos al apoyo reemplazándolos por concreto hasta que éste pueda resistir el corte. Se llamará V_v a la resistencia al corte de una vigueta y V_b a la resistencia al corte provista por una sección de concreto de un ancho igual al de un ladrillo y peralte igual al de la losa. Luego, si retiramos un ladrillo cada dos viguetas, o lo que es igual retirar medio ladrillo por cada vigueta, entonces tendremos que el corte V_u a d de la cara de la viga es

menor que $\phi(V_v + \frac{V_b}{2})$ y mayor que V_v . Por ello, en la primera

hilera de ladrillos se ha quitado una unidad alternadamente. Este nuevo esfuerzo máximo de corte en el

concreto es: $V_c = \phi(V_v + \frac{V_b}{2})$

$$V_c = 1.22 + \frac{1}{2} \times 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} (10) (0.30) (0.17) = 1.22 + 1.66 = 2.88 \text{ Ton}$$

Las dimensiones del ladrillo a usar es de 30x30x15 cm.

6.4.6.- Verificación y comentario de los resultados.-

a) Losa Aligerada tipo I.-

Refiriéndonos al **Anexo N° 11**, se observa que los momentos positivos y negativos máximos que se presentan son menores que los momentos resistentes máximos de la sección. Por lo tanto los aceros obtenidos son los correctos. Sin embargo, a la hoja de cálculo habría que complementarlo con el cálculo de los momentos negativos en los extremos ya que no lo presenta:

Usaré el coeficiente de diseño del ACI para momento negativo en la cara interior del apoyo exterior, siendo el elemento analizado solidario con el apoyo, y si este apoyo es una viga de borde le corresponde el coeficiente 1/24.

Para las losas aligeradas típicas (1er al 4to nivel) se tiene:

$W_u = 1.5 \times 0.24 + 1.8 \times 0.08 = 0.504$ Ton/m. Por lo tanto:

$$M_{to(-)} = \frac{1}{24} W_u l_n^2 = \frac{1}{24} (0.504) \times 4.75^2 = 0.474 \text{ Ton-m}$$

El refuerzo que le corresponde es:

$$-A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \dots\dots (1) \qquad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} \dots\dots (2)$$

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

$$-A_s = \frac{0.474 \text{ Ton-m}}{0.9 \times 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.17\text{m} \times 0.9)} = 0.82 \text{ cm}^2 \qquad a = \frac{0.82 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 10} = 1.93 \text{ cm}$$

Luego, con $a = 1.93\text{cm.}$, reemplazamos en la ecuación (1)

$$-A_s = \frac{0.474 \text{ Ton-m}}{0.9 \times 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.17\text{m} - 0.0193/2)} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Procediendo de la misma manera, para la losa aligerada de techo tenemos:

$$W_u = 1.5 \times 0.17 + 1.8 \times 0.06 = 0.363 \text{ Ton/m}$$

Obteniéndose en este caso: $-A_s = 0.55 \text{ cm}^2$.

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

La disposición del refuerzo longitudinal se muestra en la **Fig. 22a**.

Referente al corte que toma el concreto, vemos que en las secciones que corresponde a los apoyos interiores, la resistencia al corte no es suficiente, por lo tanto se hace necesario en la primera hilera de ladrillos quitar una unidad alternadamente, tal como se ilustra en la **Fig. N° 21.**, de tal forma que la resistencia al corte que toma el concreto se incrementa a 2.88 Ton. (Ver ítem 6.4.5).

b) Losa Aligerada tipo II.-

Los momentos positivos y negativos máximos que se presentan son menores que los momentos resistentes máximos de la sección. Por lo tanto los aceros obtenidos son los correctos. Se observa en el apoyo interior, al igual que en la losa aligerada tipo I, que la resistencia al corte que toma el concreto no es suficiente, aquí se hace necesario retirar dos ladrillos cada dos viguetas, de tal forma de incrementar la capacidad para momento negativo en la sección, así como el corte que toma el concreto en la sección correspondiente.

c) Losa Aligerada tipo III.-

Los momentos positivos y negativos máximos que se presentan son menores que los momentos resistentes máximos de la sección, en igual forma, se observa que la

resistencia al corte que toma el concreto es suficiente para resistir las cargas aplicadas.

d) Losa Aligerada tipo IV.-

Las acciones ocurrentes son similares al de la losa aligerada tipo III.

La disposición y detalle del refuerzo longitudinal en las viguetas se muestra en las **Fig. 22a, 22b, 22c y 22d.**

6.4.7.- Refuerzo por contracción y temperatura.-

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

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

El refuerzo de temperatura también sirve para distribuir las cargas concentradas aplicadas sobre la losa. Además, facilita la colocación del acero en obra pues se amarra al refuerzo principal formando una malla mas o menos rígida.

El refuerzo de temperatura recomendado por el código ACI, es igual a:

Para losas con refuerzo grado 60 o malla electrosoldada con límites de esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm²:

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

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 5 veces el espesor de la losa sin exceder de 45 cm.

Cálculo del acero de temperatura.-

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

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

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

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

Por lo tanto se recomienda usar: $\phi \frac{3}{4}'' @ .25 \text{ m.}$

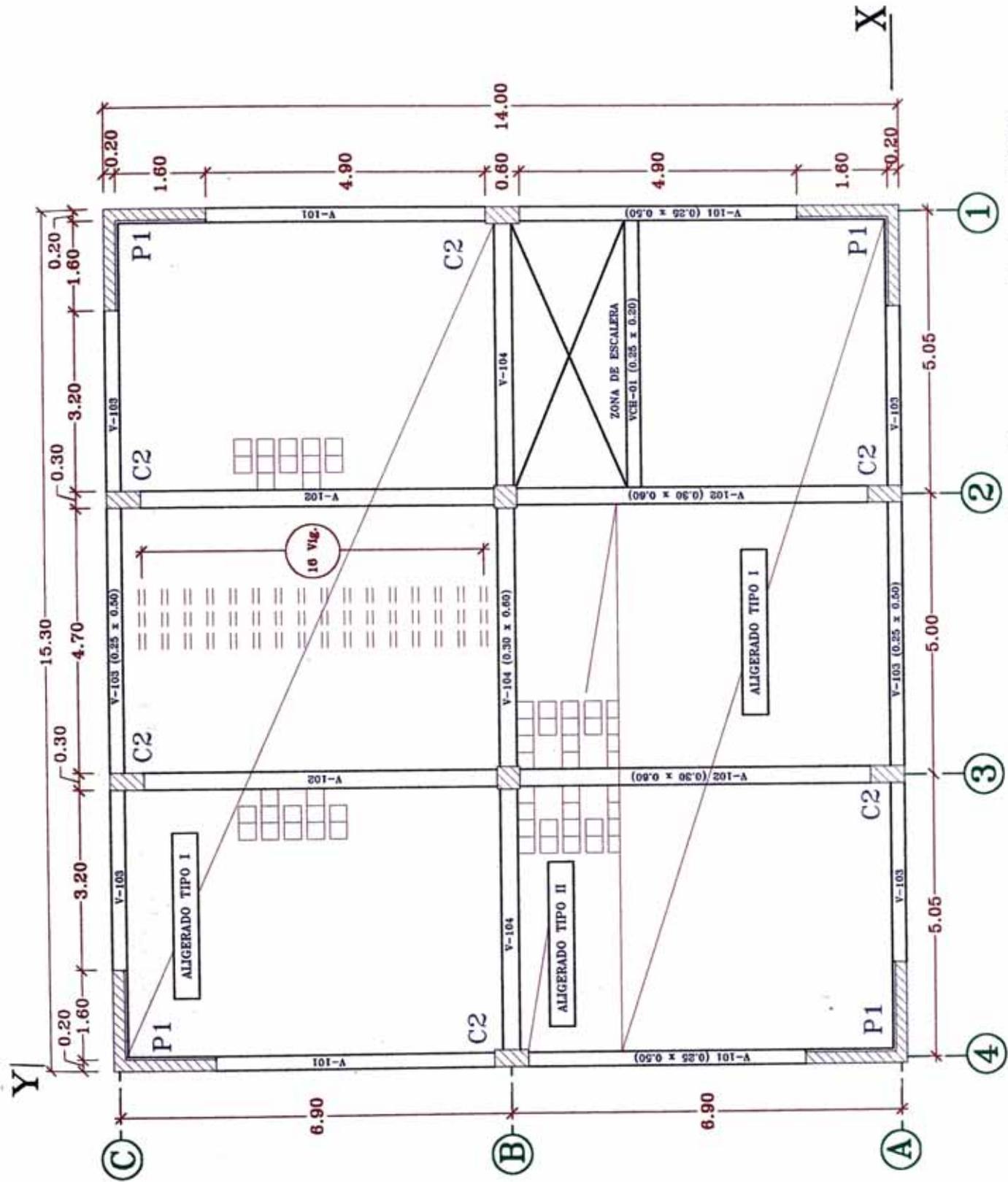


Fig. N° 21

Escala : 1/100

Retirado de ladrillos en los apoyos de losas aligeradas

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO I (e=0.20m)

