

Lej 37

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA



DISEÑO ESTRUCTURAL DE
UN EDIFICIO DE 5 NIVELES

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A

ANTONIO CASTILLO ABONZA

México, D. F.

1981



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.

I N D I C E

=====

CAPITULO PRIMERO

=====

DESCRIPCION DE LA OBRA Y BAJADA DE CARGAS.

CAPITULO SEGUNDO

=====

ANALISIS POR CARGAS VERTICALES.

CAPITULO TERCERO

=====

ANALISIS POR CARGAS HORIZONTALES.

CAPITULO CUARTO

=====

ANALISIS DE LA CIMENTACION.

CAPITULO QUINTO

=====

DISENO DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO VIGENTE
DEL DISTRITO FEDERAL.

CAPITULO SEXTO

=====

CONCLUSIONES.

CONTRATO DE OBRAS Y SERVICIOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS
CAPITULO PRIMERO

DESCRIPCION DE LA OBRA Y BAJADA DE CARGAS.

1.1.) Descripción de la Obra.

Se trata de un edificio para departamentos, que consta de - estacionamiento en la planta baja, un departamento en semisótano y mezzani - ne; tres plantas tipo en medios niveles y cuartos de servicio en la azótea.

Este edificio, presenta la particularidad de tener los de - partamentos en medios niveles; ya que la estancia comedor y la cocina, se en - cuentran en un nivel y medio nivel arriba, se ubican las recámaras, hall y - baños correspondientes y debido a requerimientos de tipo arquitectónico, la - estructura será de concreto en columnas rectangulares y losa plana aligerada con blocks huecos.

1.2.) Acciones Permanentes.

Cargas Muertas : son las que actúan permanentemente en una - construcción y deberán considerarse como tales; al peso propio de los elemen - tos estructurales y no estructurales, incluyendo instalaciones; al peso del - equipo que ocupa una posición fija y permanente en la construcción y al peso estimado de futuros muros divisorios y de otros elementos no estructurales - que puedan colocarse posteriormente.

MATERIAL	Peso Volumétrico en Ton/m3		
	Máximo	Mínimo	
Mortero de Cemento y Arena.	2.10	1.90	
Aplanado de Yeso.	1.50	1.10	
Tabique macizo hecho a mano.	1.50	1.30	
Tabique macizo prensado.	2.20	1.60	
Bloque hueco de concreto ligero (volúmen neto)	1.70	1.30	
Bloque hueco de concreto pesado.(volúmen neto)	2.20	2.00	
Vidrio Plano.	3.10	2.80	
IV. Madera.			
Caoba.	seca	0.65	0.55
	saturada	1.00	0.70
Cedro.	seco	0.55	0.40
	saturado	0.70	0.50
Oyamel.	seco	0.40	0.30
	saturado	0.65	0.55
Encino.	seco	0.90	0.80
	saturado	1.00	0.80
Pino.	seco	0.65	0.45
	saturado	1.00	0.80
V. Recubrimientos.			
		PESOS EN KG/m2.	
Azulejo.		15	10
Mosaicos en pasta.		35	25
Granito o terrazo de	20 X 20	45	35
	30 X 30	55	45
	40 X 40	65	55
Loseta asfáltica o vínflica.		10	5

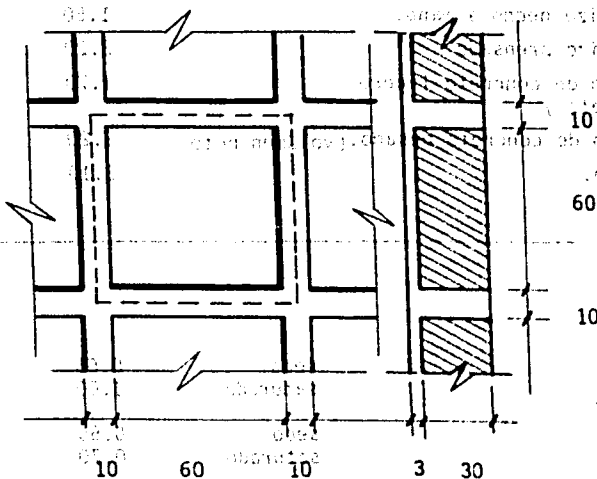
1.2.1.). Pesos Volumétricos de Materiales Constructivos.

MATERIAL	Peso Volumétrico en Ton/m ³		
	Máximo	Mínimo	
I. <u>Piedras Naturales.</u>			
Arenisca (chiluca y canteras)	secas	2.45	1.75
	saturadas	2.50	2.00
Basaltos (piedra braza)	secas	2.60	2.35
	saturadas	2.65	2.45
Granito.		3.20	2.40
Mármol.		2.60	2.55
Pizarras.	secas	2.80	2.30
	saturadas	2.85	2.35
Tepetates.	secos	1.60	0.75
	saturados	1.95	1.30
Tezontles.	secos	1.25	0.65
	saturados	1.55	1.15
II. <u>Suelos.</u>			
Arena de grano de tamaño uniforme.	seca	1.75	1.40
	saturada	2.10	1.85
Arena bien graduada.	seca	1.90	1.55
	saturada	2.30	1.95
Arcilla típica del Valle de México en su condición natural.		1.50	1.20
III. <u>Piedras Artificiales, Concretos y Morteros.</u>			
Concreto simple con agregados de peso normal.		2.20	2.00
Concreto Reforzado		2.40	2.20
Mortero de Cal y Arena.		1.50	1.40

MATERIAL	Peso Volumétrico en Ton/m3		
	Máximo	Mínimo	
Mortero de Cemento y Arena.	2.10	1.90	
Aplanado de Yeso.	1.50	1.10	
Tabique macizo hecho a mano.	1.50	1.30	
Tabique macizo prensado.	2.20	1.60	
Bloque hueco de concreto ligero (volúmen neto)	1.70	1.30	
Bloque hueco de concreto pesado. (volúmen neto)	2.20	2.00	
Vidrio Plano.	3.10	2.80	
IV. Madera.			
Caoba.	seca	0.65	0.55
	saturada	1.00	0.70
Cedro.	seco	0.55	0.40
	saturado	0.70	0.50
Oyamel.	seco	0.40	0.30
	saturado	0.65	0.55
Encino.	seco	0.90	0.80
	saturado	1.00	0.80
Pino.	seco	0.65	0.45
	saturado	1.00	0.80
V. Recubrimientos.			
	PESOS EN KG/m2.		
Azulejo.	15	10	
Mosaicos en pasta.	35	25	
Granito o terrazo de	20 X 20	45	35
	30 X 30	55	45
	40 X 40	65	55
Loseta asfáltica o vínflica.	10	5	

1.2.2.). Análisis de Cargas Muertas.

Losa de Concreto Aligerada (entrepiso Planta Tipo)



Volúmen Total = $0.70 \times 0.70 \times 0.33 = 0.162$

Volúmen de un Block = $0.60 \times 0.60 \times 0.30 = 0.108$

Volúmen de Concreto = 0.054 m^3

Peso del Concreto = $0.054 \text{ m}^3 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 130 \text{ Kg.}$

Peso de un Block = $1 \text{ pza.} \times 63 \text{ Kg/pza.} = 63 \text{ Kg.}$

Peso Total = 193 Kg/cajón.

$w = \frac{193}{0.70 \times 0.70} = 394 \text{ Kg/m}^2$

Carga Muerta (entrepiso Planta Tipo)

Peso propio losa de 33 cm.

394 Kg/m².

1.3.) Acciones Variables.

Cargas Vivas : Representan las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente.

1.3.1.) Tabla de Cargas Vivas Unitarias de Diseño, en Kg/m².

	DESTINO DEL PISO O CUBIERTA	W	W _a	W _m
I.	Habitación (apartamentos)	70	90	250 (1)
II.	Comunicación para peatones. (pasillos, escaleras)	40	150	175 (2)
VII.	Cubiertas y Azoteas con pendiente no mayor de 5%.	15	70	100
XI.	Garajes y Estacionamientos. (para automóviles exclusivamente)	40	100	150

(1) $W_m = 150 + 420 A^{-\frac{1}{2}} = 150 + \frac{420}{\sqrt{A}}$

(2) $W_m = 150 + 400 A^{-\frac{1}{2}} = 150 + \frac{400}{\sqrt{A}}$

W_m : Carga Viva para diseño estructural por fuerzas gravitacionales de la estructura y de la cimentación.

W_a : Carga Viva para diseño sísmico.

W : Carga Media para cálculo de asentamientos diferidos en materiales poco permeables saturados.

1.4.) Cargas Uniformemente Repartidas Equivalentes.

Una vez definidas las cargas vivas y las cargas muertas que actúan sobre la estructura; es necesario determinar los efectos de cargas lineales, debidas a muros que apoyan sobre las losas y que pueden tomarse en cuenta como cargas uniformemente repartidas equivalentes.

Para lograr lo anterior, se tomará en cuenta lo señalado en el inciso; 4.3.4. Cargas Lineales, de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que dice: "En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados,

se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 4.2. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

Tabla 4.2.

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto.	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo.	1.8	1.7	1.6

1.5.). Cargas Totales para Análisis por Cargas Verticales.

En la tabla siguiente se indican las cargas totales (CM+CV), que obran en todos y cada uno de los niveles del edificio y se obtuvieron por la suma de las cargas: Muerta, Viva y Equivalente.

1.5.1.). Tabla de Cargas Totales para Análisis por Cargas Verticales.

Nivel	Tablero	(CM + CV) T/m2.
10	A	1.1
	B	1.1
	C	1.0
9	D	1.0
	E	1.0
	F	1.0
	A	1.0
8 y 6	B	1.0
	C	1.1
	D	1.1
7 y 5	E	0.7
	F	1.0
	A	1.0
	B	1.0
4	C	1.1
	D	1.1
	E	0.7
	F	1.0
2	A	0.9
	B	0.9

sección dividida en partes iguales, se considera el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor de corrección de la tabla 1.6. La carga equivalente se obtiene al dividir el momento obtenido por el área de la sección que actúa en la trabe.

Para el análisis y diseño estructural de los marcos ortogonales que forman la estructura del edificio, se considera que cada uno de los marcos, está formado por una fila de columnas y franjas de losa de ancho igual a la distancia entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado. Al analizar los marcos, deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

3.7	3.1	3.1	3.1
-----	-----	-----	-----

Sin embargo, para efectos de bajar cargas a la cimentación, a través de las columnas del edificio, se determinarán las áreas tributarias correspondientes a cada trabe, y se valorizarán las cargas repartidas uniformes equivalentes que gravitan sobre las mismas.

Se utilizarán las formulas conocidas, que son :

Se utilizarán las formulas conocidas, que son :

$$W_c = \frac{W_c}{3}$$

$$W_L = \frac{W_c}{3} \left(\frac{3 - m^2}{2} \right)$$

$$m = \frac{c}{L}$$

c = longitud de claro corto de la losa.

L = longitud de claro largo de la losa.

W_c = carga uniforme repartida equivalente, a lo largo de la trabe corta.

W_L = carga uniforme repartida equivalente, a lo largo de la trabe larga.

Una vez determinadas las cargas que obran sobre todos y cada uno de los marcos del edificio, se obtuvieron los Momentos Flexionantes

y Fuerzas Cortantes y Normales, a que están sometidos.

Para ello, se utilizó, el "Método Modificado de Kani", -
propuesto por el Dr. Rodolfo Luthe García; el cual consiste básicamente en -
que las incógnitas, son los giros y los desplazamientos y no los momentos de
bidos a los mismos, como el método usual de Gaspar Kani.

En el Capítulo 6 :- Conclusiones; se obtienen las ecuacio
nes que permiten determinar los giros y desplazamientos de todos y cada uno
de los nudos que integran la estructura, derivadas de las ecuaciones usuales
de Kani, relativas a los Momentos provocados por los giros y desplazamientos
de los nudos.

Para facilitar aún más la solución de los marcos, se -
aprovechó, la simetría en geometría y cargas, que se presenta en los marcos-
correspondientes a los Ejes : A, B, C y E.

Como ejemplo, se presenta la solución de los marcos co -
rrespondientes a los Ejes :- A, C y 1-6; utilizando las rigideces y factores-
de distribución angular y lineal, derivados para el análisis estructural por
cargas verticales en que se utiliza el método usual de Kani, (ver Capítulo -
Segundo).

1). Momentos de Empotramiento (Ton-m)

BARRA	M_i (T/m)	L (m)	M_{ik} (T-m)	M_{ki} (T-m)
1-2	1.9	5.55	+ 4.9	- 4.9
2-3	1.5	2.50	+ 0.8	- 0.8
5-6	1.2	5.55	+ 3.1	- 3.1
9-10				
13-14				
6-7				
10-11	1.5	2.5	+ 0.8	- 0.8
14-15				

2). Momentos de Desequilibrio (Ton-m)

NUDO	BARRA	M_{ik}	M_i	NUDO	BARRA	M_{ik}	M_i
1	1-2	+ 4.9	+ 4.9	9	9-5	0	+ 3.1
	1-5	0			9-10	+ 3.1	
2	2-1	- 4.9	- 4.1		9-13	0	
	2-3	+ 0.8		10	10-9	- 3.1	
	2-6	0			10-6	0	
5-1	0	10-11	+ 0.8				
5	5-6	+ 3.1	+ 3.1		10-14	0	
	5-9	0		13	13-9	0	
	6	6-5			- 3.1	13-14	+ 3.1
6-2		0	13-17		0		
6-7		+ 0.8	14	14-13	- 3.1		
6	6-10	0		14-10	0		
				14-15	+ 0.8		
				14-18	0		

$M_i = \Sigma M_{ik}$

3). Distribución de Giros.

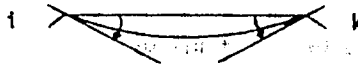
$$\theta_i = -\frac{M_i}{2K_i} + \sum_{k=1}^n \mu_{ik} \theta_k$$

Para las barras : 2-3, 6-7, 10-11 y 14-15.

$$\phi_i = -\phi_k$$

por simetría de la estructura

(simetría)



$$\phi_i = -\phi_k$$

$$\begin{aligned} \theta_1 &= -M_1 / 2K_1 + \mu_{12} \theta_2 + \mu_{15} \theta_5 \\ \theta_2 &= -M_2 / 2K_2 + \mu_{21} \theta_1 + \mu_{23} \theta_3 + \mu_{26} \theta_6 \\ \theta_3 &= -M_3 / 2K_3 + \mu_{31} \theta_1 + \mu_{36} \theta_6 + \mu_{39} \theta_9 \\ \theta_6 &= -M_6 / 2K_6 + \mu_{65} \theta_5 + \mu_{62} \theta_2 + \mu_{67} \theta_7 + \mu_{610} \theta_{10} \\ \theta_9 &= -M_9 / 2K_9 + \mu_{95} \theta_5 + \mu_{910} \theta_{10} + \mu_{913} \theta_{13} \\ \theta_{10} &= -M_{10} / 2K_{10} + \mu_{109} \theta_9 + \mu_{106} \theta_6 + \mu_{1011} \theta_{11} + \mu_{1014} \theta_{14} \end{aligned}$$

12.

$$\theta_{13} = - M_{13} / 2K_{13} + \mu_{13,9} \theta_9 + \mu_{13,14} \theta_{14} + \mu_{13,17} \theta_{17}$$

$$\theta_{14} = - M_{14} / 2K_{14} + \mu_{14,13} \theta_{13} + \mu_{14,16} \theta_{16} + \mu_{14,15} \theta_{15} + \mu_{14,18} \theta_{18}$$

$$\theta_3 = - \theta_2$$

$$\theta_7 = - \theta_6$$

$$\theta_{11} = - \theta_{10}$$

$$\theta_{15} = - \theta_{16}$$

Por simetría de la estructura.

$$\theta_{17} = \theta_{18} = 0 \quad (\text{empotramiento})$$

$$\theta_1 = - M_1 / 2K_1 + \mu_{12} \theta_2 + \mu_{13} \theta_3$$

$$\theta_2 = - M_2 / 2K_2 + \mu_{21} \theta_1 - \mu_{23} \theta_3 + \mu_{26} \theta_6$$

$$\theta_5 = - M_5 / 2K_5 + \mu_{51} \theta_1 + \mu_{56} \theta_6 + \mu_{59} \theta_9$$

$$\theta_6 = - M_6 / 2K_6 + \mu_{65} \theta_5 + \mu_{62} \theta_2 - \mu_{67} \theta_7 + \mu_{6,10} \theta_{10}$$

$$\theta_9 = - M_9 / 2K_9 + \mu_{95} \theta_5 + \mu_{9,10} \theta_{10} + \mu_{9,13} \theta_{13}$$

$$\theta_{10} = - M_{10} / 2K_{10} + \mu_{10,9} \theta_9 + \mu_{10,6} \theta_6 - \mu_{10,11} \theta_{11} + \mu_{10,14} \theta_{14}$$

$$\theta_{13} = - M_{13} / 2K_{13} + \mu_{13,9} \theta_9 + \mu_{13,14} \theta_{14}$$

$$\theta_{14} = - M_{14} / 2K_{14} + \mu_{14,13} \theta_{13} + \mu_{14,16} \theta_{16} - \mu_{14,15} \theta_{15}$$

Sustituyendo Valores :

$$\theta_1 = - 4.9 / 2 \times 4.5 - 0.222 \theta_2 - 0.278 \theta_3$$

$$\theta_1 = - 0.544 - 0.222 \theta_2 - 0.278 \theta_3$$

$$\theta_2 = + 4.1 / 2 \times 8.9 - 0.113 \theta_1 + 0.247 \theta_2 - 0.140 \theta_6$$

$$\theta_2 - 0.247 \theta_2 = 0.230 - 0.113 \theta_1 - 0.140 \theta_6$$

$$0.753 \theta_2 = 0.230 - 0.113 \theta_1 - 0.140 \theta_6$$

$$\theta_2 = 0.305 - 0.150 \theta_1 - 0.186 \theta_6$$

$$\theta_3 = - 3.1 / 2 \times 7 - 0.178 \theta_1 - 0.144 \theta_6 - 0.178 \theta_3$$

$$\theta_3 = - 0.221 - 0.178 \theta_1 - 0.144 \theta_6 - 0.178 \theta_3$$

$$\theta_6 = + 2.3 / 2 \times 11.4 - 0.088 \theta_3 - 0.110 \theta_2 + 0.192 \theta_6 - 0.110 \theta_{10}$$

$$\theta_6 = 0.101 - 0.088 \theta_3 - 0.110 \theta_2 + 0.192 \theta_6 - 0.110 \theta_{10}$$

$$\theta_6 - 0.192 \theta_6 = 0.101 - 0.088 \theta_3 - 0.110 \theta_2 - 0.110 \theta_{10}$$

$$0.808 \theta_6 = 0.101 - 0.088 \theta_3 - 0.110 \theta_2 - 0.110 \theta_{10}$$

$$\theta_6 = 0.125 - 0.109 \theta_3 - 0.136 \theta_2 - 0.136 \theta_{10}$$

$$\theta_6 = 0.125 - 0.109 \theta_3 - 0.136 (\theta_2 + \theta_{10})$$

81 14.

$$\theta_9 = - 3.1 / 2 \times 7.9 = 0.158 \theta_8 - 0.127 \theta_{10} - 0.215 \theta_{11}$$

$$\theta_9 = - 0.196 - 0.158 \theta_8 - 0.127 \theta_{10} - 0.215 \theta_{11}$$

$$\theta_{10} = + 2.3 / 2 \times 12.3 = 0.082 \theta_9 - 0.101 \theta_8 + 0.179 \theta_{10} - 0.138 \theta_{11}$$

$$\theta_{10} = 0.093 - 0.082 \theta_9 - 0.101 \theta_8 + 0.179 \theta_{10} - 0.138 \theta_{11}$$

$$\theta_{10} - 0.179 \theta_{10} = 0.093 - 0.082 \theta_9 - 0.101 \theta_8 - 0.138 \theta_{11}$$

$$0.821 \theta_{10} = 0.093 - 0.082 \theta_9 - 0.101 \theta_8 - 0.138 \theta_{11}$$

$$\theta_{10} = 0.113 - 0.100 \theta_9 - 0.123 \theta_8 - 0.168 \theta_{11}$$

$$\theta_{11} = - 3.1 / 2 \times 8.6 = 0.198 \theta_9 - 0.117 \theta_{11}$$

$$\theta_{11} = - 0.180 - 0.198 \theta_9 - 0.117 \theta_{11}$$

$$\theta_{11} = + 2.3 / 2 \times 13 = 0.077 \theta_{11} - 0.131 \theta_{10} + 0.169 \theta_{11}$$

$$\theta_{11} = + 0.088 - 0.077 \theta_{11} - 0.131 \theta_{10} + 0.169 \theta_{11}$$

$$\theta_{11} - 0.169 \theta_{11} = 0.088 - 0.077 \theta_{11} - 0.131 \theta_{10}$$

$$0.831 \theta_{11} = 0.088 - 0.077 \theta_{11} - 0.131 \theta_{10}$$

$$\theta_{11} = 0.106 - 0.093 \theta_{11} - 0.158 \theta_{10}$$

4). Momentos Finales.

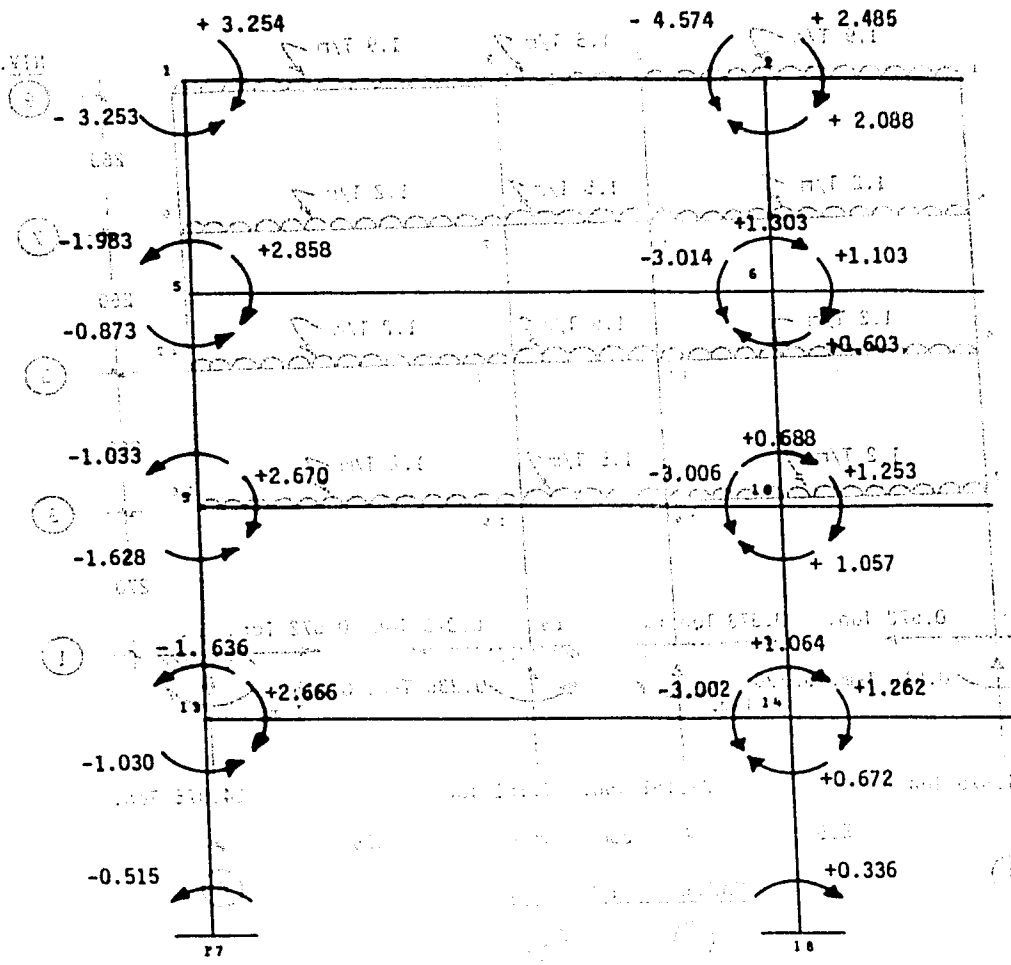
$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 K_{ik} \theta_i + K_{ik} \theta_k$$

16

NUDO	BARRA	K _{ik}	2 K _{ik}	θ _i	θ _k	\bar{M}_{ik}	2 K _{ik} θ _i	K _{ik} θ _k	M _{ik}
1	1-2	2	4	- 0.603	+ 0.383	+ 4.9	- 2.412	+ 0.766	+ 3.254
	1-5	2.5	5	- 0.603	- 0.095	-----	- 3.015	- 0.238	- 3.253
2	2-1	2	4	+ 0.383	- 0.603	- 4.9	+ 1.532	- 1.206	- 4.574
	2-3	4.4	8.8	+ 0.383	- 0.383	+ 0.8	+ 3.370	- 1.685	+ 2.485
	2-6	2.5	5	+ 0.383	+ 0.069	-----	+ 1.915	+ 0.173	+ 2.088
5	5-1	2.5	5	- 0.095	- 0.603	-----	- 0.475	- 1.508	- 1.983
	5-6	2	4	- 0.095	+ 0.069	+ 3.1	- 0.380	+ 0.138	+ 2.858
	5-9	2.5	5	- 0.095	- 0.159	-----	- 0.475	- 0.398	- 0.873
6	6-5	2	4	+ 0.069	- 0.095	- 3.1	+ 0.276	- 0.190	- 3.014
	6-2	2.5	5	+ 0.069	+ 0.383	-----	+ 0.345	+ 0.958	+ 1.303
	6-7	4.4	8.8	+ 0.069	- 0.069	+ 0.8	+ 0.607	- 0.304	+ 1.103
	6-10	2.5	5	+ 0.069	+ 0.103	-----	+ 0.345	+ 0.258	+ 0.603

NUDO	BARRA	K1k	2 K1k	θ 1	θ k	M1k	2 K1k θ 1	K1k θ k	M1k
9	9-5	2.5	5	- 0.159	- 0.095	-----	- 0.795	- 0.238	- 1.033
	9-10	2	4	- 0.159	+ 0.103	+ 3.1	- 0.636	+ 0.206	+ 2.670
	9-13	3.4	6.8	- 0.159	- 0.161	-----	- 1.081	- 0.547	- 1.628
10	10-9	2	4	+ 0.103	- 0.159	- 3.1	+ 0.412	- 0.318	- 3.006
	10-6	2.5	5	+ 0.103	+ 0.069	-----	+ 0.515	+ 0.173	+ 0.688
	10-11	4.4	8.8	+ 0.103	- 0.103	+ 0.8	+ 0.906	- 0.453	+ 1.253
	10-14	3.4	6.8	+ 0.103	+ 0.105	-----	+ 0.700	+ 0.357	+ 1.057
13	13-9	3.4	6.8	- 0.161	- 0.159	-----	- 1.095	- 0.541	- 1.636
	13-14	2	4	- 0.161	+ 0.105	+ 3.1	- 0.644	+ 0.210	+ 2.566
	13-17	3.2	6.4	- 0.161	-----	-----	- 1.030	-----	- 1.030
14	14-13	2	4	+ 0.105	- 0.161	- 3.1	+ 0.420	- 0.322	- 3.032
	14-10	3.4	6.8	+ 0.105	+ 0.103	-----	+ 0.714	+ 0.350	+ 1.064
	14-15	4.4	8.8	+ 0.105	- 0.105	+ 0.8	+ 0.924	- 0.462	+ 1.262
	14-18	3.2	6.4	+ 0.105	-----	-----	+ 0.672	-----	+ 0.672

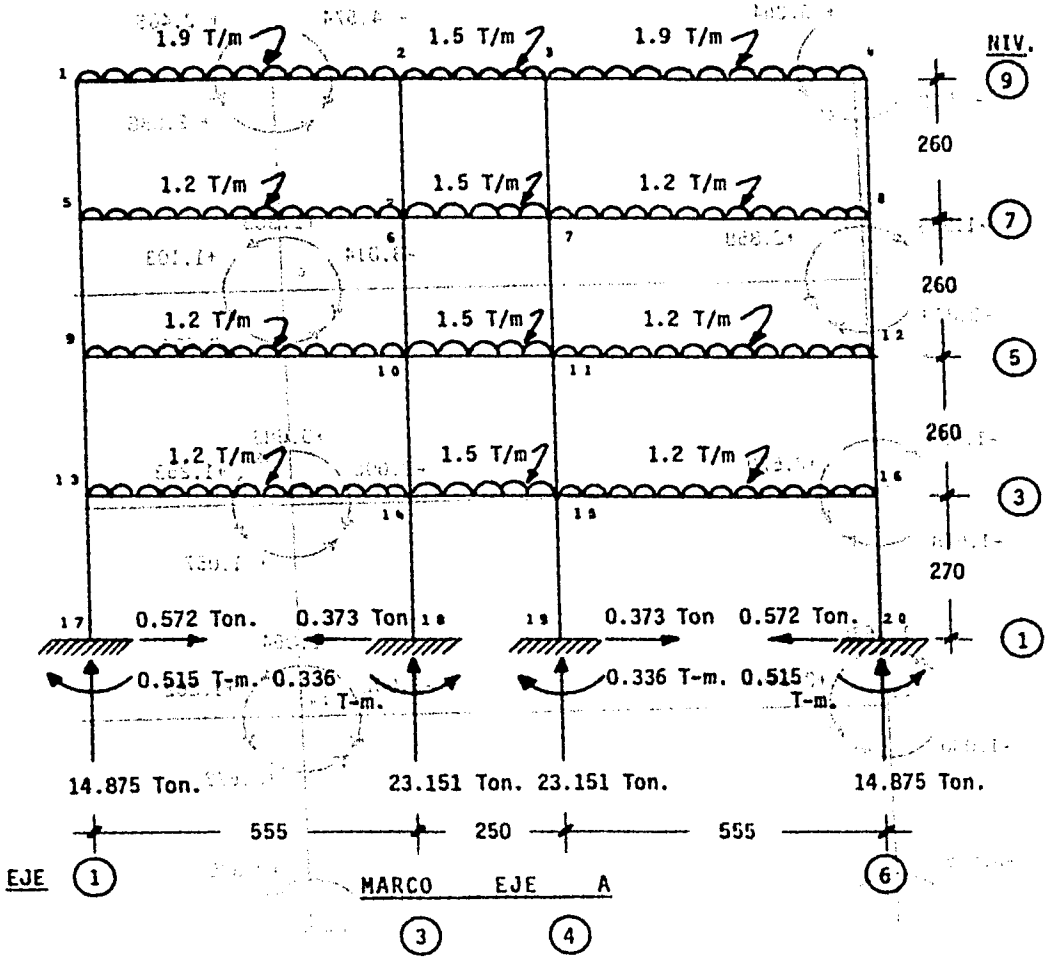
Momentos Finales Barra Sobre Nudo (b.s.n.)



