



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

54
24.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"CAMPUS ARAGON"

"DICTAMEN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO
HOSPITAL TEPEPAN."

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a:

TELLEZ GUERRERO CESAR

Asesor: Ing. Ignacio Enrique Hernández Quinto

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

San Juan de Aragón Edo. de Mex. 1997



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Con gratitud particular a mi
Profesor y Director de tesis.

Ing. Enrique Ignacio Hernández Quinto.

A MIS PADRES

LES DEDICO ESTE TRABAJO COMO FRUTO DE UN ESFUERZO QUE REALIZE DURANTE AÑOS SIEMPRE INSPIRADO POR EL AMOR, CARIÑO Y COMPRESION QUE USTEDES ME DIERON.

A MIS HERMANOS

LES AGRADESCO SU AYUDA QUE TAN DESINTERESADAMENTE ME OTORGARON, EN ESPECIAL LUIS Y EFREN.

A MI ESPOSA ISABEL

LE REITERO MI AMOR POR SU APOYO PARA QUE ESTE PEQUEÑO LIBRO SEA UN EJEMPLO PARA MI HIJA LUPITA.

A MI ESCUELA

LE AGRADEZCO LA OPORTUNIDAD QUE ME BRINDO PARA REALIZAR MIS ESTUDIOS.

A MIS PROFESORES SU APOORTE DE CONOCIMIENTOS

LES DOY LAS MAS SINCERAS
GRACIAS.

INDICE

	Pág.
I.-	INTRODUCCION ----- 1
II	DESCRIPCION GENERAL ----- 2
II	CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES. ----- 3
	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL
III	Y ESTADO ACTUAL DEL INMUEBLE ----- 4
III.1	ANALISIS DE CARGAS ----- 4
III.2	ANALISIS Y REVISION DE ELEMENTOS CRITICOS. ----- 10
V.-	ESTUDIO DE MATERIALES ESTRUCTURALES --- 96
	IV.1.- Introduccion.
	IV.2.- Zonificacion geotecnica y sismica.
	IV.3.- Descripcion del inmueble.
	IV.4.- Descripcion de pruebas.
	IV.5.- Resumen de resultados.
V.-	DICTAMEN DE SEGURIDAD Y ESTABILIDAD ESTRUCTURAL ----- 110

I - INTRODUCCION

Toda estructura se dimensiona tanto en el aspecto arquitectónico como en el de ingeniería para servir una función particular.

La forma y función van mano a mano y el mejor sistema estructural es aquel que llena la mayor parte de las necesidades del usuario siendo a la vez útil, atractivo y de un costo económico prometedor.

La mayoría de las estructuras se diseñan para una vida útil de 50 años, el registro de durabilidad indica que las estructuras de concreto dimensionadas de manera adecuada han tenido por lo general mayores vidas útiles.

Tres desarrollos en reciente tiempo influenciaron de manera principal los procedimientos de diseño presente y futuro.

- 1).- El vasto incremento en la evaluación experimental y analítica de los elementos de concreto.
- 2).- La aproximación probabilística a la interpretación del comportamiento de los elementos de concreto.
- 3).- Las herramientas de computación digital disponible para análisis rápidos de seguridad y confiabilidad de los sistemas.

La resistencia en toda la estructura y en cualquiera de sus miembros, debe ser siempre mayor que la fuerza actuante en ella. Para ello, es preciso que se tenga en cuenta todos los efectos de las cargas que especifica el reglamento, y que son:

- I.- Acciones permanentes. Son las que actúan en una estructura en forma continua y cuya intensidad se considera que varía muy poco con el tiempo. La carga muerta debido al peso de los materiales, instalaciones, peso de equipos que ocupan una posición fija y permanente en la construcción, los desplazamientos y deformaciones impuestos a la estructura.
- II.- Acciones variables. Actúan en una estructura con una intensidad que varía con el tiempo en forma significativa. La carga viva, muebles, maquinaria no fija permanentemente, cambios de temperatura que producen contracción o expansión en una estructura, deformaciones y hundimientos diferenciales que con el tiempo tengan una intensidad variable.
- III.- Acciones accidentales. Son las que actúan en una estructura con intensidades significativas durante cortos espacios de tiempo.
 - Sismo: Debido a las acciones dinámicas o sus equivalentes estáticas.
 - Viento: Las acciones estáticas y dinámicas debidas al viento.
 - Explosiones, incendios y otras acciones que afectan la estructura.

Las cargas que actúan en una estructura, ya sean, cargas vivas, de gravedad o de otros tipos, tales como cargas horizontales de viento o las derivadas por contracción por temperatura, generan flexión y deformación de los elementos estructurales que la constituyen.

La flexión del elemento viga es el resultado de la deformación causada por los esfuerzos de flexión debida a la carga externa. Se tiene que diseñar la sección transversal del elemento o de la viga de tal manera que no se desarrollen grietas excesivas a niveles de carga de servicio y tenga seguridad adecuada y resistencia de reserva para resistir las cargas o esfuerzos aplicados sin que se presente la falla.

Los esfuerzos de flexión resultan de los momentos flexionantes externos, controlan en la mayoría de los casos la selección de las dimensiones geométricas de una sección de concreto reforzado. Si una viga esta constituida de material linealmente elástico, homogéneo e isotrópico, el esfuerzo máximo de flexión puede obtenerse utilizando la fórmula de flexión de la viga

$$f = M/c/I$$

Si la viga se dimensiona de tal forma que todos los materiales que la constituyen alcancen sus capacidades antes de la falla, tanto el concreto como el acero fallaran al mismo tiempo en el centro del claro, cuando se alcance la resistencia última de la viga. El concreto es fuerte en compresión pero débil en tensión. Por lo que se necesita de un refuerzo para resistir los esfuerzos de tensión que resulten de las cargas aplicadas, se utiliza refuerzo adicional para reforzar la zona de compresión de las secciones de las vigas de concreto.

El reglamento ACI 318-89 incluye dos métodos para el diseño de sistemas de piso: el método directo, estudiado en la sección anterior, y el método de la estructura equivalente que se aplica tanto a losas planas como a losas con vigas. Consiste el método con los siguientes pasos:

- a) Idealización de la estructura tridimensional en marcos bidimensionales constituidos por columnas y vigas. Se hace una simplificación que consiste en idealizar la estructura por una serie de marcos en dos direcciones.
Las columnas de los marcos equivalentes son iguales a las columnas de la estructura, modificadas de tal manera que, además de la columna, incluyen la viga perpendicular a la dirección del marco equivalente, se hace para tomar en cuenta el efecto de restricción por torsión que ejercen las vigas sobre la losa. En losas apoyadas sobre vigas, las vigas de los marcos equivalentes están formadas por las vigas de la estructura y los tramos de losa comprendidos entre los ejes centrales de los tableros.
- b) Determinación de las rigideces de los elementos.

Para calcular las rigideces se consideran únicamente secciones gruesas de concreto sin agregado y sin tomar en cuenta el acero de refuerzo.

Calculando los valores de I/I_1 , va que a partir de estos valores pueden calcularse las rigideces tomando en cuenta las longitudes de los claros y las condiciones de restricción en los extremos de columnas y vigas. En todos los casos, el valor de E es el módulo de elasticidad del concreto.

Para vigas del marco equivalente en sistemas de piso con vigas, el momento de inercia para una sección cuadrada es $(bh^3/12)$. Para columnas de marco equivalente, está formada por la columna y una viga que trabaja a torsión, restringiendo a la losa.

Para calcular la rigidez de este elemento compuesto, se parte de la hipótesis de que su flexibilidad, o sea, el recíproco de su rigidez, es igual a la suma de las flexibilidades a flexión de los tramos de columna encima y debajo de nivel de piso y de la flexibilidad a torsión de la viga, que puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t}$$

K_{ec} : rigidez de la columna equivalente en momento por unidad de rotación.

$\sum K_c$: suma de las rigideces a flexión de los tramos de columna, comprendido entre el nivel de piso considerado y los niveles superior e inferior.

K_t : rigidez a torsión de la viga.

Análisis estructural de los marcos

Una vez calculadas las rigideces de las vigas y columnas de la estructura equivalente, se efectúa el análisis estructural por los procedimientos usuales para marcos bidimensionales.

El análisis por carga vertical puede llevarse a cabo aislando cada uno de los pisos y suponiendo que la columna superior e inferior están empotradas en sus extremos opuestos, y por carga horizontal (viento o sismo) deben analizarse los marcos completos.

Distribución de momento flexionantes y fuerzas cortantes.

Los momentos flexionantes y fuerzas cortantes obtenidos mediante el análisis descrito, corresponden a las vigas y columnas del marco equivalente, Es necesario distribuir estos momentos y fuerzas cortantes entre los elementos del sistema de piso. Las tralces del marco equivalente representan a las formas del sistema de piso, distribuyéndose los momentos y fuerzas cortantes. El diseño de los elementos por flexión por fuerza cortante de la losa y de las vigas, así como las disposiciones sobre peralte mínimo de la losa y detalles de refuerzo son iguales para todos los casos.

I.1.-

DESCRIPCION GENERAL

El hospital se encuentra desplantado en un área de forma aproximadamente rectangular de 1013.8 m2.

Los niveles arquitectónicos que componen la estructura son los siguientes :

- 1.- nivel o planta baja:
Se localizan los siguientes departamentos:
Acceso, recepción, archivo clínico, consulta externa, medicina preventiva, anatomía patológica, admisión hospitalaria, servicios generales.
- 2.- nivel:
Gobierno, enseñanza, servicios intermedios(laboratorio, toma de muestras, banco de sangre, radiognosticos), central de enfermeras.
- 3.- nivel:
- Hospitalización(ginecoostetricia), curaciones, camadas, servicios
- 4.- nivel:
Hospitalización (pediatra), curaciones, camadas, servicios.

El inmueble por su uso pertenece al grupo A, dentro del actual reglamento de construcciones para el distrito federal de 1987, ya que es una construcción destinada a hospitalización.

Se cuenta unicamente con información arquitectonica del inmueble, por lo que se hizo necesario un levantamiento detallado, complementando con pruebas no destructivas (R-Meter, V-Meter y esclerometro), para determinar la calidad de la construcción.

En base a los estudios anteriores se concluye el nivel de seguridad que actualmente presenta el edificio.

Por las características constructivas y arquitectónicas del inmueble, la estructura ésta compuesta por marcos ortogonales de concreto armado. Cuyo sistema de piso es a base de losa maciza y trabes. Las columnas que conforman el edificio son de sección rectangular de dimensiones variables en los últimos niveles.

El acabado arquitectónico del inmueble tiene:

- a).- Muros divisorios de tabique rojo en todos los niveles
- b).- Pisos de loseta vinilica en general .
- c).- Plafónes a base de yeso.

III.- COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y ESTADO ACTUAL DEL INMUEBLE.

III.1.- ANALISIS DE CARGAS

- a) Planta baja
- b) Planta tipo (3 niveles tipo)
- c) azotea

Datos :

$$F'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fr = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fa = 2000$$

$$F_c = 0.45 F'c = 112.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{1}{2} f_c K J = \frac{1}{2} (112.5)(0.337)(0.89) = 16.8 \approx 17$$

$$F^*c = 0.8 F'c = (0.8)(250) = 200$$

$$F''c = (1.05 - \frac{200}{1250}) 200 = 178$$

III.1.a.- Análisis de cargas por metro cuadrado de losa.

Azotea.

Enladrillado y mortero	0.120 ton/m ²
Relleno de tezontle	0.300 ton/m ²
Loza de concreto Armado	0.240 ton/m ²
Plafón de yeso	0.06 ton/m ²

	0.720 ton/m ²
trabes 10%	0.072 ton/m ²

Carga muerta	= 0.792 ton/m ²
Carga Viva	0.100 ton/m ²

	= 0.900 ton/m ²

Entrepiso

Losa 10 cm	0.240 ton/m ²
Firme	0.120 ton/m ²
Plafon	0.060 ton/m ²

	= 420.0 Kg/m ²
trabes 10 %	42.0 Kg/m ²

Carga Muerta	= 462.0 Kg/m ²
Carga Viva	300.0 Kg/m ²

	= 800.0 Kg/m ²

En las fachadas (1,2,3,4), se supone que hay cancelería, cristal y algún recubrimiento con un peso de 100 Kg/m², cantidad que al multiplicarla por la altura del entrepiso se obtiene una carga de 380 Kg/m lineal.

En los muros colindantes (D,E), tenemos muros de tabique y aplanado de mezcla con un peso de 250 Kg/m² y 1000 Kg/m lineal.

En azotea como se ha considerado sólo un pretil, se considera 100 Kg/ml en todo el perímetro.

por lo tanto la carga que actúa sobre cada nervadura y sobre las vigas principales:

Pesos por metro lineal de viga o nervadura.

Azotea

(Ver fig. III - 1)

365.00*900=	3285	Kg/ml
3.85*900 =	3465	Kg/ml
2.50*900 =	2250	Kg/ml
3.75*900 =	3375	Kg/ml
3.00*900 =	2700	Kg/ml
2.90*900 =	2610	Kg/ml
2.25*900 =	2025	Kg/ml

Entrepiso.

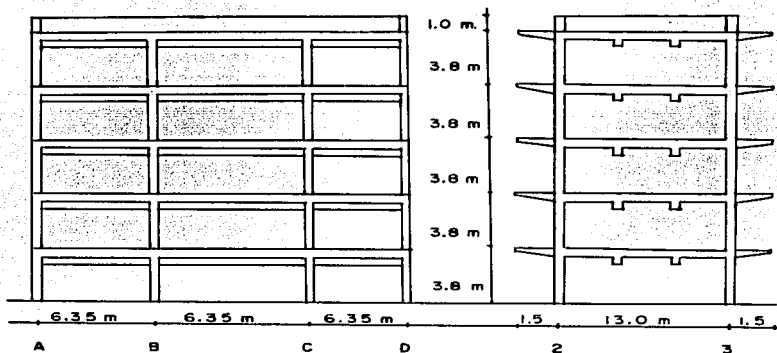
3.65* 800 =	2920	Kg/ml
3.85* 800 =	3080	Kg/ml
2.50* 800 =	2000	Kg/ml
3.75* 800 =	3000	Kg/ml
3.00* 800 =	2400	Kg/ml
2.90* 800 =	2320	Kg/ml
2.25* 800 =	1800	Kg/ml

Si multiplicamos cada una de las cantidades por la longitud de la viga o nervadura tendremos:

Azotea.

3285	*	1.50	=	4927.50	Kg
3285	*	6.35	=	20859.50	Kg.
3465	*	1.50	=	5197.50	Kg
3465	*	6.35	=	22002.75	Kg
2250	*	2.50	=	5625.00	Kg
3375	*	3.80	=	12825.00	Kg
2700	*	3.80	=	10260.00	Kg
2700	*	3.10	=	8370.00	Kg
2610	*	10.70	=	27927.00	Kg
2025	*	3.10	=	6277.50	Kg

HOSPITAL TEPEPAN.



CORTE a - a

CORTE b - b

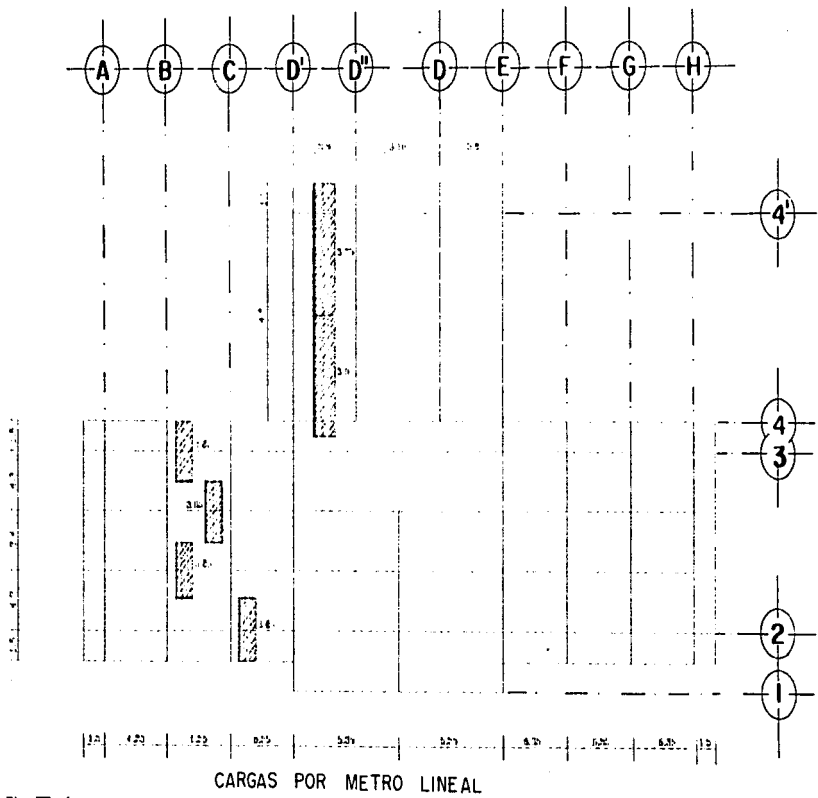


Fig. III - 1

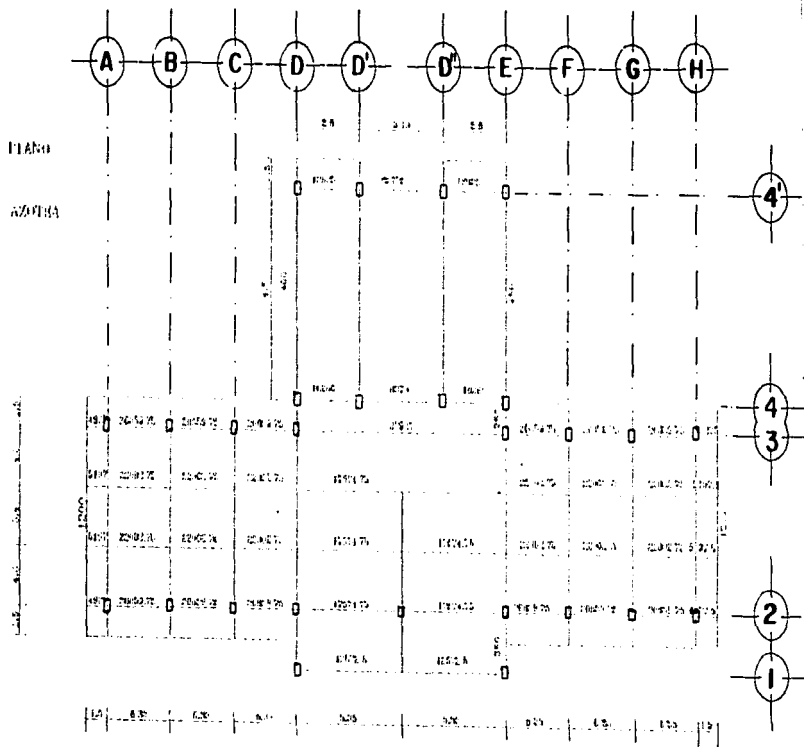
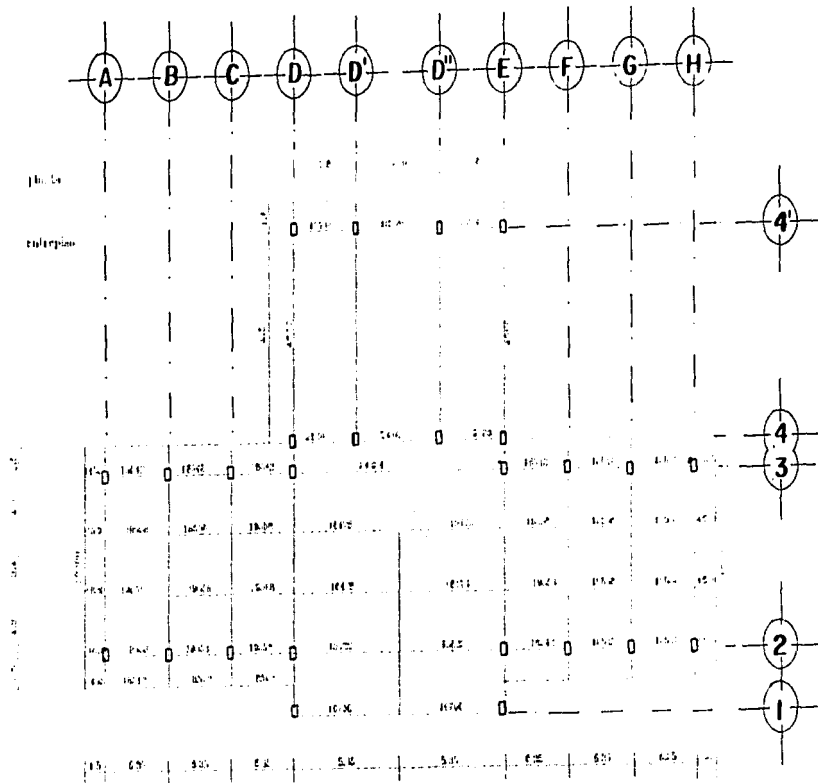


Fig. III - 2

BAJADA DE CARGAS



BAJADA DE CARGAS

Fig. III-3

entrepiso.