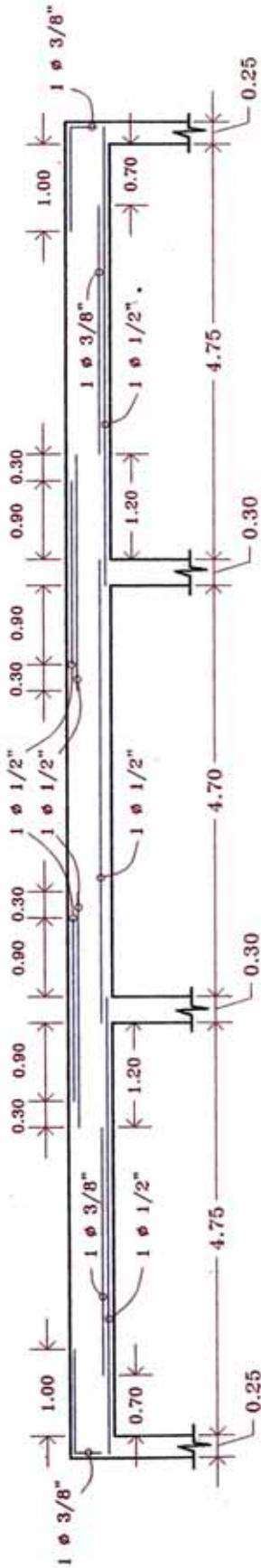


Fig. 22a

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO II (e=0.20m)

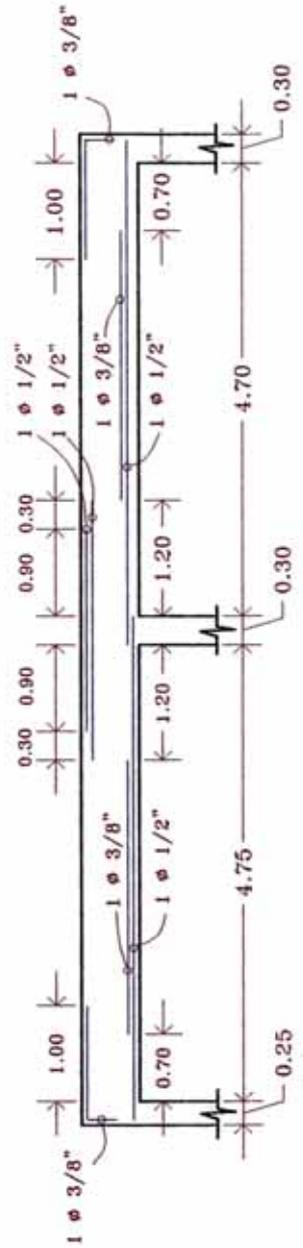


Fig. 22b

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO III (e=0.20m)

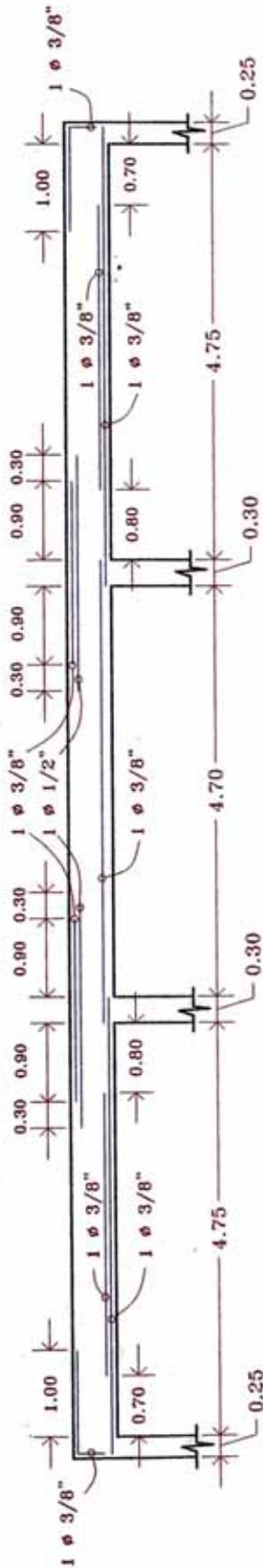


Fig. 22c

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO IV (e=0.20m)

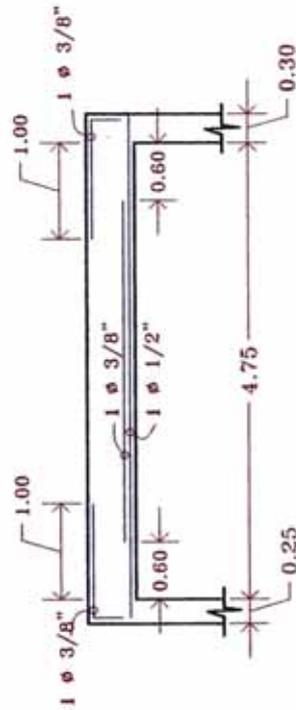


Fig. 22d

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO I (e=0.20m)

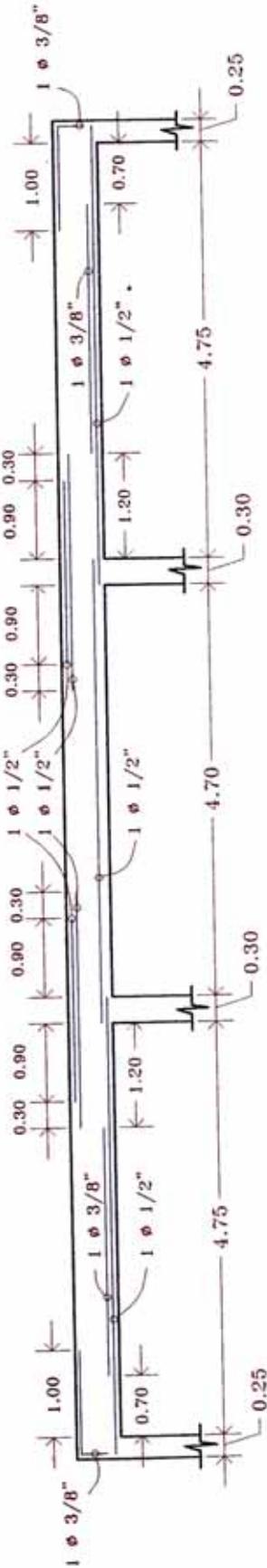


Fig. 22a

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO II (e=0.20m)

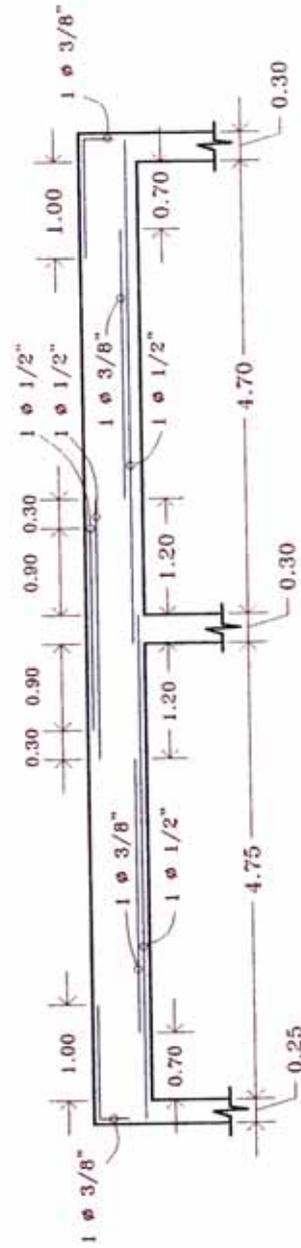


Fig. 22b

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO III (e=0.20m)

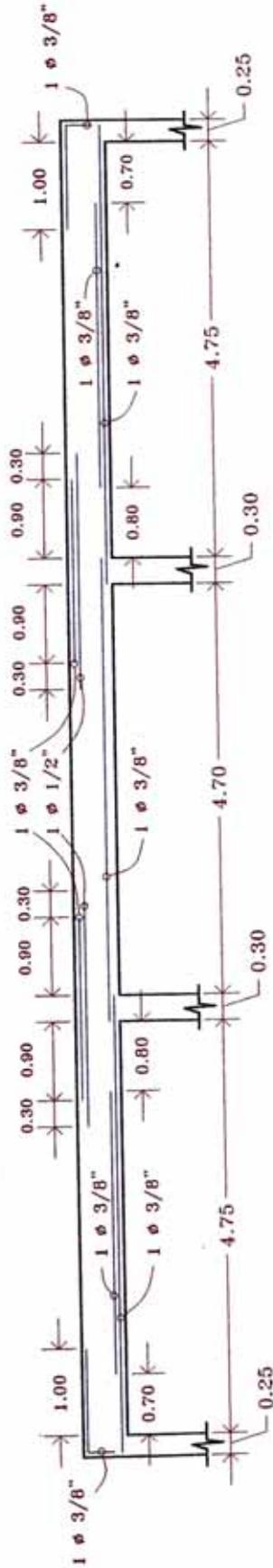


Fig. 22c

REFUERZO EN ALIGERADO TIPO IV (e=0.20m)

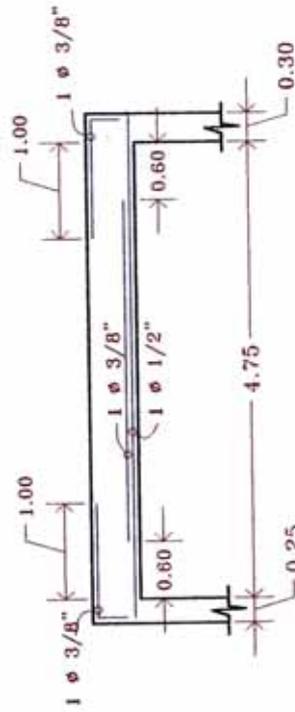


Fig. 22d

6.5.- Pórticos Dúctiles especiales.-

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

La principal ventaja de éste sistema estructural en zonas sísmicas es la gran ductilidad con que puede contarse si se toma algunas precauciones en cuanto a la 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 rige la flexión (vigas); por tanto habrá que diseñar de manera que las rótulas plásticas se formen en las secciones críticas de vigas, aunque es conveniente que en los tres elementos se trate de lograr la 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 disposiciones o recomendaciones del ACI se da para elementos sometidos a flexión, elementos sometidos a flexocompresión, nudos, muros y diafragmas que resisten cargas inducidas por sismos severos.