MARCO EJE A

Momentos en Ton-m.

6). Diagrama de Cuerpo Libre.



MARCO EJE C

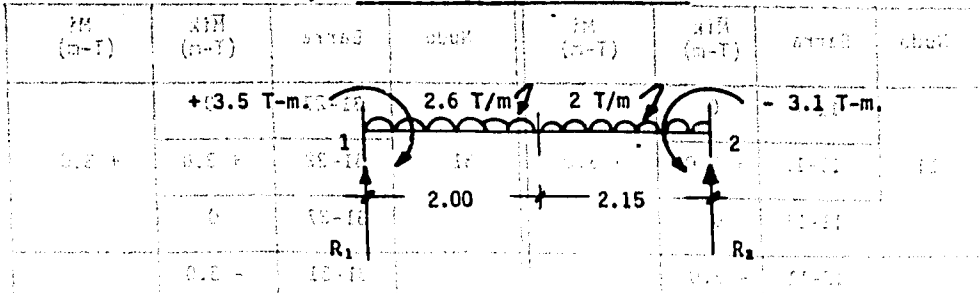
Los momentos de empotramiento de todos los ejes de las barras se refieren a los extremos de las barras, de acuerdo a las condiciones de empotramiento.

1). Momentos de Empotramiento.

BARRA	W (T/m)	L (m.)	M _{ik} (T-m)	M _{ki} (T-m)
1-2	2.6 - 2.0	4.15	+ 3.5	- 3.1
2-3	2.0	1.40	+ 0.3	- 0.3
3-4	2.5	2.50	+ 1.3	- 1.3
7-8	0 - 2.2	4.15	+ 0.9	- 2.1
11-12				
21-22	2.1	4.15	+ 3.0	- 3.0
31-32				
12-13				
22-23	1.9	1.40	+ 0.3	- 0.3
32-33				
13-14				
23-24				
33-34	0.8	2.50	+ 0.4	- 0.4
41-42				
17-18	0 - 2.4	4.15	+ 1.0	- 2.3
27-28				
37-38	0 - 2.4	5.55	+ 2.7	- 4.9

Nudo	Barra	Mik (T-m)	M1 (T-m)	Nudo	Barra	Mik (T-m)	M1 (T-m)
11	11-7	0	+ 3.0	31	31-27	3.0	+ 3.0
	11-12	+ 3.0			31-32	+ 3.0	
	11-17	0			31-37	0	
12	12-11	- 3.0	- 2.7	32	31-31	- 3.0	- 2.7
	12-8	0			32-28	0	
	12-13	+ 0.3			32-33	+ 0.3	
	12-18	0					
13	13-12	- 0.3	+ 0.1	33	33-32	- 0.3	+ 0.1
	13-3	0			33-23	0	
	13-14	+ 0.4			33-34	+ 0.4	
	13-23	0			33-38	0	
17	17-11	0	+ 1.0	37	37-31	0	+ 2.7
	17-18	+ 1.0			37-38	+ 2.7	
	17-21	0			37-43	0	
18	18-17	- 2.3	- 2.3	38	38-37	- 4.9	- 4.9
	18-12	0			38-33	0	
	18-22	0			38-41	0	
21	21-17	0	+ 3.0	41	41-38	0	+ 0.4
	21-22	+ 3.0			41-42	+ 0.4	
	21-27	0			41-44	0	

3). Momentos de Piso "Vertical"



$$R_1 = \frac{2.0 \times 4.15}{2} + 0.6 \times 2 \left(1 - \frac{0.482}{2} \right) + \frac{3.5 - 3.1}{4.15}$$

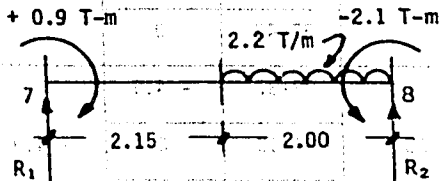
$$R_1 = 4.15 + 0.911 + 0.096$$

$$R_1 = 5.157 \text{ Ton.}$$

$$R_2 = 4.15 + 0.6 \times 2 \times \frac{0.482}{2} - 0.096$$

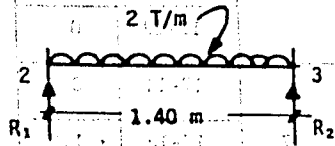
$$R_2 = 4.15 + 0.289 - 0.096$$

$$R_2 = 4.343 \text{ Ton.}$$



$$R_1 = W \frac{a}{2} + \frac{m_1 + m_2}{L}$$

$$R_1 = 2.2 \times 2 \times \frac{0.482}{2} + \frac{0.9 - 2.1}{4.15}$$



$$R_1 = R_2 = \frac{wL}{2} = \frac{2 \times 1.40}{2}$$

$$R_1 = R_2 = 1.4 \text{ Ton.}$$

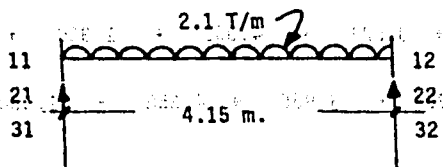
$$618.0 + \left(\frac{581.9}{3} - 1 \right) \times 4.5 = 289.0$$

$$R_1 = 1.060 - 0.289 = 0.771 \text{ Ton}$$

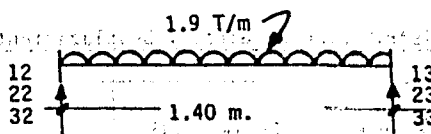
$$R_2 = W \left(1 - \frac{a}{2} \right) + \frac{m_1 + m_2}{L}$$

$$R_2 = 2.2 \times 2 \left(1 - \frac{0.482}{2} \right) + 0.289$$

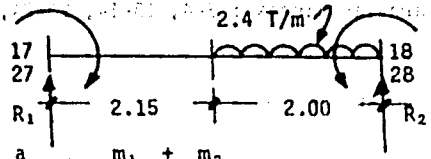
$$R_2 = 3.340 + 0.289 = 3.629 \text{ Ton.}$$



$$R_1 = R_2 = \frac{wL}{2} = \frac{2.1 \times 4.15}{2} = 4.358 \text{ Ton.}$$



$$R_1 = R_2 = \frac{1.9 \times 1.40}{2} = 1.330 \text{ Ton.}$$



$$R_1 = W \frac{a}{2} + \frac{m_1 + m_2}{L}$$

$$R_1 = 2.4 \times 2 \times \frac{0.482}{2} + \frac{1.0 - 2.3}{4.15}$$

$$R_1 = 1.157 - 0.313 = 0.844 \text{ Ton.}$$

$$R_2 = W \left(1 - \frac{a}{2} \right) + \frac{m_1 + m_2}{L}$$

$$R_2 = 2.4 \times 2 \left(1 - \frac{0.482}{2} \right) + 0.313$$

$$R_2 = 3.643 + 0.313 = 3.956 \text{ Ton.}$$

Por lo tanto :

$$Q_v = R_{21} + R_{23} + R_{27} + R_{12,11} + R_{12,13} + R_{18,17} + \\ + R_{22,21} + R_{22,23} + R_{28,27} + R_{32,31} + R_{32,33}$$

$$Q_v = 4.343 + 1.4 + 3.629 + 4.358 + 1.330 + 3.956 + \\ + 4.358 + 1.330 + 3.956 + 4.358 + 1.330$$

$$Q_v = 34.348 \text{ Ton.}$$

4). Distribución de Giros y Desplazamientos.

$$\theta_i = - \frac{M_i}{2K_i} + \sum \mu_{ik} \theta_k + \sum \nu_{ik} \psi_k$$

Para las Barras : 3-4, 13-14, 23-24, 33-34 y 41-42;

$$\phi_i = - \phi_k$$

o sea :

$$\theta_i = - \theta_k$$

Por simetría de la estructura.

$$\theta_1 = - \frac{M_1}{2K_1} + \mu_{12} \theta_2 + \mu_{17} \theta_7 + \mu_{12} \psi_{12}$$

$$\theta_1 = - \frac{M_1}{2 K_1} + \mu_{12}\theta_2 + \mu_{17}\theta_7 + \mu_{12}C_{12} \phi \text{ izq.} \quad (1)$$

$$\theta_1 = - \frac{3.5}{2 \times 8.7} - 0.213 \theta_2 - 0.287 \theta_7 - 0.213 (0.337) \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_1 = - 0.201 - 0.213 \theta_2 - 0.287 \theta_7 - 0.072 \phi \text{ izq.} \quad (1)$$

$$\theta_2 = - \frac{M_2}{2 K_2} + \mu_{21}\theta_1 + \mu_{23}\theta_3 + \mu_{28}\theta_8 + \mu_{21}\psi_{21} + \mu_{23}\psi_{23}$$

$$\theta_2 = - \frac{M_2}{2 K_2} + \mu_{21}\theta_1 + \mu_{23}\theta_3 + \mu_{28}\theta_8 + \mu_{21}C_{21} \phi \text{ izq.} + \mu_{23}C_{23} \phi \text{ der.}$$

$$\theta_2 = + \frac{2.8}{2 \times 15.5} - 0.120 \theta_1 - 0.348 \theta_3 - 0.032 \theta_8 - 0.120 (0.337) \phi \text{ izq.} - 0.348 (1) \phi \text{ der.}$$

$$\theta_2 = 0.090 - 0.120 \theta_1 - 0.348 \theta_3 - 0.032 \theta_8 - 0.040 \phi \text{ izq.} - 0.348 \phi \text{ der.}$$

$$\theta_2 = 0.090 - 0.120 \theta_1 - 0.348 (\theta_3 + \phi \text{ der.}) - 0.032 \theta_8 - 0.040 \phi \text{ izq.} \quad (2)$$

$$\theta_3 = - \frac{M_3}{2 K_3} + \mu_{32}\theta_2 + \mu_{34}\theta_4 + \mu_{3,13}\theta_{13} + \mu_{32}\psi_{32}$$

$$\theta_3 = - \frac{1.0}{2 \times 19.4} - 0.279 \theta_2 - 0.157 \theta_4 - 0.064 \theta_{13} - 0.279 C_{32} \phi \text{ der.}$$

$$\theta_3 = - 0.026 - 0.279 \theta_2 - 0.157 \theta_4 - 0.064 \theta_{13} - 0.279 (1) \phi \text{ der.}$$

además : $\theta_4 = - \theta_3$

$$\theta_3 = - 0.026 - 0.279 \theta_2 + 0.157 \theta_3 - 0.064 \theta_{13} - 0.279 \phi \text{ der.}$$

$$\theta_3 - 0.157 \theta_3 = - 0.026 - 0.279 (\theta_2 + \phi \text{ der.}) - 0.064 \theta_{13}$$

$$0.843 \theta_3 = - 0.026 - 0.279 (\theta_2 + \phi \text{ der.}) - 0.064 \theta_{13}$$

$$\theta_3 = -0.031 - 0.331 (\theta_2 + \phi \text{ der.}) - 0.076 \theta_{13} \quad (3)$$

$$\theta_7 = -\frac{M_7}{2K_7} + \mu_{71}\theta_1 + \mu_{72}\theta_2 + \mu_{7,11}\theta_{11} + \mu_{72}\psi_{72}$$

$$\theta_7 = -\frac{0.9}{2 \times 11.4} - 0.220\theta_1 - 0.060\theta_2 - 0.220\theta_{11} - 0.060 C_{72} \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_7 = -0.039 - 0.220\theta_1 - 0.060\theta_2 - 0.220\theta_{11} - 0.060 (0.337) \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_7 = -0.039 - 0.220 (\theta_1 + \theta_{11}) - 0.060\theta_2 - 0.020 \phi \text{ izq.} \quad (4)$$

$$\theta_8 = -\frac{M_8}{2K_8} + \mu_{87}\theta_7 + \mu_{82}\theta_2 + \mu_{8,12}\theta_{12} + \mu_{87}\psi_{87}$$

$$\theta_8 = +\frac{2.1}{2 \times 3.4} - 0.206\theta_7 - 0.147\theta_2 - 0.147\theta_{12} - 0.206 C_{87} \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_8 = 0.309 - 0.206\theta_7 - 0.147\theta_2 - 0.147\theta_{12} - 0.206 (0.337) \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_8 = 0.309 - 0.206\theta_7 - 0.147 (\theta_2 + \theta_{12}) - 0.069 \phi \text{ izq.} \quad (5)$$

$$\theta_{11} = -\frac{M_{11}}{2K_{11}} + \mu_{11,7}\theta_7 + \mu_{11,12}\theta_{12} + \mu_{11,17}\theta_{17} + \mu_{11,12}\psi_{11,12}$$

$$\theta_{11} = -\frac{3.0}{2 \times 13.7} - 0.183\theta_7 - 0.134\theta_{12} - 0.183\theta_{17} - 0.134 C_{11,12} \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{11} = -0.109 - 0.183 (\theta_7 + \theta_{17}) - 0.134\theta_{12} - 0.134 (0.337) \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{11} = -0.109 - 0.183 (\theta_7 + \theta_{17}) - 0.134\theta_{12} - 0.045 \phi \text{ izq.} \quad (6)$$

$$\theta_{12} = -\frac{M_{12}}{2K_{12}} + \mu_{12,11}\theta_{11} + \mu_{12,8}\theta_8 + \mu_{12,13}\theta_{13} + \mu_{12,18}\theta_{18} +$$

$$+ \mu_{12,11}\psi_{12,11} + \mu_{12,13}\psi_{12,13}$$

$$\theta_{12} = \frac{3.7}{2 \times 16.5} - 0.112\theta_{11} - 0.030\theta_9 - 0.328\theta_{13} - 0.030\theta_{18} - 0.112 C_{12,11} \phi \text{ der.}$$

$$= 0.328 C_{12,13} \phi \text{ der.}$$

$$\theta_{12} = 0.082 - 0.112\theta_{11} - 0.030\theta_9 - 0.328\theta_{13} - 0.030\theta_{18} - 0.112 (0.337) \phi \text{ der.}$$

$$= 0.328 (1) \phi \text{ der.}$$

$$\theta_{12} = 0.082 - 0.112\theta_{11} - 0.030 (\theta_9 + \theta_{18}) - 0.328 (\theta_{13} + \phi \text{ der.}) - (7)$$

$$= 0.038 \phi \text{ der.}$$

$$\theta_{13} = -\frac{M_{13}}{2 K_{13}} + \mu_{13,12}\theta_{12} + \mu_{13,9}\theta_9 + \mu_{13,14}\theta_{14} + \mu_{13,23}\theta_{23} + \mu_{13,12}\psi_{13,12}$$

$$\text{pero: } \theta_{14} = -\theta_{13}$$

$$\theta_{13} = -\frac{0.1}{2 \times 21.9} - 0.246\theta_{12} - 0.057\theta_9 - 0.140\theta_{14} - 0.057\theta_{23} - 0.246 C_{13,12} \phi \text{ der.}$$

$$\theta_{13} = -0.002 - 0.246\theta_{12} - 0.057\theta_9 + 0.140\theta_{13} - 0.057\theta_{23} - 0.246 (1) \phi \text{ der.}$$

$$\theta_{13} - 0.140\theta_{13} = -0.002 - 0.246\theta_{12} - 0.057 (\theta_9 + \theta_{23}) - 0.246 \phi \text{ der.}$$

$$0.860\theta_{13} = -0.002 - 0.246 (\theta_{12} + \phi \text{ der.}) - 0.057 (\theta_9 + \theta_{23}).$$

$$\theta_{13} = -0.002 - 0.286 (\theta_{12} + \phi \text{ der.}) - 0.066 (\theta_9 + \theta_{23}). \quad (8)$$

$$\theta_{17} = -\frac{M_{17}}{2 K_{17}} + \mu_{17,11}\theta_{11} + \mu_{17,18}\theta_{18} + \mu_{17,21}\theta_{21} + \mu_{17,18}\psi_{17,18}$$

$$\theta_{17} = -\frac{M_{17}}{2 K_{17}} + \mu_{17,11} \theta_{11} + \mu_{17,18} \theta_{18} + \mu_{17,21} \theta_{21} + \mu_{17,10} C_{17,10} \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{17} = -\frac{1.0}{2 \times 11} - 0.227 \theta_{11} - 0.046 \theta_{18} - 0.227 \theta_{21} - 0.046 (0.337) \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{17} = -0.045 - 0.227 (\theta_{11} + \theta_{21}) - 0.046 \theta_{18} - 0.016 \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{17} = -0.045 - 0.227 (\theta_{11} + \theta_{21}) - 0.046 \theta_{18} - 0.016 \phi \text{ izq.} \quad (9)$$

$$\theta_{18} = -\frac{M_{18}}{2 K_{18}} + \mu_{18,17} \theta_{17} + \mu_{18,12} \theta_{12} + \mu_{18,22} \theta_{22} + \mu_{18,19} \psi_{18,19}$$

$$\theta_{18} = +\frac{2.3}{2 \times 3} - 0.167 \theta_{17} - 0.166 \theta_{12} - 0.167 \theta_{22} - 0.167 C_{18,19} \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{18} = 0.383 - 0.167 (\theta_{17} + \theta_{22}) - 0.166 \theta_{12} - 0.167 (0.337) \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{18} = 0.383 - 0.167 (\theta_{12} + \theta_{17} + \theta_{22}) - 0.056 \phi \text{ izq.} \quad (10)$$

$$\theta_{21} = -\frac{M_{21}}{2 K_{21}} + \mu_{21,17} \theta_{17} + \mu_{21,22} \theta_{22} + \mu_{21,27} \theta_{27} + \mu_{21,22} C_{21,22} \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{21} = -\frac{3.0}{2 \times 13.7} - 0.182 \theta_{17} - 0.136 \theta_{22} - 0.182 \theta_{27} - 0.136 (0.337) \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{21} = -0.109 - 0.182 (\theta_{17} + \theta_{27}) - 0.136 \theta_{22} - 0.046 \phi \text{ izq.} \quad (11)$$

$$\theta_{22} = -\frac{M_{22}}{2 K_{22}} + \mu_{22,21} \theta_{21} + \mu_{22,18} \theta_{18} + \mu_{22,23} \theta_{23} + \mu_{22,28} \theta_{28} + \mu_{22,21} \psi_{22,21}$$

$$+ \mu_{22,23} \psi_{22,23}$$

$$\theta_{22} = +\frac{2.7}{2 \times 16.5} - 0.112 \theta_{21} - 0.030 \theta_{18} - 0.328 \theta_{23} - 0.030 \theta_{28} - 0.112 C_{22,21} \phi$$

$$\text{izq.} - 0.328 C_{22,23} \phi \text{ der.}$$

$$\theta_{22} = 0.082 - 0.112 \theta_{21} - 0.030 (\theta_{13} + \theta_{23}) - 0.328 \theta_{23} - 0.112 (0.337) \phi \text{ izq.}$$

$$\text{(11)} \quad - 0.328 (1) \phi \text{ der.}$$

$$\theta_{22} = 0.082 - 0.112 \theta_{21} - 0.030 (\theta_{13} + \theta_{23}) - 0.328 (\theta_{23} + \phi \text{ der.}) - 0.038 \phi \text{ izq.} \quad (12)$$

$$\theta_{23} = -\frac{M_{23}}{2 K_{23}} + \mu_{23,22} \theta_{22} + \mu_{23,13} \theta_{13} + \mu_{23,24} \theta_{24} + \mu_{23,33} \theta_{33} + \mu_{23,22} \psi_{23,22}$$

$$\text{(11)} \quad \text{pero: } \theta_{24} = -\theta_{23}$$

$$\theta_{23} = -\frac{0.1}{2 \times 21.9} - 0.247 \theta_{22} - 0.057 \theta_{13} - 0.139 \theta_{24} - 0.057 \theta_{33} - 0.247 C_{23,22} \phi$$

der.

$$\theta_{23} = -0.002 - 0.247 \theta_{22} - 0.057 (\theta_{13} + \theta_{33}) + 0.139 \theta_{23} - 0.247 (1) \phi \text{ der.}$$

$$\theta_{23} - 0.139 \theta_{23} = -0.002 - 0.247 \theta_{22} - 0.057 (\theta_{13} + \theta_{33}) - 0.247 \phi \text{ der.}$$

$$0.861 \theta_{23} = -0.002 - 0.247 (\theta_{22} + \phi \text{ der.}) - 0.057 (\theta_{13} + \theta_{33})$$

$$\theta_{23} = -0.002 - 0.287 (\theta_{22} + \phi \text{ der.}) - 0.066 (\theta_{13} + \theta_{33}) \quad (13)$$

$$\theta_{27} = -\frac{M_{27}}{2 K_{27}} + \mu_{27,21} \theta_{21} + \mu_{27,26} \theta_{26} + \mu_{27,31} \theta_{31} + \mu_{27,26} \psi_{27,26}$$

$$\theta_{27} = -\frac{1.0}{2 \times 11} - 0.227 \theta_{21} - 0.046 \theta_{26} - 0.227 \theta_{31} - 0.046 C_{27,26} \phi \text{ izq.}$$

32

$$\theta_{27} = -0.045 - 0.227 (\theta_{21} + \theta_{31}) - 0.046 \theta_{28} - 0.046 (0.337) \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{27} = -0.045 - 0.227 (\theta_{21} + \theta_{31}) - 0.046 \theta_{28} - 0.016 \phi \text{ izq.} \quad (14)$$

$$\theta_{28} = -\frac{M_{28}}{2 K_{28}} + \mu_{28,27} \theta_{27} + \mu_{28,22} \theta_{22} + \mu_{28,32} \theta_{32} + \mu_{28,27} \psi_{28,27}$$

$$\theta_{28} = -\frac{M_{28}}{2 K_{28}} + \mu_{28,27} \theta_{27} + \mu_{28,22} \theta_{22} + \mu_{28,32} \theta_{32} + \mu_{28,27} C_{28,27} \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{28} = +\frac{2.3}{2 \times 3} - 0.167 \theta_{27} - 0.166 \theta_{22} - 0.167 \theta_{32} - 0.167 (0.337) \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{28} = 0.383 - 0.167 (\theta_{27} + \theta_{22} + \theta_{32}) - 0.056 \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{28} = +0.383 - 0.167 (\theta_{22} + \theta_{27} + \theta_{32}) - 0.056 \phi \text{ izq.} \quad (15)$$

$$\theta_{31} = -\frac{M_{31}}{2 K_{31}} + \mu_{31,27} \theta_{27} + \mu_{31,32} \theta_{32} + \mu_{31,37} \theta_{37} + \mu_{31,32} \psi_{31,32}$$

$$\theta_{31} = -\frac{3.0}{2 \times 13.7} - 0.182 \theta_{27} - 0.136 \theta_{32} - 0.182 \theta_{37} - 0.136 \psi_{31,32}$$

$$\theta_{31} = -0.109 - 0.182 (\theta_{27} + \theta_{37}) - 0.136 \theta_{32} - 0.136 C_{31,32} \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{31} = -0.109 - 0.182 (\theta_{27} + \theta_{37}) - 0.136 \theta_{32} - 0.136 (0.337) \phi \text{ izq.}$$

$$\theta_{31} = -0.109 - 0.182 (\theta_{27} + \theta_{37}) - 0.136 \theta_{32} - 0.046 \phi \text{ izq.} \quad (16)$$

$$\theta_{32} = -\frac{M_{32}}{2 K_{32}} + \mu_{32,31} \theta_{31} + \mu_{32,28} \theta_{28} + \mu_{32,33} \theta_{33} + \mu_{32,31} \psi_{32,31} +$$

$$+ \mu_{32,33} \psi_{32,33}$$

$$\theta_{32} = - \frac{M_{32}}{Z K_{32}} + \mu_{32,31} \theta_{31} + \mu_{32,20} \theta_{20} + \mu_{32,33} \theta_{33} + \mu_{32,31} C_{32,31} \phi \text{ 1zq.} +$$

$$+ \mu_{32,33} C_{32,33} \phi \text{ der.}$$

$$\theta_{32} = + \frac{2.7}{2 \times 15.5} - 0.120 \theta_{31} - 0.032 \theta_{20} - 0.348 \theta_{33} - 0.120 (0.337) \phi \text{ 1zq.} -$$

$$- 0.348 (1) \phi \text{ der.}$$

$$\theta_{32} = + 0.087 - 0.120 \theta_{31} - 0.032 \theta_{20} - 0.348 (\theta_{33} + \phi \text{ der. }) - 0.040 \phi \text{ 1zq.} \quad (17)$$

$$\theta_{33} = - \frac{M_{33}}{Z K_{33}} + \mu_{33,32} \theta_{32} + \mu_{33,23} \theta_{23} + \mu_{33,34} \theta_{34} + \mu_{33,30} \theta_{30} + \mu_{33,32} \psi_{33,32}$$

$$\text{pero : } \theta_{34} = - \theta_{33}$$

$$\theta_{33} = - \frac{0.1}{2 \times 24.4} - 0.222 \theta_{32} - 0.051 \theta_{23} - 0.125 \theta_{34} - 0.102 \theta_{30} -$$

$$- 0.222 C_{33,32} \phi \text{ der.}$$

$$\theta_{33} = - 0.002 - 0.222 \theta_{32} - 0.051 \theta_{23} + 0.125 \theta_{33} - 0.102 \theta_{30} -$$

$$- 0.222 (1) \phi \text{ der.}$$

$$\theta_{33} - 0.125 \theta_{33} = - 0.002 - 0.222 (\theta_{32} + \phi \text{ der. }) - 0.051 \theta_{23} - 0.102 \theta_{30}$$

$$0.875 \theta_{33} = - 0.002 - 0.222 (\theta_{32} + \phi \text{ der. }) - 0.051 \theta_{23} - 0.102 \theta_{30}$$

$$\theta_{33} = - 0.002 - 0.254 (\theta_{32} + \phi \text{ der. }) - 0.058 \theta_{23} - 0.117 \theta_{30} \quad (18)$$

$$\theta_{37} = - \frac{M_{37}}{Z K_{37}} + \mu_{37,31} \theta_{31} + \mu_{37,30} \theta_{30} + \mu_{37,41} \theta_{41}$$