2970 *1.50 = 4455.0 Kg
3080 *6.35 = 19558.0 Kg
3080 *1.50 = 4620.0 Kg
2920 *6.35 = 18542.0 Kg
2920 *5.35 = 15622.0 Kg
3080 *5.35 = 16478.0 Kg
2400 *3.80 = 9120.0 Kg
2400 *3.10 = 7440.0 Kg
3000 *3.80 = 11400.0 Kg
3000 *3.10 = 9300.0 Kg

Para mayor claridad se indicara las cantidades obtenidas, en unos diagramas, colocando por separado las cargas de losa y las cargas de muro.
En los nervaduras sólo tenemos carga por losa. Vease la figura III-2 y III-3.

CALCULO DE LOSAS. (se toma una franja de un metro)

Azoteas (tramo A-D , E-H)

Carga por metro lineal W = 900 Kg /ml
Carga total en el Claro. 4.3 m * 900 = 3870 Kg
1.5 m * 900 = 1350 Kg
3.4 m * 900 = 3060 Kg

Momentos de empotramiento.

$$Me = \frac{W l^2}{12} = \frac{(3.87 * 4.3)}{12} = 1.38 \text{ ton * m}$$

$$Me = \frac{(3.06 * 3.4)}{12} = 0.687 \text{ ton * m}$$

En la ménsula

$$Me = \frac{W l^2}{12} = \frac{(1.35 * 1.5)}{12} = 1.01 \text{ ton * m}$$

ACROSS (TRANSVERSE A-D & E-H)

$\bar{W} = 200 \text{ Kg} / \text{ml}$

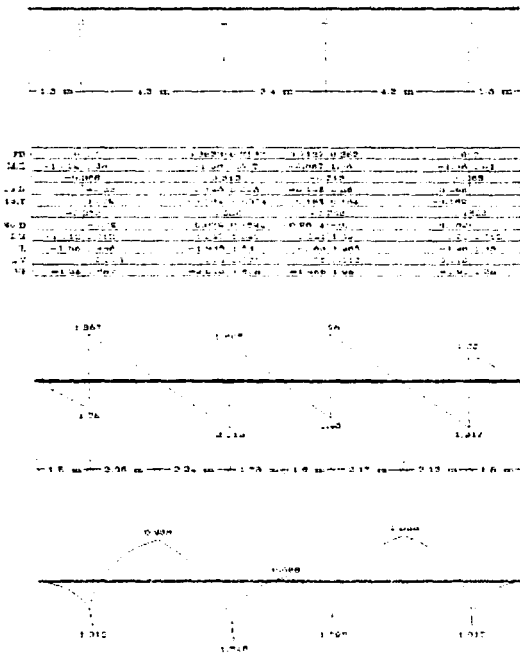


Fig. III - 4

Cálculo del peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M \text{ máx}}{Q b}} = \sqrt{\frac{134700}{17 \cdot 100}} = 8.9 \quad 9.0 \text{ cm}$$

$$t = d + r = 9.0 + 3 = 12 \text{ cm}$$

Area de acero:

Se ha tomado para los armados, los momentos máximos tanto positivos como negativos armando la loza con esos momentos.

$$As = \frac{M_{\text{máx}}(-)}{f_s j d} = \frac{134700}{(2000 \cdot 0.89 \cdot 9.0)} = 8.4 \text{ cm}^2$$

3/8" ϕ e 10 cm

$$As = \frac{M_{\text{máx}}(+)}{f_s j d} = \frac{10300}{(2000 \cdot 0.89 \cdot 9.0)} = 6.43 \text{ cm}^2$$

3/8" ϕ e 15 cm

varillas de 3/8" ϕ as = 0.71

Revisión a cortante.

$$v = \frac{V}{B d} = \frac{2013}{100 \cdot 9} = 2.23 \text{ Kg / cm}^2$$

El permisible vale :

$$Vc = 0.5 \sqrt{f'c} = 0.5 \sqrt{250} = 7.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$7.9 \text{ Kg/cm}^2 \geq 2.23 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{correcto}$$

Las varillas corridas al centro del claro se doblaran sobre los apoyos a una distancia de estos igual a 1/5 del claro corto

$$\text{Separación} = \frac{100 As}{As} = \frac{100 \cdot 0.71}{7.965} = 8.5 \text{ cm}$$

rige 8.5 para las continuas

Separación de bastones:

$$\text{Sep. de bastones} = \frac{100 * 0.71}{\text{sep}} = 14.5 \text{ cm} \quad 8.5 - 6 = 2.5 \text{ cm}$$

$$8.5 + 6 = 14.5$$

$$\text{Sep. de bastones} = \frac{100 * 0.71}{2.5} = 28 \text{ cm}$$

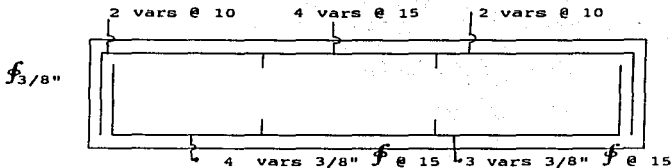


Fig. III-5

Carga por metro lineal.
eje D

Azotea

Carga por metro lineal:

Carga total en el claro.

$$(1.5 * 900) = 1350 \text{ Kg}$$

$$(4.5 * 900) = 4050 \text{ Kg}$$

$$(2.5 * 900) = 2250 \text{ Kg}$$

$$(4.3 * 900) = 3870 \text{ Kg}$$

$$(3.5 * 900) = 3150 \text{ Kg}$$

Momento de empotramiento.

$$W_1/12 = (1.35 * 1.5) / 2 = 1.01 \text{ T-m}$$

$$4.05 * 4.5 / 12 = 1.5187 \text{ T-m}$$

$$2.25 * 2.5 / 12 = 0.46 \text{ T-m}$$

$$3.87 * 4.3 / 12 = 1.38 \text{ T-m}$$

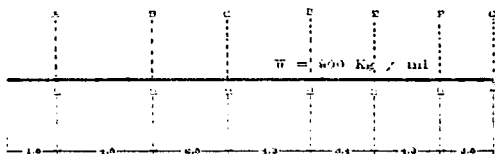
$$3.06 * 3.4 / 12 = 0.867 \text{ T-m}$$

$$3.15 * 3.5 / 12 = 0.918 \text{ T-m}$$

Case 40

less

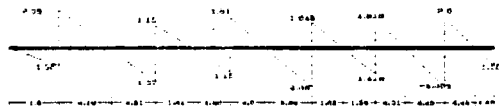
40 P



	A	B	C	D	E	F	G
FD	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LD	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
RD	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LD	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
RD	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LD	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
RD	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LD	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
RD	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Case 40

70 P



Case 40

70 P



Fig. III - 6

Cálculo del peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M \text{ máx}}{Q b}} = \sqrt{\frac{149000}{17 \cdot 100}} = 9.3 \text{ cm}$$

$$t = d + r = 9.5 + 2.5 = 12 \text{ cm}$$

Area de acero

$$A_s = \frac{M_{\text{máx}} (-)}{f_s j d} = \frac{149000}{(2000 \cdot 0.89 \cdot 10.0)} = 8.37 \text{ cm}^2$$

4 vars 5/8" ϕ @ 10 cm

$$A_s = \frac{M_{\text{máx}} (-)}{f_s j d} = \frac{101000}{(2000 \cdot 0.89 \cdot 10.0)} = 5.688 \text{ cm}^2$$

3 vars 5/8" ϕ @ 10 cm

$$A_s = \frac{M_{\text{máx}} (+)}{f_s j d} = \frac{139100}{(2000 \cdot 0.89 \cdot 10.0)} = 7.8 \text{ cm}^2$$

4 vars de 5/8" ϕ @ 15 cm

Revisión a cortante

$$v = \frac{V}{B d} = \frac{2060}{100 \cdot 10} = 2.06 \text{ Kg / cm}^2$$

El permisible vale $7.9 \text{ Kg/cm}^2 \geq 2.06 \text{ Kg/cm}^2$ correcto

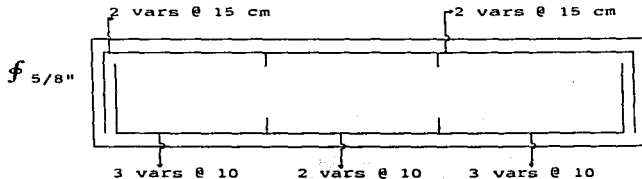


Fig. III-7

Las varillas corridas al centro del claro se doblaran sobre los apoyos a una distancia de estos igual a 1/5 del claro corto.

$$\text{Separación} = \frac{100 \text{ As}}{\text{as}} = \frac{100 * 0.71}{8.37} = 8.45$$

rige 8.5 cm para las continuas

Separación de bastones:

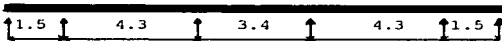
$$\text{Sep. de bastones} = \frac{100 * 0.71}{\text{sep}} = 15.0 \text{ cm} \quad 15 - 8.5 = 6.5 \text{ cm}$$

$$10 + 5 = 15.0$$

$$\text{Sep. de bastones} = \frac{100 * 0.71}{6.5} = 11 \text{ cm}$$

Cálculo de losas: (entrepiso)

$$w = 0.8 \text{ T/m}$$



Cálculo de momentos de empotramiento.

$$\text{MBA} = -\text{MFE} = (w(l)/2) = (0.8 * (1.5)) / 2 = 0.9$$

$$\text{MBC} = w l^2 / 12 = (0.8 * (4.3)^2) / 12 = 1.23 = -\text{MCB} = -\text{MED}$$

$$\text{MCD} = (0.8 * 3.4^2) / 12 = 0.77$$

Factores de distribución.

Nudo B.

$$\text{KBC} = 4EI/L = 4/4.3 = 0.93$$

$$\text{KBA} = 0$$

$$\text{KB} = 0.93$$

$$\text{dBC} = 0.93 / 0.93 = 1.0$$

Nudo C.

$$\text{KCB} = 2EI/L = 2EI/4.3 = 0.46EI$$

$$\text{KCD} = 4EI/L = 4/3.4 = 1.17EI$$

$$\text{KC} = 1.64EI$$

$$\text{dCD} = 1.17EI / 1.64EI = 0.712$$

$$\text{dCB} = 0.46EI / 1.64EI = 0.2833$$

Nudo D.

$$\text{KDC} = 2EI/L = 4EI/3.4 = 0.588EI$$

$$\text{KDE} = 4EI/4.3EI = 0.93$$

$$\text{KD} = 1.518$$

$$\text{dDC} = 0.588EI / 1.518EI = 0.3873$$

$$\text{dDE} = 0.93EI / 1.518EI = 0.6125$$

Cálculo de losas: (Entrepiso).

H.D.	0.0	1.0	0.28	0.71	0.71	0.28	1.0	0.0
M. E.	-0.9	1.2	-1.23	-1.2	0.77	1.23	-1.2	0.9
			-0.33	0.46		-0.46	0.33	
I.D.	0	-0.33	0.13	0.33	-0.3	-0.13	0.33	
I.T.			0.06	-0.16	-0.16	0.16	0.16	-0.06
			-0.06	0.093		-0.33	0.06	
S.T.			-0.06	0.09	-0.23	-0.23	-0.09	0.06
S.M.	-0.9	0.9	-1.17	1.17	-1.17	1.17	-0.9	0.9
V.L.	-1.2	1.7	-1.72	1.36	-1.36	1.72	-1.7	1.2
V.	0	0.06	0.06	0		0	0.06	0
V.tot.	-1.2	1.66	1.78	1.36	-1.36	1.78	-1.6	1.2

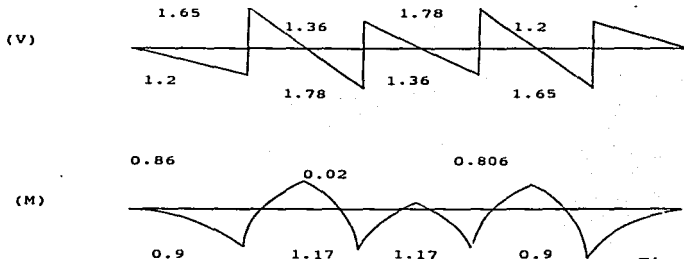


Fig. III-9

Cálculo del peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M \text{ máx}}{Q b}} = \sqrt{\frac{117000}{17 \cdot 100}} = 8.3 \quad 9.0 \text{ cm}$$

Área de acero.

$$A_s = \frac{M_{\text{máx}} (-)}{f_s j d} = \frac{117000}{(2000 \cdot 0.89 \cdot 9.0)} = 7.3 \text{ cm}^2$$

Vars de 3/8" ϕ @ 10 cm

$$A_s = \frac{M_{\text{máx}} (+)}{f_s j d} = \frac{86700}{(2000 * 0.89 * 9.0)} = 5.42 \text{ cm}^2$$

Vars de 3/8" ϕ @ 15 cm.

Esfuerzo Cortante:

$$v = \frac{V}{B d} = \frac{1780}{100 * 9} = 1.97 \text{ Kg / cm}^2 \leq 7.9 \text{ Kg / cm}^2$$

Las varillas corridas al centro del claro se doblaran sobre los apoyos a una distancia de estos igual a 1/5 del claro corto

$$\text{Separación} = \frac{100 A_s}{A_s} = \frac{100 * 0.71}{7.3} = 9.72 \text{ cm}$$

$$\text{Sep. Máx. vars} = \begin{cases} 3d = 27 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

rige 10 cm para las continuas

$$\text{Sep. de bastones} = \frac{100 * 0.71}{\text{sep.}} = 15.0 \text{ cm.}$$

nos faltan 5 cm

$$\text{Sep. de bastones} = \frac{100 * 0.71}{5} = 14.2 \approx 14 \text{ cm}$$

3/8" @ 10 cm.

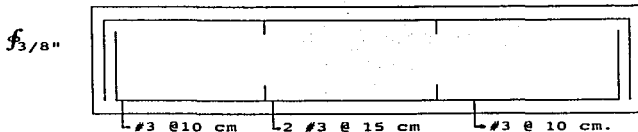


Fig. III - 10

Cálculo de losas.

(se toma una franja de un metro)

Entrepiso Tramo (D,D',D'',E)
Carga por metro lineal :

$$(1.5 \times 800) = 1200 \text{ Kg.}$$

$$(2.5 \times 800) = 2000 \text{ Kg}$$

$$(3.4 \times 800) = 2720 \text{ Kg.}$$

Carga total en el Claro.

$$(4.5 \times 800) = 3600 \text{ Kg.}$$

$$(4.3 \times 800) = 3440 \text{ Kg.}$$

$$(3.5 \times 900) = 2800 \text{ Kg.}$$

Momento de Empotramiento.

$$Wl^2/2 = (1.2 \times 1.5) / 2 = 0.9 \text{ T-m}$$

$$Wl^2/12 = (3.6 \times 4.5) / 12 = 1.35 \text{ T-m.}$$

$$(2.0 \times 2.5) / 12 = 0.416 \text{ T-m}$$

$$(3.44 \times 4.3) / 12 = 1.23 \text{ T.m.}$$

$$(2.72 \times 3.4) / 12 = 0.77 \text{ T.m.}$$

$$(2.8 \times 3.5) / 12 = 0.8166 \text{ T.m}$$

Cálculo del peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M_{\text{máx}}}{Q \cdot D}} = \sqrt{\frac{133000}{17 \times 100}} = 8.8 \approx 9.0 \text{ cm}$$

$$t = d + r = 9 + 3 = 12 \text{ cm}$$

Area de acero.

$$As = \frac{M_{\text{máx}} (-)}{fs \cdot jd} = \frac{133000}{(2000 \times 0.89 \times 9.0)} = 8.3 \text{ cm}^2$$

2 Vars de 5/8" ϕ @ 10 cm.

$$As = \frac{M_{\text{máx}} (-)}{fs \cdot jd} = \frac{123000}{(2000 \times 0.89 \times 9.0)} = 7.7 \text{ cm}^2$$

3 No. 5 @ 15 cm.

$$As = \frac{M_{\text{máx}} (+)}{fs \cdot jd} = \frac{124000}{(2000 \times 0.89 \times 9.0)} = 7.74 \text{ cm}^2$$

2 Vars del No. 5 @ 15 cm.

Revisión a cortante

$$v = \frac{V}{B \cdot d} = \frac{1850}{100 \times 9} = 2.05 \text{ Kg / cm}^2 < 7.9 \text{ Kg / cm}^2$$

Las varillas corridas al centro del claro se doblaran sobre los apoyos a una distancia de estos igual a $1/5$ del claro corto.

Varillas de 5 / 8"

as = 1.98

$$\text{Separación} = \frac{100 A_s}{A_s} = \frac{100 * 1.98}{8.3} = 24 \text{ cm.}$$

$$\text{Sep. M\acute{a}x. vars} = (3d = 27 \text{ cm})$$

{ 30 cm

rige 24 cm para las continuas

$$\text{Sep. de bastones} = \frac{100 * 0.71}{\text{Sep.}} = 15 \text{ cm.}$$

$$24 - 15 = 9 \text{ cm} \quad \text{correcto}$$

2 vars # 5 @ 15 cm

$f_{5/8}$ "

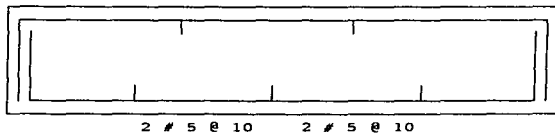


Fig. III-12

C\`alculo del peralte

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M \text{ m\acute{a}x}}{Q b}} = \sqrt{\frac{2042000}{17 * 30}} = 63 \text{ cm}$$

Cálculo de Nervaduras. (entrepiso)

F.D.	0.0	1.0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.37	0.67
M. E.	-3.4	10.3	-10.35	-10.3	-10.3	10.3	-10.3	29.39
	-6.88	0.0	-0.0				-19.04	
1.D	-6.88	0.0	0.0				-7.09	-1.9
1.T.	0.0	-3.44	0.0				-3.54	0.5
	0.0	3.44	3.54				-5.94	
2.T.		0	1.72	1.72	1.77	1.77	-2.2	-3.74
Σ M.	-3.46	3.4	-12.0	12.0	-8.57	8.57	-19.6	19.66
V.L.	-4.62	9.7	-9.78	9.78	-9.78	9.78	-9.7	16.5
Δ V.	-1.35	-1.35	0.55	0.55	-1.74	-1.74	0	
V.tot.	-4.62	8.4	-11.1	10.3	-9.23	8.03	-11.5	16.5

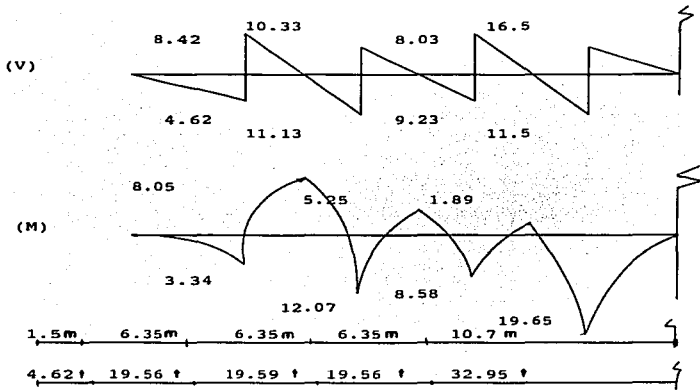


Fig. III - 13

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{2040000}{17 \times 30}} = 63$$

Cálculo del peralte

$$h = d + r = 63 + 3 = 66$$

Área de acero.

$$A_s = \frac{2042000}{(200 \times 0.89 \times 63) \times 6 \text{ vars. } 3/4'' @ 10 \text{ cm.}} = 18.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{1207000}{(2000 \times 0.89 \times 63) \times 3 \text{ vars. } 3/4'' @ 15 \text{ cm.}} = 10.73 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{1965000}{(2000 \times 0.89 \times 63) \times 3 \text{ vars. } 3/4'' @ 15 \text{ cm.}} = 17.52 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ vars. } 3/4'' @ 15 \text{ cm.}$$

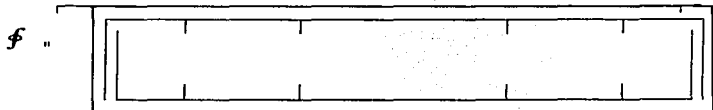
Esfuerzo cortante.

$$v = \frac{V_{\text{máx}}}{B d} = \frac{16475}{30 \times 66} = 8.32 \text{ Kg / cm}^2$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{f' c} \times (bd) = (0.5 \times 0.85 \times 250 \times (30 \times 66)) = 13.305 \text{ Kg/cm}^2$$

$$13.305 \text{ Kg/cm}^2 \geq 8.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\# 3 @ 10 \quad \# 3 @ 15 \quad 5 \# 3 @ 15 \quad 3 \# @ 10 \quad \# 3 @ 10$$



$$2\#3@15 \quad \#3@15 \quad 5 \# 3@15 \quad \# 3 @ 15 \quad 2\#3@15$$

Fig. III - 14

Se necesitan estribos por cálculo

Los estribos toman :