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

Hacemos uso de la expresión:

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

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

$$\omega_{\text{máx}} = 0.0106 \times \frac{4200}{210} = 0.212$$

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$M_{to \text{ máx}+-} = 0.9 \times 0.21 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \times 0.30\text{m} \times (54 \text{ cm})^2 \times 0.212 \times (1 - 0.59 \times 0.212) = 30.67 \text{ Ton} \times \text{m}$$

De la misma forma que el caso anterior, éste momento es el momento resistente máximo que puede soportar la sección de viga sin usar acero en compresión, estando el acero dispuesto en una sola capa (d=54cm).

6.6.3.- Diseño por corte.-

La resistencia nominal al corte en una sección cualquiera, 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:

$$V_u = \phi V_n$$

La sección crítica que se encuentra sometida al mayor cortante de diseño del elemento se encuentra ubicada entre la cara de apoyo y una sección ubicada a "d" de ella, entonces las secciones situadas en este tramo se diseñarán para un cortante último igual al correspondiente a la sección ubicada a "d" del apoyo.

A2e versión 1.2. sean menores a las capacidades resistentes.

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

6.6.2.1.- VIGA 0.25 x 0.50.- Dado en el pórtico tipo I (pórticos ejes 1 y 4) y pórtico tipo III (pórticos ejes A y C).

Acero mínimo en la sección:

$$A_{smin} = \rho_{min}bd = 0.0033 \times 25 \times 44 = 3.63 \text{ cm}^2$$

Acero máximo en la sección:

$$A_{smáx} = \rho_{máx}bd = 0.0106 \times 25 \times 44 = 11.66 \text{ cm}^2$$

Momento resistente máximo en la sección:

Hacemos uso de la expresión:

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

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

$$\omega_{máx} = 0.0106 \times \frac{4200}{210} = 0.212$$

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$Mto_{máx+-} = 0.9 \times 0.21 \frac{Ton}{cm^2} \times 0.25m \times (44 \text{ cm})^2 \times 0.212 \times (1 - 0.59 \times 0.212) = 16.97 \text{ Ton} \times m$$

Este momento es el momento resistente máximo que puede soportar la sección de viga sin usar acero en compresión, estando el acero dispuesto en una sola capa (d=44cm).

6.6.2.2.- VIGA 0.30 x 0.60.- Dado en el pórtico tipo II (pórticos ejes 2 y 3) y pórtico tipo IV (pórtico eje B).

Acero mínimo en la sección:

$$A_{smin} = \rho_{min}bd = 0.0033 \times 30 \times 54 = 5.35 \text{ cm}^2$$

Acero máximo en la sección:

$$A_{smáx} = \rho_{máx}bd = 0.0106 \times 30 \times 54 = 17.17 \text{ cm}^2$$

- Para la viga de **0.25 x 0.50m**:

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

- Para la viga de **0.30 x 0.60m**:

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

6.6.3.3.- Espaciamiento máximo del refuerzo transversal.-

El código del ACI, recomienda que para estribos perpendiculares al eje del elemento, el espaciamiento máximo sea:

$$s \leq 60 \text{ cm.} \quad \dots (6.1)$$

$$s \leq \frac{d}{2} \quad \dots (6.2)$$

Estos espaciamientos máximos precisados en las expresiones (6.1) y (6.2) son válidos siempre que:

$$\boxed{V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b d} \quad \dots (\beta)$$

En caso que se exceda éstos límites, los espaciamientos máximos deben de reducirse a la mitad, es decir:

$$s \leq 30 \text{ cm.} \quad \dots (6.3)$$

$$s \leq \frac{d}{4} \quad \dots (6.4)$$

A continuación se calcula la magnitud del aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte para verificar los espaciamientos máximos:

- Para la viga de **0.25 x 0.50m**:

En la ecuación (β): $V_s \leq 1.06 \sqrt{210} \times 25 \times 44 \times 10 = 16.89 \text{ Ton}$

- Para la viga de **0.30 x 0.60m**:

En la ecuación (β): $V_s \leq 1.06 \sqrt{210} \times 30 \times 54 \times 10 = 24.88 \text{ Ton}$

6.6.3.4.- Aporte máximo del refuerzo transversal a la

resistencia al corte.- El refuerzo longitudinal tiene una cuantía máxima que no debe superarse para garantizar el

Momento resistente máximo en la sección:

Hacemos uso de la expresión:

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

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

$$\omega_{máx} = 0.0106 \times \frac{4200}{210} = 0.212$$

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$M_{to\ máx + -} = 0.9 \times 0.21 \frac{Ton}{cm^2} \times 0.30m \times (54\ cm)^2 \times 0.212 \times (1 - 0.59 \times 0.212) = 30.67\ Ton \times m$$

De la misma forma que el caso anterior, éste momento es el momento resistente máximo que puede soportar la sección de viga sin usar acero en compresión, estando el acero dispuesto en una sola capa (d=54cm).

6.6.3.- Diseño por corte.-

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

$$\boxed{V_n = V_c + V_s}$$

Y en todas las secciones deberá cumplirse:

$$\boxed{V_u = \phi V_n}$$

La sección crítica que se encuentra sometida al mayor cortante de diseño del elemento se encuentra ubicada entre la cara de apoyo y una sección ubicada a "d" de ella, entonces las secciones situadas en este tramo se diseñarán para un cortante último igual al correspondiente a la sección ubicada a "d" del apoyo.

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

Teóricamente la resistencia del concreto al corte es igual a la carga que produce la primera fisura inclinada en el extremo del elemento.

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

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

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

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

Para la viga de **0.30 x 0.60 m.** se tiene:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210 (10)} \times 0.30m \times 0.54m = 10.57 \text{ Ton}$$

6.6.3.2.-Requerimientos mínimos de refuerzo transversal.-

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

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

donde:

s:Separación del refuerzo transversal

Av:Area del acero transversal provisto para resistir corte.

Se calcula a continuación el espaciamiento para refuerzo mínimo en las dos secciones de vigas usando estribos cerrados de dos ramas de $\phi 3/8''$.

Para la viga de **0.25 x 0.50m**:

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

Para la viga de **0.30 x 0.60m**:

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

6.6.3.3.- Espaciamiento máximo del refuerzo transversal.-

El código del ACI, recomienda que para estribos perpendiculares al eje del elemento, el espaciamiento máximo sea:

$$s \leq 60 \text{ cm.} \quad \dots\dots (6.1)$$

$$s \leq \frac{d}{2} \quad \dots\dots (6.2)$$

Estos espaciamientos máximos precisados en las expresiones (6.1) y (6.2) son válidos siempre que:

$$\boxed{V_s \leq 1.06 \sqrt{f'c} b d} \quad \dots\dots (\beta)$$

En caso que se exceda éstos límites, los espaciamientos máximos deben de reducirse a la mitad, es decir:

$$s \leq 30 \text{ cm.} \quad \dots\dots (6.3)$$

$$s \leq \frac{d}{4} \quad \dots\dots (6.4)$$

A continuación se calcula la magnitud del aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte para verificar los espaciamientos máximos:

Para la viga de **0.25 x 0.50m**:

$$\text{En la ecuación } (\beta): \quad V_s \leq 1.06 \sqrt{210} \times 25 \times 44 \times 10 = 16.89 \text{ Ton}$$

Para la viga de **0.30 x 0.60m**:

$$\text{En la ecuación } (\beta): \quad V_s \leq 1.06 \sqrt{210} \times 30 \times 54 \times 10 = 24.88 \text{ Ton}$$

6.6.3.4.- Aporte máximo del refuerzo transversal a la

resistencia al corte.- El refuerzo longitudinal tiene una cuantía máxima que no debe superarse para garantizar el

comportamiento dúctil del elemento. Del mismo modo, el refuerzo transversal tiene una limitación similar que busca evitar la falla del concreto comprimido, ubicado en el extremo superior de las fisuras diagonales, antes de la fluencia del acero transversal.