EE
34

$$\theta_{33} = 0 \text{ (empotramiento).}$$

$$\theta_{37} = -\frac{2.7}{2 \times 9.4} - 0.266 \theta_{31} - 0.144 \theta_{38}$$

$$\theta_{37} = -0.144 - 0.266 \theta_{31} - 0.144 \theta_{38}$$

$$\theta_{37} = -0.144 (1 + \theta_{38}) - 0.266 \theta_{31} \quad (19)$$

$$\theta_{38} = -\frac{M_{38}}{2 K_{38}} + \mu_{38,37} \theta_{37} + \mu_{38,33} \theta_{33} + \mu_{38,41} \theta_{41}$$

$$\theta_{38} = +\frac{4.9}{2 \times 12.7} - 0.106 \theta_{37} - 0.197 \theta_{33} - 0.197 \theta_{41}$$

$$\theta_{38} = 0.193 - 0.106 \theta_{37} - 0.197 (\theta_{33} + \theta_{41}). \quad (20)$$

$$\theta_{41} = -\frac{M_{41}}{2 K_{41}} + \mu_{41,38} \theta_{38} + \mu_{41,42} \theta_{42} + \mu_{41,44} \theta_{44}$$

$$\theta_{41} = -\frac{0.4}{2 \times 9.3} - 0.269 \theta_{38} - 0.091 \theta_{42} - 0.140 \theta_{44}$$

pero : $\theta_{42} = -\theta_{41}$ (simetrfa).

y $\theta_{44} = 0$ (empotramiento)

$$\theta_{41} = -0.022 - 0.269 \theta_{38} + 0.091 \theta_{41}$$

$$\theta_{41} - 0.091 \theta_{41} = -0.022 - 0.269 \theta_{38}$$

$$0.909 \theta_{41} = -0.022 - 0.269 \theta_{38}$$

$$\theta_{41} = -0.024 - 0.296 \theta_{38} \quad (21)$$

$$\phi_n = \frac{Q_n \text{ hr}}{2 Kn} + \sum v_{ik} (\theta_i + \theta_k)$$

$$\phi_{1zq} = \frac{Q_v \text{ hr}}{2 Kn} + v_{12} (\theta_1 + \theta_2) + v_{78} (\theta_7 + \theta_8) +$$

$$+ (v_{17} + v_{18} + v_{27} + v_{28} + v_{11} + v_{12} + v_{21} + v_{22}) 0.110 \cdot 0 + 1.08 \cdot 0 - 0.095 \cdot 0$$

$$+ v_{11,12} (\theta_{11} + \theta_{12}) + v_{17,18} (\theta_{17} + \theta_{18}) +$$

$$- (v_{27} + v_{28} + v_{21} + v_{22}) 0.110 \cdot 0 + (v_{17} + v_{18}) 0.310 \cdot 0 +$$

$$+ v_{21,22} (\theta_{21} + \theta_{22}) + v_{27,28} (\theta_{27} + \theta_{28}) +$$

$$(v_{31} + v_{32} + v_{21} + v_{22} + v_{12} + v_{13} + v_{22} + v_{23}) 0.220 \cdot 0 -$$

$$+ v_{31,32} (\theta_{31} + \theta_{32}) + v_{23} (-\theta_2 - \theta_3) +$$

$$+ v_{12,13} (-\theta_{12} - \theta_{13}) + v_{22,23} (-\theta_{22} - \theta_{23}) +$$

$$+ v_{32,33} (-\theta_{32} - \theta_{33})$$

$$\phi_{1zq} = \frac{34.348 (1.40)}{2 (45.271)} - 0.0413 (\theta_1 + \theta_2) - 0.0156 (\theta_7 + \theta_8) -$$

$$- 0.0413 (\theta_{11} + \theta_{12}) - 0.0112 (\theta_{17} + \theta_{18}) -$$

$$- 0.0413 (\theta_{21} + \theta_{22}) - 0.0112 (\theta_{27} + \theta_{28}) -$$

$$- 0.0413 (\theta_{31} + \theta_{32}) + 0.358 (\theta_2 + \theta_3) +$$

$$+ 0.358 (\theta_{12} + \theta_{13}) + 0.358 (\theta_{22} + \theta_{23}) +$$

$$+ 0.358 (\theta_{32} + \theta_{33})$$

$$\phi_{1zq} = 0.531 - 0.0413 (\theta_1 + \theta_2 + \theta_{11} + \theta_{12} + \theta_{21} + \theta_{22} + \theta_{31} + \theta_{32}) -$$

$$- 0.0156 (\theta_7 + \theta_8) - 0.0112 (\theta_{17} + \theta_{18} + \theta_{27} + \theta_{28}) +$$

$$+ 0.358 (\theta_2 + \theta_3 + \theta_{12} + \theta_{13} + \theta_{22} + \theta_{23} + \theta_{32} + \theta_{33})$$

5). Momentos Finales.

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 K_{ik} \theta_i + k_{ik} \theta_k + k_{ik} \psi_{ik}$$

$$\psi_{ik} = C_{ik} \phi_n$$

Nudo	Barra	K _{ik}	2K _{ik}	θ _i	θ _k	φ _n	C _{ik}	ψ _{ik}	2K _{ik} θ _i	K _{ik} θ _k	K _{ik} ψ _{ik}	\bar{M}_{ik}	M _{ik}
1	1-2	3.7	7.4	- 0.456	+ 0.535	+ 1.616	0.337	+ 0.545	- 3.374	+ 1.980	+ 2.017	+ 3.5	+ 4.123
	1-7	5	10	- 0.456	+ 0.087	---	---	---	- 4.560	+ 0.435	---	---	- 4.125
2	2-1	3.7	7.4	+ 0.535	- 0.456	+ 1.616	0.337	+ 0.545	+ 3.959	- 1.687	+ 2.017	- 3.1	+ 1.189
	2-3	10.8	21.6	+ 0.535	+ 0.305	- 1.616	1	- 1.616	+11.556	+ 3.294	-17.453	+ 0.3	- 2.303
	2-8	1	2	+ 0.535	+ 0.030	---	---	---	+ 1.070	+ 0.030	---	---	+ 1.100
3	3-2	10.8	21.6	+ 0.305	+ 0.535	- 1.616	1	- 1.616	+ 6.588	+ 5.778	-17.453	- 0.3	- 5.387
	3-4	6.1	12.2	+ 0.305	- 0.305	---	---	---	+ 3.721	- 1.861	---	+ 1.3	+ 3.160
	3-13	2.5	5	+ 0.305	+ 0.282	---	---	---	+ 1.525	+ 0.705	---	---	+ 2.230
7	7-1	5	10	+ 0.087	- 0.456	---	---	---	+ 0.870	- 2.280	---	---	- 1.410
	7-8	1.4	2.8	+ 0.087	+ 0.030	+ 1.616	0.337	+ 0.545	+ 0.244	+ 0.042	+ 0.763	+ 0.9	+ 1.949
	7-11	5	10	+ 0.087	- 0.270	---	---	---	+ 0.870	- 1.350	---	---	- 0.480

Nudo	Barra	Kfk	2K1k	θf	θk	φn	Cik	ψ1k	2K1kθf	K1kθk	K1kψ1k	Mfk	M1k
8	8-7	1.4	2.8	+ 0.030	+ 0.087	+ 1.616	0.337	+ 0.545	+ 0.084	+ 0.122	+ 0.763	- 2.1	- 1.131
	8-2	1	2	+ 0.030	+ 0.535	---	---	---	+ 0.060	+ 0.535	---	---	+ 0.595
	8-12	1	2	+ 0.030	+ 0.483	---	---	---	+ 0.060	+ 0.483	---	---	+ 0.543
11	11-7	5	10	- 0.270	+ 0.087	---	---	---	- 2.700	+ 0.435	---	---	- 2.265
	11-12	3.7	7.4	- 0.270	+ 0.483	+ 1.616	0.337	+ 0.545	- 1.998	+ 1.787	+ 2.017	+ 3.0	+ 4.806
	11-17	5	10	- 0.270	+ 0.044	---	---	---	- 2.700	+ 0.220	---	---	- 2.480
12	12-11	3.7	7.4	+ 0.483	- 0.270	+ 1.616	0.337	+ 0.545	+ 3.574	- 0.999	+ 2.017	- 3.0	+ 1.592
	12-8	1	2	+ 0.483	+ 0.030	---	---	---	+ 0.966	+ 0.030	---	---	+ 0.996
	12-13	10.8	21.6	+ 0.483	+ 0.282	- 1.616	1	- 1.616	+10.433	+ 3.046	-17.453	+ 0.3	- 3.674
	12-18	1	2	+ 0.483	+ 0.125	---	---	---	+ 0.966	+ 0.125	---	---	+ 1.091
13	13-12	10.8	21.6	+ 0.282	+ 0.483	- 1.616	1	- 1.616	+ 6.901	+ 5.216	-17.453	- 0.3	- 6.446
	13-3	2.5	5	+ 0.282	+ 0.305	---	---	---	+ 1.410	+ 0.763	---	---	+ 2.173
	13-14	6.1	12.2	+ 0.282	- 0.282	---	---	---	+ 3.440	- 1.720	+ ---	+ 0.4	+ 2.123
	13-23	2.5	5	+ 0.282	+ 0.290	---	---	---	+ 1.410	+ 0.725	---	---	+ 2.135

Nudo	Barra	Kik	2Kik	θi	εk	φn	Cfk	ψik	2Kik θi	Kikεk	Kikyik	Mik	Mik
17	17-11	5	10	+ 0.044	- 0.270	---	---	---	+ 0.044	- 1.350	---	---	- 0.910
	17-18	1	2	+ 0.044	+ 0.125	+ 1.616	0.337	+ 0.545	+ 0.088	+ 0.125	+ 0.545	+ 1.0	+ 1.758
	17-21	5	10	+ 0.044	- 0.263	---	---	---	+ 0.440	- 1.315	---	---	- 0.975
18	18-17	1	2	+ 0.125	+ 0.044	+ 1.616	0.337	+ 0.545	+ 0.250	+ 0.044	+ 0.545	- 2.3	+ 1.461
	18-12	1	2	+ 0.125	+ 0.483	---	---	---	+ 0.250	+ 0.483	---	---	+ 0.733
	18-22	1	2	+ 0.125	+ 0.477	---	---	---	+ 0.250	+ 0.477	---	---	+ 0.727
21	21-17	5	10	- 0.263	+ 0.044	---	---	---	- 2.630	+ 0.220	---	---	- 2.410
	21-22	3.7	7.4	- 0.263	+ 0.477	+ 1.616	0.337	+ 0.545	- 1.946	+ 1.765	+ 2.017	+ 3.0	+ 4.836
	21-27	5	10	- 0.263	+ 0.039	---	---	---	- 2.630	+ 0.195	---	---	- 2.435
22	22-21	3.7	7.4	+ 0.477	- 0.263	+ 1.616	0.337	+ 0.545	+ 3.530	- 0.973	+ 2.017	- 3.0	+ 1.574
	22-18	1	2	+ 0.477	+ 0.125	---	---	---	+ 0.954	+ 0.125	---	---	+ 1.079
	22-23	10.8	21.6	+ 0.477	+ 0.290	- 1.616	1	- 1.616	+ 10.303	+ 3.132	- 17.453	+ 0.3	- 3.718
	22-28	1	2	+ 0.477	+ 0.118	---	---	---	+ 0.954	+ 0.118	---	---	+ 1.072

17-11 17-18 17-21 18-17 18-12 18-22 21-17 21-22 21-27 22-21 22-18 22-23 22-28

Nudo	Barra	K1k	2K1k	θf	ek	φn	Cfk	ψfk	2K1kθ f	K1k θ k	K1k ψfk	Mfk	Mik
23	23-22	10.8	21.6	+ 0.290	+ 0.477	- 1.616	1	- 1.616	+ 6.264	+ 5.152	-17.453	- 0.3	- 6.337
	23-13	2.5	5	+ 0.290	+ 0.282	---	---	---	+ 1.450	+ 0.705	---	---	+ 2.155
	23-24	6.1	12.2	+ 0.290	- 0.290	---	---	---	+ 3.538	- 1.769	---	+ 0.4	+ 2.169
	23-33	2.5	5	+ 0.290	+ 0.237	---	---	---	+ 1.450	+ 0.593	---	---	+ 2.043
27	27-21	5	10	+ 0.039	- 0.263	---	---	---	+ 0.390	- 1.315	---	---	- 0.925
	27-28	1	2	+ 0.039	+ 0.118	+ 1.616	0.337	+ 0.545	+ 0.078	+ 0.118	+ 0.545	+ 1.0	+ 1.741
	27-31	5	10	+ 0.039	- 0.243	---	---	---	+ 0.390	- 1.215	---	---	- 0.825
28	28-27	1	2	+ 0.118	+ 0.039	+ 1.616	0.337	+ 0.545	+ 0.236	+ 0.039	+ 0.545	+ 2.3	+ 1.480
	28-22	1	2	+ 0.118	+ 0.477	---	---	---	+ 0.236	+ 0.477	---	---	+ 0.713
	28-32	1	2	+ 0.118	+ 0.527	---	---	---	+ 0.236	+ 0.527	---	---	+ 0.763
31	31-27	5	10	- 0.243	+ 0.039	---	---	---	- 2.430	+ 0.195	---	---	- 2.235
	31-32	3.7	7.4	- 0.243	+ 0.527	+ 1.616	0.337	+ 0.545	- 1.798	+ 1.950	+ 2.017	+ 3.0	+ 5.169
	31-37	5	10	- 0.243	- 0.104	---	---	---	- 2.430	- 0.520	---	---	- 2.950

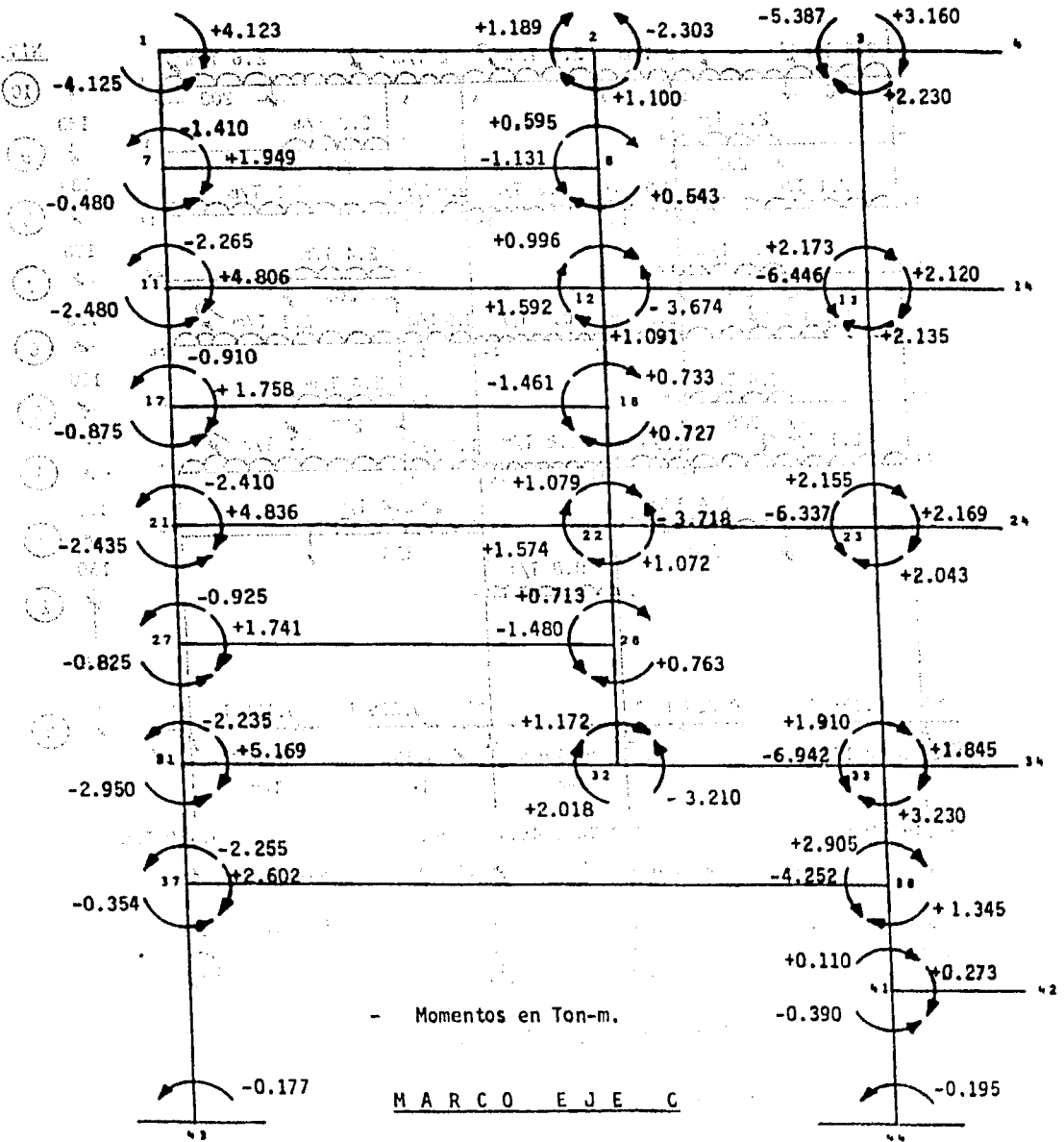
Nudo	Barra	Kik	2Kik	θi	θk	φn	Cik	ψik	2Kik θi	Kik θ k	Kik ψ ik	Mik	Mik
32	32-31	3.7	7.4	+ 0.527	- 0.243	+ 1.616	0.337	+ 0.545	+ 3.900	- 0.899	+ 2.017	- 3.0	+ 2.018
	32-28	1	2	+ 0.527	+ 0.118	---	---	---	+ 1.054	+ 0.118	---	---	+ 1.172
	32-33	10.8	21.6	+ 0.527	+ 0.237	- 1.616	1	- 1.616	+11.383	+ 2.560	-17.453	+ 0.3	- 3.210
33	33-32	10.8	21.6	+ 0.237	+ 0.527	- 1.616	1	- 1.616	+ 5.119	+ 5.692	-17.453	- 0.3	- 6.942
	33-23	2.5	5	+ 0.237	+ 0.290	---	---	---	+ 1.185	+ 0.725	---	---	+ 1.910
	33-34	6.1	12.2	+ 0.237	- 0.237	---	---	---	+ 2.891	- 1.446	---	+ 0.4	+ 1.845
	33-38	5	10	+ 0.237	+ 0.172	---	---	---	+ 2.370	+ 0.860	---	---	+ 3.230
37	37-31	5	10	- 0.104	- 0.243	---	---	---	- 1.040	- 1.215	---	---	- 2.255
	37-38	2.7	5.4	- 0.104	+ 0.172	---	---	---	- 0.562	+ 0.464	---	+ 2.7	+ 2.602
	37-43	1.7	3.4	- 0.104	---	---	---	---	- 0.354	---	---	---	- 0.354
38	38-37	2.7	5.4	+ 0.172	- 0.104	---	---	---	+ 0.929	- 0.281	---	- 4.9	- 4.252
	38-33	5	10	+ 0.172	+ 0.237	---	---	---	+ 1.720	+ 1.185	---	---	+ 2.905
	38-41	5	10	+ 0.172	- 0.075	---	---	---	+ 1.720	- 0.375	---	---	+ 1.345

+ 0.170

43

8

Momentos Finales de Barra sobre Nudo



- Momentos en Ton-m.

M A R C O E J E C

MARCO EJES 1 Y 6

ES	EM	ES	EM	ES	EM	ES	EM
		1). <u>Momentos de Empotramiento.</u>					

BARRA	W (T/m)	L (m)	Mik (T-m)	Mki (T-m)
1-2	3.0	6.65	+11.056	-11.056
4-5	1.5	3.85	+ 1.853	- 1.853
6-7	2.7	6.65	+ 9.950	- 9.950
11-12				
16-17				
9-10	1.4	3.85	+ 1.729	- 1.729
14-15				
19-20				
21-22	1.7 - 0.5	6.65	+ 8.535	- 8.149

2). Momentos de Desequilibrio.

$$M_i = \Sigma M_{ik} \quad (T-m)$$

ANÁLISIS DE BARRAS Y NUDOS

Nudo	Barra	Mik (T-m)	Mi (T-m)	Nudo	Barra	Mik (T-m)	Mi (T-m)
1	1-2	+11.056	+11.056	13	13-12	0	0
	1-6	0			13-14	0	
2	2-1	-11.056	-11.056		13-17	0	
	2-3	0		14	14-13	0	+1.729
3	3-2	0	0		14-9	0	
	3-4	0	0	14-15	+1.729		
	3-7	0	0	14-19	0		
4	4-3	0	+1.853	15	15-14	-1.729	-1.729
	4-5	+1.853			15-10	0	
	4-9	0			15-20	0	
5	5-4	-1.853	-1.853	16	16-11	0	+9.950
	5-10	0			16-17	+9.950	
6	6-1	0	+9.950		16-21	0	
	6-7	+9.950		17	17-16	-9.950	-9.950
	6-11	0			17-13	0	
7	7-6	-9.950	-9.950		17-18	0	
	7-3	0		18	18-17	0	0
	7-8	0			18-19	0	
8	8-7	0	0		18-22	0	
	8-9	0					
	8-12	0					

Nudo	Barra	Mik (T-m)	M1 (T-m)	Nudo	Barra	Mik (T-m)	M1 (T-m)
9	9-8	0	+1.729	19	19-18	0	+1.729
	9-4	0			19-14	0	
	9-10	+1.729			19-20	+1.729	
	9-14	0			19-25	0	
10	10-9	-1.729	-1.729	20	20-19	-1.729	-1.729
	10-5	0			20-15	0	
	10-15	0			20-26	0	
11	11-6	0	+9.950	21	21-16	0	+8.535
	11-12	+9.950			21-22	+8.535	
	11-16	0			21-23	0	
12	12-11	-9.950	-9.950	22	22-21	-8.149	-8.149
	12-8	0			22-18	0	
	12-13	0			22-24	0	

3). Distribución de Giros y Desplazamientos.