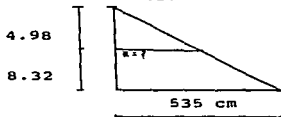
$$T = \frac{(b \times z \times m)}{2} = \frac{(30 \times 200.32 \times 4.98)}{2} = 14936.9$$

Con estribos de 1/4"

$$t = 2 * 0.32 * 0.75 * 2000 = 960$$

$$\text{No. de varillas} = \frac{T}{t} = \frac{14936.9}{960} = 16 \text{ estribos de } 1/4''$$

$$\frac{z}{535} = \frac{4.98}{13.3}, \quad z = 200.32$$



a) Estribos del No. 2.5

$$av = 0.32 \quad fv = 2300$$

$$S = \frac{(2avfvd)}{v'} = \frac{(2 * 0.32 * 2300 * 66 * 0.85)}{v'} = 78825.6$$

$$S = \frac{78825.6}{v'}$$

$$\text{Separación máxima} = \frac{d}{2} = \frac{63}{2} = 31.5 \text{ cm}$$

Condición sísmica

Separación máxima $d/4 = 15.75 \text{ cm}$

$$S = \frac{(1.414 \text{ as } fy \text{ d})}{v'} = \frac{(1.414 * 0.85 * 1.99 * 4000 * 63)}{v'}$$

$$S = \frac{662728.81}{v'}$$

Separación máxima a la cual ponemos las barras dobladas

$$S \text{ máx} = (3 / 4) d = 47.25$$

Momento Resistente de varillas

$$M_r = 0.9 * 2.85 * 4000 * (63 - 7.22) = 623602.8 \text{ Kg / cm}$$

de una varilla del número 6

$$M_r = 0.9 * 5.07 * 4000 * (63 - 7.229) = 1109353 \text{ Kg / cm}$$

de una varilla del número 8 a 34 cm

$$V' = V - V_c = 16.475 - 13.305 = 3170 \text{ Kg}$$

$$\text{Separación de varillas} = \frac{78825}{3170} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Separación de varillas sísmica} = \frac{602728.81}{4209} = 14.32 \text{ cm}$$

rige 25 cm

Adherencia : ϕ = perímetro de varilla
 γ = diámetro en pulg.

$$u = \frac{V}{\sum \phi j d} = \frac{16475}{(6 * 6 * 0.89 * 63)} = 8.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{barras altas } Uu = \frac{(1.78) \sqrt{(250)}}{\gamma''} \leq 39.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Uu = \frac{(1.78) 250}{(3/4)''} = 37.52 \leq 39.4 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{correcto}$$

$$\text{barras bajas } Uu = \frac{(2.52) 250}{(3/4)''} = 53.12 \leq 56.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Longitud de anclaje} = \frac{\gamma f_s}{4Uu} = \frac{(3/4)'' (2000)}{(4 * 37.52)} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de desarrollo} = \frac{0.075 \gamma f_y}{250} = 0.0045 \gamma f_y$$

$$\text{Longitud de anclaje} = \frac{0.075 * 0.75 * 4000}{\sqrt{250}} = 14.23$$

$$14.23 \geq 0.0045 * 0.75 * 4000 = 13.5 \quad \text{correcto.}$$

$$\text{Gancho estandar} \quad r = 3\gamma = 2.25$$

$$\text{Longitud de apoyo} = \frac{\text{Reacción}}{(0.7 * F_{ap} * b)} = \frac{28001}{(0.7 * 148.75 * 30)} = 8.96 \text{ cm}$$

$$F_{ap} = 0.85 * 0.7 * 250 = 148.75$$

Cálculo de Nervaduras (Azotea).

F.D.	0.0	1.0	0.50	0.50	0.50	0.50	0.37	0.63
M. E.	-3.89	11.6	-11.6	11.6	-11.6	11.6	-11.6	31.2
	-7.75	0.0		0.0		-19.56		
1.D.	-7.75	0.0	0.0	0.0	-7.28	-12.3		
1.T.	0.0	-3.87	0.0	0.0	-3.64	0.0	6.14	
	0.0	3.87	3.64	-6.14				
2.D.			1.94	1.94	1.82	1.82	-2.28	-3.85
Σ M.	-3.89	3.8	-13.6	13.6	-9.82	9.82	-21.2	21.2
V.L.	5.2	11	11	11	-11	11	-11	17.5
Δ V.		1.53	-1.5	0.6	0.6	-1.8	-1.8	0.0
v. tot.	5.2	9.47	-12.5	11.6	10.4	9.20	-12.8	17.5

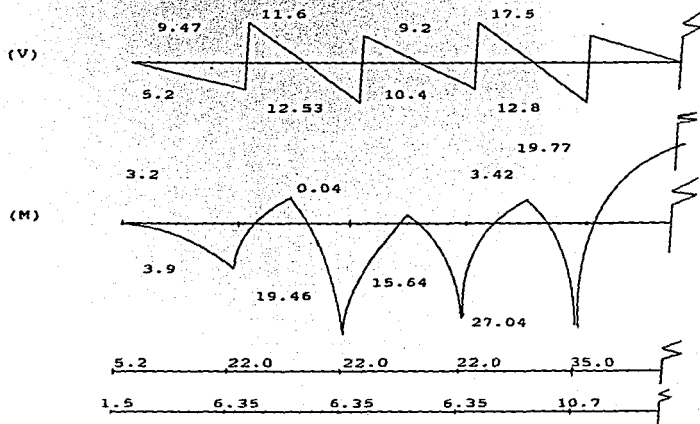


Fig. III - 15

Cálculo del peralte

$b = 30 \text{ cm}$

$$d = \frac{\sqrt{M \text{ máx.}}}{Q b} = \frac{\sqrt{2704100}}{17 \cdot 30} = 72.8$$

$h = d + r = 73 + 3 = 76 \text{ cm}$

Área de acero.

$$A_s = \frac{2704100}{(2000 \cdot 0.89 \cdot 73)} = 20.8 \text{ cm}^2$$

7 vars de 3/4" ϕ @ 20 cm

$$A_s = \frac{1946000}{(2000 \cdot 0.89 \cdot 73)} = 15.0 \text{ cm}^2$$

5 vars de 3/4" ϕ @ 20 cm

$$A_s = \frac{1977000}{(2000 \cdot 0.89 \cdot 73)} = 15.2 \text{ cm}^2$$

5 vars de 3/4" ϕ @ 20 cm

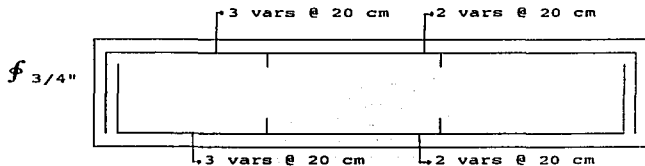


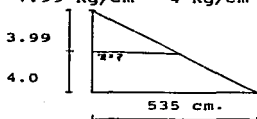
Fig. III-16

Revisión de esfuerzo cortante.

$$v = 17500 \text{ Kg} / (30 \times 73) = 7.99 \text{ Kg/cm}$$

$$v = \frac{V_{\text{máx.}}}{B d} = \frac{17500}{30 \times 73} = 7.99 \text{ Kg/cm}^2$$

El concreto toma 4 Kg/cm²
7.99 Kg/cm² - 4 Kg/cm² = 4 Kg/cm² toman los estribos



$$\frac{z}{535} = \frac{3.99}{8.00} \quad z = 267.50 \text{ cm}$$

$$T = \frac{(b \times z \times m)}{2} = \frac{(30 \times 4.0 \times 267.5)}{2} = 16050 \text{ Kg}$$

Con estribos de 5 / 16" y

$$t = 2 \times 0.49 \times 0.75 \times 2000 = 1470 \text{ kg}$$

$$\text{No de varillas} = \frac{T}{t} = \frac{14963}{960} = 11 \text{ estribos de } 5 / 16''$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{f' c} (bd) = (0.5 \times 0.85 \times \sqrt{250 \times (30 \times 73)}) = 14716.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Estribos del No 2.5} \quad a_v = 0.49 \quad f_v = 2300 \text{ Kg}$$

$$S = \frac{(2 a_v f_v d)}{v'} = \frac{(2 \times 0.49 \times 2300 \times 73 \times 0.85)}{v'} = \frac{139860.7}{v'}$$

Separación máxima a la cual ponemos las barras dobladas

$$S_{\text{máx.}} = (3/4)d = 55 \text{ cm}$$

Momento Resistente de varillas

$$M_r = 0.9 * 2.85 * 4000 * (73 - 4.5) = 743850 \text{ Kg/cm}$$

de una varilla del número 6

$$M_r = 0.9 * 1.98 * 4000 * (73 - 4.5) = 516780 \text{ Kg/cm}$$

de una varilla del número 5

a 73 cm

$$V' = V - V_c = 17500 - 14716.45 \text{ Kg} = 2783.55 \text{ Kg}$$

$$\text{Separación de varillas} = \frac{139860.7}{2783.55} = 50 \text{ cm}$$

Adherencia :

$$\text{barras altas} = U_u = 37.52 \leq 39.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{barras bajas } U_u = \frac{(2.52) \cdot 250}{(3/4)''} = 53.12 \leq 56.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Longitud de anclaje} = \frac{f_s (3/4)''}{4U_u} = \frac{(2000)}{(4 * 37.52)} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de desarrollo} = \frac{0.075 * 0.75 * 4000}{\sqrt{250}} = 14.23 \geq 13.5 \text{ correcto}$$

$$\text{long.de apoyo} = \frac{\text{Reacción}}{(0.7)F_{ap} * b} = \frac{30300}{(0.7 * 148.75 * 30)} = 9.7 \text{ cm}$$

A continuación analizaremos los pórticos formados por las vigas principales ejes (1,2,3,4'), cuya carga ya conocemos, y los pórticos de los ejes (A,B,C,D,D',D'',E,F,G,H), con sus cargas correspondientes a las reacciones de las nervaduras.

Los ejes colindantes tienen, además, una carga uniformemente repartida por efecto de los muros.

Veamos los diafragmas de cargas.

A	B	C	D	E
20.85 T	20.85 T	20.85 T	25.14 T	
20.95 T	20.95 T	20.95 T	25.46 T	
20.95 T	20.95 T	20.95 T	25.46 T	
20.95 T	20.95 T	20.95 T	25.46 T	
20.95 T	20.95 T	20.95 T	25.46 T	
20.95 T	20.95 T	20.95 T	25.46 T	

EJE 3

A	B	C	D	E
20.85 T	20.85 T	20.85 T	25.14 T	
20.95 T	20.95 T	20.95 T	25.46 T	
20.95 T	20.95 T	20.95 T	25.46 T	
20.95 T	20.95 T	20.95 T	25.46 T	
20.95 T	20.95 T	20.95 T	25.46 T	
20.95 T	20.95 T	20.95 T	25.46 T	

EJE 2

Fig. III-17

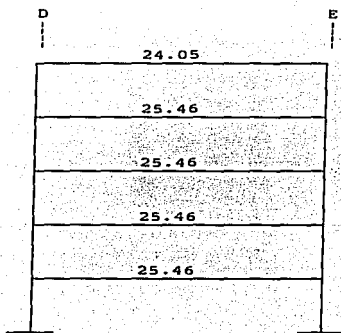
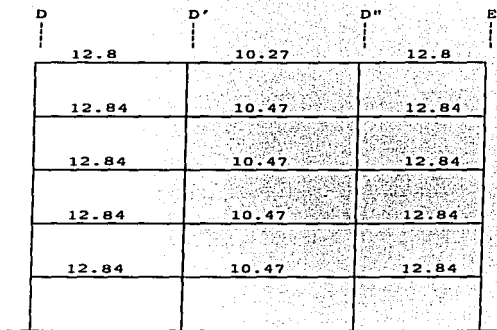


Diagrama de carga muerta
más carga viva.

EJE 1



EJE 4'
Fig. III-17

Diagrama de cargas correspondientes a las reacciones de las nervaduras.

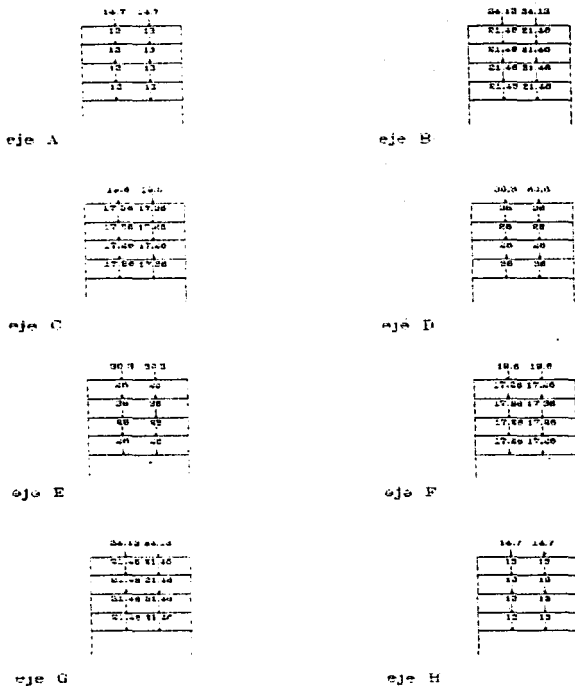


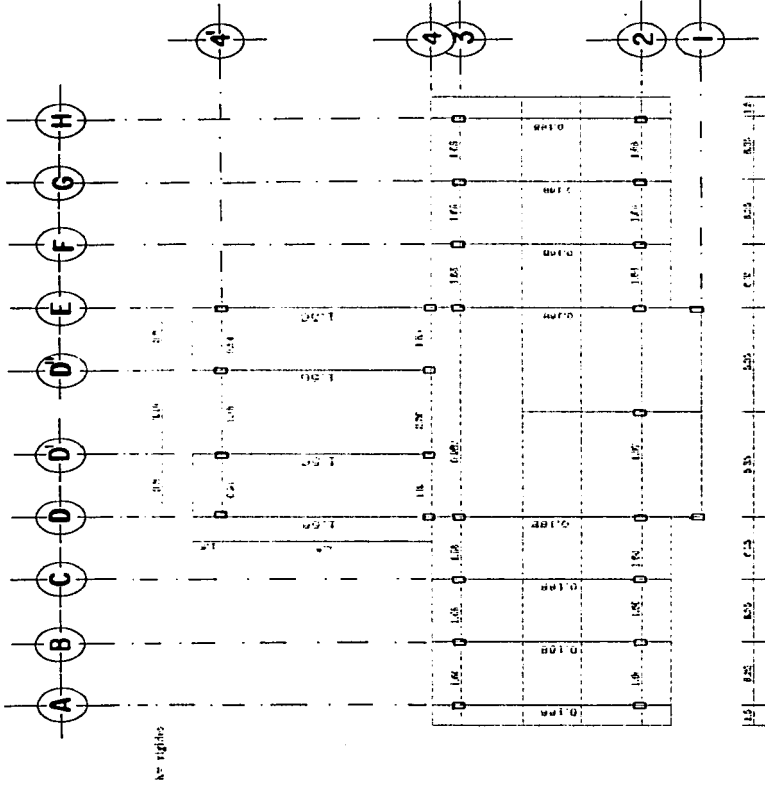
Fig. III - 17

Para que el cálculo de estas vigas sea correcto, es necesario tomar continuidad en el sentido de la viga y también en las columnas, tomando las secciones que se requiere, lo cual se basan en las exigencias del proyecto, cómo las secciones varían en realidad el cálculo es aceptable, manteniéndose cierta relación entre ellas.

Trabes (Eje)	Sección (décim.)	$I=(bh^3)/12$	L (décim.)	$K=I/L$
1	2*14	457.33	107	4.27
2,3	3*7.5	105.46	63.5	1.66
4	2*7.5	70.31	107	0.65
4'	2*6	36	107	0.33
A,B,C,D	9*3	20.25	120	0.1687
D	2*7.5	70.31	45	1.56
D'	3*7.5	105.468	122	0.86

Para las columnas es necesario calcular el momento de inercia en los dos sentidos.

Sección	I (eje Núm)	I (eje letra)	K (letras)	K (números)
0.6*0.8	256	144	3.79	6.73
0.5*0.6	90	62.5	2.36	1.645
25*50	26.04	6.51	0.68	0.17
25*60	45	7.81	1.184	0.205
80*50	83.33	213.33	5.61	2.19



Anotamos las rigideces en los diagramas

	②	①	③	④	①
	1.56	0.81	0.168	0.82	
1.16	0.88	2.36	2.36	3.78	
1.56	0.81	0.168	0.82		
1.18	0.88	2.36	2.36	3.78	
1.56	0.81	0.168	0.82		
1.18	0.88	2.36	2.36	3.78	
1.56	0.81	0.168	0.82		
1.18	0.88	2.36	2.36	3.78	
1.56	0.81	0.168	0.82		
1.18	0.88	2.36	2.36	3.78	

Fig. III-18

EJE D

Calcularemos la rigidez de los nodos y la suma de datos en cada nivel, por la fórmula.

$$K_{nodo} = K_{columna} \frac{K_{nudo}}{K_{columna} + K_{nudo}}$$

	②	①	③	④	①
0.67	0.53	0.49	0.69	0.87	3.36
0.47	0.43	0.405	0.408	0.389	1.96
0.47	0.43	0.405	0.408	0.389	1.96
0.47	0.43	0.405	0.408	0.389	1.96
0.47	0.43	0.405	0.408	0.389	1.96

EJE D

Fig. III - 19

Anotamos las rigideces en los diagramas.

	0.1087	
2.38	0.1087	2.38
5.81	0.1087	5.81
6.61	0.1087	6.61
5.81	0.1087	5.81
5.81	0.1087	5.81

EJE A.B.C.

Fig. III - 20

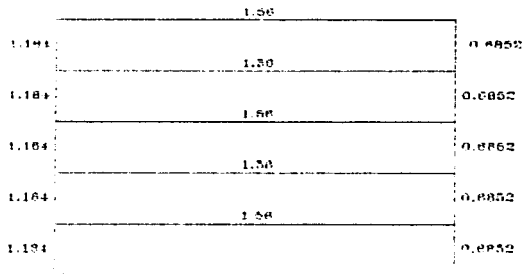
Calculamos la rigideces de los nodos y la suma de éstos en cada nivel, por la fórmula:

$$K_{\text{Nodo}} = K_{\text{poste}} \frac{K_{\text{vigas}}}{K_{\text{vigas}} + K_{\text{poste}}}$$

	0.1087	0.157	0.314
	0.116	0.116	0.232
	0.083	0.083	0.1662
	0.083	0.083	0.1662
	0.083	0.083	0.1662

Fig. III-21

Anotamos las rigideces en los diagramas.



ENT A.B.C.

Fig. III-22

Calculamos la rigidez de los nodos y la suma de fijos en cada nivel, por la fórmula:

$$K_{\text{nodo}} = K_{\text{columna}} \frac{K_{\text{vigas}}}{K_{\text{vigas}} + K_{\text{columna}}}$$

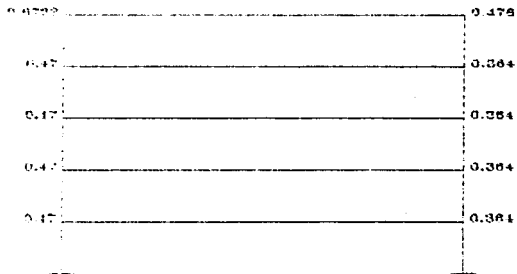
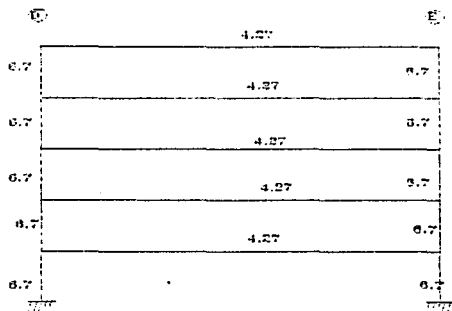


Fig. III-25

Anotamos las rigideces en los diagramas.