El código del ACI recomienda que:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'c} b d \quad (\gamma)$$

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

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

Para la viga de **0.25 x 0.50m**:

En la ecuación (γ): $V_s \leq 2.1 \sqrt{210} \times 25 \times 44 \times 10 = 33.47 \text{ Ton}$

Para la viga de **0.30 x 0.60m**:

En la ecuación (γ): $V_s \leq 2.1 \sqrt{210} \times 30 \times 54 \times 10 = 49.30 \text{ Ton}$

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

6.6.4.- Diseño de Vigas Dúctiles en regiones de alto riesgo sísmico.-

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

El refuerzo longitudinal en cualquier sección del elemento, tanto positivo como negativo tendrá como

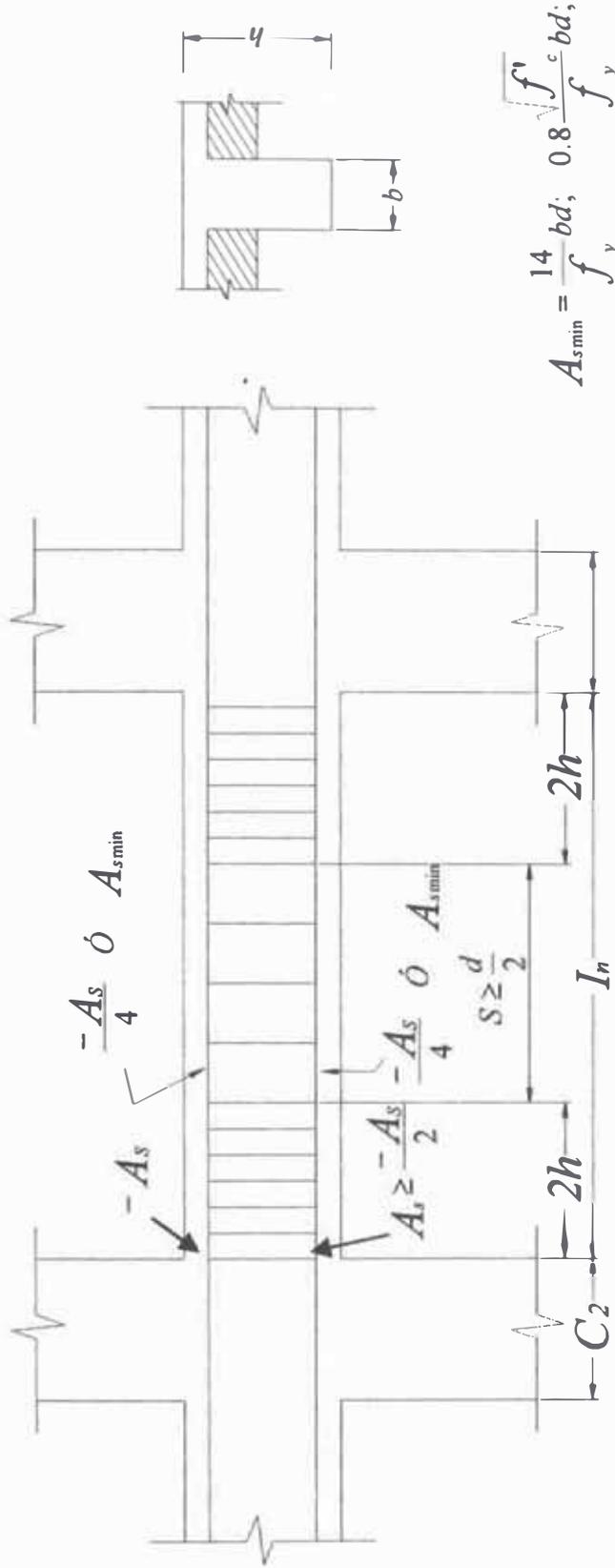
cuantías mínimas y cuantía máxima los especificados en el ítem 6.6.2.

Los empalmes traslapados del refuerzo longitudinal se podrán emplear siempre que se distribuya refuerzo transversal a todo lo largo de éste para darle confinamiento en caso 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, debe estar constituido por estribos cerrados. La inversión de esfuerzos por efecto de las cargas sísmicas, hace necesario el uso de estribos perpendiculares al refuerzo longitudinal pues éstos son igualmente efectivos ante sollicitaciones inversas.

En la **Fig. N° 23** se muestra los requisitos para el refuerzo longitudinal, así como la distribución del refuerzo transversal mínimo de elementos sometidos a flexión. La concentración de refuerzo en los extremos busca confinar el núcleo de concreto en caso que el recubrimiento se desprenda por lo que se denomina refuerzo de confinamiento. El desprendimiento del recubrimiento se suele presentar después de la formación de rótulas plásticas.

REFUERZO TRANSVERSAL



$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} bd; \quad 0.8 \sqrt{\frac{f'_c}{f_y}} bd;$$

Espaciamiento del refuerzo trasversal en la zona de confinamiento:

$$S = d / 4, \quad 8 \Phi_{lmenor}, \quad 24 \Phi_{estribo}, \quad 30 \text{ cm}$$

Donde no se requiera estribos de confinamiento $\Rightarrow S \leq \frac{d}{2}$

TODOS ESTOS REQUISITOS ASEGURAN UNA CAPACIDAD DE DUCTILIDAD ALTA PARA TODA LAS SECCIONES CRÍTICAS DE VIGAS

FIG. N° 23

6.6.5.- Interpretación y verificación de resultados de la aplicación del programa A2e.-

En el **Anexo N° 10**, se presenta los resultados de la aplicación del programa A2e, en ella se muestra para las vigas las envolventes de momentos flectores y fuerzas cortantes, así como la cantidad de acero requerida longitudinalmente y el refuerzo transversal correspondiente, indicando el espaciamiento. El programa considera para el refuerzo transversal: fierro ϕ 3/8".

Presento a continuación los cuadros de resultados que corresponden al conjunto de vigas que soportan los máximos esfuerzos; la elección de este conjunto de vigas de máximas solicitaciones se hace de cada uno de los cuatro tipos de pórticos. Estas vigas de máximos esfuerzos se dan en el tercer nivel del edificio, debiéndose esto a la incidencia de las fuerzas sísmicas. Los momentos actuantes que se obtiene (resultados de la aplicación del programa A2e), 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; por lo tanto no hay la necesidad de incrementar o reconsiderar las secciones de vigas, por consiguiente se dice que las secciones de estos elementos (vigas) son conformes tanto por rigidez como por resistencia.

Diseño de vigas - Pórtico tipo I (Pórticos Ejes 1 y 4).-

Se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa A2e para las vigas de los pórticos de ejes 1 y 4 de máximas solicitaciones, la ocurrencia de las máximas solicitaciones se da en el nivel 3 y está constituida por dos tramos.

Pórtico tipo 1 - Pórticos Ejes 1 v 4

Viga 1, nivel 3 (.25 x .50)									
Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm ²)	As Inf (cm ²)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.90	3.75	-13.79	9.76	0.00	9.19	3.07	22	7.18	2.58
1.39	4.16	-9.33	8.50	0.00	5.99	3.42	22	7.18	1.32
1.88	4.17	-5.48	7.24	-0.36	3.67	3.43	22	7.18	0.06
2.37	4.13	-2.66	5.99	-1.16	2.16	3.39	22	7.18	
2.86	3.84	-0.44	4.73	-1.95	0.35	3.15	22	7.18	
3.35	3.82	0.00	3.47	-2.74	0.00	3.13	30	7.18	
3.84	3.83	0.00	2.54	-3.76	0.00	3.14	22	7.18	
4.33	4.60	-1.57	1.75	-5.02	1.27	3.67	22	7.18	
4.82	4.76	-3.89	0.95	-6.28	3.19	3.67	22	7.18	
5.31	4.81	-7.00	0.16	-7.54	4.42	3.67	22	7.18	-0.36
5.80	4.69	-11.00	0.00	-8.80	7.16	3.67	22	7.18	-1.62

Viga 2, nivel 3 (.25 x .50)									
Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm ²)	As Inf (cm ²)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.30	4.69	-11.00	8.80	0.00	7.16	3.67	22	7.18	1.62
0.79	4.81	-7.00	7.54	-0.16	4.42	3.67	22	7.18	0.36
1.28	4.76	-3.89	6.28	-0.95	3.19	3.67	22	7.18	
1.77	4.60	-1.57	5.02	-1.75	1.27	3.67	22	7.18	
2.26	3.83	0.00	3.76	-2.54	0.00	3.14	22	7.18	
2.75	3.82	0.00	2.74	-3.47	0.00	3.13	30	7.18	
3.24	3.84	-0.44	1.95	-4.73	0.35	3.15	22	7.18	
3.73	4.13	-2.66	1.16	-5.99	2.16	3.39	22	7.18	
4.22	4.17	-5.48	0.36	-7.24	3.67	3.43	22	7.18	-0.06
4.71	4.16	-9.33	0.00	-8.50	5.99	3.42	22	7.18	-1.32
5.20	3.75	-13.79	0.00	-9.76	9.19	3.07	22	7.18	-2.58

a).- Diseño por flexión.- Por simple inspección, se observa que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección (Mto resist. Máx.=16.97 Ton-m). Las áreas de acero (refuerzo longitudinal) que reporta el programa corresponden cuando el acero se encuentra dispuesta en una capa. En la **Fig. N° 24** se muestra la disposición final del refuerzo longitudinal y se observa que el fierro se dispone en una sola capa.