$$\theta_1 = -\frac{M_1}{2K_1} + \sum_{k=1}^n \mu_{1k} \theta_k + \sum_{k=1}^n \mu_{1k} \psi_{1k}$$

$$\theta_1 = -\frac{M_1}{2K_1} + \mu_{12} \theta_2 + \mu_{16} \theta_6 + \mu_{16} \psi_{16}$$

$$\theta_1 = -\frac{11.056}{2(7.8)} - 0.340 \theta_2 - 0.160 \theta_6 - 0.160 (C_{16} \phi_{10} + C_{16} \phi_9)$$

$$\theta_1 = -0.709 - 0.340 \theta_2 - 0.160 \theta_6 - 0.160 [1(\phi_{10}) + 1(\phi_9)]$$

$$\theta_1 = -0.709 - 0.340 \theta_2 - 0.160 \theta_6 - 0.160 (\phi_{10} + \phi_9)$$

$$\theta_1 = -0.709 - 0.340 \theta_2 - 0.160 (\theta_6 + \phi_{10} + \phi_9)$$

$$\theta_2 = -\frac{M_2}{2K_2} + \mu_{21} \theta_1 + \mu_{23} \theta_3 + \mu_{23} \psi_{23}$$

$$\theta_2 = +\frac{11.056}{2(10.3)} - 0.258 \theta_1 - 0.242 \theta_3 - 0.242 C_{23} \phi_{10}$$

$$\theta_2 = 0.537 - 0.258 \theta_1 - 0.242 \theta_3 - 0.242 (2) \phi_{10}$$

$$\theta_2 = 0.537 - 0.258 \theta_1 - 0.242 \theta_3 - 0.484 \phi_{10}$$

$$\theta_3 = -\frac{M_3}{2K_3} + \mu_{32} \theta_2 + \mu_{34} \theta_4 + \mu_{37} \theta_7 + \mu_{32} \psi_{32} + \mu_{37} \psi_{37}$$

$$\theta_3 = -0.218 \theta_2 - 0.064 \theta_4 - 0.218 \theta_7 - 0.218 C_{32} \phi_{10} - 0.218 C_{37} \phi_9$$

$$\theta_3 = -0.218 \theta_2 - 0.064 \theta_4 - 0.218 \theta_7 - 0.218 (2) \phi_{10} - 0.218 (2) \phi_9$$

$$\theta_3 = -0.218 \theta_2 - 0.064 \theta_4 - 0.218 \theta_7 - 0.436 \phi_{10} - 0.436 \phi_9$$

$$\theta_3 = - 0.064 \theta_4 - 0.218 (\theta_2 + \theta_7) - 0.436 (\phi_{10} + \phi_9)$$

$$\theta_4 = - \frac{M_4}{2 K_4} + \mu_{43} \theta_3 + \mu_{45} \theta_5 + \mu_{49} \theta_9 + \mu_{49} \psi_{49}$$

$$\theta_4 = - \frac{M_4}{2 K_4} + \mu_{43} \theta_3 + \mu_{45} \theta_5 + \mu_{49} \theta_9 + \mu_{49} (C_{49,9} \phi_9 + C_{49,8} \phi_8)$$

$$\theta_4 = - \frac{1.853}{2(7.7)} - 0.098 \theta_3 - 0.240 \theta_5 - 0.162 \theta_9 - 0.162 (1 \phi_9 + 1 \phi_8)$$

$$\theta_4 = - 0.120 - 0.098 \theta_3 - 0.240 \theta_5 - 0.162 \theta_9 - 0.162 (\phi_9 + \phi_8)$$

$$\theta_4 = - 0.120 - 0.098 \theta_3 - 0.240 \theta_5 - 0.162 (\theta_9 + \phi_9 + \phi_8)$$

$$\theta_5 = - \frac{M_5}{2 K_5} + \mu_{54} \theta_4 + \mu_{5,10} \theta_{10} + \mu_{5,10} \psi_{5,10}$$

$$\theta_5 = + \frac{1.853}{2(6.2)} - 0.298 \theta_4 - 0.202 \theta_{10} - 0.202 [C_{5,10,9} \phi_9 + C_{5,10,8} \phi_8]$$

$$\theta_5 = + 0.149 - 0.298 \theta_4 - 0.202 \theta_{10} - 0.202 [1 (\phi_9) + 1 (\phi_8)]$$

$$\theta_5 = + 0.149 - 0.298 \theta_4 - 0.202 (\theta_{10} + \phi_9 + \phi_8)$$

$$\theta_6 = - \frac{M_6}{2 K_6} + \mu_{61} \theta_1 + \mu_{67} \theta_7 + \mu_{6,11} \theta_{11} + \mu_{61} \psi_{61} + \mu_{6,11} \psi_{6,11}$$

$$\theta_6 = - \frac{M_6}{2 K_6} + \mu_{61} \theta_1 + \mu_{67} \theta_7 + \mu_{6,11} \theta_{11} + \mu_{61} [C_{61,10} \phi_{10} + C_{61,9} \phi_9] + \mu_{6,11} (C_{6,11,8} \phi_8 + C_{6,11,7} \phi_7)$$

$$\theta_6 = - \frac{9.950}{2(8.9)} - 0.141 \theta_1 - 0.218 \theta_7 - 0.141 \theta_{11} - 0.141 [1 (\phi_{10}) + 1 (\phi_9)] - 0.141 [1 (\phi_8) + 1 (\phi_7)]$$

$$\theta_6 = -0.559 - 0.141 \theta_1 - 0.218 \theta_7 - 0.141 \theta_{11} - 0.141 (\phi_6 + \phi_7) - 0.141 (\phi_6 + \phi_7)$$

$$\theta_6 = -0.559 - 0.218 \theta_7 - 0.141 (\theta_1 + \theta_{11} + \theta_{10} + \theta_9 + \phi_6 + \phi_7)$$

$$\theta_7 = -\frac{M_7}{2K_7} + \mu_{76} \theta_6 + \mu_{73} \theta_3 + \mu_{78} \theta_8 + \mu_{73} \psi_{73} + \mu_{78} \psi_{78}$$

$$\theta_7 = -\frac{M_7}{2K_7} + \mu_{76} \theta_6 + \mu_{73} \theta_3 + \mu_{78} \theta_8 + \mu_{73} C_{73} \phi_3 + \mu_{78} C_{78} \phi_8$$

$$\theta_7 = +\frac{9.950}{2(13.9)} - 0.140 \theta_6 - 0.180 \theta_3 - 0.180 \theta_8 - 0.180 (2) \phi_3 - 0.180 (2) \phi_8$$

$$\theta_7 = +0.358 - 0.140 \theta_6 - 0.180 \theta_3 - 0.180 \theta_8 - 0.360 \phi_3 - 0.360 \phi_8$$

$$\theta_7 = +0.358 - 0.140 \theta_6 - 0.180 (\theta_3 + \theta_8) - 0.360 (\phi_3 + \phi_8)$$

$$\theta_8 = -\frac{M_8}{2K_8} + \mu_{87} \theta_7 + \mu_{83} \theta_3 + \mu_{8,12} \theta_{12} + \mu_{87} \psi_{87} + \mu_{8,12} \psi_{8,12}$$

$$\theta_8 = -\frac{0}{2K_8} - 0.225 \theta_7 - 0.050 \theta_3 - 0.225 \theta_{12} - 0.225 C_{87} \phi_7 - 0.225 C_{8,12} \phi_{12}$$

$$\theta_8 = -0.225 \theta_7 - 0.050 \theta_3 - 0.225 \theta_{12} - 0.225 (2) \phi_7 - 0.225 (2) \phi_{12}$$

$$\theta_8 = -0.050 \theta_3 - 0.225 (\theta_7 + \theta_{12} + 2 \phi_7 + 2 \phi_{12})$$

$$\theta_9 = -\frac{M_9}{2K_9} + \mu_{9,8}\theta_8 + \mu_{9,4}\theta_4 + \mu_{9,10}\theta_{10} + \mu_{9,14}\theta_{14} + \mu_{9,9}\psi_{9,9} + \mu_{9,14}\psi_{9,14}$$

$$\theta_9 = -\frac{M_9}{2K_9} + \mu_{9,8}\theta_8 + \mu_{9,4}\theta_4 + \mu_{9,10}\theta_{10} + \mu_{9,14}\theta_{14} + \mu_{9,9}(C_{9,9}\phi_9 + C_{9,9}\phi_8) + \mu_{9,14}(C_{9,14}\phi_7 + C_{9,14}\phi_6)$$

$$\theta_9 = -\frac{1.729}{2(9.9)} - 0.055\theta_8 - 0.126\theta_4 - 0.193\theta_{10} - 0.126\theta_{14} - 0.126[1(\phi_9) + 1(\phi_8)] - 0.126[1(\phi_7) + 1(\phi_6)]$$

$$\theta_9 = -0.087 - 0.055\theta_8 - 0.126\theta_4 - 0.193\theta_{10} - 0.126\theta_{14} - 0.126(\phi_9 + \phi_8) - 0.126(\phi_7 + \phi_6)$$

$$\theta_9 = -0.087 - 0.055\theta_8 - 0.193\theta_{10} - 0.126(\theta_4 + \theta_{14} + \phi_9 + \phi_8 + \phi_7 + \phi_6)$$

$$\theta_{10} = -\frac{M_{10}}{2K_{10}} + \mu_{10,9}\theta_9 + \mu_{10,5}\theta_5 + \mu_{10,15}\theta_{15} + \mu_{10,5}\psi_{10,5} + \mu_{10,15}\psi_{10,15}$$

$$\theta_{10} = -\frac{M_{10}}{2K_{10}} + \mu_{10,9}\theta_9 + \mu_{10,5}\theta_5 + \mu_{10,15}\theta_{15} + \mu_{10,5}(C_{10,5}\phi_9 + C_{10,5}\phi_8) + \mu_{10,15}(C_{10,15}\phi_7 + C_{10,15}\phi_6)$$

$$\theta_{10} = +\frac{1.729}{2 \times 8.8} - 0.216\theta_9 - 0.142\theta_5 - 0.142\theta_{15} - 0.142[(1)\phi_9 + (1)\phi_8] - 0.142[1(\phi_7) + (1)\phi_6]$$

$$\theta_{10} = +0.098 - 0.216\theta_9 - 0.142\theta_5 - 0.142\theta_{15} - 0.142(\phi_9 + \phi_8) - 0.142(\phi_7 + \phi_6)$$

$$\theta_{10} = + 0.098 - 0.216 \theta_9 - 0.142 (\theta_5 + \theta_{15} + \phi_9 + \phi_8 + \phi_7 + \phi_6)$$

$$\theta_{11} = - \frac{M_{11}}{2K_{11}} + \mu_{11,6} \theta_6 + \mu_{11,12} \theta_{12} + \mu_{11,16} \theta_{16} + \mu_{11,6} \psi_{11,6} + \mu_{11,16} \psi_{11,16}$$

$$\theta_{11} = - \frac{9.950}{2(12.4)} - 0.101 \theta_6 - 0.158 \theta_{12} - 0.241 \theta_{16} - 0.101 [C_{11,6,8} \phi_8 + C_{11,6,7} \phi_7] - 0.241 [C_{11,16,6} \phi_6 + C_{11,16,5} \phi_5]$$

$$\theta_{11} = - 0.401 - 0.101 \theta_6 - 0.158 \theta_{12} - 0.241 \theta_{16} - 0.101 [(1) \phi_6 + (1) \phi_7] - 0.241 [(1) \phi_6 + (1) \phi_5]$$

$$\theta_{11} = - 0.401 - 0.101 \theta_6 - 0.158 \theta_{12} - 0.241 \theta_{16} - 0.101 (\phi_6 + \phi_7) - 0.241 (\phi_6 + \phi_5)$$

$$\theta_{11} = - 0.401 - 0.158 \theta_{12} - 0.241 (\theta_{16} + \phi_6 + \phi_5) - 0.101 (\theta_6 + \phi_6 + \phi_7)$$

$$\theta_{11} = - 0.401 - 0.158 \theta_{12} - 0.101 (\theta_6 + \phi_7 + \phi_8) - 0.241 (\theta_{16} + \phi_5 + \phi_6)$$

$$\theta_{12} = - \frac{M_{12}}{2K_{12}} + \mu_{12,11} \theta_{11} + \mu_{12,6} \theta_6 + \mu_{12,13} \theta_{13} + \mu_{12,6} \psi_{12,6} + \mu_{12,13} \psi_{12,13}$$

$$\theta_{12} = + \frac{9.950}{2(13.9)} - 0.140 \theta_{11} - 0.180 \theta_6 - 0.180 \theta_{13} - 0.180 [C_{12,6,7} \phi_7] - 0.180 (C_{12,13,6} \phi_6)$$

$$\theta_{12} = + 0.358 - 0.140 \theta_{11} - 0.180 \theta_8 - 0.180 \theta_{13} - 0.180 (2) \phi_7 - 0.180 (2) \phi_6$$

$$\theta_{12} = + 0.358 - 0.140 \theta_{11} - 0.180 [\theta_8 + \theta_{13} + 2 \phi_7 + 2 \phi_6]$$

$$\theta_{13} = - \frac{M_{13}}{2 K_{13}} + \mu_{13,12} \theta_{12} + \mu_{13,14} \theta_{14} + \mu_{13,17} \theta_{17} + \mu_{13,12} \psi_{13,12} + \mu_{13,17} \psi_{13,17}$$

$$\theta_{13} = - \frac{0}{2(11.1)} - 0.225 \theta_{12} - 0.050 \theta_{14} - 0.225 \theta_{17} - 0.225 C_{13,12} \phi_6 - 0.225 C_{13,17} \phi_5$$

$$\theta_{13} = - 0.225 \theta_{12} - 0.050 \theta_{14} - 0.225 \theta_{17} - 0.225 (2) \phi_6 - 0.225 (2) \phi_5$$

$$\theta_{13} = - 0.225 (\theta_{12} + \theta_{17} + 2\phi_6 + 2\phi_5) - 0.050 \theta_{14}$$

$$\theta_{13} = - 0.050 \theta_{14} - 0.225 (\theta_{12} + \theta_{17} + 2\phi_6 + 2\phi_5)$$

$$\theta_{14} = - \frac{M_{14}}{2 K_{14}} + \mu_{14,13} \theta_{13} + \mu_{14,9} \theta_9 + \mu_{14,15} \theta_{15} + \mu_{14,19} \theta_{19} + \mu_{14,9} [C_{14,9,7} \phi_7 + C_{14,9,6} \phi_6] + \mu_{14,19} [C_{14,19,5} \phi_5 + C_{14,19,4} \phi_4]$$

$$\theta_{14} = - \frac{1.729}{2(13.4)} - 0.041 \theta_{13} - 0.093 \theta_9 - 0.142 \theta_{15} - 0.224 \theta_{19} - 0.093 [(1) \phi_7 + 1 (\phi_6)] - 0.224 [(1) \phi_5 + (1) \phi_4]$$

$$\theta_{14} = - 0.065 - 0.041 \theta_{13} - 0.093 \theta_9 - 0.142 \theta_{15} - 0.224 \theta_{19} - 0.093 (\phi_7 + \phi_6) - 0.224 (\phi_5 + \phi_4)$$

$$\theta_{14} = -0.065 - 0.041 \theta_{13} - 0.142 \theta_{15} - 0.093 (\theta_9 + \phi_6 + \phi_7) - 0.224 (\theta_{19} + \phi_4 + \phi_5)$$

$$\theta_{14} = -0.065 - 0.041 \theta_{13} - 0.142 \theta_{15} - 0.093 (\theta_9 + \phi_6 + \phi_7) - 0.224 (\theta_{19} + \phi_4 + \phi_5)$$

$$\theta_{15} = -\frac{M_{15}}{2 K_{15}} + \mu_{15,14} \theta_{14} + \mu_{15,10} \theta_{10} + \mu_{15,20} \theta_{20} + \mu_{15,10} \psi_{15,10} + \mu_{15,20} \psi_{15,20}$$

$$\theta_{15} = +\frac{1.729}{2(12.3)} - 0.155 \theta_{14} - 0.101 \theta_{10} - 0.244 \theta_{20} - 0.101 [C_{15,10,7} \phi_7 + C_{15,10,6} \phi_6] - 0.244 [C_{15,20,5} \phi_5 + C_{15,20,4} \phi_4]$$

$$\theta_{15} = +0.070 - 0.155 \theta_{14} - 0.101 \theta_{10} - 0.244 \theta_{20} - 0.101 [(1) \phi_7 + (1) \phi_6] - 0.244 [(1) \phi_5 + (1) \phi_4]$$

$$\theta_{15} = +0.070 - 0.155 \theta_{14} - 0.101 \theta_{10} - 0.244 \theta_{20} - 0.101 (\phi_7 + \phi_6) - 0.244 (\phi_5 + \phi_4)$$

$$\theta_{15} = +0.070 - 0.155 \theta_{14} - 0.101 (\theta_{10} + \phi_6 + \phi_7) - 0.244 (\theta_{20} + \phi_4 + \phi_5)$$

$$\theta_{16} = -\frac{M_{16}}{2 K_{16}} + \mu_{16,11} \theta_{11} + \mu_{16,17} \theta_{17} + \mu_{16,21} \theta_{21} + \mu_{16,11} \psi_{16,11} + \mu_{16,21} \psi_{16,21}$$

$$\theta_{16} = -\frac{9.950}{2(15.9)} - 0.188 \theta_{11} - 0.124 \theta_{17} - 0.188 \theta_{21} - 0.188 [C_{16,11,6} \phi_6 + C_{16,11,5} \phi_5] - 0.188 [C_{16,21,4} \phi_4 + C_{16,21,3} \phi_3]$$

$$\theta_{16} = -0.313 - \left[\begin{array}{l} 0.188 \theta_{11} + 0.124 \theta_{17} + 0.188 \theta_{21} + 0.188 [-(-1) \phi_6 + \\ + (1) \phi_5] - 0.188 [(-1) \phi_4 + (1) \phi_3] \end{array} \right]$$

$$\theta_{16} = -0.313 - 0.188 \theta_{11} - 0.124 \theta_{17} - 0.188 \theta_{21} - 0.188 (\phi_6 + \phi_5) - 0.188 (-\phi_4 + \phi_3)$$

$$\theta_{16} = -0.313 - 0.124 \theta_{17} - 0.188 (\theta_{11} + \theta_{21} + \phi_6 + \phi_5 + \phi_4 + \phi_3)$$

$$\theta_{17} = -\frac{M_{17}}{2 K_{17}} + \mu_{17,16} \theta_{16} + \mu_{17,13} \theta_{13} + \mu_{17,18} \theta_{18} + \mu_{17,13} \psi_{17,13} + \mu_{17,18} \psi_{17,18}$$

$$\theta_{17} = +\frac{9.950}{2(13.9)} - 0.140 \theta_{16} - 0.180 \theta_{13} - 0.180 \theta_{18} - 0.180 C_{17,13} \phi_5 - 0.180 C_{17,18} \phi_4$$

$$\theta_{17} = +0.358 - 0.140 \theta_{16} - 0.180 \theta_{13} - 0.180 \theta_{18} - 0.180 (2) \phi_5 - 0.180 (2) \phi_4$$

$$\theta_{17} = +0.358 - 0.140 \theta_{16} - 0.180 (\theta_{13} + \theta_{18} + 2\phi_5 + 2\phi_4)$$

$$\theta_{18} = -\frac{M_{18}}{2 K_{18}} + \mu_{18,17} \theta_{17} + \mu_{18,19} \theta_{19} + \mu_{18,22} \theta_{22} + \mu_{18,17} \psi_{18,17} + \mu_{18,22} \psi_{18,22}$$

$$\theta_{18} = -\frac{0}{2(11.1)} - 0.225 \theta_{17} - 0.050 \theta_{19} - 0.225 \theta_{22} - 0.225 C_{18,17} \phi_4 - 0.225 C_{18,22} \phi_3$$

$$\theta_{18} = -0.225 \theta_{17} - 0.050 \theta_{19} - 0.225 \theta_{22} - 0.225 (2) \phi_4 - 0.225 (2) \phi_3$$

$$\theta_{18} = -0.050 \theta_{19} - 0.225 (\theta_{17} + \theta_{22} + 2\phi_4 + 2\phi_3)$$

$$\theta_{19} = -\frac{M_{19}}{2K_{19}} + \mu_{19,18}\theta_{18} + \mu_{19,14}\theta_{14} + \mu_{19,20}\theta_{20} + \mu_{19,25}\theta_{25} +$$

$$+ \mu_{19,14}\psi_{19,14} + \mu_{19,25}\psi_{19,25}$$

$$\theta_{19} = -\frac{1.729}{2 \times 16.7} - 0.033 \theta_{18} - 0.130 \theta_{14} - 0.114 \theta_{20} - 0.173 \theta_{25} -$$

$$- 0.180 [C_{19,14_3} \phi_3 + C_{19,14_4} \phi_4] - 0.173 [C_{19,25_3} \phi_3 +$$

$$+ C_{19,25_2} \phi_2]$$

$$\theta_{19} = -0.052 - 0.033 \theta_{18} - 0.180 \theta_{14} - 0.114 \theta_{20} - 0.173 \theta_{25} -$$

$$- 0.180 [(1)\phi_3 + (1)\phi_4] - 0.173 [0.963 \phi_3 +$$

$$+ 0.963 \phi_2]$$

$$\theta_{19} = -0.052 - 0.033 \theta_{18} - 0.180 \theta_{14} - 0.114 \theta_{20} - 0.180 (\phi_3 + \phi_4) -$$

$$- 0.173 (0.963) (\phi_3 + \phi_2) - 0.173 \theta_{25}$$

$$\text{pero : } \theta_{25} = 0 \quad (\text{empotramiento})$$

$$\theta_{19} = -0.052 - 0.033 \theta_{18} - 0.114 \theta_{20} - 0.180 (\theta_{14} + \phi_3 + \phi_4) -$$

$$- 0.167 (\phi_3 + \phi_2)$$

$$\theta_{20} = -\frac{M_{20}}{2K_{20}} + \mu_{20,19}\theta_{19} + \mu_{20,15}\theta_{15} + \mu_{20,26}\theta_{26} + \mu_{20,15}\psi_{20,15} +$$

$$+ \mu_{20,26}\psi_{20,26}$$

$$\theta_{20} = +\frac{1.729}{2(15.6)} - 0.122 \theta_{19} - 0.192 \theta_{15} - 0.186 \theta_{26} - 0.192 [C_{20,15_3} \phi_3 +$$

$$+ C_{20,15_4} \phi_4] - 0.186 [C_{20,26_3} \phi_3 + C_{20,26_2} \phi_2]$$

$$\theta_{20} = + 0.055 - 0.122 \theta_{19} - 0.192 \theta_{15} - 0.186 \theta_{26} - 0.192 [(1) \phi_5 + (1) \phi_4] - 0.186 [0.963 \phi_3 + 0.963 \phi_2]$$

pero : $\theta_{26} = 0$ (empotramiento)

$$\theta_{20} = + 0.055 - 0.122 \theta_{19} - 0.192 [\theta_{15} + \phi_5 + \phi_4] - 0.186 (0.963) (\phi_3 + \phi_2)$$

$$\theta_{20} = + 0.055 - 0.122 \theta_{19} - 0.192 (\theta_{15} + \phi_5 + \phi_4) - 0.179 (\phi_3 + \phi_2)$$

$$\theta_{21} = - \frac{M_{21}}{2 K_{21}} + \mu_{21,16} \theta_{16} + \mu_{21,22} \theta_{22} + \mu_{21,23} \theta_{23} + \mu_{21,16} \psi_{21,16} + \mu_{21,23} \psi_{21,23}$$

$$\theta_{21} = - \frac{8.535}{2(16)} - 0.188 \theta_{16} - 0.122 \theta_{22} - 0.190 \theta_{23} - 0.188 [C_{21,16} \phi_4 + C_{21,16} \phi_3] - 0.190 [C_{21,23} \phi_2]$$

pero : $\theta_{23} = 0$

$$\theta_{21} = - 0.267 - 0.188 \theta_{16} - 0.122 \theta_{22} - 0.188 [(1) \phi_4 + (1) \phi_3] - 0.190 [(1.020) \phi_2]$$

$$\theta_{21} = - 0.267 - 0.188 \theta_{16} - 0.122 \theta_{22} - 0.188 (\phi_4 + \phi_3) - 0.190 (1.020) \phi_2$$

$$\theta_{21} = - 0.267 - 0.122 \theta_{22} - 0.188 (\theta_{16} + \phi_4 + \phi_3) - 0.194 \phi_2$$

$$\theta_{21} = - 0.267 - 0.122 \theta_{22} - 0.188 (\theta_{16} + \phi_4 + \phi_3) - 0.194 \phi_2$$

60

$$\theta_{22} = \frac{1}{2} \frac{M_{22}}{K_{22}} + \mu_{22,21} \theta_{21} + \mu_{22,18} \theta_{18} + \mu_{22,24} \theta_{24} + \mu_{22,19} \psi_{22,19} + \mu_{22,24} \psi_{22,24}$$

$$\theta_{22} = + \frac{8.149}{2(11.5)} - 0.170 \theta_{21} - 0.217 \theta_{18} - 0.113 \theta_{24} - 0.217 (C_{22,19} \phi_3) - 0.113 (C_{22,24} \phi_2)$$

$$\theta_{22} = + 0.354 - 0.170 \theta_{21} - 0.217 \theta_{18} - 0.113 \theta_{24} - 0.217 (2) \phi_3 - 0.113 (1.020) \phi_2$$

$$\theta_{22} = + 0.354 - 0.170 \theta_{21} - 0.217 \theta_{18} - 0.113 \theta_{24} - 0.217 (2) \phi_3 - 0.113 (1.020) \phi_2$$

$$\theta_{22} = + 0.354 - 0.170 \theta_{21} - 0.217 (\theta_{18} + 2 \phi_3) - 0.113 (\theta_{24} + 1.020 \phi_2)$$

pero : $\theta_{24} = 0$

$$\theta_{22} = + 0.354 - 0.170 \theta_{21} - 0.217 (\theta_{18} + 2 \phi_3) - 0.113 (1.020) \phi_2$$

$$\theta_{22} = + 0.354 - 0.170 \theta_{21} - 0.217 (\theta_{18} + 2 \phi_3) - 0.115 \phi_2$$

Distribución de Desplazamientos.

$$\phi_n = \frac{Q_n h_n - \bar{N}_n}{2 K_n} + \sum_{(n)} v_{ik} (\theta_i + \theta_k) + \frac{2}{3} \sum (v_{ik} C_{ik} \phi_i + \dots + v_{ik} C_{ik} \phi_{n-1} + v_{ik} C_{ik} \phi_{n+1})$$

$$Q_n = 0$$

$$\bar{N}_n = 0 \quad (\text{no hay})$$

$$\phi_{10} = v_{16,10} (\theta_1 + \theta_6) + v_{23} (\theta_2 + \theta_3) + \frac{2}{3} [v_{16,10} C_{16,9} \phi_9]$$

$$\phi_{10} = -0.167 (\theta_1 + \theta_6) - 0.667 (\theta_2 + \theta_3) + \frac{2}{3} (-0.167)$$

$$(1) \phi_9$$

$$\phi_{10} = -0.167 (\theta_1 + \theta_6 + \frac{2}{3} \phi_9) - 0.667 (\theta_2 + \theta_3)$$

$$\begin{aligned} \phi_9 &= v_{16,9} (\theta_1 + \theta_6) + v_{37} (\theta_3 + \theta_7) + v_{49} (\theta_4 + \theta_9) + \\ &+ v_{5,10,9} (\theta_5 + \theta_{10}) + \frac{2}{3} [v_{16,9} C_{16,10} \phi_{10} + \\ &+ v_{49,9} C_{49,8} \phi_8 + v_{5,10,9} C_{5,10,8} \phi_8] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_9 &= -0.136 (\theta_1 + \theta_6) - 0.545 (\theta_3 + \theta_7) - 0.136 (\theta_4 + \theta_9) - \\ &- 0.136 (\theta_5 + \theta_{10}) + \frac{2}{3} [-0.136 (1) \phi_{10} - \\ &- 0.136 (1) \phi_8 - 0.136 (1) \phi_8] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_9 &= -0.136 (\theta_1 + \theta_6) - 0.545 (\theta_3 + \theta_7) - 0.136 (\theta_4 + \theta_9) - \\ &- 0.136 (\theta_5 + \theta_{10}) - \frac{2}{3} (0.136) (\phi_{10} + 2 \phi_8) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_9 &= -0.545 (\theta_3 + \theta_7) - 0.136 [\theta_1 + \theta_6 + \theta_4 + \theta_9 + \theta_5 + \theta_{10} + \\ &+ \frac{2}{3} (\phi_{10} + 2 \phi_8)] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_8 &= v_{6,11,8} (\theta_6 + \theta_{11}) + v_{78} (\theta_7 + \theta_8) + v_{49,8} (\theta_4 + \theta_9) + \\ &+ v_{5,10,8} (\theta_5 + \theta_{10}) + \frac{2}{3} [v_{6,11,8} C_{6,11,7} \phi_7 + \\ &+ v_{49,8} C_{49,9} \phi_9 + v_{5,10,8} C_{5,10,9} \phi_9] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_6 = & - 0.136 (\theta_6 + \theta_{11}) - 0.545 (\theta_7 + \theta_8) - 0.136 (\theta_9 + \theta_{14}) - \\ & - 0.136 (\theta_{10} + \theta_{15}) + \frac{2}{3} [- 0.136 (1) \phi_7 - \\ & - 0.136 (1) \phi_9 - 0.136 (1) \phi_9] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_8 = & - 0.136 (\theta_6 + \theta_{11}) - 0.545 (\theta_7 + \theta_8) - 0.136 (\theta_9 + \theta_{14}) - \\ & - 0.136 (\theta_{10} + \theta_{15}) + \frac{2}{3} (- 0.136) (\phi_7 + 2 \phi_9) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_8 = & - 0.545 (\theta_7 + \theta_8) - 0.136 [\theta_6 + \theta_{11} + \theta_9 + \theta_{14} + \theta_{10} + \theta_{15} + \\ & (\phi_7 + 2 \phi_9)] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_7 = & v_{6,11,7} (\theta_6 + \theta_{11}) + v_{8,12} (\theta_8 + \theta_{12}) + v_{9,14,7} (\theta_9 + \theta_{14}) + \\ & + v_{10,15,7} (\theta_{10} + \theta_{15}) + \frac{2}{3} [v_{6,11,7} c_{6,11,8} \phi_8 + \\ & + v_{9,14,7} c_{9,14,6} \phi_6 + v_{10,15,7} c_{10,15,6} \phi_6] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_7 = & - 0.136 (\theta_6 + \theta_{11}) - 0.545 (\theta_8 + \theta_{12}) - 0.136 (\theta_9 + \theta_{14}) - \\ & - 0.136 (\theta_{10} + \theta_{15}) + \frac{2}{3} [- 0.136 (1) \phi_8 - \\ & - 0.136 (1) \phi_6 - 0.136 (1) \phi_6] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_7 = & - 0.136 (\theta_6 + \theta_{11}) - 0.545 (\theta_8 + \theta_{12}) - 0.136 (\theta_9 + \theta_{14}) - \\ & - 0.136 (\theta_{10} + \theta_{15}) + \frac{2}{3} (- 0.136) (\phi_8 + 2 \phi_6) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_7 = & - 0.545 (\theta_8 + \theta_{12}) - 0.136 [\theta_6 + \theta_{11} + \theta_9 + \theta_{14} + \theta_{10} + \theta_{15} + \\ & + \frac{2}{3} (\phi_8 + 2 \phi_6)] \end{aligned}$$