EJE 1

Fig. III - 24

Calculamos la rigideces de los nodos y la suma de éstos en cada nivel, por la fórmula:

$$K_{\text{Nodo}} = K_{\text{poste}} \frac{K_{\text{vigas}}}{N_{\text{vigas}} + K_{\text{poste}}}$$

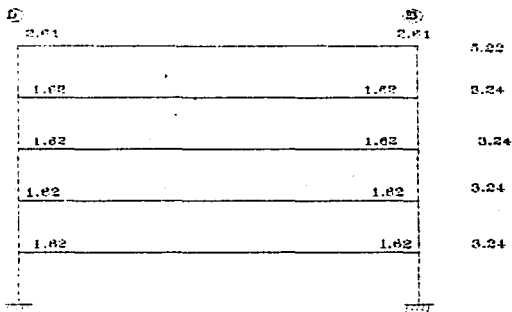


Fig. III - 25

Anotamos las rigideces en los diagramas

	A	B	C	D	E	F	G	H
	1.50	1.00	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	
1.045	1.045	1.045	1.045	1.045	1.045	1.045	1.045	
	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	
2.10	2.10	2.10	1.045	1.045	2.10	2.10	2.10	
	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	
2.10	2.10	2.10	1.045	1.045	1.00	1.00	1.00	
	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	
2.10	2.10	2.10	1.045	1.045	1.00	1.00	1.00	
	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	
2.10	2.10	2.10	1.045	1.045	2.10	2.10	2.10	

Fig. III - 26

Calculamos la rigidez de los nodos y la suma de éstos en cada nivel, por la fórmula:

$$K_{nodo} = K_{poste} = \frac{K_{columna}}{K_{columna} + K_{poste}}$$

	A	B	C	D	E	F	G	H
0.043	1.00	1.00	1.01	1.01	1.02	1.02	0.94	2.100
0.00	1.01	1.01	0.73	0.73	1.01	1.01	0.88	6.802
0.03	0.94	0.94	0.73	0.73	0.94	0.94	0.0	4.04
								4.54
								4.54

eje Z y Z

Fig. III - 27

Anclamos las rigideces en los diagramas.

	B	D	F	E
	1.36	2.22	1.36	
0.171	0.171	0.171	0.171	0.171
	1.85	2.28	1.85	
0.171	0.171	0.171	0.171	0.171
	1.85	2.28	1.85	
0.171	0.171	0.171	0.171	0.171
	1.85	2.28	1.85	
0.171	0.171	0.171	0.171	0.171
	1.85	2.28	1.85	
0.171	0.171	0.171	0.171	0.171

Fig. III-28

Calculamos la rigideces de los nodos y la suma de éstos en cada nivel, por la fórmula:

$$K_{\text{nodo}} = K_{\text{poste}} \frac{K_{\text{dgo}}}{K_{\text{dgo}} + K_{\text{poste}}}$$

	B	D	F	E	
	0.1585	0.184	0.184	0.1585	0.6410
0.1443	0.167	0.167	0.167	0.1443	0.60
					0.60
					0.60
					0.60

Fig. III-29

Anotamos las rigideces en los diagramas.

	D		D		D		D
		0.205		1.18		0.947	
0.205	0.947	0.205		1.18		0.947	0.205
0.205	0.947	0.205		1.18		0.947	0.205
0.205	0.947	0.205		1.18		0.947	0.205
0.205	0.947	0.205		1.18		0.947	0.205
0.205	0.947	0.205		1.18		0.947	0.205
0.205	0.947	0.205		1.18		0.947	0.205

Fig. III-30

Calculamos la rigidez de los nodos y la suma de éstos en cada nivel por la fórmula:

$$K_{nudo} = \frac{K_{1-2} + K_{2-3}}{K_{1-2} + K_{2-3}}$$

D	D	D	D	
0.1925	0.1669	0.1868	0.1665	0.71
0.143	0.171	0.171	0.143	0.83
				0.63
				0.63
				0.63

Los siguientes pasos que nos llevan al desarrollo completo del problema, son idénticos a los que ya se han visto en ejercicios anteriores, únicamente tomaremos la obtención de los factores de distribución en la suma de postes (superior más inferior).

ejemplo: para la viga del eje 2.3 nivel 5 (azotea) eje A $K_p \text{ superior} = 0$ $K_p \text{ inferior} = -1.64$	Viga derecha $K_{ps} = 0$ $K_{pi} = 1.66$
$\frac{1.64}{1.64 + 1.66} = 0.496$	$\frac{1.66}{1.66 + 1.64} = 0.5$

Además tomaremos que el momento en postes lo repartimos de acuerdo a su factor de distribución (F.D.), en superior e inferior.

El valor que aparece en el poste superior y en el inferior (s,i), son el resultado de multiplicar el momento en poste por su factor de distribución.

Y con la carga correspondiente, donde se analizó los pórticos formados por las vigas principales Fig. (III- 17), cuya carga ya se conoce, y los pórticos de los ejes (A,B,C,D,E), con sus cargas correspondientes a las reacciones de las nervaduras.

Se analizará las vigas para azotea y entrepisos, obteniéndose diagrama de Corte y Momento.

datos que después se necesitaran para el desarrollo del análisis Sísmico " Método Estático "

Viga Eje 2,3 Nivel 5 (azotea)

corfe

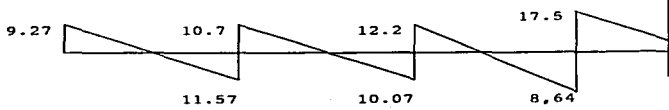
M.e.
W₁₂/12

6.35 m.	6.35 m.	6.35 m.	10.7 m
20.85 T	20.85 T	20.85 T	35 T
11.03 t.m	11.03 t.m	11.03 t.m	31.2

	A	V.D.	V.I.	B	V.D.	V.I.	C	V.D.	V.I.	D	V.D.
K.P.S.											
K.P.I.	1.64	1.66	1.66	1.64	1.66	1.66	1.64	1.66	1.66	1.64	0.9
F.D.	0.49	0.5	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.38	0.38	0.2
M.e.		11.0	-11.0		11.0	-11.0		11.0	-11.0		31.2
	-11.0			0			0			-20.1	
1. D.	-5.5	-5.54	0	0	0	0	0	0	-7.8	-7.77	-4.6
1. T.		0	-2.77		0	0		-3.9	0		2.3
	0			2.77			3.90			-2.3	
2. D.			0.92	0.91	0.92	1.30	1.29	1.3	-0.89	-0.88	-0.5
ΣM	-5.5	5.5	-12.8	0.91	11.9	-9.73	1.29	8.43	-19.7	-8.6	28.4
P.S	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P.I.	-5.5			0.91			1.29			-8.6	
V.L.		10.4	10.4		10.4	10.4		10.4	10.4		17.5
ΔV		-1.15	1.15		0.35	-0.35		1.78	-1.78		0.0
V. T.		9.27	11.5		10.7	10.7		12.2	8.64		17.5

Diagrama de cortante.

corfe



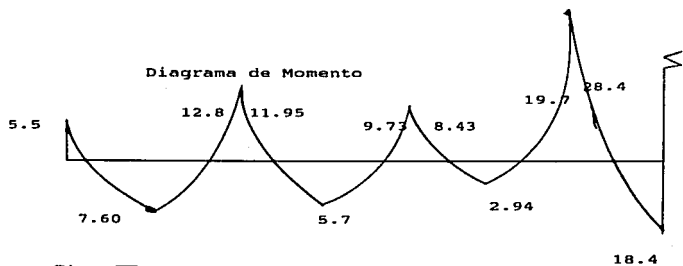


Fig. III-32

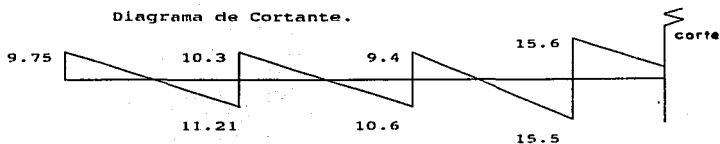
Viga Eje 2,3 Nivel 4 (entrepiso)

corde

	6.35 m.	6.35 m.	6.35 m.	10.7 m
	20.96 T	20.96 T	20.96 T	31.2
M.e. Wl/12	11.10	11.10	11.10	27.8

	A	V.D.	V.I.	B	V.D.	V.I.	C	V.D.	V.I.	D	V.D.
K.P.S.	1.64			1.64			1.64			1.64	
K.P.I.	2.19	1.66	1.66	2.19	1.66	1.66	2.19	1.66	1.66	2.19	0.9
F.D.	0.68	0.32	0.23	0.53	0.23	0.23	0.53	0.23	0.28	0.55	0.1
M.e.		11.1	-11.1		11.1	-11.1		11.1	-11.1		27.8
	-11.1			0			0			-16.7	
1. D.	-7.7	-3.35	0	0	0	0	0	0	-4.68	-9.28	-2.7
1. T.		0	-1.67		0	0		-2.34	0		1.3
	0			1.67			2.34			-1.38	
2. D.			0.38	0.89	0.38	0.54	1.25	0.54	-0.38	-0.76	-0.2
ΣM	-7.75	7.75	-12.3	0.89	11.5	-10.5	1.25	9.3	-16.1	-10.	26.2
P.S	3.28	-	-	0.38	-	-	0.53	-	-	5.0	-
P.I.	4.36			0.51			0.71			5.0	
V.L.		10.4	10.4		10.4	10.4		10.4	10.4		15.6
ΔV		-0.73	0.73		-0.14	0.14		-1.08	1.08		0.0
V. T.		9.75	11.2		10.3	10.6		9.4	11.5		15.6

Diagrama de Cortante.



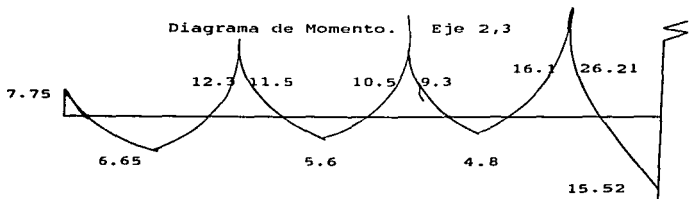


Fig. III - 33

Viga eje 1 nivel (entrepiso).

$$V_e = \frac{M_l}{L} = 32.74$$

	0	Viga der.	Viga izq.	3
K de parte sup.	8.756			8.756
K de parte inf. y Viga	8.756	4.27	4.27	8.756
FE	0.752	0.2408	0.2408	0.752
Me				
Io D	-17.26	-6.47	3.47	17.26
Io T		0.73	-0.73	
So P	-0.09%	-0.6508	0.6108	0.09%
EM	-19.33	19.33	-19.33	19.33
M col. sup.	0.00			0.00
M col. inf.	0.00			0.00
VI		10.57	10.57	
ΔV		0	0	
VT		14.76	14.76	

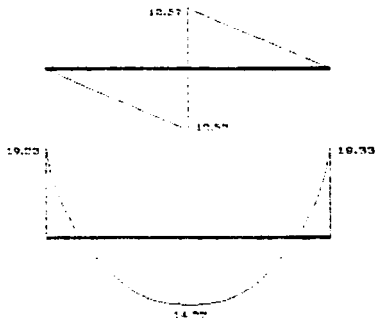


Fig. III - 35

Viga eje 4 (ENTREPISO)

MOM = $\frac{wL^2}{12}$	3.8 m			3.2 m			3.8 m		
	0.16 TON			0.14 TON			0.16 TON		
	2.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Deflection	0.171	0.171	0.171	0.171	0.171	0.171	0.171	0.171	0.171
Reaction	0.150	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.150
Moment	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Shear	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Rotation	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Displacement	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperature	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Settlement	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Other	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

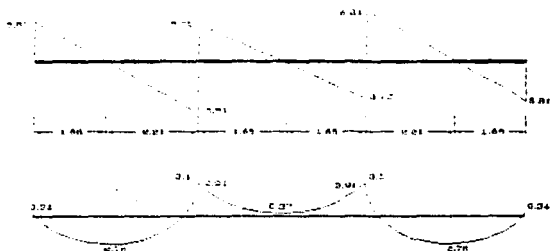


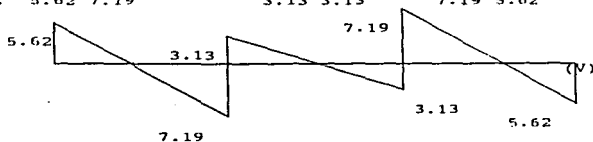
Fig. III - 37

Viga Eje 4' (azotea)

3.80	3.1	3.8
12.82	6.27	12.82
4.06	1.62	4.06

M empotr.

	D	V.D	V.I.	D'	V.I.	V.D.	D"	V.D.	V.I.	E
K Pos.S										
K Pos.I	0.20	0.95	0.95	0.20	1.16	1.16	0.20	0.95	0.95	0.20
F.D.	0.17	0.82	0.41	0.09	0.50	0.50	0.09	0.41	0.82	0.17
Me.		4.06	4.06		1.62	1.62		4.06	4.06	
		-4.06		2.44			-2.44		4.06	
1 D	-0.72	-3.37	1.00	0.21	1.22	-1.22	-0.21	-1.00	3.37	0.72
1 T		0.50	-1.67		-0.61	0.61		1.67	-0.50	
		-0.50		2.28			-2.28		0.50	
2 D	-0.08	-0.41	0.93	0.20	1.14	-1.14	-0.20	-0.93	0.41	0.08
Σ M	-0.81	0.81	-3.79	0.41	3.37	-3.37	-0.41	3.79	-0.81	0.81
M.COI.S										
M.COI.I.	0.81			0.41			0.41			0.81
VL		6.41	6.41		3.13	3.13		6.41	6.41	
ΔV		-0.78	0.78		0	0		0.78	-0.78	
V. Est.	5.62	7.19			3.13	3.13		7.19	5.62	



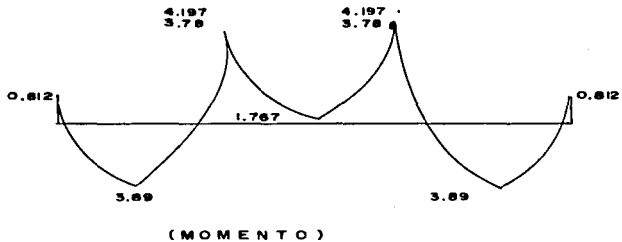
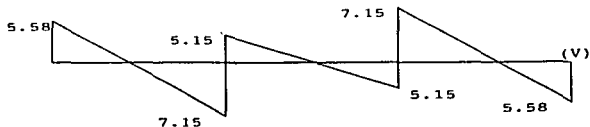


Fig. III - 38

Viga Eje 4' (entrepiso)

		3.80			3.1			3.8		
		12.74			10.3			12.74		
M empotr.		4.03			2.67			4.03		
	D	V.D	V.I.	D'	V.I.	V.D.	D''	V.D.	V.I.	E
K Pos.S	0.20			0.20			0.20			0.20
K Pos.I	0.20	0.95	0.95	0.20	1.16	1.16	0.20	0.95	0.95	0.20
F.D.	0.30	0.69	0.37	0.16	0.46	0.46	0.16	0.37	0.69	0.30
Me.		4.03-0.40			2.67-2.67			4.03-4.03		
		-0.40		1.36			-1.36		4.03	
1 D	-1.21	-2.81	0.51	0.22	0.62	-0.62	-0.22	-0.51	2.81	1.21
1 T		0.25	-1.40		-0.31	0.31		1.40	-0.25	
		-0.25		1.71			-1.71		0.255	
2 D	-0.07	-0.17	0.64	0.28	0.79	-0.79	-0.28	-0.64	0.17	0.07
Σ M	-1.29	1.29	-4.28	0.5	3.77	3.77	-0.50	4.28	-1.29	1.29
M.Col.S	0.64			0.25			0.25			0.65
M.Col.I.	0.64			0.25			0.25			0.65
VL		6.37	6.37		5.15	5.15		6.37	6.37	
ΔV		-0.78	0.78		0	0		0.78	-0.78	
V. tot.	5.58	5.58			5.15	5.15		7.15	5.59	



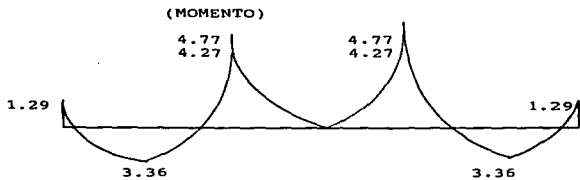
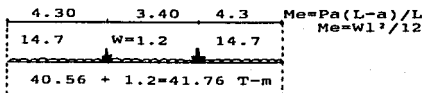


Fig. III - 39

Viga Eje A nivel (azotea).



M empotr.

	2	Vd	Vi	3
K pos.S				
K pos.I	2.36	0.168	0.168	2.36
F.D.	0.93	0.068	0.068	0.93
M.E.		41.76	-41.76	
		-41.76	41.76	
1 D	-38.97	-2.78	2.78	38.97
1 T		1.39	-1.39	
		-1.39	1.39	
2 D	-1.30	-0.09	0.09	1.30
ΣM	-40.28	40.28	-40.28	40.28
Col.S.	-			-
Col.I.	1.3			1.3
VL		15.3	15.3	
Δv		0.0	0.0	
V Tot.		15.3	15.3	

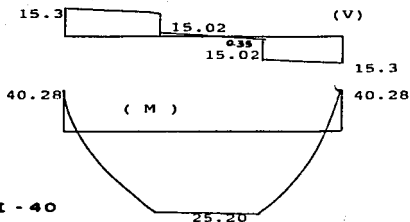
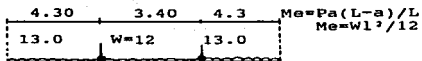


Fig. III - 40

Viga Eje A nivel (Entrepiso).



M empotr.

$$35.86 + 12=47.87 \text{ T-m}$$

	2	Vd	vi	3
K pos.S	2.36			2.36
K pos.I	5.61	0.168	0.168	5.61
F.D.	0.97	0.02	0.02	0.97
M.E.		-47.87	47.87	
		-47.87	47.87	
1 D	-46.87	-0.95	0.95	46.87
1 T		0.47	-0.47	
		-0.47	0.47	
2 D	-0.47	-0.09	0.09	0.47
ΣM	-47.33	47.33	-47.33	47.33
Col.S.	14.05			14.05
Col.I.	33.31			33.31
VL		19.0	19.0	
ΔV		0.0	0.0	
V Tot.		19.0	19.0	

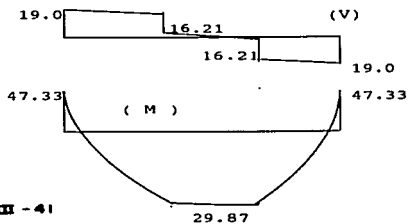
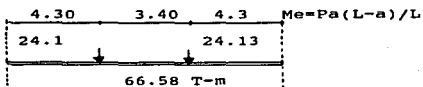


Fig. III-41

Viga Eje B nivel (azotea).



M empotr.

	2	Vd	Vi	3
K pos.S				
K pos.I	2.36	0.168	0.168	2.36
F.D.	0.93	0.068	0.068	0.93
M.E.		66.58	-66.58	
		-66.58	66.58	
1 D	-62.11	-4.52	4.52	62.11
1 T		2.26	-2.26	
		-2.26	2.26	
2 D	-2.11	-0.15	0.15	2.11
ΣM	-64.23	64.20	-64.20	64.23
Col.S.	-			-
Col.I.	64.23			64.23
VL		24.1	24.1	
AV		0.0	0.0	
V Tot.		24.1	24.1	

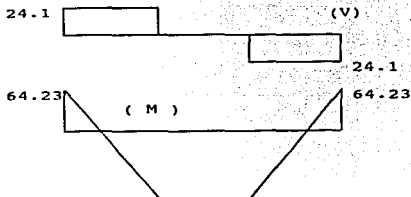
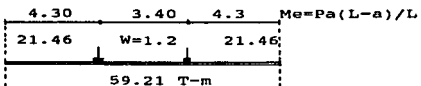


Fig. III - 42

39.52

Viga Eje B nivel (entrepiso).



M empotr.

	2	Vd	Vi	3
K pos.S	2.36			2.36
K pos.I	5.61	0.168	0.168	5.61
F.D.	0.97	0.020	0.020	0.97
M.E.		59.21	-59.21	
	-59.21		59.21	
1 D	-57.96	-1.18	1.18	57.96
1 T		0.59	-0.59	
	-0.59		0.59	
2 D	-0.57	-0.01	0.01	0.57
ΣM	-58.54	58.60	-58.60	58.54
Col.S.	17.52			17.52
Col.I.	41.2			41.20
VL		21.46	21.46	
ΔV		0.0	0.0	
V Tot.		21.46	21.46	

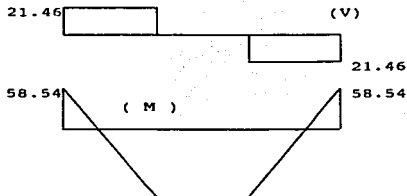
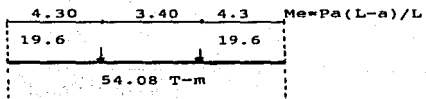


Fig. III - 43

Viga Eje C nivel (azotea).



M empotr.