Criterios que se tomó en cuenta en la determinación de los puntos de corte del refuerzo, válidos tanto para refuerzo positivo como negativo:

Las varillas 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 de acero. Para efectos de visualizar éstos puntos se usa los diagramas de momentos flectores, aún más, el programa A2e, reporta los aceros correspondientes a éstos momentos, en consecuencia se hace uso de los diagramas: "Acero vs. Longitud ", los cuales se presentan para cada uno de los conjuntos de vigas que se va a diseñar y que permiten de manera rápida, ubicar los puntos de corte teóricos del refuerzo longitudinal.

Cada varilla debe tener una adecuada longitud de anclaje para garantizar que pueda alcanzar el esfuerzo de fluencia en los puntos de máximo esfuerzo, bajo

esta premisa se presenta en el **Anexo N° 12** la longitudes de anclaje para las varillas típicas en concordancia con el tipo de concreto que se emplee. Para hallar los puntos de corte reales se toma en cuenta las recomendaciones del código del ACI:

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

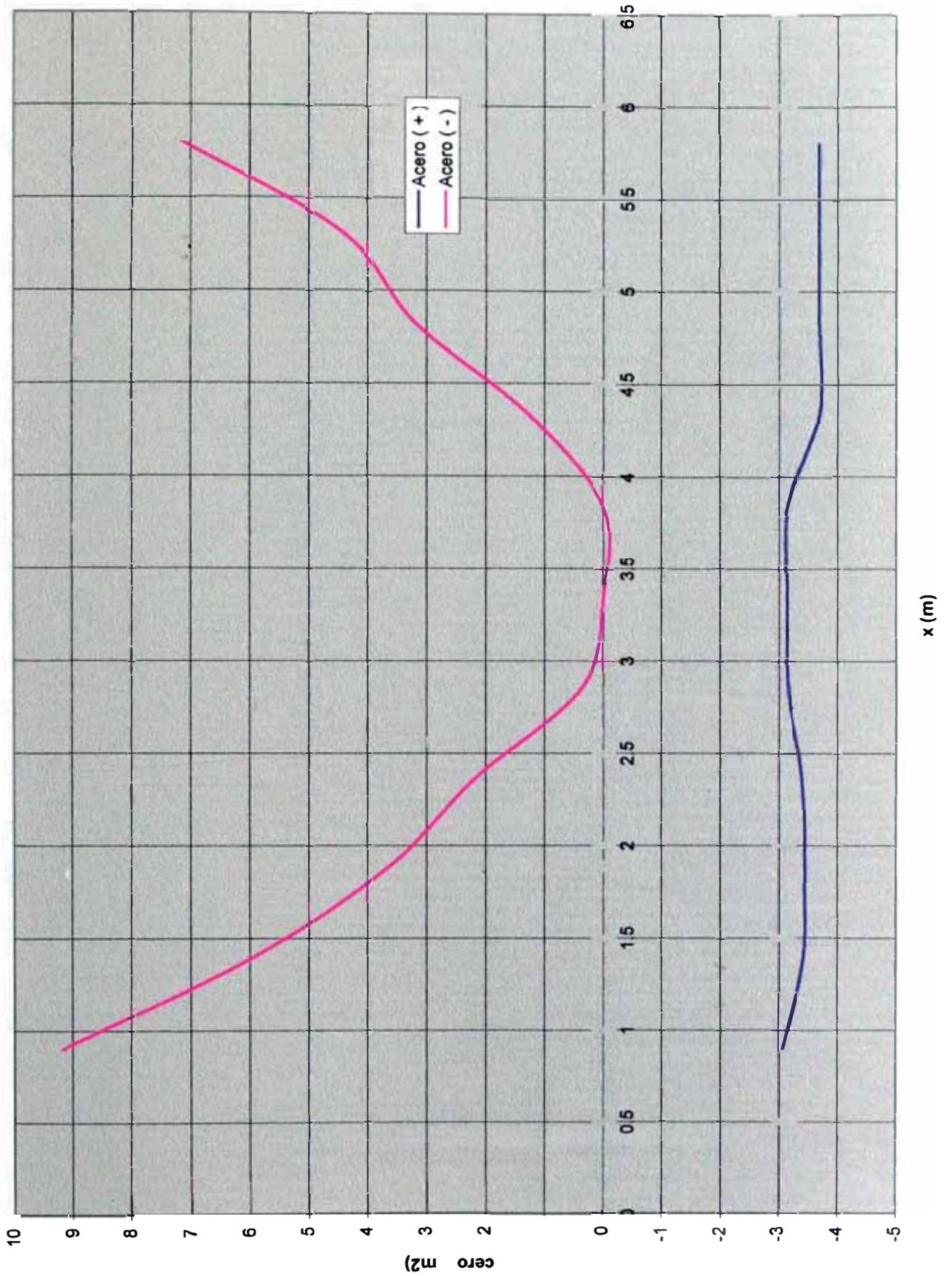
- a) El acero debe extenderse "d" ó $12d_b$, el que sea mayor, más allá del punto donde teóricamente es requerido.
- b) El acero debe extenderse a partir del punto donde está más esforzado una longitud igual a su longitud de anclaje.

Acero negativo.- Se toma en cuenta los mismos criterios vistos para el corte del acero positivo, con la diferencia que las longitudes de anclaje del **Anexo N° 12** son incrementadas por el factor correspondiente a varillas superiores, que típicamente es el factor 1.3.

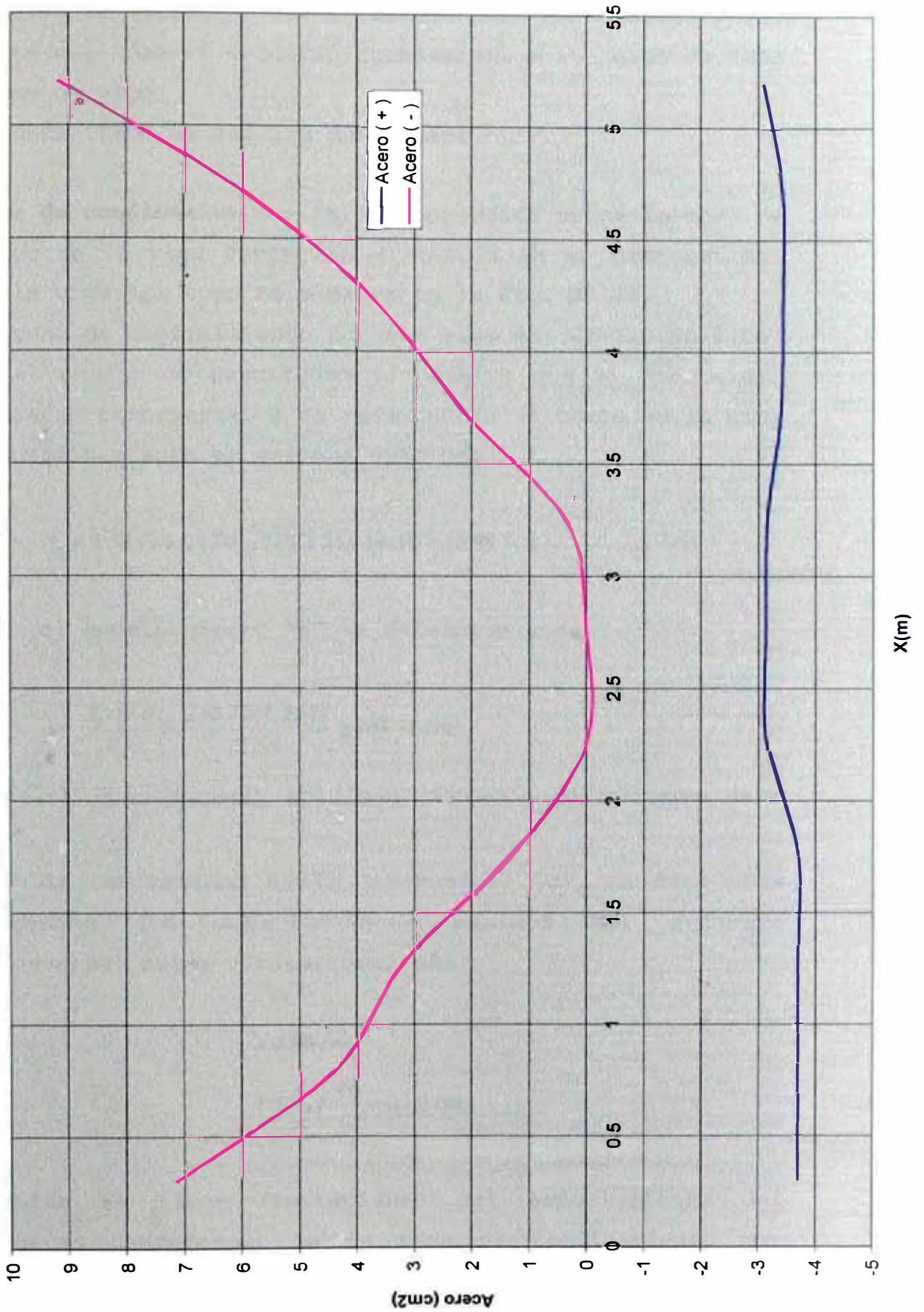
Debe evitarse, en lo posible, el corte de barras en tensión en zonas donde la fuerza cortante es elevada pues se producen grandes concentraciones de esfuerzos y grietas inclinadas en los puntos de corte. En general, el número de cortes de acero debe reducirse al mínimo para simplificar el diseño y la construcción.