$$\phi_6 = v_{11,16} (\theta_{11} + \theta_{16}) + v_{12,13} (\theta_{12} + \theta_{13}) + v_{9,14} (\theta_9 + \theta_{14}) + v_{10,15} (\theta_{10} + \theta_{15}) + \frac{2}{3} [v_{11,16} C_{11,16} \phi_5 + v_{9,14} C_{9,14} \phi_7 + v_{10,15} C_{10,15} \phi_7]$$

$$\phi_6 = - 0.290 (\theta_{11} + \theta_{16}) - 0.484 (\theta_{12} + \theta_{13}) - 0.121 (\theta_9 + \theta_{14}) - 0.121 (\theta_{10} + \theta_{15}) + \frac{2}{3} [- 0.290 (1) \phi_5 - 0.121 (1) \phi_7 - 0.121 (1) \phi_7]$$

$$\phi_6 = - 0.290 (\theta_{11} + \theta_{16}) - 0.484 (\theta_{12} + \theta_{13}) - 0.121 (\theta_9 + \theta_{14}) - 0.121 (\theta_{10} + \theta_{15}) + \frac{2}{3} [- 0.290 \phi_5 - 0.121 (2) \phi_7]$$

$$\phi_6 = - 0.290 (\theta_{11} + \theta_{16}) - 0.484 (\theta_{12} + \theta_{13}) - 0.121 (\theta_9 + \theta_{14}) - 0.121 (\theta_{10} + \theta_{15}) - \frac{2}{3} (0.290) \phi_5 - \frac{2}{3} (0.121) (2 \phi_7)$$

$$\phi_6 = - 0.484 (\theta_{12} + \theta_{13}) - 0.290 (\theta_{11} + \theta_{16} + \frac{2}{3} \phi_5) - 0.121 (\theta_9 + \theta_{14} + \theta_{10} + \theta_{15} + \frac{4}{3} \phi_7)$$

$$\phi_5 = v_{11,16} (\theta_{11} + \theta_{16}) + v_{13,17} (\theta_{13} + \theta_{17}) + v_{14,19} (\theta_{14} + \theta_{19}) + v_{15,20} (\theta_{15} + \theta_{20}) + \frac{2}{3} [v_{11,16} C_{11,16} \phi_6 + v_{14,19} C_{14,19} \phi_4 + v_{15,20} C_{15,20} \phi_4]$$

$$\phi_5 = -0.237 (\theta_{11} + \theta_{16}) - 0.395 (\theta_{13} + \theta_{17}) - 0.237 (\theta_{14} + \theta_{19}) - 0.237 (\theta_{15} + \theta_{20}) + \frac{2}{3} [-0.237 (1) \phi_6 - 0.237 (1) \phi_4 - 0.237 (1) \phi_4]$$

$$\phi_5 = -0.237 (\theta_{11} + \theta_{16}) - 0.395 (\theta_{13} + \theta_{17}) - 0.237 (\theta_{14} + \theta_{19}) - 0.237 (\theta_{15} + \theta_{20}) + \frac{2}{3} [-0.237 (\phi_6 + 2 \phi_4)]$$

$$\phi_5 = -0.395 (\theta_{13} + \theta_{17}) - 0.237 [\theta_{11} + \theta_{16} + \theta_{14} + \theta_{19} + \theta_{15} + \theta_{20} + \frac{2}{3} (\phi_6 + 2 \phi_4)]$$

$$\phi_4 = v_{16,21} (\theta_{16} + \theta_{21}) + v_{17,18} (\theta_{17} + \theta_{18}) + v_{14,19} (\theta_{14} + \theta_{19}) + v_{15,20} (\theta_{15} + \theta_{20}) + \frac{2}{3} [v_{16,21} C_{16,21} \phi_3 + v_{14,19} C_{14,19} \phi_5 + v_{15,20} C_{15,20} \phi_5]$$

$$\phi_4 = -0.237 (\theta_{16} + \theta_{21}) - 0.395 (\theta_{17} + \theta_{18}) - 0.237 (\theta_{14} + \theta_{19}) - 0.237 (\theta_{15} + \theta_{20}) + \frac{2}{3} [-0.237 (1) \phi_3 - 0.237 (1) \phi_5 - 0.237 (1) \phi_5]$$

$$\phi_4 = -0.237 (\theta_{16} + \theta_{21}) - 0.395 (\theta_{17} + \theta_{18}) - 0.237 (\theta_{14} + \theta_{19}) - 0.237 (\theta_{15} + \theta_{20}) + \frac{2}{3} [-0.237 (\phi_3 + 2 \phi_5)]$$

$$\phi_4 = -0.395 (\theta_{17} + \theta_{18}) - 0.237 [\theta_{16} + \theta_{21} + \theta_{19} + \theta_{25} + \theta_{20} + \frac{2}{3} (\phi_3 + 2\phi_5)]$$

$$\phi_5 = v_{16,21} (\theta_{16} + \theta_{21}) + v_{18,22} (\theta_{18} + \theta_{22}) + v_{19,25} (\theta_{19} + \theta_{25}) + v_{20,26} (\theta_{20} + \theta_{26}) + \frac{2}{3} [v_{16,21} C_{16,21} \phi_4 + v_{19,25} C_{19,25} \phi_2 + v_{20,26} C_{20,26} \phi_2]$$

$$\phi_3 = -0.245 (\theta_{16} + \theta_{21}) - 0.408 (\theta_{18} + \theta_{22}) - 0.228 (\theta_{19} + \theta_{25}) - 0.228 (\theta_{20} + \theta_{26}) + \frac{2}{3} [-0.245 (1) \phi_4 - 0.228 (0.963) \phi_2 - 0.228 (0.963) \phi_2]$$

pero : $\theta_{25} = \theta_{26} = 0$ (empotramiento)

$$\phi_3 = -0.245 (\theta_{16} + \theta_{21}) - 0.408 (\theta_{18} + \theta_{22}) - 0.228 (\theta_{19} + \theta_{20} + \theta_{26}) + \frac{2}{3} [-0.245 \phi_4 - 0.228 (0.963) (2) \phi_2]$$

$$\phi_3 = -0.245 (\theta_{16} + \theta_{21} + \frac{2}{3} \phi_4) - 0.408 (\theta_{18} + \theta_{22}) - 0.228 (\theta_{19} + \theta_{20} + 1.284 \phi_2)$$

$$\phi_2 = v_{21,23} (\theta_{21} + \theta_{23}) + v_{22,24} (\theta_{22} + \theta_{24}) + v_{19,25} (\theta_{19} + \theta_{25}) + v_{20,26} (\theta_{20} + \theta_{26}) + \frac{2}{3} [v_{19,25} C_{19,25} \phi_3 + v_{20,26} C_{20,26} \phi_3]$$

$$\phi_2 = -0.471 (\theta_{21} + \theta_{23}) - 0.201 (\theta_{22} + \theta_{24}) - 0.423 (\theta_{19} + \theta_{25}) - 0.423 (\theta_{20} + \theta_{26}) + \frac{2}{3} [-0.423 (0.963 \phi_1) - 0.423 (0.963) \phi_1]$$

$$\phi_2 = -0.471 (\theta_{21} + \theta_{23}) - 0.201 (\theta_{22} + \theta_{24}) - 0.423 (\theta_{19} + \theta_{25}) - 0.423 (\theta_{20} + \theta_{26}) - 0.423 \left(\frac{2}{3}\right) (0.963) (2 \phi_1)$$

pero : $\theta_{23} = \theta_{24} = \theta_{25} = \theta_{26} = 0$ (empotramiento)

$$\phi_2 = -0.471 (\theta_{21}) - 0.201 \theta_{22} - 0.423 (\theta_{19} + \theta_{20} + \frac{2}{3} (0.963) (2 \phi_1))$$

$$\phi_2 = -0.471 \theta_{21} - 0.201 \theta_{22} - 0.423 (\theta_{19} + \theta_{20} + 1.284 \phi_1)$$

G I R O S						G I R O S				
NUDO 1	NUDO 2	NUDO 3	NUDO 4	NUDO 5	NUDO 6	NUDO 7	NUDO 8	NUDO 9	NUDO 10	NUDO 11
E MI / 2 KI.			E MI / 2 KI			E MI / 2 KI.				
- 0.709	+ 0.537	0	- 0.120	+ 0.149	- 0.559	+ 0.358	0	- 0.087	+ 0.098	- 0.401
E θ_1	E θ_2	E θ_3	E θ_4	E θ_5	E θ_6	E θ_7	E θ_8	E θ_9	E θ_{10}	E θ_{11}
- 0.709	+ 0.720	- 0.221	- 0.098	+ 0.178	- 0.459	+ 0.462	- 0.104	- 0.069	+ 0.088	- 0.355
- 0.863	+ 0.880	- 0.238	- 0.116	+ 0.181	- 0.449	+ 0.510	- 0.134	- 0.060	+ 0.092	- 0.354
- 0.911	+ 0.932	- 0.238	- 0.121	+ 0.178	- 0.444	+ 0.508	- 0.133	- 0.067	+ 0.088	- 0.373
- 0.927	+ 0.951	- 0.234	- 0.122	+ 0.176	- 0.435	+ 0.500	- 0.132	- 0.069	+ 0.086	- 0.383
- 0.933	+ 0.959	- 0.230	- 0.124	+ 0.175	- 0.430	+ 0.495	- 0.131	- 0.071	+ 0.085	- 0.388
- 0.936	+ 0.963	- 0.226	- 0.124	+ 0.174	- 0.427	+ 0.492	- 0.131	- 0.071	+ 0.085	- 0.391
- 0.937	+ 0.965	- 0.224	- 0.124	+ 0.174	- 0.425	+ 0.490	- 0.131	- 0.072	+ 0.085	- 0.392
- 0.937	+ 0.966	- 0.222	- 0.124	+ 0.174	- 0.424	+ 0.490	- 0.131	- 0.072	+ 0.085	- 0.393
- 0.937	+ 0.967	- 0.221	- 0.124	+ 0.174	- 0.423	+ 0.490	- 0.131	- 0.072	+ 0.085	- 0.394
- 0.937	+ 0.967	- 0.220	- 0.124	+ 0.174	- 0.423	+ 0.489	- 0.131	- 0.072	+ 0.085	- 0.394
- 0.937	+ 0.967	- 0.220	- 0.124	+ 0.174	- 0.423	+ 0.489	- 0.131	- 0.072	+ 0.085	- 0.394

G I R O S						G I R O S				
NUDO 12	NUDO 13	NUDO 14	NUDO 15	NUDO 16	NUDO 17	NUDO 18	NUDO 19	NUDO 20	NUDO 21	NUDO 22
E MI / 2 KI			E MI / 2 KI				E MI / 2 KI			
+ 0.358	0	- 0.065	+ 0.070	- 0.313	+ 0.358	0	- 0.052	+ 0.055	- 0.267	+ 0.354
E θ_{12}	E θ_{13}	E θ_{14}	E θ_{15}	E θ_{16}	E θ_{17}	E θ_{18}	E θ_{19}	E θ_{20}	E θ_{21}	E θ_{22}
+ 0.426	- 0.096	- 0.055	+ 0.070	- 0.246	+ 0.410	- 0.092	- 0.039	+ 0.046	- 0.221	+ 0.412
+ 0.463	- 0.207	- 0.046	+ 0.064	- 0.254	+ 0.452	- 0.176	- 0.043	+ 0.048	- 0.268	+ 0.441
+ 0.476	- 0.250	- 0.055	+ 0.050	- 0.268	+ 0.458	- 0.205	- 0.055	+ 0.037	- 0.278	+ 0.438
+ 0.480	- 0.272	- 0.059	+ 0.043	- 0.281	+ 0.456	- 0.219	- 0.063	+ 0.028	- 0.282	+ 0.432
+ 0.481	- 0.285	- 0.062	+ 0.039	- 0.289	+ 0.453	- 0.227	- 0.068	+ 0.022	- 0.235	+ 0.428
+ 0.482	- 0.292	- 0.064	+ 0.036	- 0.293	+ 0.451	- 0.231	- 0.072	+ 0.018	- 0.287	+ 0.425
+ 0.483	- 0.296	- 0.065	+ 0.035	- 0.296	+ 0.449	- 0.234	- 0.074	+ 0.015	- 0.288	+ 0.423
+ 0.483	- 0.298	- 0.066	+ 0.034	- 0.297	+ 0.448	- 0.236	- 0.075	+ 0.014	- 0.289	+ 0.423
+ 0.484	- 0.299	- 0.066	+ 0.034	- 0.297	+ 0.448	- 0.237	- 0.076	+ 0.013	- 0.290	+ 0.422
+ 0.483	- 0.300	- 0.066	+ 0.033	- 0.298	+ 0.447	- 0.237	- 0.076	+ 0.012	- 0.290	+ 0.422
+ 0.483	- 0.300	- 0.067	+ 0.033	- 0.298	+ 0.447	- 0.238	- 0.076	+ 0.012	- 0.290	+ 0.422

D E S P L A Z A M I E N T O S								
NIVEL 10	NIVEL 9	NIVEL 8	NIVEL 7	NIVEL 6	NIVEL 5	NIVEL 4	NIVEL 3	NIVEL 2
E Qn hr / 2 Kn				E Qn hr / 2 Kn				
E ϕ_{10}	E ϕ_9	E ϕ_8	E ϕ_7	E ϕ_6	E ϕ_5	E ϕ_4	E ϕ_3	E ϕ_2
- 0.138	+ 0.027	- 0.103	- 0.060	+ 0.020	+ 0.010	- 0.023	- 0.014	+ 0.026
- 0.212	+ 0.055	- 0.113	- 0.070	+ 0.056	+ 0.040	- 0.001	+ 0.011	+ 0.029
- 0.243	+ 0.069	- 0.110	- 0.078	+ 0.079	+ 0.063	+ 0.013	+ 0.032	+ 0.033
- 0.258	+ 0.074	- 0.105	- 0.083	+ 0.093	+ 0.078	+ 0.022	+ 0.046	+ 0.036
- 0.267	+ 0.075	- 0.102	- 0.086	+ 0.101	+ 0.088	+ 0.028	+ 0.054	+ 0.038
- 0.272	+ 0.075	- 0.100	- 0.087	+ 0.105	+ 0.093	+ 0.032	+ 0.059	+ 0.041
- 0.275	+ 0.075	- 0.099	- 0.088	+ 0.107	+ 0.097	+ 0.035	+ 0.062	+ 0.042
- 0.277	+ 0.074	- 0.099	- 0.089	+ 0.108	+ 0.098	+ 0.036	+ 0.063	+ 0.043
- 0.279	+ 0.073	- 0.098	- 0.089	+ 0.109	+ 0.099	+ 0.037	+ 0.064	+ 0.044
- 0.279	+ 0.073	- 0.098	- 0.089	+ 0.110	+ 0.100	+ 0.038	+ 0.064	+ 0.044
- 0.279	+ 0.073	- 0.098	- 0.089	+ 0.110	+ 0.100	+ 0.038	+ 0.064	+ 0.044

4). Momentos Finales

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 K_{ik} \theta_i + K_{ik} \theta_k + K_{ik} \psi_{ik}$$

$$\psi_{ik} = C_{ik} \phi_n$$

NUDO	BARRA	K _{ik}	2K _{ik}	θ _i	θ _k	φ _n	C _{ik}	ψ _{ik}	\bar{M}_{ik}	2K _{ik} θ _i	K _{ik} θ _k	K _{ik} ψ _{ik}	M _{ik}
1	1-2	5.3	10.6	- 0.937	+ 0.967	-----	-	-----	+ 11.056	- 9.932	+ 5.125	-----	+ 6.249
	1-6	2.5	5	- 0.937	- 0.423	- 0.279 + 0.073	1 1	- 0.279 + 0.073	-----	- 4.685	- 1.058	- 0.698 + 0.183	- 6.258
2	2-1	5.3	10.6	+ 0.967	- 0.937	-----	-	-----	- 11.056	+10.250	- 4.966	-----	- 5.772
	2-3	5	10	+ 0.967	- 0.220	- 0.279	2	- 0.558	-----	+ 9.670	- 1.100	- 2.790	+ 5.780
3	3-2	5	10	- 0.220	+ 0.967	- 0.279	2	- 0.558	-----	- 2.200	+ 4.835	- 2.790	- 0.155
	3-4	1.5	3	- 0.220	- 0.124	-----	-	-----	-----	- 0.660	- 0.186	-----	- 0.846
	3-7	5	10	- 0.220	+ 0.489	+ 0.073	2	+ 0.146	-----	- 2.200	+ 2.445	+ 0.730	+ 0.975
4	4-3	1.5	3	- 0.124	- 0.220	-----	-	-----	-----	- 0.372	- 0.330	-----	- 0.702
	4-5	3.7	7.4	- 0.124	+ 0.174	-----	-	-----	+ 1.853	- 0.918	+ 0.644	-----	+ 1.579
	4-9	2.5	5	- 0.124	- 0.072	+ 0.073 - 0.098	1 1	+ 0.073 - 0.098	-----	- 0.620	- 0.180	+ 0.183 - 0.245	- 0.862

NUDO	BARRA	Kik	2Kik	θ_i	θ_k	ϕ_n	Cik	ψ_{ik}	\bar{M}_{ik}	2Kik θ_i	Kik θ_k	Kik ψ_{ik}	Mik
5	5-4	3.7	7.4	+ 0.174	- 0.124	----	-	----	- 1.853	+ 1.288	- 0.459	----	- 1.024
	5-10	2.5	5	+ 0.174	+ 0.085	+ 0.073 - 0.098	1 1	+ 0.073 - 0.098	----	+ 0.870	+ 0.213	+ 0.183 - 0.245	+ 1.021
6	6-1	2.5	5	- 0.423	- 0.937	- 0.279 + 0.073	1 1	- 0.279 + 0.073	----	- 2.115	- 2.343	- 0.698 + 0.183	- 4.973
	6-7	3.9	7.8	- 0.423	+ 0.489	----	-	----	+ 9.950	- 3.299	+ 1.907	----	+ 8.558
	6-11	2.5	5	- 0.423	- 0.394	- 0.098 - 0.089	1 1	- 0.098 - 0.089	----	- 2.115	- 0.985	- 0.245 - 0.223	- 3.568
7	7-6	3.9	7.8	+ 0.489	- 0.423	----	-	----	- 9.950	+ 3.814	- 1.650	----	- 7.786
	7-3	5	10	+ 0.489	- 0.220	+ 0.073	2	+ 0.146	----	+ 4.890	- 1.100	+ 0.730	+ 4.520
	7-8	5	10	+ 0.489	- 0.131	- 0.098	2	- 0.196	----	+ 4.890	- 0.655	- 0.980	+ 3.255
8	8-7	5	10	- 0.131	+ 0.489	- 0.098	2	- 0.196	----	- 1.310	+ 2.445	- 0.980	+ 0.155
	8-9	1.1	2.2	- 0.131	- 0.072	----	-	----	----	- 0.288	- 0.079	----	- 0.367
	8-12	5	10	- 0.131	+ 0.483	- 0.089	2	- 0.178	----	- 1.310	+ 2.415	- 0.890	+ 0.215
9	9-8	1.1	2.2	- 0.072	- 0.131	----	-	----	----	- 0.158	- 0.144	----	- 0.302

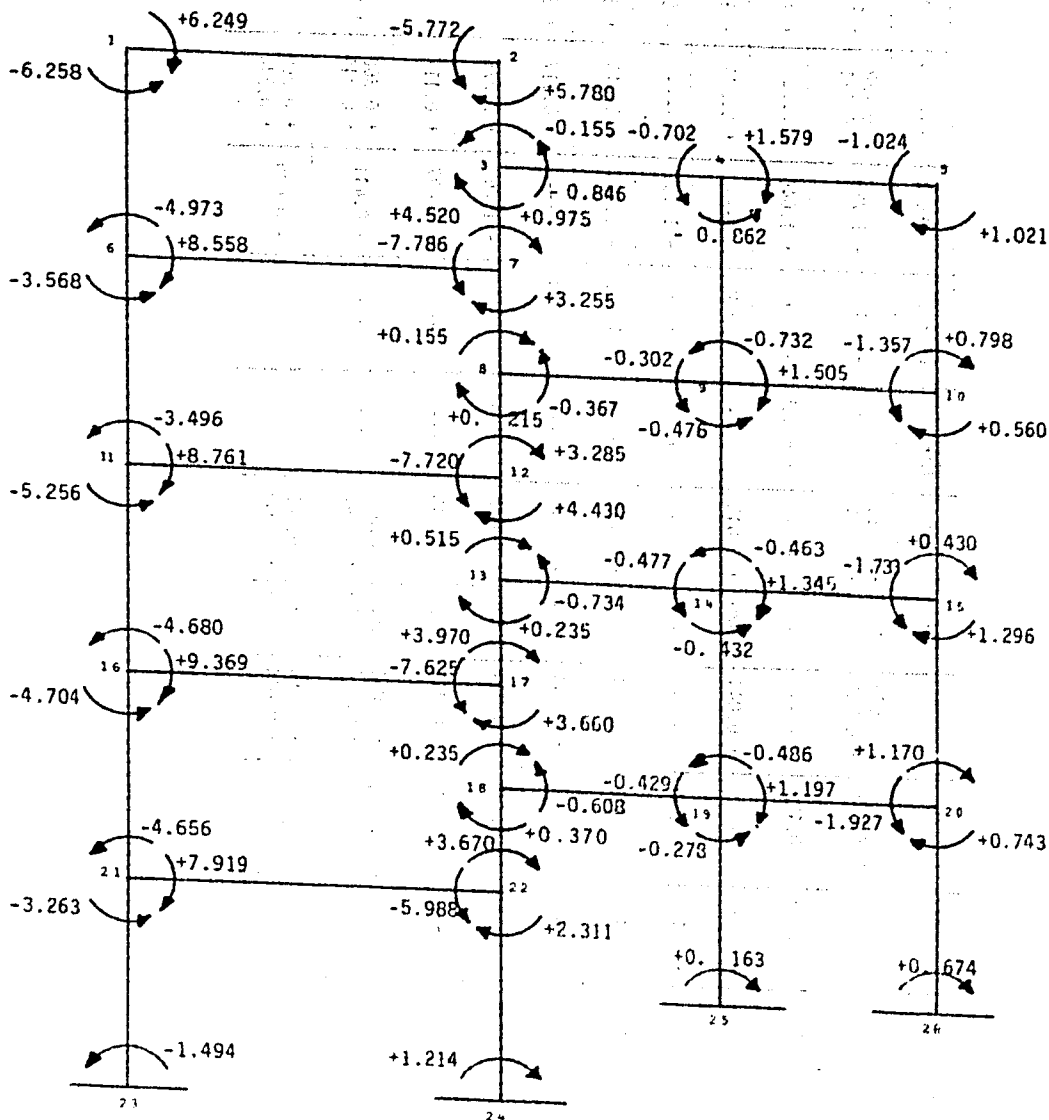
NUJO	BARRA	Kik	2Kik	θ_i	θ_k	ϕ_n	Cik	ψ_{ik}	\bar{M}_{ik}	2Kik θ_i	Kik θ_k	Kik ψ_{ik}	Mik
9	9-4	2.5	5	- 0.072	- 0.124	+ 0.073 - 0.098	1 1	+ 0.073 - 0.098	----	- 0.360	- 0.310	+ 0.183 - 0.245	- 0.732
	9-10	3.8	7.6	- 0.072	+ 0.085	----	-	-----	+ 1.729	- 0.547	+ 0.323	----	+ 1.505
	9-14	2.5	5	- 0.072	- 0.067	- 0.089 + 0.110	1 1	- 0.089 + 0.110	-----	- 0.360	- 0.168	- 0.223 + 0.275	- 0.476
10	10-9	3.8	7.6	+ 0.085	- 0.072	----	-	----	- 1.729	+ 0.646	- 0.274	----	- 1.357
	10-5	2.5	5	+ 0.085	+ 0.174	+ 0.073 - 0.098	1 1	+ 0.073 - 0.098	----	+ 0.425	+ 0.435	+ 0.183 - 0.245	+ 0.798
	10-15	2.5	5	+ 0.085	+ 0.033	- 0.089 + 0.110	1 1	- 0.089 + 0.110	----	+ 0.425	+ 0.083	- 0.223 + 0.275	+ 0.560
11	11-6	2.5	5	- 0.394	- 0.423	- 0.098 - 0.099	1 1	- 0.098 - 0.089	----	- 1.970	- 1.058	- 0.245 - 0.223	- 3.496
	11-12	3.9	7.8	- 0.394	+ 0.483	----	-	-----	+ 9.950	- 3.073	+ 1.884	----	+ 8.761
	11-16	6	12	- 0.394	- 0.298	+ 0.110 + 0.100	1 1	+ 0.110 + 0.100	----	- 4.728	- 1.788	+ 0.660 + 0.600	- 5.256
12	12-11	3.9	7.8	+ 0.483	- 0.394	----	-	-----	- 9.950	+ 3.767	- 1.537	----	- 7.720
	12-8	5	10	+ 0.483	- 0.131	- 0.089	2	- 0.178	----	+ 4.830	- 0.655	- 0.890	+ 3.285
	12-13	5	10	+ 0.483	- 0.300	+ 0.110	2	+ 0.220	----	+ 4.830	- 1.500	+ 1.100	+ 4.430