	2	Vd	Vi	3
K pos.S				
K pos.I	2.36	0.168	0.168	2.36
F.D.	0.93	0.068	0.068	0.93
M.E.		54.08	-54.08	
		-54.08	54.08	
1 D	-50.45	-3.67	3.67	50.45
1 T		1.83	-1.83	
		-1.83	1.83	
2 D	-1.71	-0.12	0.12	1.71
ΣM	-52.17	52.17	-52.17	52.17
Col.S.	-			-
Col.I.	52.17			52.17
VL		19.6	19.6	
Δv		0.0	0.0	
V Tot.		19.6	19.6	

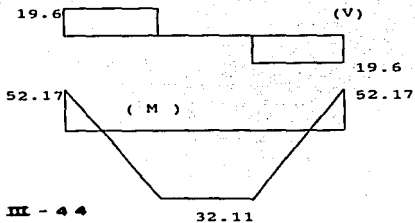


Fig. III - 44

32.11

Viga Eje C nivel (entrepiso).

4.30 3.40 4.3 Me=Pa(L-a)/L

17.26 17.26

M empotr.

47.62 T-m

	2	Vd	Vl	3
K pos.S	2.36			2.36
K pos.I	5.61	0.168	0.168	5.61
F.D.	0.97	0.020	0.020	0.97
M.E.		47.62	-47.62	
		-47.62	47.62	
1 D	-46.62	-0.95	0.95	46.62
1 T		0.47	-0.47	
		-0.47	0.47	
2 D	-0.46	-0.01	0.01	0.46
Σ M	-47.08	47.12	-47.12	47.08
Col.S.	13.94			13.94
Col.I.	33.14			33.14
VL		17.26	17.26	
ΔV		0.0	0.0	
V Tot.		17.26	17.26	

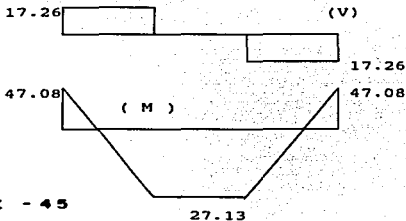
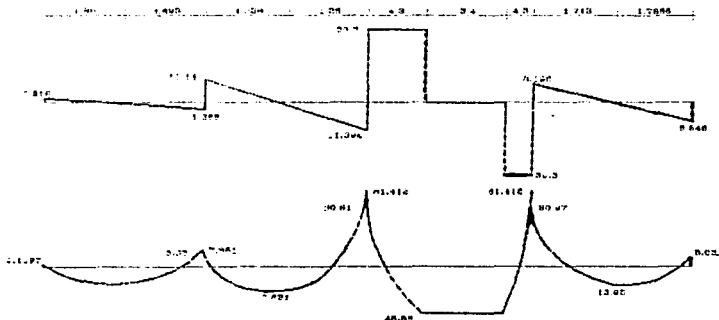


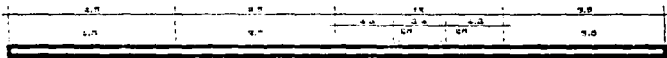
Fig. III - 45

Viga eje D (Azotea)

Cm	0.0			1.0			2.0			3.0		
	0.45	0.90	1.35	1.80	2.25	2.70	3.15	3.60	4.05	4.50	4.95	5.40
	C 100			C 100			C 100			C 100		
	Viga	Viga	Viga	Viga	Viga	Viga	Viga	Viga	Viga	Viga	Viga	Viga
	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
0												
1	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
2	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
3	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
4	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
5	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
6	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
7	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
8	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
9	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
10	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
11	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
12	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
13	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
14	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
15	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
16	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
17	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
18	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
19	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
20	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
21	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
22	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
23	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
24	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
25	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
26	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
27	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
28	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
29	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
30	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
31	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
32	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
33	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
34	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
35	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
36	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
37	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
38	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
39	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
40	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
41	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
42	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
43	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
44	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
45	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
46	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
47	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
48	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
49	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504
50	0.042	0.084	0.126	0.168	0.210	0.252	0.294	0.336	0.378	0.420	0.462	0.504



WAVELENGTHS



ME = 10
10

	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
A	1.18	1.19	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	1.30
B	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20	0.21	0.22
C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
F	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
H	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
J	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
K	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
L	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
M	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
O	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
R	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
S	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
U	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
V	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
W	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
X	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Z	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

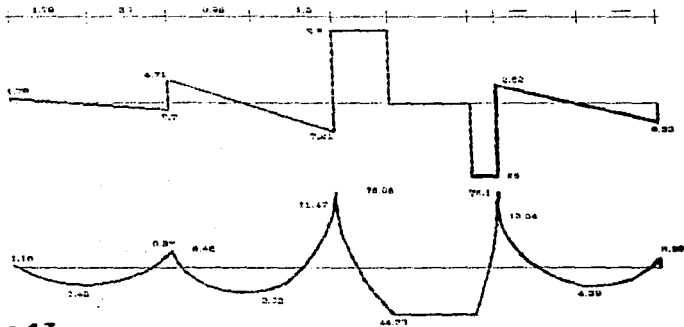


Fig. III - 47

SISMO.

Empleamos la notación dada por el reglamento de construcciones del D.F.

Para calcular las fuerzas que intervienen en el complejo mecánico de un sismo, se tomará tipo I.

Para la distribución de esfuerzos, vamos a utilizar el "método Estático" artículo 273 del reglamento de construcciones del D.F.

Definición del espectro de diseño:

— Zona metropolitana.

— Suelos firmes Tipo I.

— Hospital: Factor de importancia 1.5

— Marco dúctil de concreto reforzado. $Q=4$

"La fuerza en cada nivel es igual al coeficiente por el peso total del edificio, multiplicado por el peso del nivel, por la altura de ese nivel, dividido por la suma de los pesos de los niveles, por su alturas."

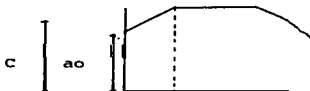
$$a_0 = 0.04 * 1.5 = 0.06$$

$$c = 0.16 * 1.5 = 0.24$$

$$T_a = 0.2$$

$$t_b = 0.6$$

$$r = 0.5$$



$$C/Q = 0.24/4 = 0.06 = a_0.$$

$$V_i = (c/Q) \sum W_i = [(7.78.187 * 4) + (771.348)] = 233.046$$

NIVEL	W_i	H_i	$W_i H_i$	a_i	$F_i = a_i W_i$	$V_i = \sum F_i$	$0.8 V_i$
5	771.35	19	14655.61	0.1	77.2	77.2	61.76
4	778.18	15.2	11828.45	0.08	62.31	139.51	111.60
3	778.18	11.4	88713.3	0.06	46.73	186.24	149.0
2	778.18	7.6	5914.22	0.04	31.15	217.4	173.92
1	778.18	3.8	2957.11	0.02	15.578	232.97	186.37
Σ	3884.1		44226.73				

Grafica para la obtención de la fuerza en cada nivel

Fig. III- 48

$3884.1/44226.73 = 0.0878$
 $a_n = a_5 = 0.06 * 19 * 0.0878 = 0.1$
 $a_4 = 0.06 * 15.2 * 0.0878 = 0.08$
 $a_3 = 0.06 * 11.4 * 0.0878 = 0.06$
 $a_2 = 0.06 * 7.6 * 0.0878 = 0.04$
 $a_1 = 0.06 * 3.8 * 0.0878 = 0.02$

El empuje total se reparte en los portales proporcionalmente a la rigidez del nodo.

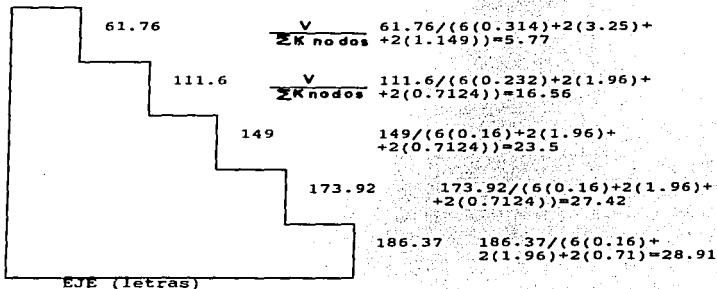
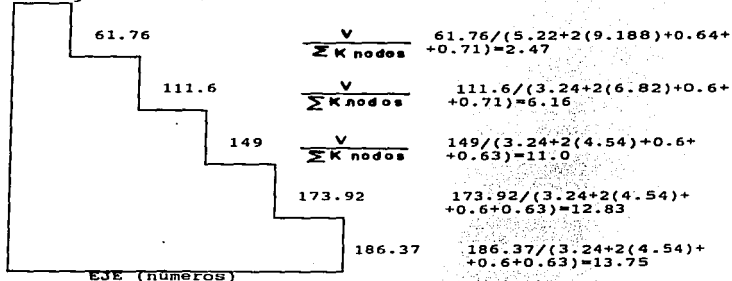


Fig. III- 4 9

Con los valores obtenidos anteriormente, calculamos los esfuerzos cortantes y flexionantes en columnas y trabes, para los diferentes marcos que tenemos con las fórmulas siguientes:

$$\text{Esfuerzo Cortante en Columna (Vc)} = \frac{V}{K \text{ nodos}} \quad (K \text{ nodos})$$

$$\text{Momento Flexionante en Columna (Mc)} = (Vc) * (\text{altura} / 2)$$

$$\text{Momento en Vigas (Mv)} = (\sum \text{de Momentos}) * (\text{Factor de distribución})$$

$$\text{Cortante en Vigas (Vv)} = (\sum \text{de Momentos}) / (\text{Longitud del Claro})$$

Eje (1-D)

nivel 5

$$Vc = 2,47 * 2,61 = 6,4 \text{ Ton.}$$

$$Mc = 6,4 * 3,8 / 2 = 12,25 \text{ Ton.m}$$

$$Mv = 12,25 \text{ Ton.m}$$

$$Vv = 12,25 / 5,35 = 2,29 \text{ Ton.}$$

nivel 4

$$Vc = 6,16 * 1,62 = 9,98 \text{ Ton.}$$

$$Mc = 9,98 * 3,8 / 2 = 18,96 \text{ Ton.m}$$

$$Mv = 18,96 + 12,25 = 31,21 \text{ Ton.m.}$$

$$Vv = 31,21 / 5,35 = 5,83 \text{ Ton.}$$

nivel 3

$$Vc = 11 * 1,62 = 17,82 \text{ Ton.}$$

$$Mc = 17,82 * 3,8 / 2 = 33,85 \text{ Ton.m.}$$

$$Mv = 33,85 + 18,96 = 52,81 \text{ ton.m.}$$

$$Vv = 52,81 / 5,35 = 9,87 \text{ Ton.}$$

1. nivel 2

$$Vc = 12,83 * 1,62 = 20,78 \text{ Ton.}$$

$$Mc = 20,78 * 3,8 / 2 = 39,49 \text{ Ton.m.}$$

$$Mv = 39,49 + 33,85 = 73,35 \text{ Ton.m.}$$

$$Vv = 73,35 / 5,35 = 13,71 \text{ Ton.}$$

nivel 1

$$Vc = 13,75 * 1,62 = 22,27 \text{ Ton.}$$

$$Mc = 22,27 * 3,8 / 2 = 42,32 \text{ Ton.m.}$$

$$Mv = 42,32 + 39,49 = 81,81 \text{ Ton.m.}$$

$$Vv = 81,81 / 5,35 = 15,3 \text{ Ton.}$$

Eje (1-E)

nivel 5

$$Vc = 6,4 \text{ ton.}$$

$$Mc = 12,25 \text{ ton.m.}$$

$$Mv = 12,25 \text{ ton.m.}$$

$$Vv = 2,29 \text{ ton}$$

nivel 4

$$Vc = 9,98 \text{ ton.}$$

$$Mc = 18,96 \text{ ton.m.}$$

$$Mv = 31,21 \text{ ton.m.}$$

$$Vv = 5,83 \text{ ton.}$$

nivel 3

$$Vc = 17,82 \text{ Ton.}$$

$$Mc = 33,85 \text{ Ton.m.}$$

$$Mv = 52,81 \text{ ton.m.}$$

$$Vv = 9,87 \text{ ton.}$$

nivel 2

$$Vc = 20,78 \text{ ton.}$$

$$Mc = 39,49 \text{ Ton.m.}$$

$$Mv = 73,35 \text{ Ton.m.}$$

$$Vv = 13,71 \text{ Ton}$$

nivel 1

$$Vc = 22,27 \text{ Ton.}$$

$$Mc = 42,32 \text{ Ton m.}$$

$$Mv = 81,81 \text{ Ton.m}$$

$$Vv = 15,3 \text{ ton.}$$

Obtenidos los datos procedemos acomodar los Momentos Flexionantes y Fuerzas Cortantes para las columnas y vigas en cada nodo analizado.

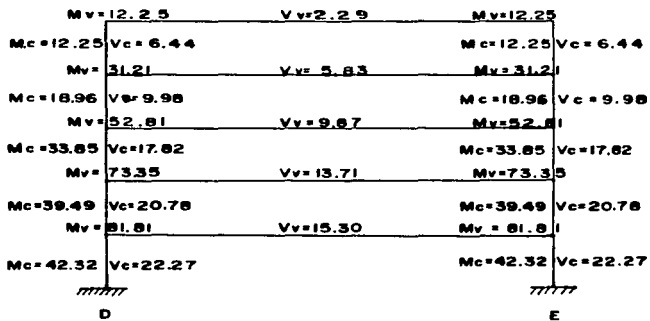
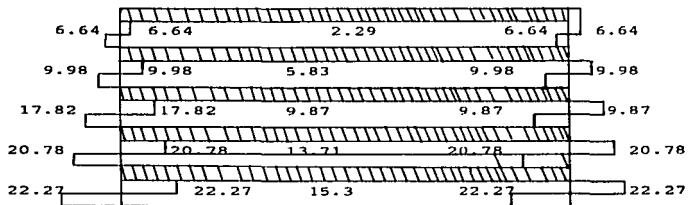


Fig. III - 50

EJE I

DIAGRAMA DE CORTANTE



EJE 1

Diagrama de Momentos.

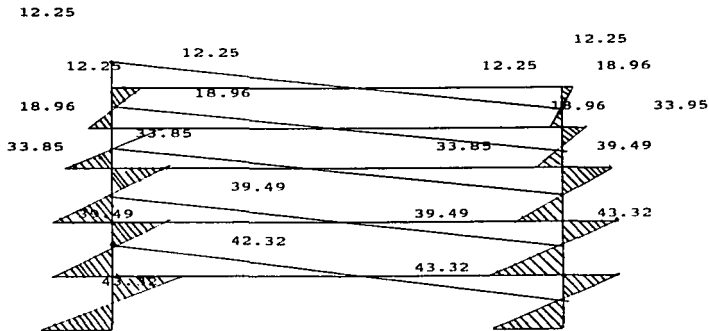


Fig. III- 51

Analisis Sismico (Método Estadístico)

	A		B		C		D		E	
	4.43	1.18	6.19	0.97	6.19	0.62	2.37	0.278	2.37	
4.43	4.43 2.33	3.09 6.19	3.09 3.26	3.09 3.19	3.09 3.26	0.88 3.26	1.48 2.37	1.48 1.25	0.8 0.8	2.37 1.2
4.56	4.56 12.5	3.38 9.9	18.01 9.9	2.83 9.9	18.01 9.9	2.05 4.06	10.91 6.84	1.28 6.84	10.91 4.0	
7.72	4.06	11.8	6.22	11.8	6.22	8.54	4.5	8.54	4.5	1.2
20.26	20.26 5.6	5.66 15.7	31.46 15.7	4.95 15.7	31.46 19.6	3.78 10.34	23.79 15.2	2.78 8.03	23.79 8.0	
27.16	7.63	42.55	6.7	42.55	5.28	33.05	3.87	33.05		
14.62	27.16 7.7	21.27 22.91	21.27 22.91	21.27 22.91	12.3 12.3	20.7 17.8	20.7 9.36	12.3 12.3	17.8 17.8	9.3
30.3	8.65	45.46	7.16	45.46	5.74	36.87	4.32	36.87		
15.67	30.3 8.25	22.7 22.55	22.7 22.55	22.7 22.55	13.7 12.92	23.1 19.07	23.1 10.1	13.7 13.7	10.07 10.07	10

Eje 2,3

1.18 1.18 0.97 0.97 0.62 0.62 0.27 0.27

		0.21		0.35		0.35	
4.56	4.56	3.8	3.80	2.68	2.68	1.55	1.55
		0.76		1.11		1.12	
10.23	10.23	8.75	8.75	6.46	6.46	4.33	4.33
		1.48		2.29		2.12	
17.86	17.86	15.45	15.45	11.74	11.74	8.20	8.20
		2.41		3.71		3.53	
26.21	26.21	22.61	22.61	17.48	17.48	12.52	12.52
		3.6		5.13		4.95	

Fig. III - 52

Eje 2,3

Δn (Incremento en Postes)

En tramos centrales, como actúan en sentido contrario, tomamos la diferencia para obtener: ejemplo
 $1.18 - 0.97 = 0.21$

Eje A

$(0.944*2.47)=2.33$
 $(2.33*3.8)/2=4.43$
 4.43
 $(0.66*6.16)=4.06$
 $(4.06*3.8)/2=7.72$
 $7.72+4.43=12.5$
 $(0.6*11)=6.6$
 $(6.6*3.8)/2=12.54$
 $12.54+7.72=20.26$
 $(12.83*0.6)=7.7$
 $(7.7*3.8)/2=14.62$
 $14.62+12.54=27.16$
 $(13.75*0.6)=8.25$
 $(8.25*3.8)/2=15.67$
 $15.67+14.62=30.3$

Eje C

$(2.47*1.32)3.26$
 $(3.26*3.28)/2=6.19$
 6.19
 $(1.01*6.16)=6.22$
 $(6.22*3.8)/2=11.82$
 $11.82+6.19=18.01$
 $(0.94*11)=10.34$
 $(10.34*3.8)/2=19.6$
 $19.64+11.82=31.46$
 $(0.94*12.83)=12$
 $(12*3.8)/2=22.91$
 $11.91+19.64=42.55$
 $(13.75*0.94)=12.92$
 $(12.92*3.8)/2=22.5$
 $22.55+22.91=45.46$

Eje 2,3

Eje B

$(2.47*1.32)=3.26$
 $(3.26*3.8)/2=6.19$
 6.19
 $(1.01*6.16)=6.22$
 $(6.22*2.8)/2=11.82$
 $11.82+6.19=18.01$
 $(0.94*11)=10.34$
 $(10.34*3.8)/2=19.64$
 $19.64+11.82=31.46$
 $(0.94*12.83)=12.0$
 $(12*3.8)/2=22.91$
 $22.91+19.64=42.55$
 $(13.75*0.94)=12.92$
 $(12.92*3.8)/2=22.55$
 $22.55+22.91=45.46$

Eje D,E

$(2.47*1.01)1.247$
 $(1.247*3.8)/2=2.37$
 2.37
 $(0.73*6.16)=4.5$
 $(4.5*3.8)/2=8.54$
 $8.54+2.37=10.91$
 $(0.73*11)=8.03$
 $(8.03*3.8)/2=15.25$
 $15.25+8.54=23.79$
 $(0.73*12.83)=9.36$
 $(9.36*3.8)/2=17.8$
 $17.8+15.25=33.05$
 $(0.73*13.75)=10$
 $(10*3.8)/2=19.07$
 $19.07+17.8=36.87$

EJE 2 y 3

Diagrama de Cortante.

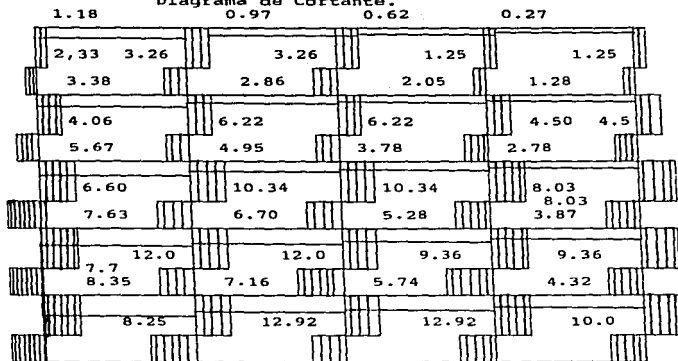


Diagrama de Momentos.