Además de los criterios mencionados para una adecuada disposición del refuerzo longitudinal, se tomó en cuenta los requisitos para el refuerzo longitudinal que aseguran una capacidad de ductilidad alta para todas las secciones críticas de vigas, las cuales se muestran en la **Fig. N° 23**.

Envolvente de Refuerzos
Viga 1 Nivel 3 (0.25 x 0.50)
Pórtico tipo I (Ejes 1 y 4)



Envolvente de Refuerzos
Viga 2 Nivel 3 (0.25 x 0.50)
Pórtico tipo I (Ejes 1 y 4)



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 cada tramo de viga.

En cada tramo se analiza dos zonas:

Zona de confinamiento.- Está comprendida entre la cara de apoyo de la viga hasta una distancia $2h$ en cada extremo de la viga tal como se muestra en la **Fig. N° 23**.

La zona de confinamiento en ésta viga es: $2h=2 \times 0.5m=1.0m$. En el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona de confinamiento es ínfima; esto es:

$$V_s = 2.58 \text{ Ton} \leq 1.06 \sqrt{210} \times 25 \times 44 \times 10 = 16.89 \text{ Ton} \quad \dots (\alpha)$$

el espaciamiento "s" se determina con:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4.2 \times 44}{2.58} = 101.71 \text{ cm.}$$

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

Dado la conformidad en la desigualdad (α), en ésta zona tendremos los espaciamientos máximos del refuerzo transversal cuyas limitaciones son:

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

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22.0 \text{ cm.}$$

También se tiene limitaciones del espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento por capacidad de ductilidad, ilustrada en la **Fig. N° 23**:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{44}{4} = 11 \text{ cm.} \\ 8\phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.58 = 12.64 \text{ cm.} \\ 24 \phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: **Estribos 1 ϕ 3/8" @ .05, 9 ϕ 3/8" @ .11**

Zona no confinada.- Corresponde a la zona fuera de la longitud de confinamiento, en el cuadro de resultados se aprecia que los cortantes actuantes últimos son menores que la resistencia del concreto al corte, y en concordancia con el ítem 6.6.3.2 se tendrá que colocar refuerzo transversal mínimo dado por la ecuación.

$$A_{v\text{min}} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}; \quad \text{siempre que: } \frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

usando estribos cerrados de dos ramas de ϕ 3/8" se tiene:

$$s = \frac{A_{v\text{min}} f_y}{3.5 b_w} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 25} = 68.16 \text{ cm. ,}$$

La limitación en el espaciamiento esta dado por los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad en vigas (**Fig. N° 23**), que indica donde no se requiera estribos de confinamiento el espaciamiento debe de ser:

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

Por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada: **Estribos ϕ 3/8" @ .22**

Finalmente en cada uno de los tramos usar **estribos:**

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

La **Fig. N° 24** muestra la disposición y detallado del refuerzo longitudinal y del refuerzo transversal.

PORTICO TIPO I

PORTICO EJES 1 y 4

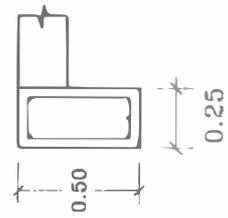
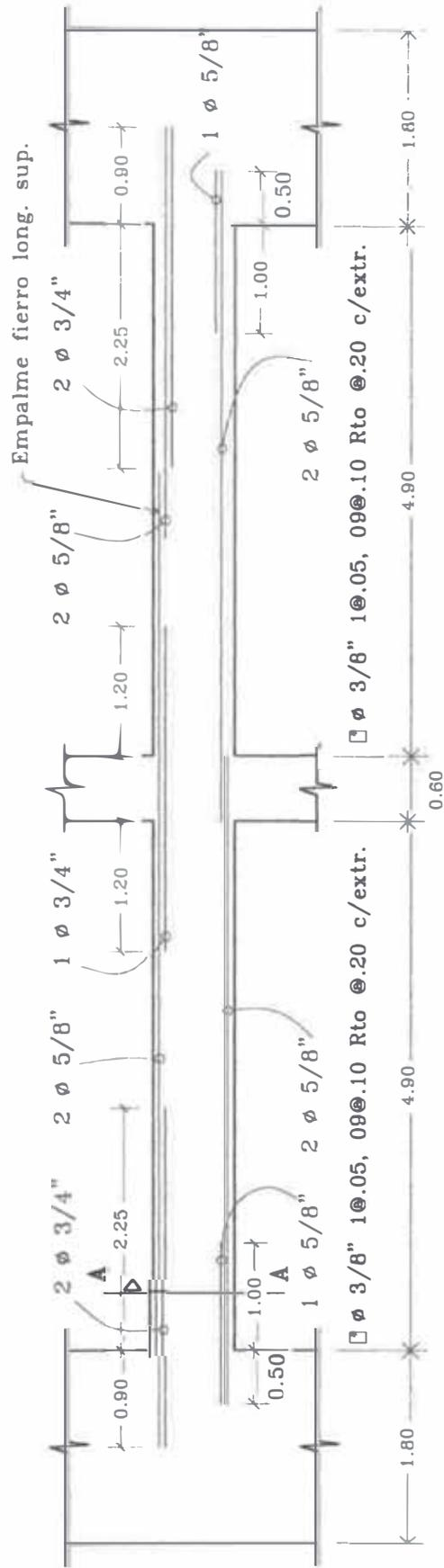


FIG. N° 24

Sección A-A

Diseño de vigas - Pórtico tipo II (Pórticos Ejes 2 y 3) .-

Se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa A2e para las vigas de los pórticos de ejes 2 y 3 de máximas solicitaciones, la ocurrencia de las máximas solicitaciones se da en el nivel 3 y está constituida por dos tramos.

a) .- Diseño por flexión.- Los parámetros mínimo y máximo son:

Sección de viga : .30 x .60 m.

$$A_{smín} = 5.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 17.17 \text{ cm}^2$$

$$M_{to máx} = 30.67 \text{ Ton-m}$$

Por simple inspección, se observa que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección. A su vez se verifica, que la viga trabaja adecuadamente en toda su longitud.

La disposición y detallado del refuerzo longitudinal se obtiene siguiendo los criterios descritos en el diseño de las vigas del pórtico tipo I (Pórticos Ejes 1 y 4).

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

Zona de confinamiento.-

Longitud de la zona de confinamiento = $2h = 2 \times 0.6 = 1.20 \text{ m}$.

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

En la cara de apoyo : $V_s = 11.24 \text{ Ton}$

A una distancia 0.62 : $V_s = 6.99 \text{ Ton}$

A una distancia **d = .54** : $V_s = 7.54 \text{ Ton}$ (Corte diseño)

Pórtico tipo 2 - Pórticos Ejes 2 v 3

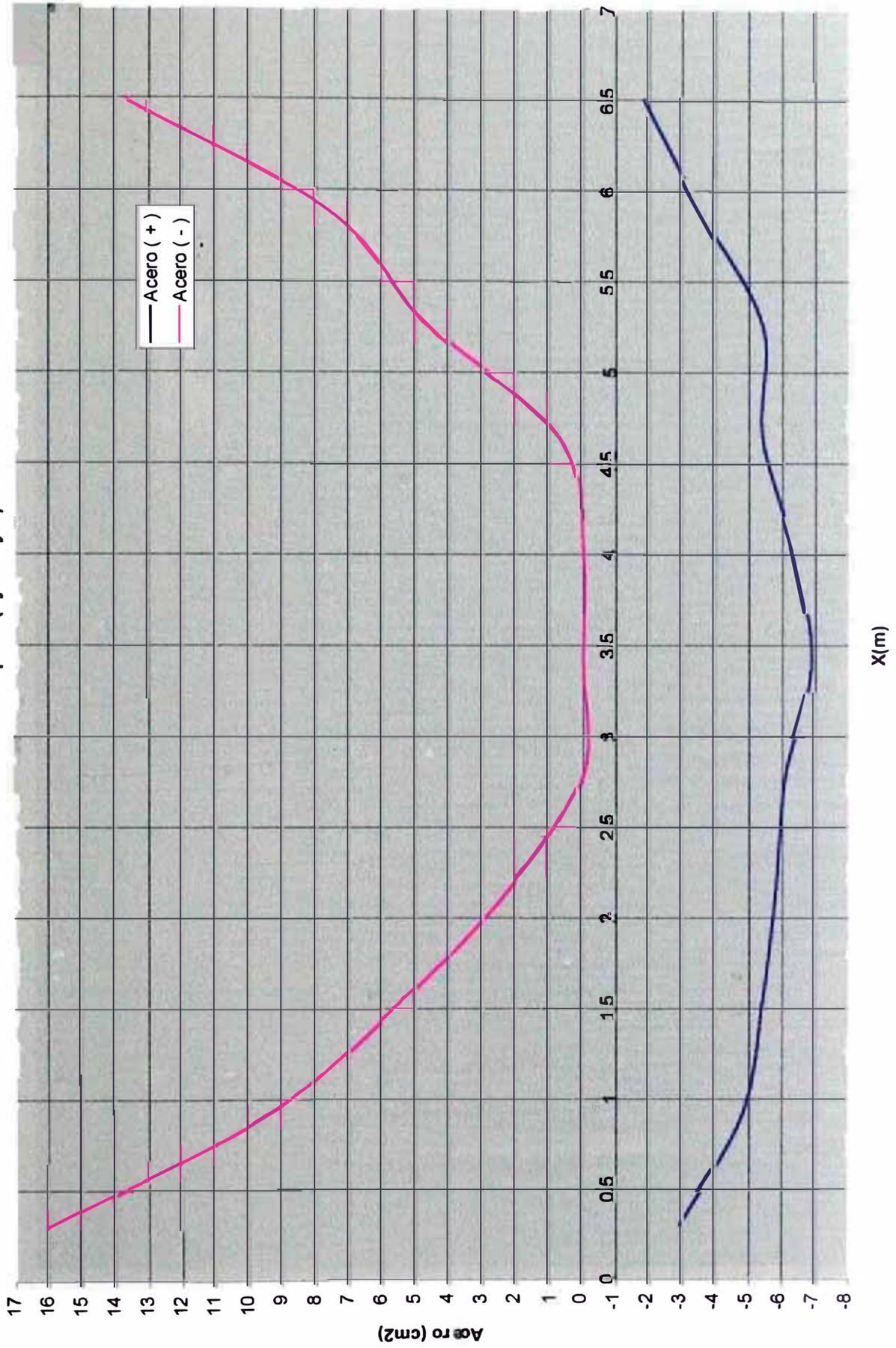
Viga 1, nivel 3 (.30 x .60)

Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm2)	As Inf (cm2)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.30	4.41	-28.75	21.81	0.00	15.93	2.92	16.2	10.57	11.24
0.92	7.18	-17.80	17.56	0.00	9.36	4.80	26.1	10.57	6.99
1.54	8.94	-9.06	13.37	0.00	5.40	5.40	27	10.57	2.80
2.16	11.33	-3.34	10.38	-0.22	2.21	5.80	27	10.57	
2.78	11.87	0.00	7.39	-2.10	0.00	6.08	27	10.57	
3.40	13.32	0.00	4.40	-4.06	0.00	6.87	30	10.57	
4.02	12.34	0.00	2.34	-6.80	0.00	6.34	27	10.57	
4.64	9.94	-0.97	0.47	-9.79	0.64	5.40	27	10.57	
5.26	8.03	-6.88	0.00	-12.78	4.60	5.39	27	10.57	-2.21
5.88	5.38	-14.46	0.00	-16.73	7.49	3.57	27	10.57	-6.16
6.50	2.76	-25.16	0.00	-20.98	13.69	1.82	17.5	10.57	-10.41

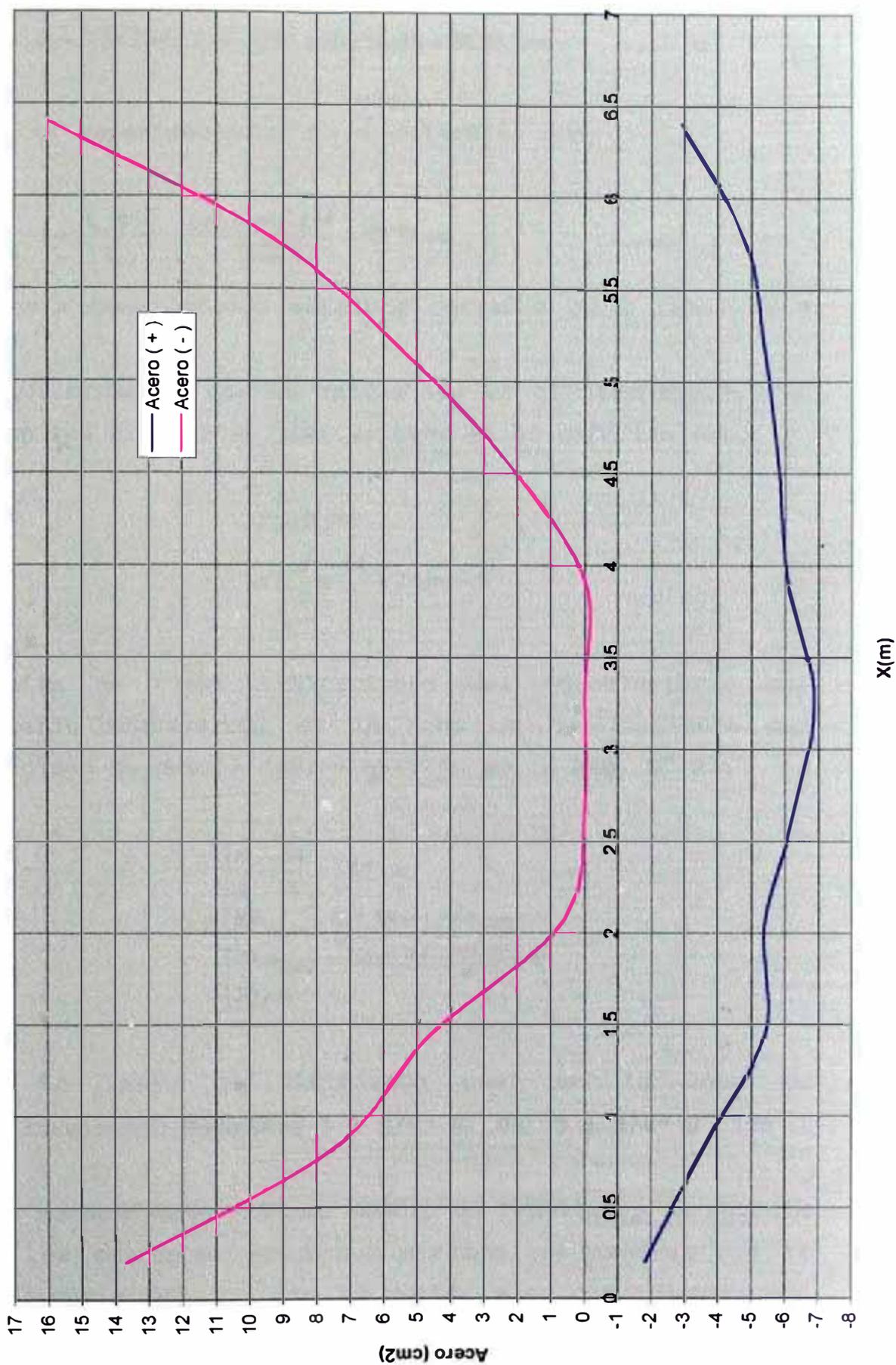
Viga 2, nivel 3 (.30 x .60)

Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm2)	As Inf (cm2)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.20	2.76	-25.16	20.98	0.00	13.69	1.82	17.5	10.57	10.41
0.82	5.38	-14.46	16.73	0.00	7.49	3.57	27	10.57	6.16
1.44	8.03	-6.88	12.78	0.00	4.60	5.39	27	10.57	2.21
2.06	9.94	-0.97	9.79	-0.47	0.64	5.40	27	10.57	
2.68	12.34	0.00	6.80	-2.34	0.00	6.34	27	10.57	
3.30	13.32	0.00	4.06	-4.40	0.00	6.87	30	10.57	
3.92	11.87	0.00	2.10	-7.39	0.00	6.08	27	10.57	
4.54	11.33	-3.34	0.22	-10.38	2.21	5.80	27	10.57	
5.16	8.94	-9.06	0.00	-13.37	5.40	5.40	27	10.57	-2.80
5.78	7.18	-17.80	0.00	-17.56	9.36	4.80	26.1	10.57	-6.99
6.40	4.41	-28.75	0.00	-21.81	15.93	2.92	16.2	10.57	-11.24

Envolvente de Refuerzos
Viga 1 Nivel 3 (0.30 x 0.60)
Pórtico tipo II (Ejes 2 y 3)



**Envolvente de Refuerzos
Viga 2 Nivel 3 (0.30 x 0.60)
Pórtico tipo II (Ejes 2 y 3)**



Se verifica que:

$$V_s = 7.54 \text{ Ton} \leq 1.06 \sqrt{210} \times 30 \times 54 \times 10 = 24.88 \text{ Ton} \quad \dots (\alpha)$$

el espaciamiento "s" se determina con:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4.2 \times 54}{7.54} = 42.71 \text{ cm.}$$

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

En concordancia con lo mencionado en el ítem 6.6.3.3 se tiene las siguientes limitaciones en el espaciamiento:

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

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{54}{2} = 27.0 \text{ cm.}$$

También se tiene limitaciones del espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento por capacidad de ductilidad, ilustrada en la **Fig. N° 23**:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm.} \\ 8\phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.58 = 12.64 \text{ cm.} \\ 24\phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: **Estribos 1 ϕ 3/8" @ .05, 9 ϕ 3/8" @ .125**

Zona no confinada.- En el cuadro de resultados se aprecia que los cortantes actuantes últimos son menores que la resistencia del concreto al corte, y en concordancia con

el ítem 6.6.3.2 se tendrá que colocar refuerzo transversal mínimo dado por la ecuación.

$$A_{v_{\min}} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}; \quad \text{siempre que: } \frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

usando estribos cerrados de dos ramas de ϕ 3/8" se tiene:

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

La limitación en el espaciamiento esta dado por los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad en vigas (**Fig. N° 23**), que indica donde no se requiera estribos de confinamiento el espaciamiento debe de ser:

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

Por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada:

Estribos ϕ 3/8" @ .27

Finalmente en cada uno de los tramos usar **estribos:**

1 ϕ 3/8" @.05, 9 ϕ 3/8" @.125, Rto. @.25 en c/extremo.