NUDO	BARRA	Kik	2Kik	θ_i	ϵ_k	ϕ_n	Cik	ψ_{ik}	\bar{M}_{ik}	2Kik θ_i	Kik ϵ_k	Kik ψ_{ik}	Mik
13	13-12	5	10	- 0.300	+ 0.483	+ 0.110	2	+ 0.220	----	- 3.000	+ 2.415	+ 1.100	+ 0.515
	13-14	1.1	2.2	- 0.300	- 0.067	----	-	----	----	- 0.660	- 0.074	----	- 0.734
	13-17	5	10	- 0.300	+ 0.447	+ 0.100	2	+ 0.200	----	- 3.000	+ 2.235	+ 1.000	+ 0.235
14	14-13	1.1	2.2	- 0.067	- 0.300	----	-	----	----	- 0.147	- 0.330	----	- 0.477
	14-9	2.5	5	- 0.067	- 0.072	- 0.089 + 0.110	1 1	- 0.089 + 0.110	----	- 0.335	- 0.180	- 0.223 + 0.275	- 0.463
	14-15	3.8	7.6	- 0.067	+ 0.033	----	-	----	+ 1.729	- 0.509	+ 0.125	----	+ 1.345
	14-19	6	12	- 0.067	- 0.076	+ 0.100 + 0.038	1 1	+ 0.100 + 0.038	----	- 0.804	- 0.456	+ 0.600 + 0.228	- 0.432
15	15-14	3.8	7.6	+ 0.033	- 0.067	----	-	----	- 1.729	+ 0.251	- 0.255	----	- 1.733
	15-10	2.5	5	+ 0.033	+ 0.085	- 0.089 + 0.110	1 1	- 0.089 + 0.110	----	+ 0.165	+ 0.213	- 0.223 + 0.275	+ 0.430
	15-20	6	12	+ 0.033	+ 0.012	+ 0.100 + 0.038	1 1	+ 0.100 + 0.038	----	+ 0.396	+ 0.072	+ 0.600 + 0.228	+ 1.296
16	16-11	6	12	- 0.298	- 0.394	+ 0.110 + 0.100	1 1	+ 0.110 + 0.100	----	- 3.576	- 2.364	+ 0.660 + 0.600	- 4.680
	16-17	3.9	7.8	- 0.298	+ 0.447	----	-	----	+ 9.950	- 2.324	+ 1.743	----	+ 9.369
	16-21	6	12	- 0.298	- 0.290	+ 0.038 + 0.064	1 1	+ 0.038 + 0.064	----	- 3.576	- 1.740	+ 0.228 + 0.384	- 4.704
17	17-16	3.9	7.8	+ 0.447	- 0.298	----	-	----	- 9.950	+ 3.487	- 1.162	----	- 7.625

NUDO	BARRA	kik	2Kik	θ_i	θ_k	ϕ_n	Cik	ψ_k	Mik	2Kik θ_i	Kik θ_k	Kik ψ_k	Mik
17	17-13	5	10	+ 0.447	- 0.300	+ 0.100	2	+ 0.200	----	+ 4.470	- 1.500	+ 1.000	+ 3.970
	17-18	5	10	+ 0.447	- 0.238	+ 0.038	2	+ 0.076	----	+ 4.470	- 1.190	+ 0.380	+ 3.660
18	18-17	5	10	- 0.238	+ 0.447	+ 0.038	2	+ 0.076	----	- 2.380	+ 2.235	+ 0.380	+ 0.235
	18-19	1.1	2.2	- 0.238	- 0.076	----	-	----	----	- 0.524	- 0.084	----	- 0.608
	18-22	5	10	- 0.238	+ 0.422	+ 0.064	2	+ 0.128	----	- 2.380	+ 2.110	+ 0.640	+ 0.370
19	19-18	1.1	2.2	- 0.076	- 0.238	----	-	----	----	- 0.167	- 0.262	----	- 0.429
	19-14	6	12	- 0.076	- 0.067	+ 0.100 + 0.038	1 1	+ 0.100 + 0.038	----	- 0.912	- 0.402	+ 0.600 + 0.228	- 0.486
	19-20	3.8	7.6	- 0.076	+ 0.012	----	-	----	+ 1.729	- 0.578	+ 0.046	----	+ 1.197
	19-25	5.8	11.6	- 0.076	----	+ 0.064 + 0.044	0.963 0.963	+ 0.062 + 0.042	----	- 0.882	----	+ 0.360 + 0.244	- 0.278
20	20-19	3.8	7.6	+ 0.012	- 0.076	----	-	----	- 1.729	+ 0.091	- 0.289	----	- 1.927
	20-15	6	12	+ 0.012	+ 0.033	+ 0.100 + 0.038	1 1	+ 0.100 + 0.038	----	+ 0.144	+ 0.198	+ 0.600 + 0.228	+ 1.170
	20-26	5.8	11.6	+ 0.012	----	+ 0.064 + 0.044	0.963 0.963	+ 0.062 + 0.042	----	+ 0.139	----	+ 0.360 + 0.244	+ 0.743

NUDO	BARRA	Kik	2Kik	θ_i	θ_k	ϕ_n	Cik	ψ_k	\bar{N}_ik	2Kik θ_i	Kik θ_k	Kik ψ_k	Mik
21	21-16	6	12	- 0.290	- 0.298	+ 0.038 + 0.064	1 1	+ 0.038 + 0.064	----	- 3.480	- 1.788	+ 0.228 + 0.384	- 4.656
	21-22	3.9	7.8	- 0.290	+ 0.422	----	-	----	+ 8.535	- 2.262	+ 1.646	----	+ 7.919
	21-23	6.1	12.2	- 0.290	----	+ 0.044	1.020	+ 0.045	----	- 3.538	----	+ 0.275	- 3.263
22	22-21	3.9	7.8	+ 0.422	- 0.290	----	-	----	- 8.149	+ 3.292	- 1.131	----	- 5.988
	22-18	5	10	+ 0.422	- 0.238	+ 0.064	2	+ 0.128	----	+ 4.220	- 1.190	+ 0.640	+ 3.670
	22-24	2.6	5.2	+ 0.422	----	+ 0.044	1.020	+ 0.045	----	+ 2.194	----	+ 0.117	+ 2.311
23	23-21	6.1	12.2	----	- 0.290	+ 0.044	1.020	+ 0.045	----	----	- 1.769	+ 0.275	- 1.494
24	24-22	2.6	5.2	----	+ 0.422	+ 0.044	1.020	+ 0.045	----	----	+ 1.097	+ 0.117	+ 1.214
25	25-19	5.8	11.6	----	- 0.076	+ 0.064 + 0.044	0.963 0.963	+ 0.062 + 0.042	----	----	- 0.441	+ 0.360 + 0.244	+ 0.163
26	26-20	5.8	11.6	----	+ 0.012	+ 0.064 + 0.044	0.963 0.963	+ 0.062 + 0.042	----	----	+ 0.070	+ 0.360 + 0.244	+ 0.674

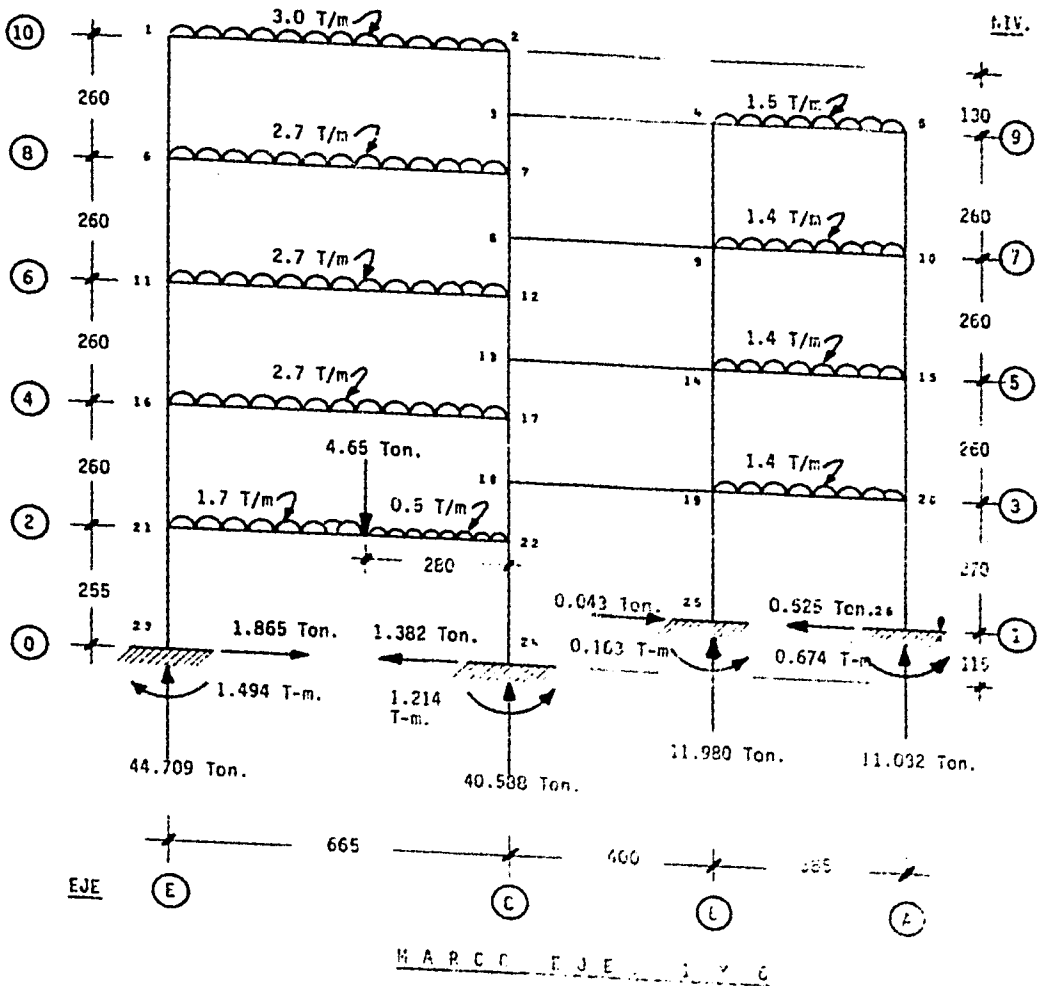
Momentos Finales de Barra sobre Nudo



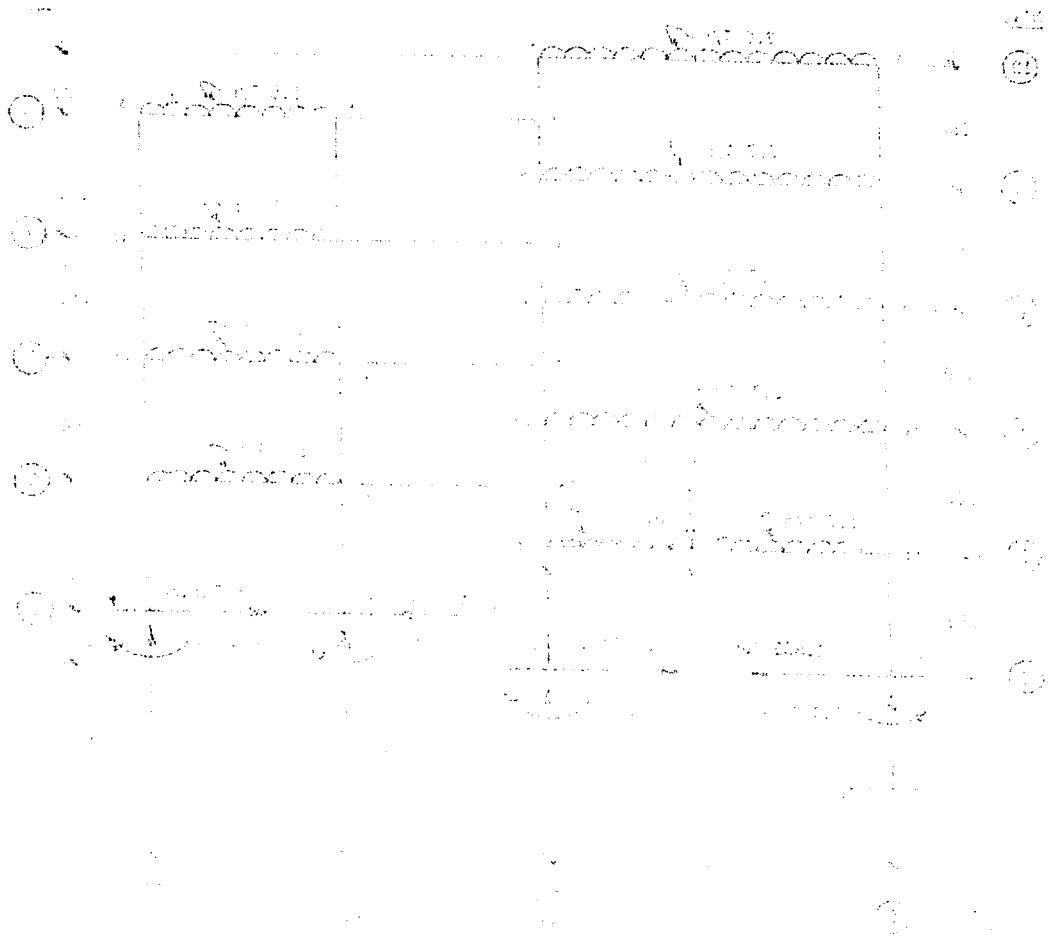
Momentos en Ton-m.

NIV.

5). Diagrama de Cuerpo Libre



- Acotaciones en cm.



CAPITULO SEGUNDO

ANALISIS POR CARGAS VERTICALES.

2.1.) Conceptos Generales.

En base al análisis por cargas verticales, se pueden determinar los distintos valores de los elementos mecánicos (Momentos Flexionantes Fuerzas Cortantes y Normales), generados en todos y cada uno de los miembros que integran la estructura de un edificio, por la combinación de Carga Muerta (CM) más Carga Viva (CV).

Las cargas a considerar, son las obtenidas anteriormente bajo la denominación de Cargas Totales para Análisis por Cargas Verticales.

Por otra parte, la estructura del edificio, está constituida por losas planas aligeradas, apoyadas sobre columnas. Por tal motivo, se regirá por lo indicado en el inciso : 4.3.- Losas, de las "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", en su parte relativa al Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

A continuación, se señalan algunos párrafos relativos a los Conceptos e Hipótesis, etc., mas relevantes, referentes a las Losas Planas :

4.3.6. Losas Planas.

a). Conceptos Generales.

Losas Planas son aquellas que transfieren la carga directamente a las columnas.

Pueden ser macizas de peralte constante o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, moldes para formar alveolos en la losa, etc.)

La losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos.

En ocasiones se utiliza una trabe de borde en la periferia de la losa. En otros casos los bordes de la losa se apoyan sobre muros.

En cada tablero de una losa plana se distinguen tres franjas en cada dirección. La central de ancho igual a la mitad del claro del tablero en la dirección en que se mide el ancho, y las extremas o de columnas, cada una de ancho igual a un cuarto de dicho tablero.

b). Hipótesis para el Análisis.

Los momentos flexionantes y fuerzas cortantes pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis-elástico considerando las siguientes hipótesis.

1.-Se supone que la estructura se divide en marcos ortogonales, cada uno de ellos formado por una fila de columnas y franjas de losa con ancho igual a la distancia entre líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado. Al analizar los marcos, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

2.-Al calcular las rigideces relativas de los miembros, el momento de inercia de cualquier sección (de columnas o de trabes), puede tomarse como el de la sección de concreto no agrietada y sin considerar el refuerzo.

Debe tenerse presente la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de los miembros, debido a capiteles y ábacos. También se tendrán en cuenta los efectos de trabes y agujeros.

c). Distribución de los Momentos en las Franjas.

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla siguiente :

	Franjas en Columna	Franjas Centrales
Momentos Positivos.	60	40
Momentos Negativos.	75	25

Para el dimensionamiento por flexión en las secciones críticas cercanas a los apoyos, deberá compararse la fracción $(1 - \alpha)$ que debe transmitirse por flexión en un ancho igual a $c_2 + 2h$, centrado con el eje de columnas, contra los porcentajes señalados en la tabla, y para los momentos positivos al centro del claro, se distribuirán conforme se indica en la mencionada tabla.

2.2). Método de Kani.

Para el análisis de los marcos, que en ambas direcciones componen la estructura del edificio; se usará el método iterativo de Gaspar Kani, del cual, se obtendrán sus expresiones generales.

2.2.1.). Definiciones.

- M_{ik} = Momento final de barra por el efecto de las cargas en el extremo "i" de la barra "k".
- R_{ik} = Momento de empotramiento debido a la carga lateral en el extremo "i" de la barra "k".

$$M'_{ik} = \frac{2EI}{L} \theta_i$$

Momento en el extremo "i" de la barra ik (debido al giro θ_i).

$$M'_{ki} = \frac{2EI}{L} \theta_k$$

Momento en el extremo "k" de la barra ik (debido al giro θ_k).

$$M''_{ik} = \frac{6EI}{L^2} \Delta$$

Momento en el extremo "i" de la barra ik (debido al desplazamiento lineal relativo (Δ) de "k" con respecto a "i").

$$m''_{ik} = \frac{6EI}{L^2} \delta$$

Momento parcial en el extremo "i" de la barra (continua) ik (debido al desplazamiento lineal relativo "parcial" δ).

Q

Cortante de entrepiso.

T_{ik}

Cortante de la barra ik, no sujeta a carga externa intermedia.

$$M_i = \sum M'_{ik}$$

Momento desequilibrado en un nudo determinado.

$$Q = - \sum T_{ik}$$

En un corte de equilibrio de cortantes determinado.

$$M''_{ik} = \sum m''_{ik}$$

De una misma barra.

$$K_{ik} = \frac{I}{L}$$

Rigidéz relativa de la barra ik.

$$K_i = \sum K_{ik}$$

Rigidéz relativa del nudo i.

$$C_{ik} = \frac{h_r}{h_{ik}}$$

Coefficiente de reducción para columnas de diferente altura pero de sección constante.

$\mu_{ik} = \frac{1}{2} f_{ik}$ del factor de distribución angular de la barra ik .

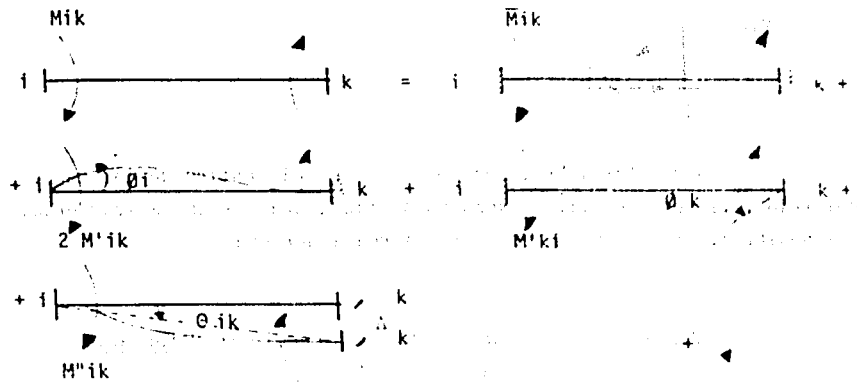
h_r Altura arbitraria de columnas en un piso r (por ejemplo, la que aparece con más frecuencia).

h_{ik} Altura real de la columna ik en el piso r .

ν_{ik} Factor de distribución lineal de la barra ik .

$M_r = \frac{Q_r h_r}{3}$ Momento de piso.

2.2.2.) Convención de Signos.



Para el método de Kani, se suponen positivos los momentos de barra sobre nudo (b.s.n), cuando tienen el sentido de las manecillas del reloj. Por lo tanto, los giros de los nudos, son negativos en el sentido de las manecillas del reloj y positivos en sentido contrario.

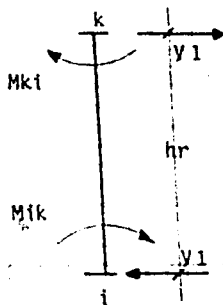
Sin embargo, como el término de la última viga desplazada (desplazamiento lineal relativo), es positivo, resulta que la rotación...

cuerda, es positiva en el sentido de las manecillas del reloj.

En fin, observese que la convención de signos adoptada, es congruente con la ecuación que permite obtener los momentos finales de barra sobre nudo (b.s.n), de una barra cualquiera y que es :

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 M'_{ik} + M''_{ki} + M'''_{ik}$$

Por otra parte, se tiene que :



$$V_1 = \frac{M_{ik} + M_{ki}}{hr}$$

Ya que M_{ik} y M_{ki} , son positivos en el sentido de las manecillas del reloj, V_1 será positivo cuando su sentido, sea derecha a izquierda, y Q será negativo, si su sentido es de izquierda a derecha.

2.2.3.). Ecuación Fundamental del Pendiente-Deformación -- Transformada.

La Ecuación Transformada del Pendiente-Deformación, para barras no articuladas de sección transversal constante, es :

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 EK (2 \theta_i + \theta_k + 3 \theta_{ik})$$

Haciendo operaciones y considerando, que :

$$k = \frac{I}{L}$$


$$y \quad \theta_{1k} = \frac{\Delta}{L}$$

$$M_{1k} = \bar{M}_{1k} + 2 E \frac{I}{L} (2 \theta_1 + \theta_k + 3 \frac{\Delta}{L})$$

$$M_{1k} = \bar{M}_{1k} + \frac{4 EI}{L} \theta_1 + \frac{2 EI}{L} \theta_k + \frac{6 EI}{L^2} \Delta$$

$$M_{1k} = \bar{M}_{1k} + 2 (\frac{2 EI}{L} \theta_1) + \frac{2 EI}{L} \theta_k + \frac{6 EI}{L^2} \Delta$$

Tomando en cuenta las definiciones anteriores :

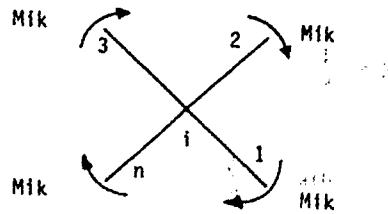
$$M_{1k} = \bar{M}_{1k} + 2 M'_{1k} + M'_{k1} + M''_{1k} \quad (I)$$

Esta ecuación, deberá aplicarse para obtener los momentos finales b.s.n. (barra sobre nudo), de cualquier barra en cualquier caso.

A). Ecuación para obtener la contribución angular : M'_{1k} .

a). Estructuras sin grados de libertad, o con contribución θ_1 neta nula ($M''_{1k} = 0$) (Giros únicamente).

Supongamos que en un nudo i concurren n barras.



El momento en el nudo i es la suma de los momentos de las barras que concurren en él.

$$\sum M'ik = 0$$

Tantos sumandos, cuantas barras concurren al nudo i .

Por lo tanto :

$$\sum (M'ik + 2 M'ik + M'ki) = 0$$

$$\sum M'ik + 2 \sum M'ik + \sum M'ki = 0$$

$$0 \text{ sea: } \sum M'ik + \sum M'ki = 0$$

$$M_i + 2 \sum M'ik + \sum M'ki = 0$$

Despejando :

$$2 \sum M'ik = -M_i - \sum M'ki$$

$$\sum M'ik = -\frac{1}{2} (M_i + \sum M'ki) \quad (1)$$

Según la definición :

$$M'_{ik} = \frac{2EI}{L} \theta_i = 2EK\theta_i \quad (2)$$

Por lo tanto :

$$\Sigma M'_{ik} = 2EK_1\theta_1 + 2EK_2\theta_1 + \dots +$$

$$+ 2E\sum K_n \theta_1$$

$$\Sigma M'_{ik} = \theta_1 \Sigma 2EK$$

$$\therefore \theta_1 = \frac{\Sigma M'_{ik}}{2E\sum K} \quad (3)$$

Sustituyendo(3)en(2), se tiene :

$$M'_{ik} = 2EK \frac{\Sigma M'_{ik}}{2E\sum K} = \frac{K}{\sum K} \Sigma M'_{ik}$$

0 sea :

$$M'_{ik} = \frac{K}{\sum K} \Sigma M'_{ik} \quad (4)$$

Sustituyendo(1)en(4) se tiene :

$$M'_{ik} = \frac{K}{\sum K} \left(-\frac{1}{2} (M_i + \Sigma M'_{ki}) \right)$$

Finalmente :

$$M'_{ik} = -\frac{1}{2} \frac{K}{\sum K} (M_i + \Sigma M'_{ki})$$

Como sabemos que :

(S)

$$\mu_{ik} = -\frac{1}{2} \frac{K}{\Sigma K}$$

Se tendrá :

$$M'_{ik} = \mu_{ik} \{ M_i + \Sigma M'_{ki} \} \quad (II)$$

b). Estructuras con grados de libertad (desplazamientos);
es decir, con contribuciones lineales.

La ecuación fundamental (I), queda :

$$\Sigma M_{ik} = 0$$

$$\Sigma \{ \bar{M}_{ik} + 2 M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \} = 0$$

$$\Sigma \bar{M}_{ik} + 2 \Sigma M'_{ik} + \Sigma M'_{ki} + \Sigma M''_{ik} = 0$$

0 sea :

$$M_i + 2 \Sigma M'_{ik} + \Sigma M'_{ki} + \Sigma M''_{ik} = 0$$

Despejando :

$$2 \Sigma M'_{ik} = -M_i - \Sigma M'_{ki} - \Sigma M''_{ik}$$

$$\Sigma M'_{ik} = -\frac{1}{2} \{ M_i + \Sigma M'_{ki} + \Sigma M''_{ik} \} \quad (5)$$

Como la expresión (3), no se modifica, se puede sustituir (5) en (4) y obtener :

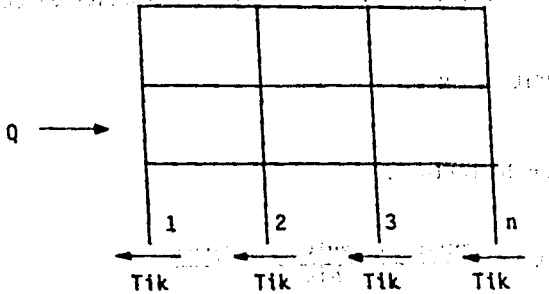
$$M'_{ik} = -\frac{1}{2} \frac{K}{\Sigma K} \{ M_i + \Sigma M'_{ki} + \Sigma M''_{ik} \}$$

Finalmente :

$$M'_{ik} = \mu_{ik} \{ M_i + \Sigma M'_{ki} + \Sigma M''_{ik} \} \quad (III)$$

B). Ecuación para obtener la contribución lineal M''_{ik} .

a). Estructura con columnas de igual altura en un entrepiso.



Equilibrio de Cortantes :

$$Q = -\Sigma Tik$$

Tantos sumandos cuantas barras intervienen en el corte de equilibrio.