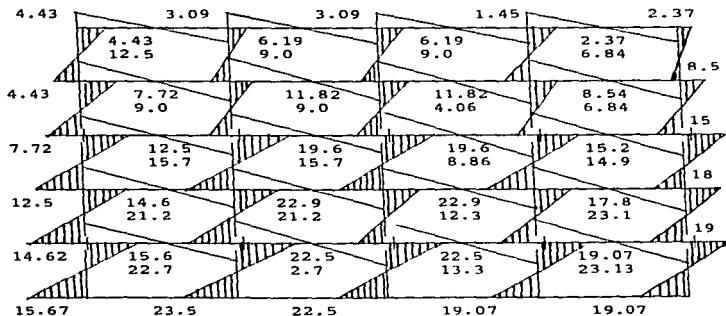


Fig. III - 53

Análisis Sísmico (Método Estático)

	D		D'		D''		E
	0.73	0.28	0.77	0.27	0.77	0.28	0.73
0.73	0.73	0.34	0.42	0.42	0.34	0.73	
0.73	0.38	0.77	0.40	0.77	0.40	0.73	0.38
2.41	0.94	2.5	0.92	2.6	0.94	2.41	
2.41	1.77	1.43	1.43	1.17	2.41		
1.68	0.88	1.83	0.96	1.83	0.96	1.68	0.88
4.69	1.84	5.11	1.81	5.11	1.84	4.69	
4.69	2.3	2.81	2.81	2.3	4.69		
3.01	1.58	3.28	1.73	3.28	1.73	3.01	1.58
6.53	2.56	7.1	2.51	7.1	2.56	6.53	
6.53	3.19	3.9	3.9	3.19	6.53		
3.51	1.85	3.82	2.01	3.82	2.01	3.51	1.85
7.28	2.85	7.92	2.81	7.92	2.85	7.28	
7.28	3.56	4.35	4.35	3.56	7.28		
3.77	1.98	4.1	2.15	4.1	2.15	3.77	1.98

EJE 4

Fig. III - 54

Eje D, Eje E
 $(2.47 \cdot 0.156) = 0.38$. . . V col.
 $(0.38 \cdot 3.8) / 2 = 0.73$. . . M col.
 0.73 . . . M vige
 $(0.14 \cdot 6.16) = 0.88$. . . V c
 $(0.88 \cdot 3.8) / 2 = 1.68$. . . M c
 $1.68 + 0.73 = 2.41$. . . M v
 $(11 \cdot 0.14) = 1.58$. . . V c
 $(1.58 \cdot 3.8) / 2 = 3.016$. . . M c
 $3.016 + 1.68 = 4.63$. . . M v
 $(12.83 \cdot 0.144) = 1.85$. . . V c
 $(1.85 \cdot 3.8) / 2 = 3.51$. . . M c
 $3.51 + 3.016 = 6.53$. . . M v
 $(13.75 \cdot 0.144) = 1.98$. . . V c
 $(1.98 \cdot 3.8) / 2 = 3.77$. . . M c
 $3.77 + 3.51 = 7.28$. . . M v

Eje D', Eje D''
 $(2.47 \cdot 0.16) = 0.405$
 $(0.405 \cdot 3.8) / 2 = 0.77$
 0.77
 $(6.16 \cdot 0.15) = 0.97$
 $(0.97 \cdot 3.8) / 2 = 1.83$
 $1.83 + 0.77 = 2.6$
 $(11 \cdot 0.157) = 1.73$
 $(1.73 \cdot 3.8) / 2 = 3.28$
 $3.28 + 1.83 = 5.11$
 $(12.83 \cdot 0.157) = 2.01$
 $(2.01 \cdot 3.8) / 2 = 3.82$
 $3.82 + 3.28 = 7.10$
 $(13.75 \cdot 0.157) = 2.16$
 $(2.16 \cdot 3.8) / 2 = 4.1$
 $4.1 + 3.82 = 7.92$

Análisis Sísmico (Método Estático)

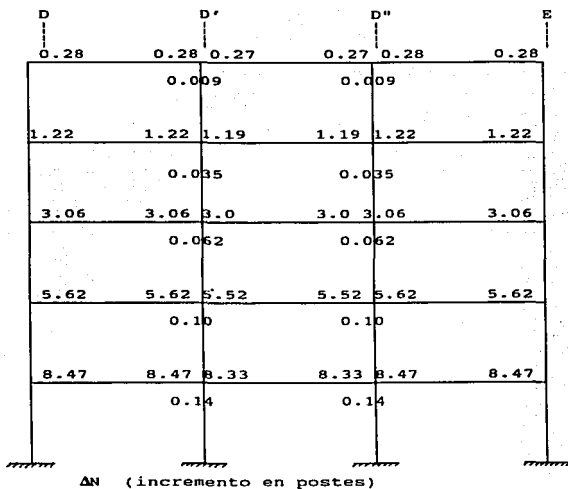


Fig. III - 55 . (Eje 4)

Diagrama de Cortante (eje 4)

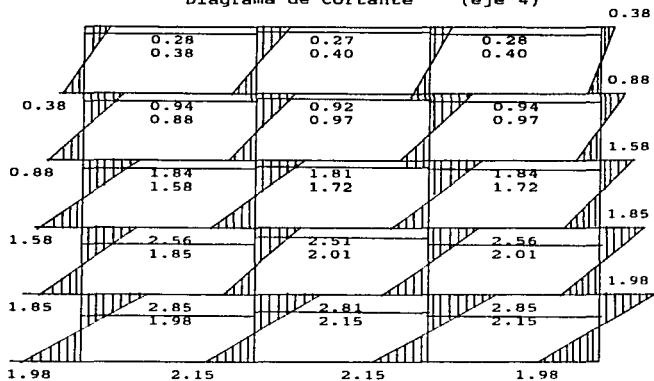


Diagrama de Momentos Eje 4

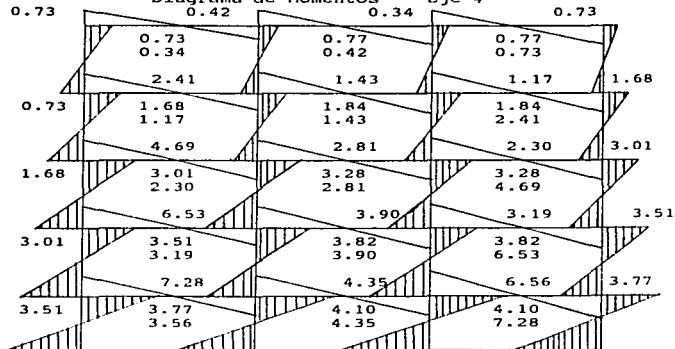


Fig. III - 56

Análisis Sísmico (Método Estadístico).

	D		D'		D''		E
	0.79	0.31	0.876	0.31	0.87	0.31	0.79
	0.79		0.39	0.48	0.48	0.39	0.79
0.79	0.41		0.87	0.46	0.87	0.46	0.79
	2.46	0.99	2.87	1.02	2.87	0.99	2.46
	2.46		1.29	1.58	1.58	1.29	2.46
1.67	0.88		2.00	1.05	2.00	1.05	1.67
	4.72	1.9	5.57	1.97	5.57	1.9	4.72
	4.72		2.50	3.06	3.06	2.50	4.72
3.05	1.60		3.57	1.88	3.57	1.88	3.05
	5.17	2.27	7.74	2.75	7.74	2.27	5.17
	5.17		3.48	4.26	4.26	3.48	5.17
3.50	1.83		4.16	2.19	4.16	2.19	3.50
	7.23	2.92	8.63	3.06	8.63	2.92	7.23
	7.23		3.88	4.74	4.74	3.88	7.23
3.73	1.96		4.46	2.35	4.46	2.35	3.73

EJE 4'

Fig. III - 57

Eje D, E

$(2.47 \times 0.168) = 0.41$. . . V.col.
 $(0.41 \times 3.8) / 2 = 0.79$. . . M.col.
 0.79 . . . M.col.
 $(6.16 \times 0.14) = 0.88$. . . V.c
 $(0.88 \times 3.8) / 2 = 1.67$. . . M.c
 $1.67 + 0.88 = 2.46$. . . M.v
 $(1 \times 0.143) = 1.6$. . . V.c
 $(1.6 \times 3.8) / 2 = 3.05$. . . M.c
 $3.05 + 1.67 = 4.72$. . . M.v
 $(12.83 \times 0.143) = 1.83$. . . V.c
 $(1.83 \times 3.8) / 2 = 3.5$. . . M.c
 $3.5 + 3.5 = 5.17$. . . M.v
 $(13.75 \times 0.143) = 1.96$. . . V.c
 $(1.96 \times 3.8) / 2 = 3.73$. . . M.c
 $3.73 + 3.5 = 7.23$. . . M.v

Eje D', D''

$(0.186 \times 2.47) = 0.46$
 $(0.46 \times 3.8) / 2 = 0.87$
 0.87
 $(0.17 \times 6.16) = 1.05$
 $(1.05 \times 3.8) / 2 = 2.0$
 $2.0 + 0.87 = 2.87$
 $(1 \times 0.171) = 1.88$
 $(1.88 \times 3.8) / 2 = 3.57$
 $3.57 + 2.0 = 5.57$
 $(12.83 \times 0.171) = 2.19$
 $(2.19 \times 3.8) / 2 = 4.16$
 $4.16 + 3.57 = 7.74$
 $(13.75 \times 0.17) = 2.35$
 $(2.35 \times 3.8) / 2 = 4.46$
 $4.46 + 4.16 = 8.63$

Análisis Sísmico (Método Estático).

D	D'		D''		E
0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31
	0.001		0.001		
1.301	1.301	1.33	1.33	1.31	1.31
	0.02		0.02		
3.20	3.20	3.30	3.30	3.20	3.20
	0.10		0.10		
5.47	5.47	6.05	6.05	5.47	5.47
	0.58		0.58		
8.39	8.39	9.11	9.11	8.39	8.39
	0.72		0.72		

ΔN (Incremento en postes)

Fig. III - 58

(Eje 4')

Diagrama de Cortante Eje 4'

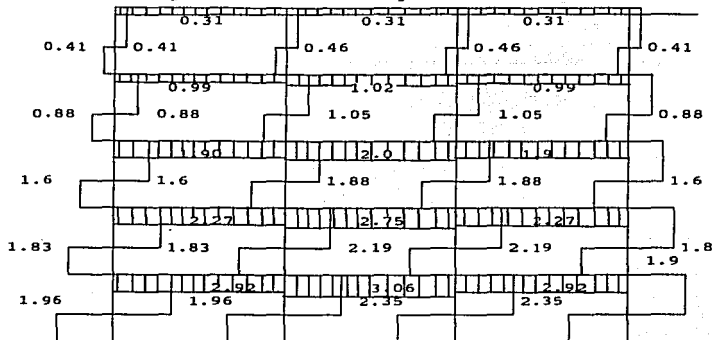


Diagrama de Momento Eje 4'

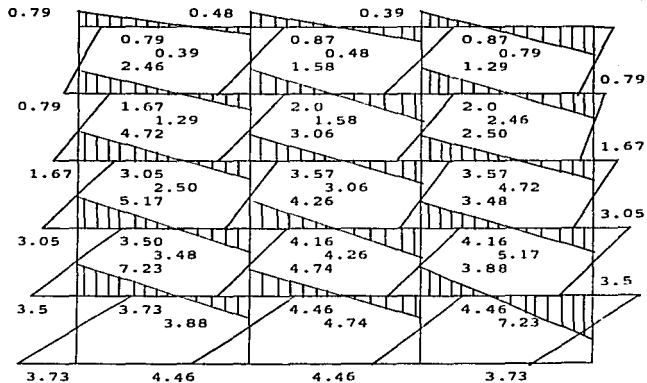
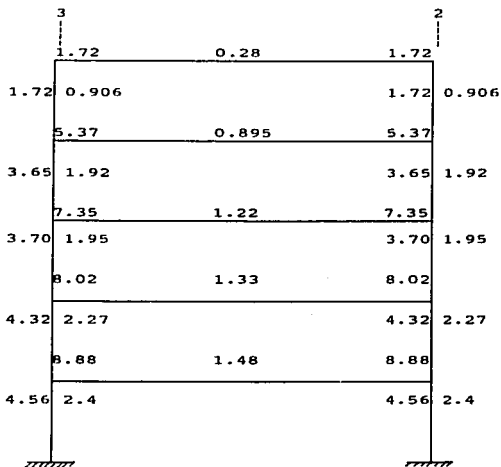


Fig. III-59



EJE A, B, C

Fig. III- 60

Eje 3, 2

$$\begin{aligned}
 (5.77 \cdot 0.15) &= 0.90 \\
 (0.90 \cdot 3.8) / 2 &= 1.72 \\
 (16.56 \cdot 0.11) &= 1.95 \\
 (1.95 \cdot 3.8) / 2 &= 3.65 \\
 3.65 + 1.72 &= 5.37 \\
 (23.5 \cdot 0.083) &= 1.95 \\
 (1.95 \cdot 3.8) / 2 &= 3.7 \\
 3.7 + 3.65 &= 7.35 \\
 (27.42 \cdot 0.083) &= 2.27 \\
 (2.27 \cdot 3.8) / 2 &= 4.32 \\
 4.32 + 3.7 &= 8.024 \\
 (28.91 \cdot 0.083) &= 2.4 \\
 (2.4 \cdot 3.8) / 2 &= 4.56 \\
 4.56 + 4.32 &= 8.88
 \end{aligned}$$

Vcol.
 Mcol
 Mvigo
 Vc
 Mc
 Mv
 Vc
 Mc
 Mv
 Vc
 Mc
 Mv

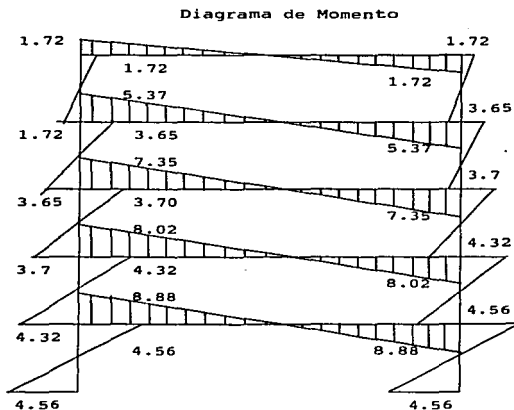
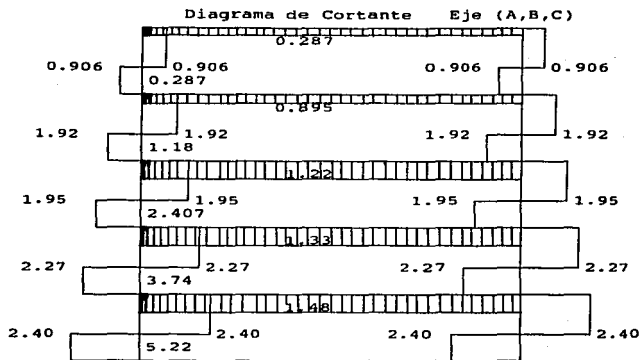


Fig III- 61

Análisis Sísmico (Método Estático)

	4'	4	3	2	1				
	1.0	0.35	0.64	0.83	0.17	0.22	0.77	1.0	
	7.38	2.1	5.8	3.98	7.56	0.25	7.63	3.79	7.37
7.38	7.38	2.07	3.71	6.25	1.30	1.71	5.90	7.37	
	3.88	5.80	3.06	7.56	3.98	7.63	4.01	7.37	3.88
	18.47	5.63	19.33	11.63	20.3	0.67	20.47	9.94	18.98
	18.47	6.90	12.37	16.79	3.50	4.60	15.84	18.98	
11.09	5.83	13.53	7.12	12.74	6.70	12.84	6.76	11.61	6.11
	26.82	8.55	32.73	18.58	30.82	1.02	31.05	14.88	28.08
	26.82	11.68	20.95	25.50	5.31	6.98	24.03	28.08	
15.73	8.28	19.20	10.10	18.08	9.51	18.2	9.59	16.47	8.67
	34.1	10.86	41.42	23.56	39.18	1.3	30.46	18.9	35.7
	34.1	14.78	26.5	32.4	6.75	8.87	30.54	35.7	
18.36	9.66	22.4	11.80	21.10	11.10	21.25	11.18	19.22	10.12
	37.18	11.9	46.02	26.12	43.34	1.47	45.66	21.38	39.5
	37.18	16.43	29.45	35.86	7.47	10.27	35.34	39.5	
19.35	10.18	23.62	12.43	22.24	11.7	24.41	11.79	20.26	10.67

Fig. III- 62

	Eje 4'	Eje 4	Eje 3	Eje 2	Eje 1
Vc	$5.77 \times 0.67 = 3.88$	3.06	3.98	4.01	3.88
Mc	$(3.88 \times 3.8) / 2 = 7.38$	5.8	7.56	7.63	7.37
Mv	7.38	5.8	7.56	7.63	7.37
Vc	$16.56 \times 0.35 = 5.83$	7.12	6.7	6.76	6.11
Mc	$(5.83 \times 3.8) / 2 = 11.09$	13.53	12.74	12.84	11.61
Vc	$11.09 + 7.38 = 18.47$	19.33	20.3	20.47	18.98
Mv	$23.5 \times 0.35 = 8.28$	10.1	9.51	9.58	8.67
Vc	$(8.28 \times 3.8) / 2 = 15.73$	19.2	18.08	18.21	16.47
Mc	$15.73 + 11.09 = 26.82$	23.73	30.82	31.05	20.08
Vc	$27.42 \times 0.35 = 9.66$	11.8	11.1	11.18	10.12
Mc	$(9.66 \times 3.8) / 2 = 18.36$	22.4	21.1	21.25	19.22
Mv	$18.36 + 15.73 = 34.09$	41.42	39.18	39.46	35.7
Vc	$28.91 \times 0.35 = 10.18$	12.43	11.7	11.79	10.67
Mc	$(10.18 \times 3.8) / 2 = 19.35$	23.62	22.24	24.41	20.26
Mv	$19.35 + 18.36 = 37.71$	46.02	43.34	45.46	39.05

Análisis Sísmico

(Método Estático)

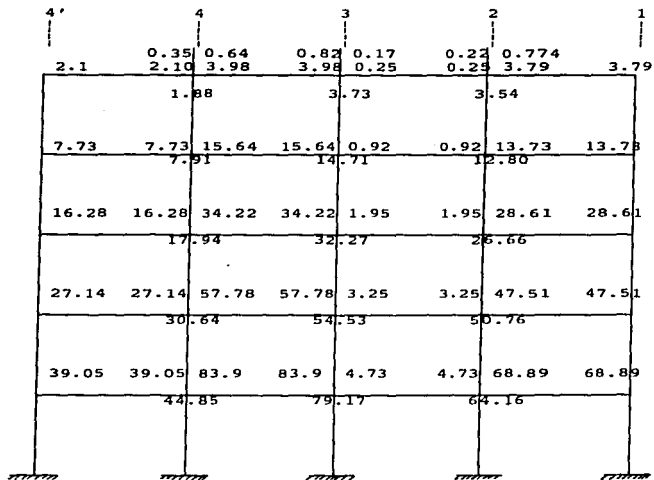
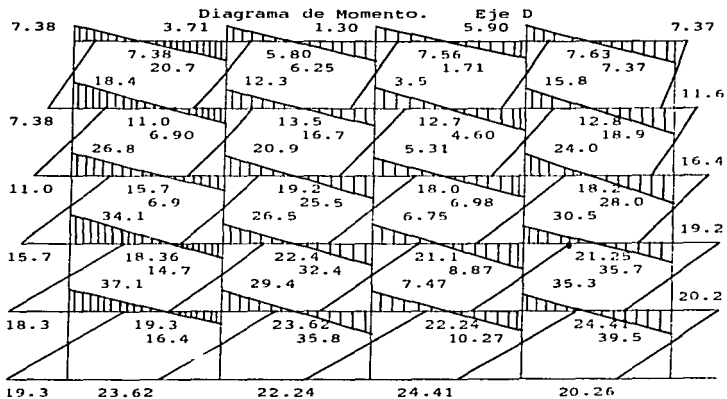
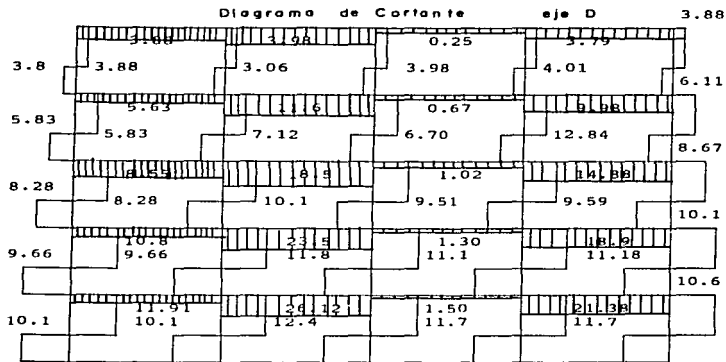


Fig. III- 63

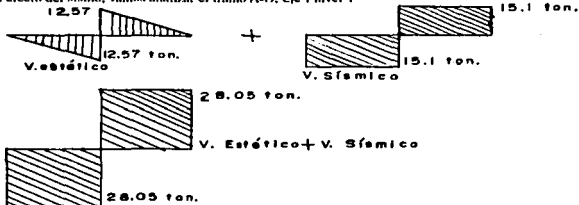
ΔN (Incremento en postes)

En tramos centrales, como actúan en sentido contrario tomamos la diferencia.

ESTA TESIS NO SE
SALIR DE LA BIBLIOTECA



Para mostrar el efecto del sismo, vamos analizar el tramo A-B, eje 1 nivel 1

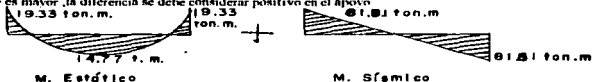


Para el momento, como el sismo es alternativo (hacia un lado y otro) debe considerarse positivo y negativo.

— Cuando es negativo, se suma con el negativo de apoyo.