La **Fig. N° 25** muestra la disposición y detallado del refuerzo longitudinal y del refuerzo transversal.

PORTICO TIPO II
PORTICOS EJES 2 y 3

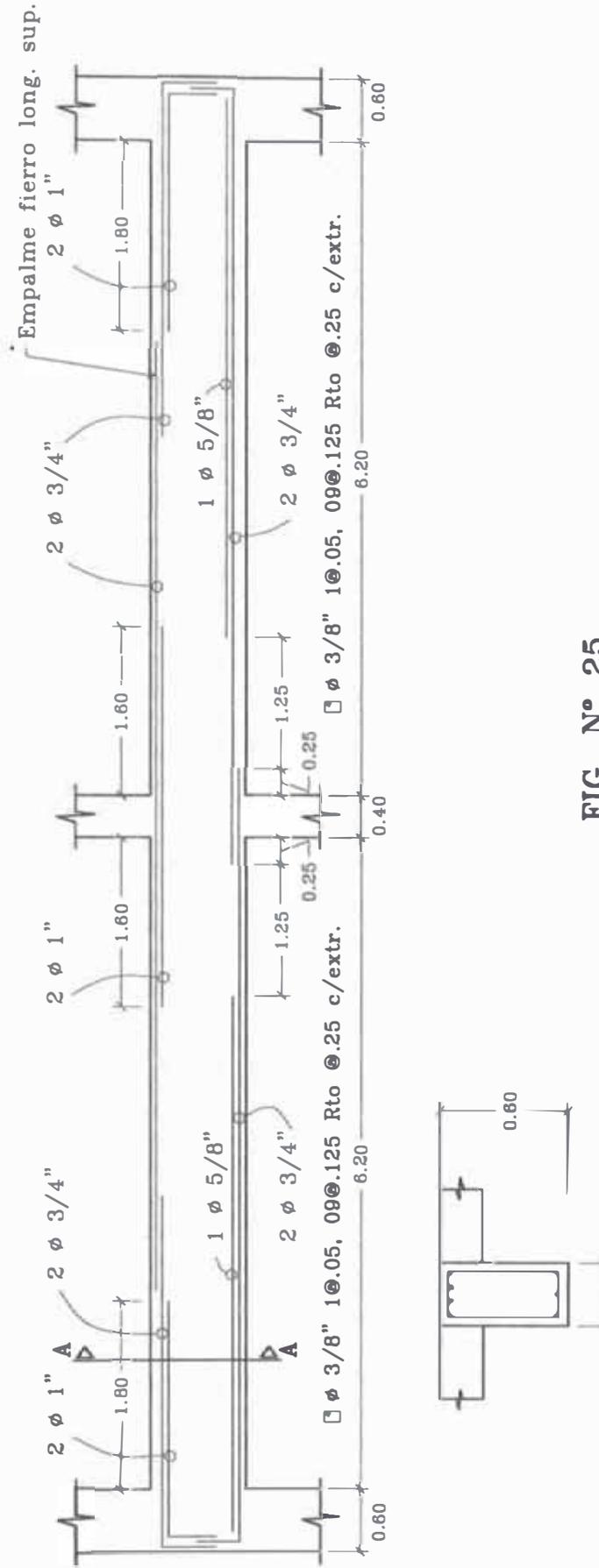


FIG. N° 25

Sección A-A

Diseño de vigas-Pórtico tipo III (Pórticos Ejes A y C) .-

Se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa A2e para las vigas de los pórticos de ejes A y C de máximas solicitaciones, la ocurrencia de las máximas solicitaciones se da en el nivel 3 y está constituida por tres tramos.

a) .- Diseño por flexión.- Los parámetros mínimo y máximo son:

Sección de viga .25 x .50 m.

$$A_{smín} = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 11.66 \text{ cm}^2$$

$$M_{to_{máx}} = 16.97 \text{ Ton-m}$$

Por simple inspección, se observa que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección. A su vez se verifica, que la viga trabaja adecuadamente en toda su longitud.

La disposición y detallado del refuerzo longitudinal se obtiene siguiendo los criterios ya mencionados, cabe señalar que el refuerzo longitudinal se ciñe estrictamente a los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad alta para todas las secciones críticas de vigas (**Fig. N° 23**), el diseño de las vigas de mayores solicitaciones, se muestra en la **Fig. N° 26**.

b) .- Diseño por corte.- Siguiendo el mismo procedimiento que los casos anteriores, se verifica que el diseño por corte lo gobierna los requisitos de ductilidad en vigas, por lo tanto se tiene:

En la zona de confinamiento.-

Longitud de la zona de confinamiento: $2h=2 \times 0.5=1.0m$.

Usando estribos cerrados de 2 ramas de ϕ 3/8".

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{44}{4} = 11 \text{ cm.} \\ 8\phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.58 = 12.64 \text{ cm.} \\ 24\phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

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

En la zona no confinada.-

La limitación en el espaciamiento de estribos esta dado por los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad en vigas (**Fig. N° 23**), que indica donde no se requiera estribos de confinamiento el espaciamiento debe de ser:

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

Por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada:

Estribos ϕ 3/8" @ .22

Finalmente en cada uno de los tramos usar **estribos:**

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

La **Fig. N° 26** muestra la disposición y detallado del refuerzo longitudinal y del refuerzo transversal.

Pórtico tipo 3 - Pórticos Eies A v C

Viga 1, nivel 3 (.25 x .50)									
Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.90	8.49	-11.52	8.09	-3.58	7.53	5.42	22	7.18	0.91
1.22	7.29	-9.01	7.60	-3.93	5.77	4.61	22	7.18	0.42
1.54	5.98	-6.66	7.11	-4.27	4.19	3.74	22	7.18	
1.86	4.55	-4.57	6.63	-4.62	3.67	3.67	22	7.18	
2.18	3.09	-2.60	6.14	-4.97	2.12	2.52	22	7.18	
2.50	1.54	-0.75	5.65	-5.32	0.60	1.25	22	7.18	
2.82	1.20	-0.42	5.27	-5.67	0.34	0.97	22	7.18	
3.14	2.77	-2.30	4.92	-6.12	1.87	2.26	22	7.18	
3.46	4.19	-4.32	4.57	-6.61	3.55	3.45	22	7.18	
3.78	5.55	-6.46	4.22	-7.10	4.06	3.67	22	7.18	
4.10	6.85	-8.73	3.87	-7.59	5.58	4.31	22	7.18	-0.41

Viga 2, nivel 3 (.25 x .50)									
Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.15	1.85	-6.05	5.11	0.00	3.79	1.50	22	7.18	
0.62	2.21	-3.82	4.38	0.00	3.14	1.79	22	7.18	
1.09	2.38	-2.04	3.67	-0.01	1.65	1.93	22	7.18	
1.56	2.51	-0.71	2.95	-0.52	0.57	2.04	30	7.18	
2.03	2.31	0.00	2.23	-1.03	0.00	1.87	30	7.18	
2.50	2.51	0.00	1.55	-1.55	0.00	2.04	30	7.18	
2.97	2.31	0.00	1.03	-2.23	0.00	1.87	30	7.18	
3.44	2.51	-0.71	0.52	-2.95	0.57	2.04	30	7.18	
3.91	2.38	-2.04	0.01	-3.67	1.65	1.93	22	7.18	
4.38	2.21	-3.82	0.00	-4.38	3.14	1.79	22	7.18	
4.85	1.85	-6.05	0.00	-5.11	3.79	1.50	22	7.18	

Viga 3, nivel 3 (.25 x .50)									
Envolventes de Momentos y Fuerzas cortantes					Refuerzo (ACI 318 - 83)			Resistencia al corte	
x (m)	Mto (+) (Ton-m)	Mto (-) (Ton-m)	V (+) (Ton)	V (-) (Ton)	As sup (cm2)	As inf (cm2)	s e #3 (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
0.15	6.85	-8.73	7.59	-3.87	5.58	4.31	22	7.18	0.41
0.47	5.55	-6.46	7.10	-4.22	4.06	3.67	22	7.18	
0.79	4.19	-4.32	6.61	-4.57	3.55	3.45	22	7.18	
1.11	2.77	-2.30	6.12	-4.92	1.87	2.26	22	7.18	
1.43	1.20	-0.42	5.67	-5.27	0.34	0.97	22	7.18	
1.75	1.54	-0.75	5.32	-5.65	0.60	1.25	22	7.18	
2.07	3.09	-2.60	4.97	-6.14	2.12	2.52	22	7.18	
2.39	4.55	-4.57	4.62	-6.63	3.67	3.67	22	7.18	
2.71	5.98	-6.66	4.27	-7.11	4.19	3.74	22	7.18	
3.03	7.29	-9.01	3.93	-7.60	5.77	4.61	22	7.18	-0.42
3.35	8.49	-11.52	3.58	-8.09	7.53	5.42	22	7.18	-0.91

Envolvente de Refuerzos
Viga 1 Nivel 3 (0.25 x 0.50)
Pórtico tipo III (Ejes A y C)