Pero :

90. $T_{ik} = \frac{M_{ik} + M_{ki}}{h_{ik}}$

$$T_{ik} = \frac{M_{ik} + M_{ki}}{h_{ik}}$$

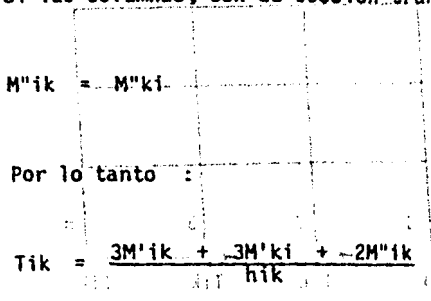
O sea :

$$T_{ik} = \frac{M_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} + M_{ki} + 2M'_{ki} + M'_{ik} + M''_{ki}}{h_{ik}}$$

No existiendo cargas intermedias.

$$M_{ik} = M_{ki} = 0$$

Si las columnas, son de seccion transversal constante :



$$M''_{ik} = -M''_{ki}$$

Por lo tanto :

$$T_{ik} = \frac{3M'_{ik} + 3M'_{ki} + 2M''_{ik}}{h_{ik}}$$

Tomando en cuenta la convencion de signos establecida :

$$Q = - \sum T_{ik} = - \sum \frac{3M'_{ik} + 3M'_{ki} + 2M''_{ik}}{h_{ik}}$$

$$Q = - \frac{3}{h_{ik}} \sum (M'_{ik} + M'_{ki} + \frac{2}{3} M''_{ik})$$

$$\frac{Qh_{ik}}{3} = - \sum (M'_{ik} + M'_{ki}) - \frac{2}{3} \sum M''_{ik}$$

Despejando :

$$\frac{2}{3} \Sigma M''_{ik} = -\frac{Q_{ik}}{3} \Sigma (M'_{ik} + M'_{ki})$$

$$\Sigma M''_{ik} = -\frac{3}{2} \left\{ \frac{Q_{ik}}{3} + \Sigma (M'_{ik} + M'_{ki}) \right\} \quad (6)$$

De la definición de M''_{ik} , se tiene :

$$M''_{ik} = \frac{6EI}{L^2} \Delta = \frac{6E}{L} \frac{I}{L} \Delta = \frac{6E}{L} K \Delta$$

O sea :

$$M''_{ik} = \frac{6EK}{h_{ik}} \Delta$$

Por lo tanto :

$$\Sigma M''_{ik} = \frac{6EK_1}{h_{ik}} \Delta + \frac{6EK_2}{h_{ik}} \Delta + \dots + \frac{6EK_n}{h_{ik}} \Delta$$

En ffn :

$$\Sigma M''_{ik} = \frac{6E\Delta}{h_{ik}} (K_1 + K_2 + \dots + K_n)$$

$$\Sigma M''_{ik} = \frac{6E\Delta}{h_{ik}} \Sigma K$$

Despejando :

$$\Delta = \frac{h_{ik}}{6E\Sigma K} \Sigma M''_{ik} \quad (7)$$

De la Definición :

$$M''_{ik} = \frac{6EK}{h^3 k} A$$

Sustituyendo (7) en la expresión anterior :

$$M''_{ik} = \frac{6EK}{h^3 k} \frac{h^3 k}{6E \Sigma K} \Sigma M''_{ik}$$

O sea :

$$M''_{ik} = \frac{K}{\Sigma K} \Sigma M''_{ik} \quad (8)$$

Sustituyendo (6) en (8), se tiene :

$$M''_{ik} = \frac{K}{\Sigma K} \left\{ -\frac{3}{2} \left[\frac{Qh}{3} + \Sigma (M'_{ik} + M'_{ki}) \right] \right\}$$

Arreglando :

$$M''_{ik} = -\frac{3}{2} \frac{K}{\Sigma K} \left[\frac{Qh}{3} + \Sigma (M'_{ik} + M'_{ki}) \right]$$

Tomando en cuenta que :

$$v_{ik} = -\frac{3}{2} \frac{K}{\Sigma K}$$

y

$$M_r = \frac{Qh}{3} \quad (\text{Momento de piso});$$

Se tendrá que :

$$M''_{ik} = v_{ik} \left[M_r + \sum_r (M'_{ik} + M'_{ki}) \right] \quad (IV)$$

b). Estructuras con columnas de diferente altura en un entre piso.

Si se establece una altura ficticia de corte, denominada h_r y que se recomienda, sea la altura que más se repite en el corte; - para cada columna, se puede establecer una constante :

$$C_{ik} = \frac{h_r}{h_{ik}} \quad (9)$$

Recordando que :

$$T_{ik} = \frac{3M'_{ik} + 3M'_{ki} + 2M''_{ik}}{h_{ik}}$$

Multiplicando ambos miembros por h_r :

$$T_{ik} \cdot h_r = \frac{h_r}{h_{ik}} (3M'_{ik} + 3M'_{ki} + 2M''_{ik})$$

Sustituyendo (9) en la expresión anterior :

$$T_{ik} \cdot h_r = C_{ik} (3M'_{ik} + 3M'_{ki} + 2M''_{ik})$$

$$T_{ik} = \frac{C_{ik} (3M'_{ik} + 3M'_{ki} + 2M''_{ik})}{h_r}$$

Por otra parte :

... sup. bilineal de

$$Q = - \sum T_{ik}$$

$$(VI) \quad \left[\left(14''M + 21''M \right) \frac{2}{3} + 7M \right] \Delta_{ik} = 21''M$$

$$Q = - \sum \frac{C_{ik} (3 M''_{ik} + 3 M''_{ki} + 2 M''_{ik})}{hr}$$

... que se ha escrito en forma de variables con subíndices (id

$$Q = - \frac{3}{hr} \sum C_{ik} (M''_{ik} + M''_{ki} + \frac{2}{3} M''_{ik})$$

... entonces, siendo de carácter simétrico una matriz de la forma
 - por lo que se puede escribir de una forma más sencilla (id) de
 : obteniendo una relación sencilla de variables con subíndices

$$\frac{Qhr}{3} = - \sum C_{ik} (M''_{ik} + M''_{ki}) - \sum \frac{2}{3} C_{ik} M''_{ik}$$

Despejando :

$$\sum \frac{2}{3} C_{ik} M''_{ik} = - \frac{Qhr}{3} - \sum C_{ik} (M''_{ik} + M''_{ki})$$

$$\sum C_{ik} M''_{ik} = - \frac{3}{2} \left[\frac{Qhr}{3} + \sum C_{ik} (M''_{ik} + M''_{ki}) \right] \quad (10)$$

De la definición se desprende :

$$C_{ik} \cdot M''_{ik} = C_{ik} \frac{6EK}{h^3k} \Delta$$

$$\sum C_{ik} M''_{ik} = C_{ik} \frac{6EK_1}{h^3k} \Delta + C_{ik} \frac{6EK_2}{h^3k} \Delta + \dots + C_{ik} \frac{6EK_n}{h^3k} \Delta$$

Pero :

$$(11) \quad C_{1k} = \frac{hr}{hTK}$$

Por lo tanto :

$$h_{1k} = \frac{hr}{C_{1k}}$$

Sustituyendo valores :

$$\Sigma C_{1k} M''_{1k} = C_{1k} \frac{6EK_1}{hr} \Delta + C_{1k} \frac{6EK_2}{hr} \Delta$$

$$+ \dots + C_{1k} \frac{6EK_n}{hr} \Delta$$

$$\Sigma C_{1k} M''_{1k} = C_{1k}^2 \frac{6EK_1}{hr} \Delta + C_{1k}^2 \frac{6EK_2}{hr} \Delta +$$

$$+ \dots + C_{1k}^2 \frac{6EK_n}{hr} \Delta$$

$$\Sigma C_{1k} M''_{1k} = \frac{6E\Delta}{hr} (C_{1k}^2 K_1 + C_{1k}^2 K_2 + \dots + C_{1k}^2 K_n)$$

$$\Sigma C_{1k} M''_{1k} = \frac{6E\Delta}{hr} \Sigma C_{1k}^2 K$$

...

39

Despejando :

$$\Delta = \frac{hr}{6E \sum C_{ik}^2 K} \sum C_{ik} M''_{ik} \quad (11)$$

Por otra parte, se tiene que :

$$M''_{ik} = \frac{6EK}{h^2 K} \Delta = \frac{6EK}{hr} \Delta$$

$$M''_{ik} = \frac{C_{ik}}{hr} 6EK \Delta \quad (12)$$

Sustituyendo (11) en(12)

$$M''_{ik} = \frac{C_{ik}}{hr} \frac{6EK}{hr} \frac{hr}{6E \sum C_{ik}^2 K} \sum C_{ik} M''_{ik}$$

$$M''_{ik} = \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik}^2 K} \sum C_{ik} M''_{ik} \quad (13)$$

Sustituyendo (10) en (13)

$$M''_{ik} = \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik}^2 K} \left(-\frac{3}{2} \left[\frac{Qhr}{3} + \sum C_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki}) \right] \right)$$

Arreglando :

$$M''_{ik} = -\frac{3}{2} \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik}^2 K} \left[\frac{Qhr}{3} + \sum C_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki}) \right]$$

Tomando en cuenta que :

$$v_{ik} = -\frac{3}{2} \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} K}$$

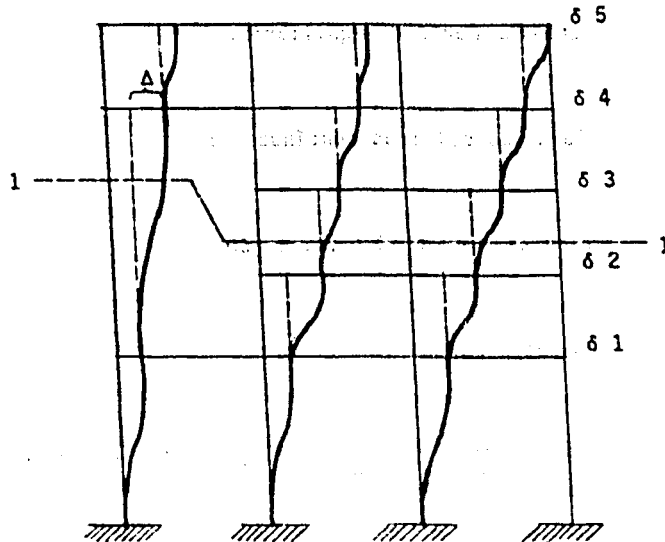
Y

$$M_r = \frac{Qhr}{3}$$

Se tendrá finalmente que :

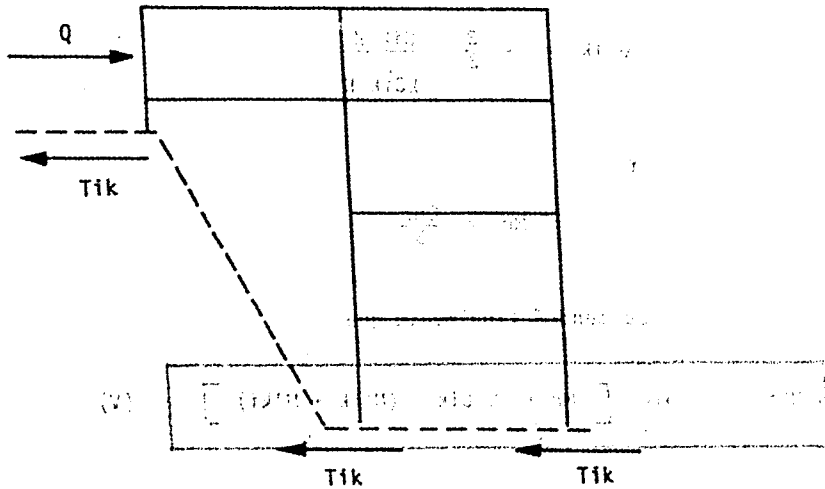
$$M''_{ik} = v_{ik} \left[M_r + \sum C_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki}) \right] \quad (V)$$

c). Estructura con columnas continuas o de diferente altura.



COLUMNA CONTINUA

$$\Delta = \delta 2 + \delta 3 + \delta 4$$



Considerando el equilibrio del elemento de longitud Δ que se muestra a continuación:

En el mismo corte de equilibrio.

Para las columnas continuas :

$$\Delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \dots + \delta_n$$

Por otra parte :

$$M''_{ik} = \frac{6EK}{h_{TK}} \Delta = \frac{6EK}{h_{TK}} (\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \dots + \delta_n)$$

$$M''_{ik} = m''_{ik(1)} + m''_{ik(2)} + m''_{ik(3)} + \dots + m''_{ik(n)}$$

La contribución lineal total, es igual a la suma de contribuciones lineales parciales.

...

Si la columna, no es continua :

$$M''_{ik} = m''_{ik}$$

$$\frac{(M''_{MS} + 1/2 M''_{ME} + M''_{MS})}{h_k} \cdot h_k \cdot \dots$$

Ecuación de equilibrio del "n" corte :

$$(M''_{MS} \frac{C}{h_k} + 1/2 M''_{ME} + M''_{MS}) \cdot h_k \cdot \dots$$

$$Q = -\Sigma T_{ik}$$

$$(M''_{MS} \frac{C}{h_k}) \cdot h_k - (M''_{MS} + 1/2 M''_{ME}) \cdot h_k = \dots$$

$$T_{ik} = \frac{3M''_{ik} + 3M''_{ki} + 2M''_{ik}}{h_{ik}}$$

Imponiendo las mismas restricciones de carga y sección -

que en el caso anterior.

Si se establece una altura ficticia de ese corte, denominada (hr) y que se recomienda sea la altura que más se repita en el corte; para cada columna, se puede establecer una constante :

$$C_{ik} = \frac{hr}{h_{ik}} \quad (9)$$

Una columna continua, tendrá tantos C_{ik} , cuantos niveles-
abarque y una constante C_{ik} por cada corte de equilibrio en que intervenga.

Por lo tanto :

$$T_{ik} = \frac{C_{ik} (3M''_{ik} + 3M''_{ki} + 2M''_{ik})}{hr}$$

Por otra parte :

...

Q = - \sum Tik

Q = - \frac{\sum C_{ik} (3M'_{ik} + 3M'_{ki} + 2M''_{ik})}{hr}

Q = - \frac{3}{hr} \sum C_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki} + \frac{2}{3} M''_{ik})

\frac{Qhr}{3} = - \sum C_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki}) - \sum \frac{2}{3} (C_{ik} M''_{ik})

Despejando :

\sum \frac{2}{3} C_{ik} M''_{ik} = - \frac{Qhr}{3} - \sum C_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki})

\sum C_{ik} M''_{ik} = - \frac{3}{2} [\frac{Qhr}{3} + \sum C_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki})]

(14)

Existiendo columnas continuas, interesa hallar aislada - mente una contribución lineal cualquiera m''_{ik}.

De la definición, se desprende que :

C_{ik} M''_{ik} = C_{ik} m''_{ik} + C_{ik} m''_{ik} + \dots

+ C_{ik} m''_{ik} + C_{ik} m''_{ik} + C_{ik} m''_{ik} + \dots

C_{ik} M''_{ik} = \sum_g C_{ik} m''_{ik}

en el cual $g = \text{grado de continuidad}$.

Por lo tanto :

$$\sum C_{ik} M^{ik} = \sum \sum C_{ik} m^{ik}$$

Desarrollando este 2o. miembro :

$$\sum C_{ik} M^{ik} = \sum (C_{ik} m^{ik} + \dots + C_{ik} m^{ik} + C_{ik} m^{ik} + C_{ik} m^{ik} + \dots)$$

$$\sum C_{ik} M^{ik} = \sum (C_{ik} m^{ik} + \dots + C_{ik} m^{ik} + C_{ik} m^{ik} + \dots) + \sum C_{ik} m^{ik}$$

Despejando :

$$\sum C_{ik} m^{ik} = \sum C_{ik} M^{ik} - \sum (C_{ik} m^{ik} + \dots + C_{ik} m^{ik} + C_{ik} m^{ik} + \dots) \quad (15)$$

Sustituyendo (14) en (15) se tiene :

$$\sum C_{ik} m^{ik} = - \frac{3}{2} \left[\frac{Qhr}{3} + \sum C_{ik} (M^{ik} + M^{ki}) \right. \\ \left. + \frac{2}{3} \sum (C_{ik} m^{ik} + C_{ik} m^{ik} + \dots + C_{ik} m^{ik} + \dots) \right]$$

$$+ C_{ik} m''_{ik} \left. \begin{array}{l} \text{...} \\ \text{...} \end{array} \right] \text{...} \quad (16)$$

De la definición :

$$\sum C_{ik} m''_{ik} = C_{ik} \frac{6EK_1}{hr} \delta n + C_{ik} \frac{6EK_2}{hr} \delta n + \dots$$

Por lo tanto :

$$\sum C_{ik} m''_{ik} = \left(\frac{6EK_1}{hr} \right) \delta n + \left(\frac{6EK_2}{hr} \right) \delta n + \dots$$

Arreglando :

$$\sum C_{ik} m''_{ik} = \left(\frac{6EK_1}{hr} \right) \delta n + \left(\frac{6EK_2}{hr} \right) \delta n + \dots$$

Factorizando :

$$\sum C_{ik} m''_{ik} = \frac{6E}{hr} \delta n \sum C_{ik} K$$

Despejando :

$$\delta n = \frac{hr}{6E \sum C_{ik} K} \sum C_{ik} m''_{ik} \quad (17)$$

Por otra parte, tenemos que :

$$m''_{ik}(n) = \frac{6EK}{hik} \delta n = \frac{6EK}{hr} \frac{\delta n}{\sum C_{ik}} = \frac{C_{ik} \cdot 6EK}{3hr} \frac{\delta n}{\sum C_{ik}}$$

O sea :

$$m''_{ik}(n) = \frac{C_{ik} \cdot 6EK}{hr} \delta n \quad (18)$$

Sustituyendo (17) en (18), se tiene :

$$m''_{ik}(n) = \frac{C_{ik} \cdot 6EK}{hr} \frac{hr}{6 \sum C_{ik} K} \sum C_{ik} m''_{ik}(n)$$

Simplificando :

$$m''_{ik}(n) = \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} K} \sum C_{ik} m''_{ik}(n) \quad (19)$$

Sustituyendo (16) en (19), es :

$$m''_{ik}(n) = \frac{3}{2} \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} K} \left[\frac{Qhr}{3} + \sum C_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki}) + \frac{2}{3} \sum C_{ik} (m''_{ik}(1) + m''_{ik}(2) + \dots + m''_{ik}(n-1) + m''_{ik}(n) + \dots) \right]$$

Tomando en cuenta, que :

$$v_{ik} = -\frac{3}{2} \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} K_{i0}} \quad (n)$$

y

$$M_r = \frac{Qhr}{3I} \quad (n)$$

Se tiene finalmente que :

$$m''_{ik} = v_{ik} \left[M_r + \sum C_{ik} (M''_{ik} + M''_{ki}) + \frac{2}{3} \sum C_{ik} (m''_{ik(1)} + m''_{ik(2)} + \dots + m''_{ik(n-1)} + m''_{ik(n-2)} + \dots) \right]$$

(VI)

Si existe alguna columna articulada :

1o.) En las ecuaciones (II), tómesese una K' que sea $\frac{3}{4} K$; siendo K la relación $\frac{1}{L}$ real. Usese esa K' en donde aparezca K .

2o.) En las ecuaciones (V) y (VI), además de usar $K' = \frac{3}{4} K$, tómesese una altura de la columna $h' = \frac{3}{2} h$, para valuar C_{ik} , ó en donde aparezca la h real; además, la ecuación (VI), se modifica de la siguiente forma; - tomando $m = 1$ para empotramiento y $m = \frac{3}{4}$ para columna articulada.

$$m''_{ik} = -\frac{3}{2} \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} mK} \quad (VI)$$

2.3.). Análisis de los Marcos Ortogonales.

...

La estructura del edificio que nos ocupa, se compone de una serie de ocho marcos ortogonales, que son respectivamente : A, B, C, E, 1, 3, 4 y 6; de los cuales, los correspondientes a los ejes 1 y 6 y 3-4, son idénticos en geometría y carga.

Dichos marcos, se ilustran a continuación, señalando su geometría, cargas y rigideces relativas.

Posteriormente, se efectuará el análisis de todos y cada uno de ellos, empleando el método de Kani descrito anteriormente.

Debido a la simetría en geometría y cargas; este marco no presenta desplazamientos lineales horizontales (contribución lineal nula : $M^{ik} = 0$).

1). Momentos de Empotramiento (T-m)

BARRA	W (Ton)	L (m)	M_{ik} (T-m)	M_{ki} (T-m)
1-2	2.2-2.7	5.55	+ 6.1	- 6.6
2-3	2.4	2.50	+ 1.3	- 1.3
5-6				
9-10	1.6	5.55	+ 4.1	- 4.1
13-14				
6-7				
10-11	1.9	2.50	+ 1.0	- 1.0
14-15				

2). Momentos de Desequilibrio (Ton-m)

NUDO	BARRA	R_{ik}	M_i	NUDO	BARRA	R_{ik}	M_i
1	1-2	+ 6.1	+ 6.1	9	9-5	0	+ 4.1
	1-5	0			9-10	+ 4.1	
2	2-1	- 6.6	- 5.3		9-13	0	
	2-3	+ 1.3		10	10-9	- 4.1	
	2-6	0			10-6	0	
5	5-1	0	+ 4.1		10-11	+ 1.0	
	5-6	+ 4.1		10-14	0		
	5-9	0		13	13-9	0	
6	6-5	- 4.1	- 3.1		13-14	+ 4.1	
	6-2	0			13-17	0	
	6-7	+ 1.0		14	14-13	- 4.1	
	6-10	0			14-10	0	
		14-15	+ 1.0				
				14-18	0		

$$M_i = \sum R_{ik}$$

3). Rigideces y factores de distribución angular.

NUDO	BARRA	r_{ik}	f_{ik}	μ_{ik}	NUDO	BARRA	r_{ik}	f_{ik}	μ_{ik}
1	1-2	2	0.444	-0.222	9	9-5	2.5	0.316	-0.158
	1-5	2.5	0.556	-0.278		9-10	2	0.253	-0.127
	Σ	4.5	1.000	-0.500		9-13	3.4	0.431	-0.215
2	2-1	2	0.225	-0.113	10	Σ	7.9	1.000	-0.500
	2-3	4.4	0.494	-0.247		10-9	2	0.163	-0.082
	2-6	2.5	0.281	-0.140		10-6	2.5	0.203	-0.101
	Σ	8.9	1.000	-0.500		10-11	4.4	0.358	-0.179
5	5-1	2.5	0.357	-0.178	13	10-14	3.4	0.276	-0.138
	5-6	2	0.286	-0.144		Σ	12.3	1.000	-0.500
	5-9	2.5	0.357	-0.178		13-9	3.4	0.395	-0.198
	Σ	7.0	1.000	-0.500		13-14	2	0.233	-0.117
6	6-5	2	0.176	-0.088	14	13-17	3.2	0.372	-0.185
	6-2	2.5	0.219	-0.110		Σ	8.6	1.000	-0.500
	6-7	4.4	0.386	-0.192		14-13	2	0.154	-0.077
	6-10	2.5	0.219	-0.110		14-10	3.4	0.262	-0.131
	Σ	11.4	1.000	-0.500		14-15	4.4	0.338	-0.169
					14-18	3.2	0.246	-0.123	
					Σ	13.0	1.000	-0.500	

$r_{ik} = K_{ik}$; rigidez angular relativa de la barra ik .

$K_i = \Sigma r_{ik}$; rigidez angular relativa del nudo i .

4). Distribución de Momentos.

$$M'_{ik} = \mu_{ik} [M_i + \Sigma M'_{ki}]$$

PRIMER CICLO

[0 + 0 + 6.0 + 6.0 - 12.0 -] 500.0

NUDO 1

- M'12 = - 0.222 [6.1 + 0 + 0.]
- M'12 = - 1.4
- M'15 = - 0.278 (6.1)
- M'15 = - 1.7

NUDO 2

- M'21 = - 0.113 [- 5.3 - 1.4 + 0 + 0.]
- M'21 = - 0.113 (- 6.7) = + 0.8
- M'23 = - 0.247 (- 6.7) = + 1.7
- M'26 = - 0.140 (- 6.7) = + 0.9

NUDO 5

- M'51 = - 0.178 [4.1 - 1.7 + 0 + 0.]
- M'51 = - 0.178 (2.4) = - 0.4
- M'56 = - 0.144 (2.4) = - 0.3
- M'59 = - 0.178 (2.4) = - 0.4

NUDO 6

- M'65 = - 0.088 [- 3.1 - 0.3 + 0.9 + 0 + 0]
- M'65 = - 0.088 (- 2.5) = + 0.2
- M'62 = - 0.110 (- 2.5) = + 0.3
- M'67 = - 0.192 (- 2.5) = + 0.5
- M'6,10 = - 0.110 (- 2.5) = + 0.3

NUDO 9

- M'95 = - 0.158 [4.1 - 0.4 + 0 + 0]
- M'95 = - 0.158 (3.7) = - 0.6
- M'9,10 = - 0.127 (3.7) = - 0.5
- M'9,13 = - 0.215 (3.7) = - 0.8

NUDO 10

$$M'_{10,9} = - 0.082 [- 3.1 - 0.5 + 0.3 + 0 + 0]$$

$$M'_{10,9} = - 0.082 (- 3.3) = + 0.3$$

$$M'_{10,6} = - 0.101 (- 3.3) = + 0.3$$

$$M'_{10,11} = - 0.179 (- 3.3) = + 0.6$$

$$M'_{10,14} = - 0.138 (- 3.3) = + 0.5$$

NUDO 13

$$M'_{13,9} = - 0.198 [4.1 - 0.8 + 0.0]$$

$$M'_{13,9} = - 0.198 (3.3) = - 0.7$$

$$M'_{13,14} = - 0.117 (3.3) = - 0.4$$

$$M'_{13,17} = - 0.185 (3.3) = - 0.6$$

NUDO 14

$$M'_{14,13} = - 0.077 [- 3.1 - 0.4 + 0.5 + 0]$$

$$M'_{14,13} = - 0.077 (- 3.0) = + 0.2$$

$$M'_{14,10} = - 0.131 (- 3.0) = + 0.4$$

$$M'_{14,15} = - 0.169 (- 3.0) = + 0.5$$

$$M'_{14,18} = - 0.123 (- 3.0) = + 0.4$$

CUARTO CICLONUDO 1

$$M'_{12} = - 0.222 [6.1 + 1.0 - 0.3]$$

$$M'_{12} = - 0.222 (6.8) = - 1.5$$

$$M'_{15} = - 0.278 (6.8) = - 1.9$$

NUDO 2

$$M'_{21} = - 0.113 [- 5.3 - 1.5 - 2.1 + 0.3]$$

$$M'_{21} = - 0.113 (- 8.6) = + 1.0$$

$$M'_{23} = - 0.247 (- 8.6) = + 2.1$$

$$M'_{26} = - 0.140 (- 8.6) = + 1.2$$

NUDO 5

$$M'_{51} = - 0.178 [4.1 - 1.9 + 0.2 - 0.6]$$

$$M'_{51} = - 0.178 (1.8) = - 0.3$$

$$M'_{56} = - 0.144 (1.8) = - 0.3$$

$$M'_{59} = - 0.178 (1.8) = - 0.3$$

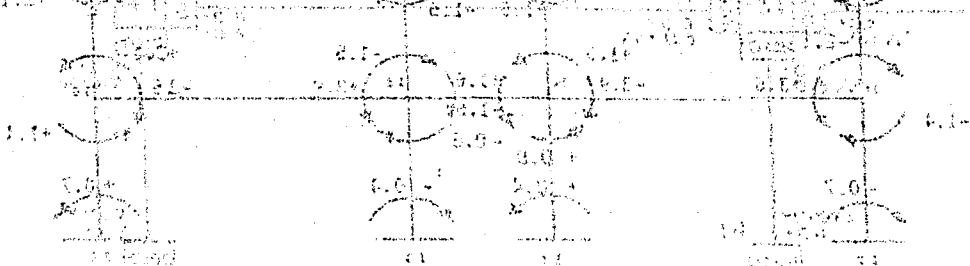
MEMBRO	TIPO	VALOR	COMBINAÇÃO
NUDO 6			
M' 65	=	- 0.088	[- 3.1 - 0.3 + 1.2 - 0.5 + 0.3]
M' 65	=	- 0.088	(- 2.4) = + 0.2
M' 68	=	- 0.110	(- 2.4) = + 0.3
M' 67	=	- 0.192	(- 2.4) = + 0.5
M' 6,10	=	- 0.110	(- 2.4) = + 0.3
NUDO 9			
M' 95	=	- 0.158	[4.1 - 0.3 + 0.3 - 0.7]
M' 95	=	- 0.158	(3.4) = - 0.6
M' 9,10	=	- 0.127	(3.4) = - 0.4
M' 9,11	=	- 0.215	(3.4) = - 0.7
NUDO 10			
M' 10,9	=	- 0.082	[- 3.1 - 0.4 + 0.3 - 0.6 + 0.5]
M' 10,9	=	- 0.082	(- 3.3) = + 0.3
M' 10,6	=	- 0.101	(- 3.3) = + 0.3
M' 10,11	=	- 0.179	(- 3.3) = + 0.6
M' 10,14	=	- 0.138	(- 3.3) = + 0.5
NUDO 13			
M' 13,9	=	- 0.198	[4.1 - 0.7 + 0.3]
M' 13,9	=	- 0.198	(3.7) = - 0.7
M' 13,14	=	- 0.117	(3.7) = - 0.4
M' 13,17	=	- 0.185	(3.7) = - 0.7
NUDO 14			
M' 14,12	=	- 0.077	[- 3.1 - 0.4 + 0.5 - 0.6]
M' 14,13	=	- 0.077	(- 3.6) = + 0.3
M' 14,10	=	- 0.131	(- 3.6) = + 0.5
M' 14,15	=	- 0.169	(- 3.6) = + 0.6
M' 14,16	=	- 0.123	(- 3.6) = + 0.4