— Si es positivo y es menor, disminuye el estático.

— Si es positivo y es mayor, la diferencia se debe considerar positivo en el apoyo



El reglamento de construcciones determina un factor de carga de 1.4.

Al aplicar a los momentos flexionantes obtenidos, dicho factor se obtiene:

Momento negativo máximo = $101.14 \times 1.4 = 141.59 \text{ T}\cdot\text{m}$

Momento positivo máximo = $14.77 \times 1.4 = 20.678 \text{ T}\cdot\text{m}$

Aplicando el porcentaje máximo de acero en tensión correspondiente a la falla balanceada se tiene:

$$\phi_b = \left(\frac{f_c}{f_y} \times 4800 / (f_y + 6000) \right) \times \left((0.85 \times 235 \times 4200 \times 4800) / (4200 + 6000) \right) = 0.018$$

Cálculo de acero en tensión como viga simplemente armada

$$\phi_b (a_s / d) \quad A_s = \phi_b d^2 (0.018 \times 30 \times 85 \times 45.9 \text{ cm}^2)$$

Supongamos ahora que todo el acero alcanza el esfuerzo de cedencia

$$a = (\phi_b d) / (0.85 f_c) = (0.018 \times 85 \times 4200) / (0.85 \times 235) = 32.17 \text{ cm}$$

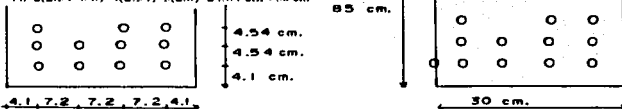
El momento resistente de la viga simplemente armada vale:

$$M_r = F_r (A_s f_y (d - a/2)) = 0.9 (45.9 \times 4200 \times (85 - (32.17/2))) = 11956890.33 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Como el momento máximo de la viga es 141.59 T-m, tendremos 119.56 T-m requiere una viga doblemente armada o viga T.

Doblemente Armada.

$A_s1 = 45.9 \text{ cm}^2$
 $M2 = 141.59 - 119.56 = 22.03 \text{ T-m}$
 $\text{sea } d = 4 \text{ cm}$
 $A_s2 = A_s1 = (22.03 \cdot 10^3) / (400) \cdot (85 - 4) = 6.8 \text{ cm}^2$
 $45.9 \text{ cm} + 6.8 \text{ cm} = 52.7 \text{ cm}$
 Varillas del #8 $52.07 / 5.07 = 11$ varillas del #8
 recubrimiento ϕ o $1 \text{ cm} = 1.9 \text{ cm}$
 separación ϕ o $1.5 \text{ T.M.A.} = 1.5 \cdot 1.9 = 2.8 \text{ cm}$
 $\text{sea } 4 \text{ en un lecho}$ $bn = 2$
 $bn = 2(2.54 + 0.6) + 4(2.54) + 3(2.8) = 24.84 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$



4.1, 7.2, 7.2, 7.2, 4.1

Datos para determinación de corte de barras y revisión de requisitos de anclaje.

Longitud básica = $L_{db} = (0.06 A_b f_y) / (\sqrt{f_c}) > 0.11 d_b f_y$
 barras del #8

$(0.06 \cdot 5.07 \cdot 4200) / (\sqrt{235}) = 83.34 \text{ cm}$

$(0.11 \cdot 2.54 \cdot 4200) / (\sqrt{235}) = 76.55$ $\therefore L_{db} = 83 \text{ cm}$

Factores de modificación

Para condiciones desfavorables = 2.0

Para barras altas = 1.3

Longitud de desarrollo modificadas

Barras bajas = $L_d = 83 \cdot 2 = 166 \text{ cm}$

Barras Altas = $L_d = 83 \cdot 2 \cdot 1.3 = 215.8 \text{ cm}$

Distancia mínima a la que debe prolongarse el refuerzo más allá de donde teóricamente deja de ser necesario

Barras del #8 $d = 85 \text{ cm}$

$12d_b = 12 \cdot 2.54 = 30.48 \text{ cm}$ \therefore rige 85 cm

Anclaje en la columna exterior

En tensión: Longitud gancho estándar

$L_{db} = (0.06 f_y d_b) / (\sqrt{f_c}) = (0.06 \cdot 4200 \cdot 2.54) / (\sqrt{235}) = 41.755 \text{ cm} > 8d_b = 20 \text{ cm}$

Longitud disponible

En compresión Longitud básica

$L_{db} = (0.075 d_b f_y) / (\sqrt{f_c}) = (0.075 \cdot 2.54 \cdot 4200) / (\sqrt{235}) = 52.19 \text{ cm}$ \therefore rige 53 cm

$L_{db} = 0.0043 d_b f_y = 0.0043 \cdot 2.54 \cdot 4200 = 45.8 \text{ cm}$

Revisión por Cortante.

$$Vu = 1.4 * 28050 = 39270 \text{ Kg.}$$

$$vc = 0.5 * \sqrt{f_c} = 0.5 * \sqrt{250} = 7.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Vc = vc * bd = 7.9 * 30 * 85 = 20159.52 \text{ Kg.}$$

$$Vu - Vc = 39270 - 20159.52 = 19110.48 \text{ Kg.}$$

$$\text{Separación de estribos del \# 3 } Av = 1.42 \text{ cm}^2$$

Separación requerida en la sección crítica, a un peralte del paño de apoyo por refuerzo mínimo.

$$S = (Av fy d) / (Vu - Vc) = (2 * 1.42 * 2300 * 85) / (19110.48) = 29.05 \approx 25 \text{ cm}$$

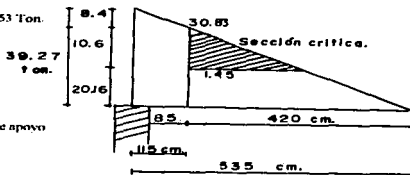
Separación máxima .

a) - $d/2 = 85/2 = 42.5 \text{ cm.}$

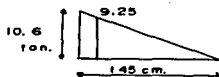
b) - $\text{Sep. máx.} = (Av fy) / (3.5 h) = (1.42 * 2300) / (3.5 * 30) = 31.10 \text{ cm}$
 rige b, considerar sep. máx. = 30 cm

Sección a partir de la cual se puede considerar $s = 30 \text{ cm}$

$$Vr - Vc = (Av fy d) / s = 277610/30 = 9.253 \text{ Ton.}$$



$$119.3 + 115 = 134.3 \text{ cm a partir del centro de apoyo}$$



Separación en sección crítica

$$S = 277610 / 106.70 = 26 \text{ cm}$$

uno a 25/2 del paño de apoyo
 5 a 25 cm, el resto a 30 cm

$$\text{Flecha máxima} = (5/384) (w^4 / EI)$$

$$I_e = (Mcr / Mu) \{ I_g + (1 - (Mcr / Mu)) I_{cr} \} \leq I_g$$

$$Mcr = (2 \sqrt{f_c}) I_g / \Delta t$$

Mu = momento flexionante máximo

Ig = Momento de inercia de la sección total del concreto

Icr = Momento de inercia de la sección agrietada

Valores permisibles de grietas

flecha máxima en vigas ----- 0.5 cm+1./500

L=claros entre puntos de inflexión

flecha final=flecha inicial *flecha diferida

flecha diferida=flecha inicial *λ

λ=ξ/(1+50p')

ξ= 5 años-----2.0

ξ= 12 meses-----1.4

ξ= 6 meses-----1.2

ξ= 3 meses-----1.0

As=11*5.07=55.77 cm²

n=f_{cd}/f_{td}=(2*11²*γ_{R000}*√250)/15.81=15.81

μ/As=55.77*15.81=881.72

μp=(881.72)/(30*85)=0.34

K=√(μp)*2*μp-μp=0.52

l=(K/3)=0.815 Mservicio=141.59 T-m

f_s=(141.59 × 10³)/(55.77*0.815*85)=3664.60 Kg/cm²

f_c=(3664.60/15.81)*(0.55/(1-0.55))=283.3 Kg/cm²

I_g=(30*85³)/12=1535312.5 cm⁴

I_c=I_g(K_d)³/3=(30*(0.52*85)³)/3+366.55*(85-(0.52*85))³=1473599.44 cm⁴

Mcr=2*(√250)/1535312.5*(85-(0.52*85))=1189971.672

I_e=(1189971.67/86.31*10³)³*(1535312.5)+((1189971.67/86.31*10³)³)*1473599.44 cm⁴

I_e=1473636.07 cm⁴ I_g

flecha de la viga=(1/185*(W₁³/I_e))=(1/185)*(396*(535)³)/(8000*√250)*1473636.07=0.94 cm.

flecha permisible=0.5*(1./500)=0.5*(20.7.5/500)=1.035cm

deflexión a 5 años=0.94+2(0.94)=2.84 cm

2.84 cm > 1.035 cm excede el permisible

DISEÑO DE COLUMNAS

Los valores obtenidos en los análisis anteriores se van a resumir en una tabla agregando el peso propio de la columna según la sección.

$0.6 \times 0.8 \times 3.8 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 4.37 \text{ ton.}$
 $0.5 \times 0.6 \times 3.8 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 2.73 \text{ ton.}$
 $0.25 \times 0.5 \times 3.8 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 1.14 \text{ ton.}$
 $0.25 \times 0.6 \times 3.8 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 1.37 \text{ ton.}$
 $0.8 \times 0.5 \times 3.8 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 3.65 \text{ ton.}$

Una vez que se tienen todos los esfuerzos en las columnas, las vamos revisando, partiendo primero de la sección propuesta y tomando inicialmente el refuerzo de acero mínimo (0.01), hasta llegar al máximo (0.08), en caso necesario.

Columna D-1

GRAVITACIONAL									
Niv.	Alt.	Sec.	N. letr	N. núm.	Peso prop	Σ niv.	Σ acum	M letr	M núm.
5	3.8	60* 80	8.72	12.5	4.37	25.8	25.8	8.30	16.4
4	3.8	60 * 80	6.32	12.7	4.37	23.5	49.3	1.98 1.98	9.66 9.66
3	3.8	60 * 80	6.32	12.7	4.37	23.5	72.7	1.98 1.98	9.66 9.66
2	3.8	60* 80	6.32	12.7	4.37	23.5	96.2	1.98 1.98	9.66 9.66
1	3.8	60 * 80	6.32	12.7	4.37	23.5	120	1.98 1.98	9.66 9.66
			34	63.6	21.9	23.5			
SISMO									
M letras			M núm.			ΔN letr.			ΔN núm.
7.37			12.25			3.79			2.29
11.61			18.96			13.73			8.12
16.47			33.85			28.61			17.99
19.22			39.49			47.51			31.70
20.27			42.32			68.89			47.0

Columna A-2 , A-3

			GRAVITACIONAL						
Niv.	Alt.	Sec.	N. letr	N núm	Peso prop	Σ niv.	Σ acum	M letr	M núm.
5	3.8	80 * 50	15.3	9.27	3.65	28.2	28.2	40.3	5.50
4	3.8	80 * 50	19.0	11.2	3.65	33.8	62.1	14.1 33.3	3.28 4.36
3	3.8	80 * 50	19.0	9.83	3.65	32.5	94.6	14.1 33.3	4.02 4.02
2	3.8	80 * 50	19.0	9.83	3.65	32.5	127. 05	14.1 33.3	4.02 4.02
1	3.8	80 * 50	19.0	9.83	3.65	32.5	159. 5	14.1 33.3	4.02 4.02
			91.3	49.9	18.2				

Columna A-2 , A-3

SISMO			
M letras	M núm.	Δ N letr.	Δ N núm.
1.72	4.43	0.287	1.18
3.65	7.72	1.182	4.56
3.7	12.54	2.407	10.235
4.23	14.62	3.74	17.86
4.56	15.67	5.224	26.21

Columna D-4'

			GRAVITACIONAL						
Niv.	Alt.	Sec.	N. letr	N. núm	Peso prop	Σ niv.	Σ acum	M letr	M núm.
5	3.8	25 * 60	0.69	5.62	1.37	7.68	7.86	0.11	0.81
4	3.8	25 * 60	1.79	5.58	1.37	8.75	16.4	0.58 0.58	0.65 0.65
3	3.8	25 * 60	1.79	5.58	1.37	8.75	25.2	0.58 0.58	0.65 0.65
2	3.8	25 * 60	1.79	5.58	1.37	8.75	33.4	0.58 0.58	0.65 0.65
1	3.8	25 * 60	1.79	5.58	1.37	8.75	42.7	0.58 0.58	0.65 0.65
			7.88	27.9	6.84				
SISMO									
M letras		M núm.		ΔN letr.		ΔN núm.			
7.38		0.79		2.10		0.311			
11.9		1.67		7.73		1.30			
15.73		3.05		16.28		3.20			
18.36		3.50		27.14		5.47			
19.35		3.73		30.05		8.39			

Columna B-2 , B-3

GRAVITACIONAL									
Niv.	Alt.	Sec.	N. letr	N. núm	Peso prop	Σ niv.	Σ acum	M letr	M. núm.
5	3.8	80 * 50	24.1	22.3	3.65	50.1	50.1	64.2	0.91
4	3.8	80 * 50	21.5	20.4	3.65	45.5	95.6	17.3 41.2	0.38 0.51
3	3.8	80 * 50	21.5	21.7	3.65	46.8	142. 43	17.3 41.2	0.42 0.42
2	3.8	80 * 50	21.5	21.7	3.65	46.8	189. 27	17.3 41.2	0.42 0.42
1	3.8	80 * 50	21.4	21.7	3.65	46.8	236. 1	17.3 41.2	0.42 0.42
			110	108	18.3				
SISMO									

Columna B-2 ,B-3

M letras	M núm.	ΔN letr.	ΔN núm.
1.72	6.19	0.28	0.21
3.6	11.82	1.18	0.76
3.7	19.64	2.40	1.48
4.32	22.91	3.74	2.41
4.56	22.55	5.22	3.60

Columna C-2 , C-3

			GRAVITACIONAL							
Niv.	Alt.	Sec.	N. letr	N. n ^o m	Peso prop	Σ niv.	Σ acum	M letr	M n ^o m.	
5	3.8	80 * 50	19.6	22.3	3.65	45.5	45.5	52.1	1.29	
4	3.8	80 * 50	17.3	21.9	3.65	42.8	88.3	13.9 33.1	0.53 0.71	
3	3.8	80 * 50	17.3	20.1	3.65	41.1	129. 4	13.9 33.1	0.43 0.4	
2	3.8	80 * 50	17.3	20.1	3.65	41.1	170. 4	13.9 33.1	0.43 0.43	
1	3.8	80 * 50	17.3	20.1	3.65	41.1	211. 48	13.9 33.1	0.43 0.43	
			88.6	105	18.2					
SISMO										
M letras		M n ^o m.		ΔN letr.		ΔN n ^o m.				
1.72		6.19		0.287		0.35				
3.65		11.82		1.18		1.11				
3.7		19.64		2.40		2.29				
4.32		22.91		3.74		3.71				
4.56		22.55		5.22		5.13				

Columna D-2

GRAVITACIONAL									
Niv.	Alt.	Sec.	N. letr	N núm	Peso prop	Σ niv.	Σ acum	M letr	M núm.
5	3.8	50 * 60	38.3	26.1	2.73	67.2	67.1 9	60.2 4	8.6
4	3.8	50 * 60	30.8	25.0	2.73	58.5	125, 74	32 32	5.02 5.02
3	3.8	50 * 60	30.8	32.3	2.73	65.8	191. 56	32 32	3.31 3.31
2	3.8	50 * 60	30.8	32.3	2.73	65.8	257. 38	32 32	3.31 3.31
1	3.8	50 * 60	30.8	32.3	2.73	65.8	323. 2	32 32	3.31 3.31
			162	148	13.6				
SISMO									
M letras		M núm.		Δ N letr.		Δ N núm.			
7.63		2.37		3.54		0.35			
12.84		8.54		12.8		1.12			
18.21		15.25		26.7		2.12			
21.25		17.8		50.76		3.53			
24.41		19.07		64.16		4.59			

Columna D-3

GRAVITACIONAL									
Niv.	Alt.	Sec.	N. letr	N núm	Peso prop	Σ niv.	Σ acum	M letr	M núm.
5	3.8	50 * 60	41.8	26.1	2.73	70.7	70.7	60.5	8.6
4	3.8	50 * 60	35.2	25	2.73	62.9	133. 62	32.3 32.3	5.02 5.02
3	3.8	50 * 60	35.2	32.3	2.73	70.2	203. 83	32.3 32.3	5.02 5.02
2	3.8	50 * 60	35.2	32.3	2.73	70.2	274. 04	32.3 32.3	5.02 5.02
1	3.8	50 * 60	35.2	32.3	2.73	70.2	344. 25	32.3 32.3	5.02 5.02

Columna D-3

SISMO			
M letras	M núm.	ΔN letr.	ΔN núm.
7.56	2.37	3.73	0.35
12.74	8.54	14.71	1.11
18.08	15.25	32.3	2.29
21.1	17.8	54.53	3.71
22.24	19.07	79.17	5.13

Columna D-4

GRAVITACIONAL									
Niv.	Alt.	Sec.	N. letr.	N núm.	Peso prop	Σ niv.	Σ acum	M letr.	M núm.
5	3.8	25 * 50	12.7	4.26	1.14	18.3	18.3	2.31	0.29
4	3.8	25 * 50	7.41	3.81	1.14	12.4	30.7	1.27 1.27	0.24 0.24
3	3.8	25 * 50	7.41	3.81	1.14	12.4	43.0	1.27 1.27	0.24 0.24
2	3.8	25 * 50	7.41	3.81	1.14	12.4	55.4	1.27 1.27	0.24 0.24
1	3.8	25 * 50	7.41	3.81	1.14	12.4	67.8	1.27 1.27	0.24 0.24
			182	148	13.7				

SISMO			
M letras	M núm.	ΔN letr.	ΔN núm.
5.8	0.73	1.88	0.28
13.53	1.68	7.91	1.22
19.2	3.01	17.94	3.06
22.4	3.517	30.64	5.62
23.6	3.77	44.85	8.47

Ejemplo ilustrativo.

Con los valores ya obtenidos revisamos las columnas para el más desfavorable en cada nivel.
La estructura no se encuentra contravenciada lateralmente, por lo tanto, puede sufrir desplazamientos laterales.
Las cargas que aparecen en la figura (*), se obtienen de un análisis estructural de primer orden.

Datos.

$F_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ Columna A-2 Primer nivel
 $\gamma = 4200 \text{ Kg/cm}^3$
 $b = 80 \text{ cm}$
 $h = 50 \text{ cm}$
 $d = 6 \text{ cm}$

El reglamento determina, se tomará $F_c = 1.1$ para combinaciones de acciones que incluyan una acción accidental de esas combinaciones, además las acciones permanentes y variables. Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño de valor correspondiente a un periodo de recurrencia de 50 años.

El reglamento aconseja tomar 1.4 para diseñar miembros sujetos a fuerza cortante, tensión, pandeo por compresión axial y otras formas de falla frágil.

Condiciones de servicio

Cargas	$M + V = 159.5$	Momento Superior	$M + V = 14.1$	Momento Inferior	$M + V = 33.3$
	Sísmica = 5.22		$S = 4.56$		$S = 4.56$

Combinaciones

Gravitacionales 1.4(Carga Muerta + Carga Viva)

Grav. y eventuales $\left\{ \begin{array}{l} 1.1(C.M. + C.V.) \\ 0.9 C.M. + 0.95 \end{array} \right.$

1 era Combinación

$P_{11} = (1.4/0.7)(159.5) = 319 \text{ Ton}$	} Cargas Gravitacionales
$M2 = (1.4/0.7)(33.3) = 66.6 \text{ Ton} \cdot \text{m}$	
$M1 = (1.4/0.7)(14.1) = 28.2 \text{ Ton} \cdot \text{m}$	
	Momento Mayor
	Momento menor

2da Combinación: (Gravitacional y Sísmica)

$$P_u = (1.10.7)(159.5+5.22) = 260 \text{ Ton.}$$

$$M_{u2} = (1.10.7)(33.3) + (1.10.7)(4.56) = 52.32 + 7.16 = 59.48 \text{ Ton.m}$$

$$M_{u1} = (1.10.7)(14.1) + (1.10.8)(4.56) = 22.15 + 7.16 = 29.32 \text{ Ton.m.}$$

Columnas (80 * 50).

$$I_g = b h^3 / 12 = (80)(50)^3 / 12 = 833333.33 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f_c} = 14000 \sqrt{2.35} = 214615.94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(E_c) I_g = EI = 1.788 \times 10^{10}$$

$$\text{si } 1/EI < (34 - 1.2(M1/M2)) \text{ se desprecia la corrección por esbeltez.}$$

$$34 - 1.2(28.2/66.6) = 33.5 \quad \Rightarrow 0.3(50) = 15$$

$$1/EI = 1.78 \times 10^{-10} < 380 = 4.7 \times 10^{-8} \text{ Columna}$$

$$I \text{ traves} = (30 \times 75)^3 / 12 = 1054687.5 \text{ cm}^4$$

$$EI/L = (214615.94)(1054687.5) / 635 = 3.5 \times 10^8$$

$$\therefore \psi A = \psi b = (4.7 \times 10^{-8})(3.5 \times 10^8) = 1.31$$

$$K_a = 0.75 \quad \Gamma = 0.75 * 380 = 285$$

$$K_b = 1.4 \quad \Gamma = 1.4 * 380 = 532$$

$$\Gamma/r = 285/15 = 19 \quad 19 < 33.5 \text{ para la condición A no se necesita el efecto de pandeo}$$

$$\Gamma/r = 532/15 = 35.4 \quad 35.4 > 33.5 \therefore \text{ para la condición B, se necesita el efecto de pandeo}$$

condición b:

$$c_m = 0.6 + 0.4(M1/M2) = 0.6 + 0.4(28.2/66.6) = 0.77$$

$$P_c = (1/EI) \psi EI \psi (\Gamma) \quad EI = (0.4)(E_c) I_g \psi (1 + \psi)$$

$$\text{Carga total} = C_v + C_m, \quad C_m = C_t - C_m = 33.3 - (0.35 * 33.3) = 21.645 \text{ ton.}$$

$$u = 21.645 / 33.3 = 0.65$$

$$EI = (0.4)(1.78 \times 10^{10}) \psi (1 + 0.65) = 4.334 \times 10^9$$

$$P_c b = (1/EI) \psi (4.334 \times 10^9) \psi (532) = 1511541.385$$

$$F_{ab} = (c_m) \psi (1 - (P_u/P_c)) \geq 1 \quad \therefore F_{ab} = (0.769) \psi (1 - 319/1511.54) = 1$$

$$P_u = 319 \text{ Ton.} \quad M_u = (1)(66.6) = 66.6 \text{ Ton.m}$$

$$M_c = (F_{ab})(M_{u2}) + (F_{as}) M_{u2a}$$

$$F_{as} = 1 + ((W_u/T1) / ((R/Q) - (1.2)(W_u/T1)))$$

$$W_u = 2 \text{ de carga en el nivel estudiado}$$

$$Q = \text{Factor de comportamiento Sísmica}$$

$$R = \text{Rigidez de entrepiso} = (186.37) / (0.94 + 0.66 + (0.6 * 3)) = 54.81$$

$$F_{as} = 1 + \frac{3884100/380}{(54810/4) - (1.2 * (3884100/380))} = 0.25$$

$$F_{as} = 0.25 < 1 \quad \therefore F_{as} = 1$$

$$M_{2a} = 7.16 \text{ Ton.m}$$

$$P_u = 260 \text{ Ton.}$$

$$M_2 = 59.78 \text{ ton.m.}$$

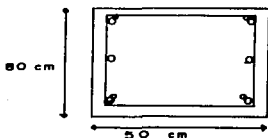
refuerzo en la columna:

Condición 2

$$d/h = 45/50 = 0.9$$

$$\Gamma = 0.8 \quad F_c = 0.8 * 250 = 200 \text{ Kg/cm}$$

$$F_c' = (1.05 - (200/1250)) \chi (200) = 178 \text{ Kg/cm}$$



$$K = (Pu / (f'c b t)) = (319000 / (178 * 80 * 50)) = 0.448$$

$$k = Mu / (f'c b t^2) = (666000 / (178 * 80 * 50^2)) = 0.0187$$

$$K < 0.17 \quad \text{de las tablas apendice b} \quad \therefore q = 0.17$$

$$q = 0.17 * (200 / 1000) = 0.0085$$

$$A_s = 0.0085 * 50 * 80 * 34 \text{ cm}^2 \quad 6 \# 8 + 4\#4 \quad A_s = 35.5 \text{ cm}^2$$

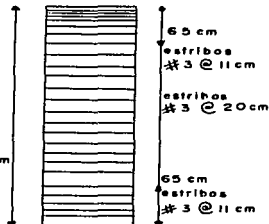
estribos del número 3 porque es varilla del # 8

$$A_s = 5.07 + 1.27 = 6.34 \text{ cm}^2$$

$$(11 * d^3) / 4 = 6.34 \text{ cm}^3 \quad \therefore d = \sqrt[3]{(4 * 6.34) / 11} = 2.84 \text{ cm}$$

$$1/6 * 380 / 6 = 63 \approx 65 \text{ cm}$$

380 cm



Para el refuerzo transversal el reglamento especifica

Este refuerzo deberá estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos de diámetro no menor 3/8

Para la separación: Todas las barras o paquetes longitudinales quedarán restringidos contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que la menor de las tres especificaciones siguientes:

- $850 / \sqrt{f'c}$ veces el diámetro de la barra $(850 / \sqrt{2800}) (1.91) = 25 \text{ cm}$
- 48 veces el diámetro del estribo $\therefore 48 * 0.95 = 46 \text{ cm}$
- La menor de las dimensiones de columna 50 cm

La separación de los estribos será a cada 25 cm por ser la menor de las tres

Se colocará refuerzo transversal mínimo en ambos extremos de la columna en una longitud no menor que:

- Mayor dimensión transversal de la columna $\therefore 70 \text{ cm}$
- 1/6 de su altura libre $(1/6) * 380 = 63 \text{ cm}$

Arriba y abajo de cada unión de columnas con traves, medirá a partir del respectivo plano de intersección

Cimentación.

Hay que recordar que el cálculo del edificio, éste se supuso en una zona de suelo duro tipo I.

Desde luego que con el dato de la resistencia del terreno se obtendrá haciendo una investigación del subsuelo, analizando la secuela estratigráfica, la heterogeneidad de los mantos, la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante.

Igualmente, se determinará la existencia de rellenos, galerías de minas y otras oquedades, grietas y depósitos de materiales comprensibles o arenosos de mediana o baja compacidad, mediante sondeos de exploración y muestreo.

De acuerdo con la inspección realizada al inmueble, se determino que no existen hundimientos ni desplomes importantes.

La cimentación esta formada por zapatas corridas, en realidad no se hizo necesario un análisis de cimentación.

IV- ESTUDIO DE MATERIALES DEL HOSPITAL TEPEPAN

INDICE

I. INTRODUCCION.

II. ZONIFICACION GEOTECNICA Y SISMICA.

III. DESCRIPCION DEL INMUEBLE.

IV. DESCRIPCION DE PRUEBAS.

V. RESUMEN DE RESULTADOS.

I. INTRODUCCION

Por encargo del departamento del distrito federal se presenta el Estudio Técnico del estado actual de los materiales que conforman a la construcción ubicada en la calle de Abasco, Col. Pueblo de Tepepan, Del. Xochimilco.

Se efectuaron estudios de los materiales estructurales a fin de obtener sus parámetros de resistencia y rigidez utilizando equipo de ultrasonido, detector magnético de armados y martillo de Schmidt o Esclerómetro.

II. ZONIFICACION GEOTECNICA Y SISMICA.

La zona en la que se encuentra el Hospital Tepepan esta comprendida entre el Anillo Periférico al Norte y Camino Real a Xochimilco al Oriente.

De acuerdo a la zonificación geotécnica del Valle de México, establecida por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987, el predio se encuentra localizado dentro de la zona denominada "Lomas" o zona 1. Esta zona esta formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, así como túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.

III. DESCRIPCIÓN DEL INMUEBLE

El Hospital Tepepan es una construcción que consta de cimentación, planta baja, tres niveles, azotea, estructurada a base de marcos ortogonales formados por columnas y trabes de concreto armado y losa nuciaza como sistema de piso.

La cimentación esta formada por zapatas corridas.

El área en donde se desplanta el hospital es alrededor de 1013. m y el área construida de 578.8 m.

IV. DESCRIPCIÓN DE PRUEBAS.

El objeto de la revisión de los materiales de los elementos estructurales de refuerzo es determinar sus características actuales (resistencia a la compresión, homogeneidad, calidad y agrietamiento del concreto y distribución del acero de refuerzo) para verificar que el refuerzo realizado correspondiera a lo especificado en el proyecto correspondiente.

Existen pruebas no destructivas que permiten obtener información muy cercana a la realidad de las características actuales de los materiales estructurales sin causar el menor daño a los elementos estudiados. Se realizaron las siguientes pruebas:

a) Esclerómetro o Martillo Schmidt.

La prueba de Esclerómetro sirve para determinar la dureza superficial del concreto y por ende, su resistencia a la compresión. Esta prueba se basa en el principio de que el rebote elástico de una masa depende de la dureza de la superficie contra la cual incide, es decir, el rebote determina la cantidad cargada por medio de un resorte recibe determinada cantidad de antemano y que es constante, esto se lleva a cabo al presionar el émbolo que sigue en contacto con la superficie del concreto y la distancia recorrida por la masa se expresa como un porcentaje de la extensión inicial del resorte, a lo que se le llama número de rebote. Este número queda señalado por un indicador móvil sobre una escala graduada. Dicho número de rebote corresponde a un determinado valor de resistencia a la compresión.

b) R-Meter o Pachómetro.

R-Meter es un instrumento de alta precisión para inspección de varillas de concreto reforzado. El aparato registra en una escala los disturbios ocasionados por cualquier material magnético producido sobre el aparato.

c) V-Meter o Pulso Ultrasonico

El V-Meter se utiliza para determinar la calidad y homogeneidad del concreto, mediante la medición de la velocidad de ondas de tipo longitudinal a través del mismo.

La relación que existe entre la velocidad de onda y la calidad del concreto nos proporciona datos de comparación para obtener la resistencia del concreto. Asimismo es posible determinar el grado de agrietamiento interno que existe en un elemento estructural, la profundidad de grietas en caso de que existan, el módulo de elasticidad del concreto, huecos internos y los cambios en el concreto debido a diferentes causas como ataques de fuego y agentes bioquímicos.

V. RESUMEN DE RESULTADOS.

Hospital Tepicpan:

En lo referente a las resistencias superficiales a compresión, los elementos estructurales mostraron dispersión, quedando como valor medio 231.0 kg/cm².

La calidad del concreto con respecto a su homogeneidad medida con la sonda ultrasónica resulto regular en general.

En lo que corresponde a la posición del armado el R-Meter indico que las distancias del acero muestran bastante dispersión.

Se realizaron calas en algunos elementos estructurales para poder diseñar un modelo de la estructura.

HOSPITAL TEPEPAN

ESCLEROMETRO.

Nº DE PRUEBAS

50

Valor Máximo obtenido

270 kg/cm²

Valor Mínimo Obtenido

170 kg/cm²

Valor medio obtenido

231 kg/cm²

Desviación Estandar

31 kg/cm

ENTREPISO 2do. NIVEL					HOSPITAL TEPEPAN										
					PRUEBA No. 1										
N°	TIPO DE ELEMENTO				LOCALIZACION	RESISTENCIA kg/cm2	PROYECTO	N°	TIPO DE ELEMENTO				LOCALIZACION	RESISTENCIA kg/cm2	PROYECTO
	1	2	3	4					1	2	3	4			
1	X				E.D	210		9		X			I-E	250	
2	X				E.D	170		10		X			I-E	230	
3	X				E.D	230		11		X			2-E	170	
4	X				E.D	230		12		X			2-E	200	
5	X				E.D	250		13		X			2-E	180	
6	X				E.D	230		14		X			2-E	250	
7			X		I-E	270		15	X				E-F	270	
8			X		I-E	270		16	X				E-F	270	
1 - TRABE O CONTRABRABE 2.- MURO O CONTRAVENTEEO					3.- COLUMNA 4.- LOSA										

ENTREPISO 2do. Y 3er. NIVEL										HOSPITAL TEPEPAN					
										PRUEBA No. 1					
N°	TIPO DE ELEMENTO				LOCALIZACION	RESISTENCIA kg/cm2	PROYECTO	N°	TIPO DE ELEMENTO				LOCALIZACION	RESISTENCIA kg/cm2	PROYECTO
	1	2	3	4					1	2	3	4			
33			X		3 - H	210		41	X			2-3	230		
34			X		3 - H	200		42		X		3 - E	180		
35	X				3 - 2	210		43		X		3 - E	210		
36	X				2-3	230		44		X		3 - E	250		
37	X				2-3	270		45		X		3 - D"	270		
38	X				2-3	250		46		X		3 - D"	250		
39	X				2-3	270		47		X		3 - D"	270		
40	X				2-3	250		48		X		3 - D"	230		
1 - TRABE O CONTRATRABE					3 - COLUMNA										
2 - MURO O CONTRAVENTEIO					4 - LOSA										

HOSPITAL TEPEPAN

V - METER

No. de pruchas	21
Elementos con calidad buena.	3
Elementos con calidad regular	17
Elementos con calidad pobre	0
Velocidad Media.	2.71 Km/seg.

INFORME DE PRUEBA CON ULTRASONIDO

HOSPITAL TEPEPAN

No	Niv el	Tipo de elemento	Localizacion	Tipo de lectura	d	t	v	\bar{v}	Profundidad de In grieta (c.m)	Calidad del concreto
					cm.	seg.	km/s	km/s		
1	1	trabe	2-E	indirecta	25	87.6	2.28			regular
2	1	trabe	2-E	indirecta	25	106.4	2.34			regular
3	1	trabe	2-E	indirecta	25	101.6	2.46			regular
4	1	trabe	3-E	indirecta	20	72.6	2.75			regular
5	1	trabe	3-E	indirecta	20	62.5	3.2			regular
6	1	trabe	3-E	indirecta	20	72.6	2.75			regular
7	1	trabe	3-E	indirecta	20	69.6	2.87			regular
8	1	trabe	D-E	indirecta	25	118.4	2.11			regular
9	1	trabe	D-E	indirecta	25	118.4	2.11			regular
10	1	trabe	D-E	indirecta	25	72.2	3.46			buena
11	1	trabe	E-E	indirecta	20	74.4	2.68			regular
12	1	trabe	E-E	indirecta	20	72.3	2.76			regular
13	2	columna	E-E	indirecta	20	82.6	2.42			regular
14	2	columna	E-E	indirecta	20	85.1	2.35			regular
15	2	columna	3-E	indirecta	20	72.8	2.74			regular
16	2	columna	3-E	indirecta	20	86.4	2.48			regular
17	2	columna	3-E	indirecta	20	82.2	3.83			buena
18	2	columna	3-E	indirecta	20	76.1	2.62			regular
19	2	columna	D-E	indirecta	25	72.2	3.46			buena
20	2	columna	E-E	indirecta	20	74.4	2.68			regular
21	2	columna	E-E	indirecta	20	72.3	2.76			buena

CALIDAD BUENA $\bar{v} > 3.0$ km/s

CALIDAD REGULAR $\bar{v} > 2.8$ km/s

CALIDAD POBRE $\bar{v} < 2.6$ km/s

HOSPITAL TEPEPAN

R - M E T E R

No. de pruebas	26
Separación Transversal medio	18 - 20
Separación Transversal Extremo	12 - 15
Separación Longitudinal	30 - 40

DETECCION DE ARMADO

HOSPITAL TEPEPAN

1er nivel

	Tipo de elemento				Localizacion	SEPARACION DE ACERO (cm)		
	1	2	3	4		Longitudinal	Transversal medio	Transversal Extremo
1			X		2-E	07	16-15	12
2			X		4-D	20	18	12
3			X		4-D	19	20	12
4			X		2-D	02	16	12
5			X		3-D	15-14-15	17	13
6			X		3-E	15-14	18	14
7			X		3-F	04	16	15
8			X		3-G	00	23	19
9			X		3-H	08	22-20	10-15
10			X		2-F	04	22	12
11			X		2-G	14-15	20	14
12			X		2-H	16-14	19	13
13			X		3-H	10-15	19	13

2do nivel

	Tipo de elemento				Localizacion	SEPARACION DE ACERO (cm)		
	1	2	3	4		Longitudinal	Transversal medio	Transversal Extremo
14	X				3-C	16-11	19	14
15	X				3-D	17-14	20	12
16	X				2-A	14-16	22	10
17	X				2-B	09	22	15
18	X				2-C	14-16	20	19
19	X				2-D	71	23	14
20	X				2-E	08	18	12
21	X				2-F	16-14	17	13
22	X				2-G	15-16	16	10
23	X				2-H	14-15	15	11
24	X				3-F	16-11	18	13
25	X				3-E	16-16	20	15
26	X				3-G	16-14	15	11

1: TRABE.

3: COLUMNA.

2: MURO.

4: LOSA

**VI. DICTAMEN DE SEGURIDAD Y ESTABILIDAD
ESTRUCTURAL**

DICTAMEN DE SEGURIDAD Y ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

(De acuerdo con el reglamento de construcciones para el distrito federal publicado el 3 de julio de 1987)

1. Descripción del inmueble

1.1 Ubicación _____ Hospital tepepan.
 Calle y Número _____ La joya s/n
 Colonia _____ Valle escondido
 Delegación _____ Xochimilco.
 C.P. _____ 16020

1.2 PROPIETARIO.

Nombre o razón social: Dep. Distrito Federal.
 Domicilio: Plaza de la constitución No. 1 colonia centro.

1.3 USO.

Privado() Público(x)
 Uso actual por niveles: Hospital.

1.4 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES.

No de pisos: 5 No. de Acotea: 1 No. de entrepisos: 4
 Área del predio(m²):
 Área de construcción(m²): 1014
 Materiales:
 Concreto reforzado(x) Acero() Mampostería()
 Concreto prefabricado() Otros()
 Estructuración:
 Marcos(x) Losa reticular() Muros de Concr.()
 Muros de carga() Otros()
 Cimentación:
 Cajón() Zapatas aisladas() Zapatas Corridas(x)
 Pilotes: Fracción() Punta() Punta penetrante()
 De control() Entrelazados() Otra()
 Tipo de suelo:
 Zona I (x) Zona II () Zona III ()

2. CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO.**2.1 Daños Existentes.**

Ninguno() No estructural(x) Estructural(x)

Descripción: se detecto fisura en columna y agrietamiento

en algunos muros de

tabique no estructurales.

2.2 Estado de la cimentación

Buena(x) Desplome() Hundimiento()
 A consecuencia de un sismo()

2.3 reparación previa: ninguna.**2.4 Mantenimiento:**

En la estructura
 Buena() Regular(x) Mala()
 En la cimentación
 Buena(x) Regular() Mala()

3. REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL**3.1 Información original disponible:**

Planos: Arquitectónicos(x) Estructurales()
 Memoria de cálculo() Estudios de mecánica de suelos () Estudios de la
 calidad de los materiales()

3.2 Información complementaria actualizada.

Planos: Arquitectónicos() Estructurales() Nivelación de la estructura()
 Estudios de mecánica de suelos() Estudios de la calidad de los materiales(x)

3.3 MEMORIA DE CALCULO DE LA REVISIÓN.

Esta memoria deberá incluir todos los cálculos necesario para revisar los estados límites de falla y los de servicio, de acuerdo con el criterio del reglamento de construcciones para el distrito federal del 3 de julio de 1987 y sus normas técnicas complementarias.

4.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Dictamen:

La estructura cumple con las condiciones de seguridad que fija el reglamento de construcciones del D.F. y sus normas técnicas complementarias.

SI () NO (X)

Razones para emitir este dictamen: En el sentido longitudinal el desplazamiento relativo del segundo entrepiso es mayor que el permisible por resistencia las trabes y columnas más solicitadas no cumplen con el R.C.D.F. 87.

4.2 Recomendaciones.

Se recomienda rigidizar la estructura para disminuir las solicitaciones a los elementos estructurales, críticos y para restringir desplazamientos relativos con objeto de cumplir los requerimientos de R.C.D.F. 87.

En cuanto a la resistencia de sus elementos, se hicieron calas en columnas tipo del primer entrepiso y en trabes en el sentido longitudinal y transversal en el segundo nivel. Con base a estos datos, se revisó la resistencia de los elementos tipo en el primer nivel. Esta revisión por resistencia reportó que las trabes están escasas en flexión, pero pasa por cortante. Por lo que se refiere a las columnas, éstas no pasan por flexión ni por cortante.

Ante esta situación y con base en que la estructura no cumple con desplazamientos relativos de entrepiso en el sentido longitudinal ya que no pasa por resistencia, la estructura debe reforzarse para que pueda cumplir con el reglamento como estructura tipo A. La idea es el de restringir desplazamientos con bases en elementos rigidizantes, como pueden ser diagonales o muros de concreto, de manera que puedan bajar las solicitaciones de los elementos estructurales para que puedan pasar ante una sollicitación mucho más grande de la que se diseñó.

Bibliografía

Diseño y cálculo de estructuras de concreto reforzado
por resistencia máxima y servicio
Vicente Pérez Alama editorial trillas

Concreto Reforzado (un enfoque básico)
Nawy prentice hall

Análisis y Diseño Estructural
Heberto Castillo Martínez

Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
González Cuevas Robles
3ra edición editorial limusa.

Cálculo Estructural
Ingeniería Civil y Arquitectura.
Miguel Chulias De La Torre editorial trillas