5). Cálculo de Momentos Finales.

$$M_{ik} = \frac{2.0}{8.0} M_{ik} + \frac{2.0}{8.0} M_{ik} + M'_{ki}$$

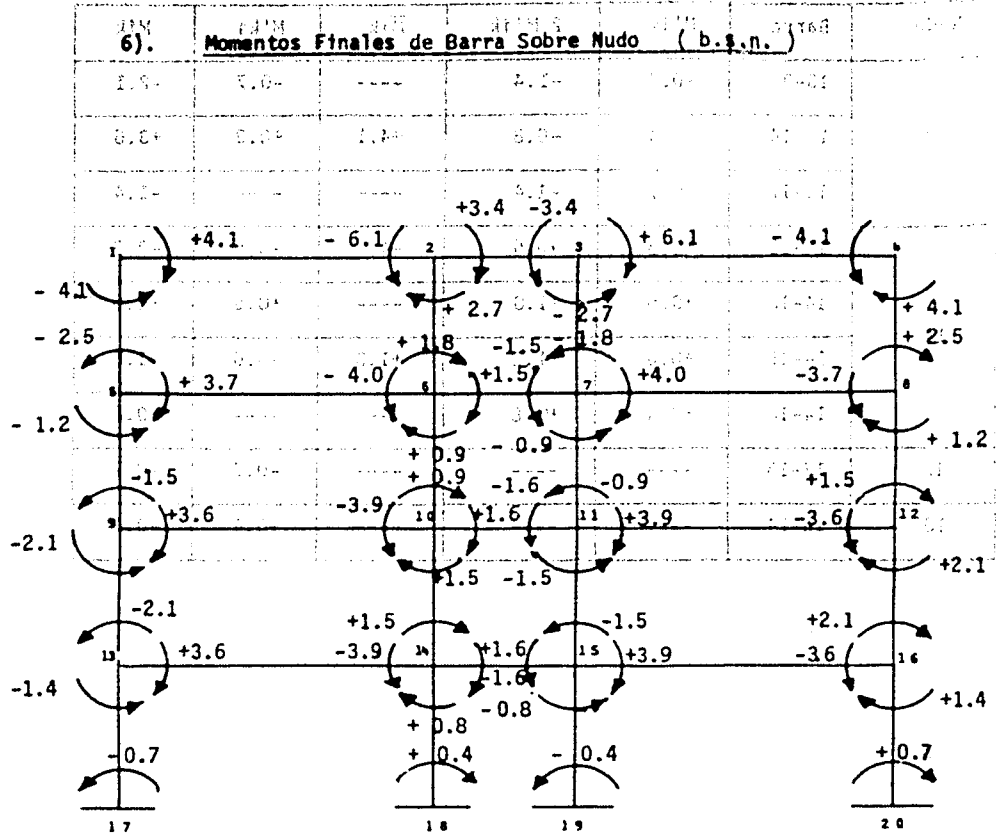
Nudo	Barra	M'ik	2 M'ik	Mik	M'ki	Mik
1	1-2	-1.5	-3.0	+6.1	+1.0	+4.1
	1-5	-1.9	-3.8	----	-0.3	-4.1
2	2-1	-1.0	+2.0	-6.6	-1.5	-6.1
	2-3	+2.1	+4.2	+1.3	-2.1	+3.4
	2-6	+1.2	+2.4	----	+0.3	+2.7
5	5-1	-0.3	-0.6	----	-1.9	-2.5
	5-6	-0.3	-0.6	+4.1	+0.2	+3.7
	5-9	-0.3	-0.6	----	-0.6	-1.2
6	6-5	+0.2	+0.4	-4.1	-0.3	-4.0
	6-2	+0.3	+0.6	----	+1.2	+1.8
	6-7	+0.5	+1.0	+1.0	-0.5	+1.5
	6-10	+0.3	+0.6	----	+0.3	+0.9
9	9-5	-0.6	-1.2	----	-0.3	-1.5
	9-10	-0.4	-0.8	+4.1	+0.3	+3.6
	9-13	-0.7	-1.4	----	-0.7	-2.1
10	10-9	+0.3	+0.6	-4.1	-0.4	-3.9
	10-6	+0.3	+0.6	----	+0.3	+0.9
	10-11	+0.6	+1.2	+1.0	-0.6	+1.6
	10-14	+0.5	+1.0	----	+0.5	+1.5

Nudo	Barra	M'ik	2 M'ik	W _{ik}	M'ki	W _{ik}
13	13-9	-0.7	-1.4	----	-0.7	-2.1
	13-14	-0.4	-0.8	+4.1	+0.3	+3.6
	13-17	-0.7	-1.4	----	----	-1.4
14	14-13	+0.3	+0.6	-4.1	-0.4	-3.9
	14-10	+0.5	+1.0	----	+0.5	+1.5
	14-15	+0.6	+1.2	+1.0	-0.6	+1.6
	14-18	+0.4	+0.8	----	----	+0.8
17	17-13	----	----	----	-0.7	-0.7
18	18-14	----	----	----	+0.4	+0.4



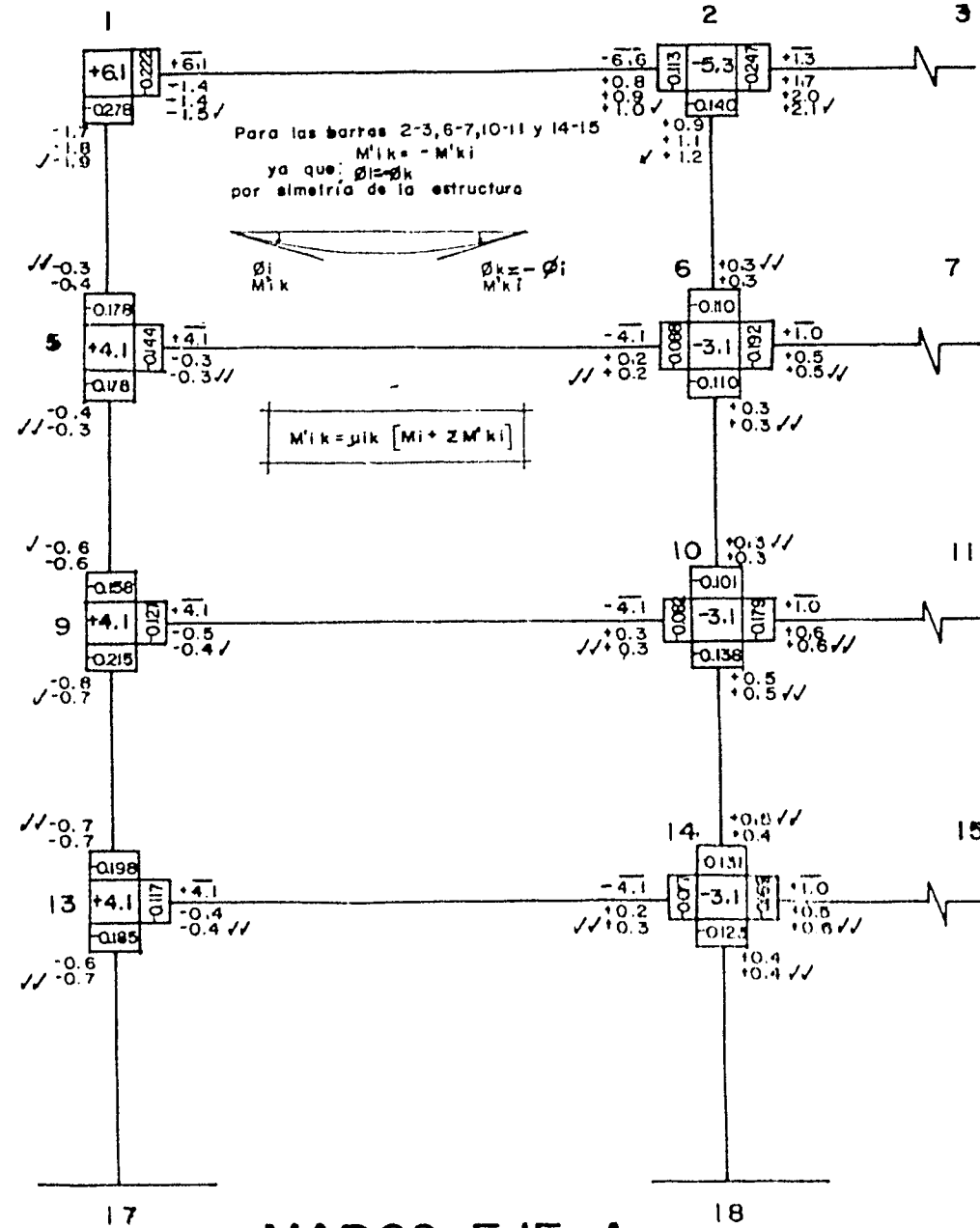
ESTRUTURA

ESTRUTURA



MARCO EJE A

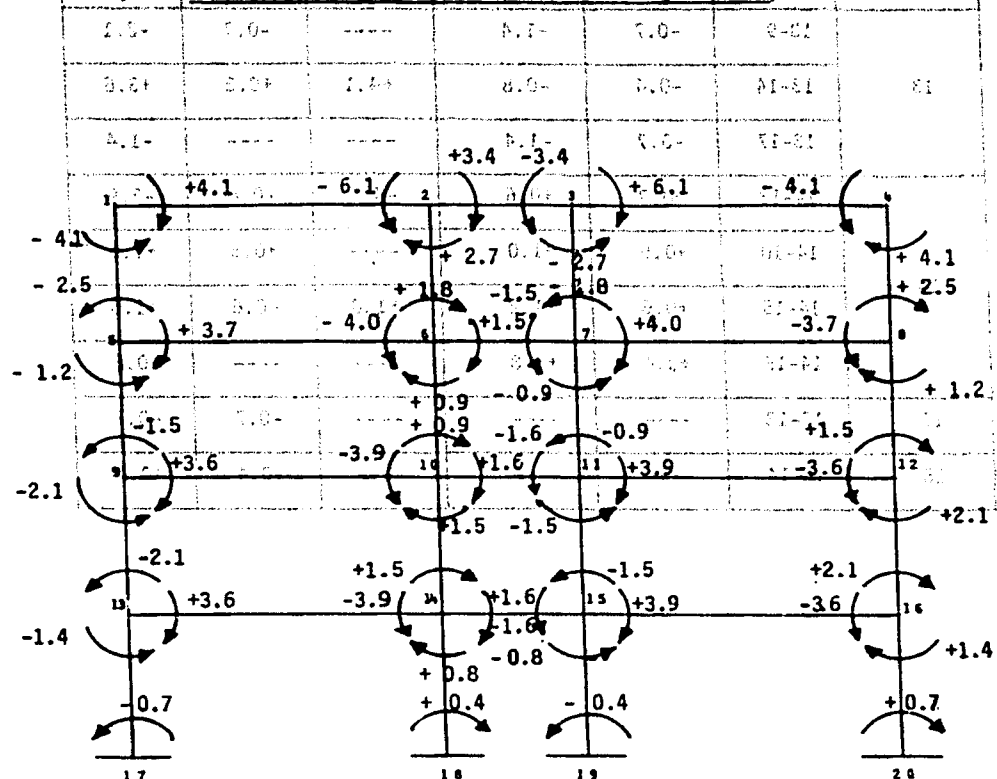
- Momentos en Ton-m.



MARCO EJE A
(Análisis por carga Vertical)

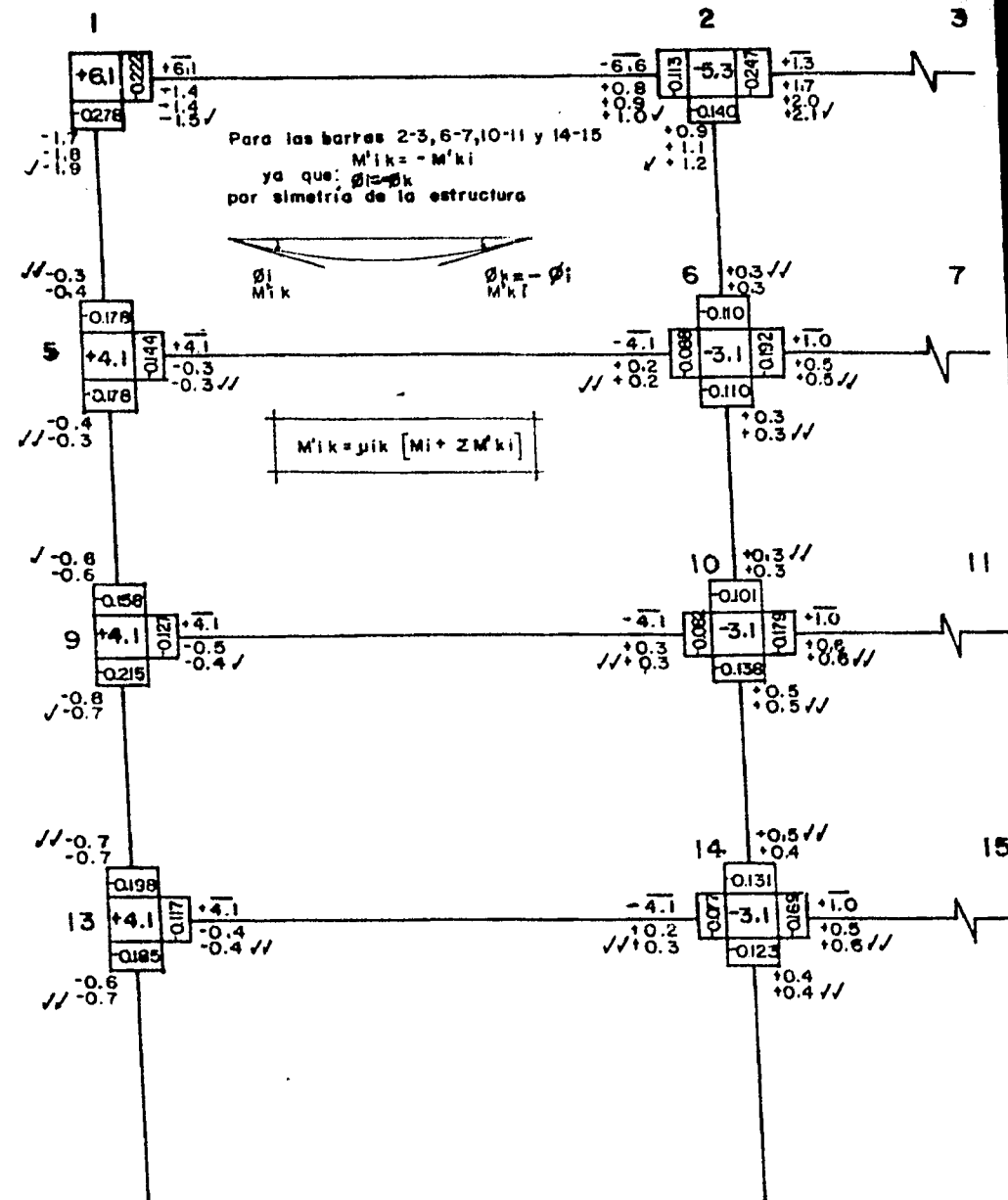
NOTA: El símbolo (✓) indica repetición del valor.

6). **Momentos Finales de Barra Sobre Nudo (b.s.n.)**



MARCO EJE A

- Momentos en Ton-m.



MARCO EJE A
(Análisis por carga Vertical)

NOTA: El símbolo (✓) indica repetición del valor.

MARCO EJE "C"

Debido a la simetría en geometría y cargas, este marco no tiene desplazamientos lineales horizontales, sin embargo, presenta desplazamientos verticales, debido a que dos de sus columnas, no se prolongan hasta la cimentación.

1). Momentos de Empotramiento (Ton-m).

BARRA	W (T/m)	L (m)	Mik (T-m)	Mki (T-m)
1-2	4.4-3.8	4.15	+ 6.0	- 5.7
2-3	3.8	1.40	+ 0.6	- 0.6
3-4	3.8	2.50	+ 2.0	- 2.0
7-8	0-2.2	4.15	+ 0.9	- 2.1
11-12				
21-22	3.6	4.15	+ 5.2	- 5.2
31-32				
12-13				
22-23	3.4	1.40	+ 0.6	- 0.6
32-33				
13-14				
23-24	3.4	2.50	+ 1.8	- 1.8
33-34				
17-18				
27-28	0-2.4	4.15	+ 1.0	- 2.3
37-38	0-2.4	5.55	+ 2.7	- 4.9
41-42	1.3	2.50	+ 0.7	- 0.7

2). Momentos de Desequilibrio (Ton-m)

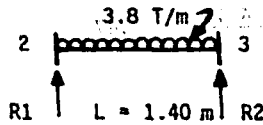
NUDO	BARRA	Mik	Mi	NUDO	BARRA	Mik	Mi
1	1-2	+ 6.0	+ 6.0	22	22-21	- 5.2	- 4.6
	1-7	0			22-18	0	
2	2-1	- 5.7	- 5.1		22-23	+ 0.6	
	2-3	+ 0.6			22-28	0	
	2-8	0		23	23-22	- 0.6	
3	3-2	- 0.6	23-13		0		
	3-4	+ 2.0	23-24		+ 1.8		
	3-13	0	23-33		0		
7	7-1	0	+ 0.9	27	27-21	0	+ 1.0
	7-8	+ 0.9			27-28	+ 1.0	
	7-11	0			27-31	0	
8	8-7	- 2.1	- 2.1	28	28-27	- 2.3	- 2.3
	8-2	0			28-22	0	
	8-12	0			28-32	0	
11	11-7	0	+ 5.2	31	31-27	0	+ 5.2
	11-12	+ 5.2			31-32	+ 5.2	
	11-17	0			31-37	0	
12	12-11	- 5.2	- 4.6	32	32-31	- 5.2	- 4.6
	12-8	0			32-28	0	
	12-13	+ 0.6			32-33	+ 0.6	
	12-18	0			33	33-32	
13	13-12	- 0.6	33-23	0			
	13-3	0	33-34	+ 1.8			
	13-14	+ 1.8	33-38	0			
	13-23	0	+ 1.2				

$$R_1 = \frac{3.8 \times 4.15}{2} + 0.6 \times 2 \left(1 - \frac{0.482}{2} \right) + \frac{6.022 - 5.7}{4.15}$$

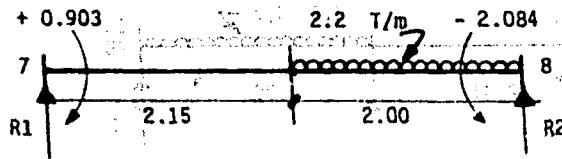
$$R_1 = 7.885 + 0.9108 + 0.0776 = 8.8734$$

$$R_2 = \frac{3.8 \times 4.15}{2} + 0.6 \times 2 \times \frac{0.482}{2} - \frac{6.022 - 5.7}{4.15}$$

$$R_2 = 7.885 + 0.2892 - 0.0776 = 8.0966$$



$$R_1 = R_2 = \frac{3.8 \times 1.4}{2} = 2.66$$



$$R_1 = W \frac{a}{2} + \frac{m_1 + m_2}{L}$$

$$R_1 = 2.2 \times 2 \times \frac{0.482}{2} + \frac{0.903 - 2.084}{4.15}$$

$$R_1 = 1.0604 - 0.2846 = 0.7758$$

$$R_2 = W \left(1 - \frac{a}{2} \right) + \frac{m_1 + m_2}{L}$$

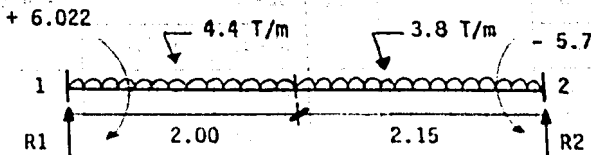
(m-nof) oindifrupe220 ab zofnemom .(S

NUDO	BARRA	\bar{M}_{ik}	M_i	NUDO	BARRA	\bar{M}_{ik}	M_i
17	17-11	0		37	37-31	0	
	17-18	+ 1.0	+ 1.0		37-38	+ 2.7	+ 2.7
	17-21	0.0	0.0		37-43	0.0	0.0
18	18-17	- 2.3	- 2.3	38	38-37	- 4.9	- 4.9
	18-12	0.0	0.0		38-33	0.0	0.0
	18-22	0.0	0.0		38-41	0.0	0.0
21	21-17	0.0	0.0	41	41-38	0.0	0.0
	21-22	+ 5.2	+ 5.2		41-42	+ 0.7	+ 0.7
	21-27	0.0	0.0		41-44	0.0	0.0

$$M_i = \sum \bar{M}_{ik}$$

3): Momentos de piso "vertical"

Con el objeto de valorar la magnitud de la fuerza (Qv) que provoca el desplazamiento vertical de las columnas discontinuas, es necesario determinar el valor de todas y cada una de las acciones, que sumadas permiten obtenerla:

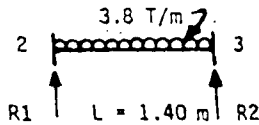


$$R_1 = \frac{3.8 \times 4.15}{2} + 0.6 \times 2 \left(1 - \frac{0.482}{2} \right) + \frac{6.022 - 5.7}{4.15}$$

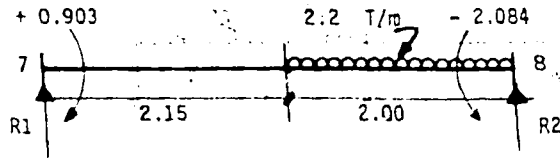
$$R_1 = 7.885 + 0.9108 + 0.0776 = 8.8734$$

$$R_2 = \frac{3.8 \times 4.15}{2} + 0.6 \times 2 \times \frac{0.482}{2} - \frac{6.022 - 5.7}{4.15}$$

$$R_2 = 7.885 + 0.2892 - 0.0776 = 8.0966$$



$$R_1 = R_2 = \frac{3.8 \times 1.4}{2} = 2.66$$



$$R_1 = W \frac{a}{2} + \frac{m_1 + m_2}{L}$$

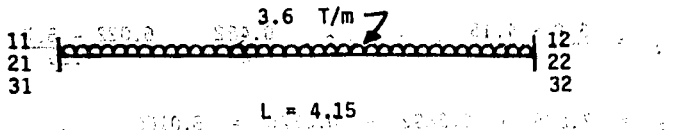
$$R_1 = 2.2 \times 2 \times \frac{0.482}{2} + \frac{0.903 - 2.084}{4.15}$$

$$R_1 = 1.0604 - 0.2846 = 0.7758$$

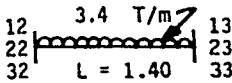
$$R_2 = W \left(1 - \frac{a}{2} \right) + \frac{m_1 - m_2}{L}$$

$$R_2 = 2.2 \times 2 \left(1 - \frac{0.482}{2} \right) + \frac{0.903 - 2.084}{4.15}$$

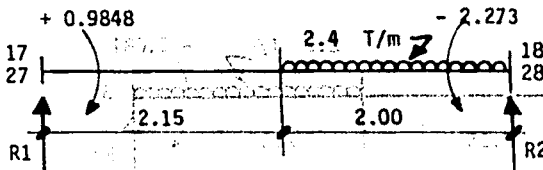
$$R_2 = 3.3396 + 0.2846 = 3.6242$$



$$R_1 = R_2 = \frac{wL}{2} = \frac{3.6 \times 4.15}{2} = 7.47$$



$$R_1 = R_2 = \frac{3.4 \times 1.4}{2} = 2.38$$



$$R_1 = W \frac{a}{2} + \frac{m_1 + m_2}{L}$$

$$R_1 = 2.4 \times 2 \times \frac{0.482}{2} + \frac{0.9848 - 2.273}{4.15}$$

$$R_1 = 1.1568 - 0.3104 = 0.8464$$

$$R_2 = W \left(1 - \frac{a}{2} \right) + \frac{m_1 + m_2}{L}$$

"Inverso" del 4

$$R_2 = 2.4 \times 2 \left(1 - \frac{0.482}{0.12} \right) + 0.3104$$

$$R_2 = 3.6432 + 0.3104 = 3.9536$$

Por lo tanto :

$$Q_v = - R_{21} - R_{23} - R_{27} - R_{12,11} - R_{12,13} - R_{18,17}$$

$$- R_{22,21} - R_{22,23} - R_{28,27} - R_{32,31} - R_{32,33}$$

$$Q_v = - 8.0966 - 2.66 - 3.6242 - 7.47 - 2.38 -$$

$$- 3.9536 - 7.47 - 2.38 - 3.9536 - 7.47 - 2.38$$

$$Q_v = - 51.838 \text{ Ton.}$$

$$Q_v = - 51.9 \text{ Ton.}$$

Piso "Izquierdo"

$$Q_v \text{ Izq.} = - 51.9 \text{ Ton.}$$

$$\text{Si tomamos : } hr = 1.40 \text{ m.}$$

$$Mrv \text{ Izq.} = \frac{Q_v \cdot hr}{3} = - \frac{51.9 \times 1.4}{3} = - 24.22$$

$$Mrv \text{ Izq.} = - 24.2 \text{ T-m.}$$

Piso "Derecho"

$$Q_v \text{ Der.} = +51.9 \text{ Ton.}$$

$$\text{Tomando : hr} = 1.40 \text{ m.}$$

$$\text{Mrv Der.} = \frac{Q_v \text{ hr}}{3} = \frac{51.9 \times 1.4}{3} = 24.22$$

$$\text{Mrv Der.} = + 24.2 \text{ T-m.}$$

4). Rigideces y factores de distribución angular.

NUDO	BARRA	r _{ik}	f _{ik}	μ _{ik}	NUDO	BARRA	r _{ik}	f _{ik}	μ _{ik}
1	1-2	3.7	0.425	-0.213	22	22-21	3.7	0.224	-0.112
	1-7	5	0.575	-0.287		22-18	1	0.061	-0.030
	Σ	8.7	1.000	-0.500		22-23	10.8	0.654	-0.328
2	2-1	3.7	0.239	-0.120	22-28	1	0.061	-0.030	
	2-3	10.8	0.697	-0.348	Σ	16.5	1.000	-0.500	
	2-8	1.	0.064	-0.032	23	23-22	10.8	0.493	-0.247
	Σ	15.5	1.000	-0.500		23-13	2.5	0.114	-0.057
3	3-2	10.8	0.557	-0.279		23-24	6.1	0.279	-0.139
	3-4	6.1	0.314	-0.157		23-33	2.5	0.114	-0.057
	3-13	2.5	0.129	-0.064	Σ	21.9	1.000	-0.500	
	Σ	19.4	1.000	-0.500	27	27-21	5	0.455	-0.227
7	7-1	5	0.439	-0.220		27-28	1	0.090	-0.046
	7-8	1.4	0.122	-0.060		27-31	5	0.455	-0.227
	7-11	5	0.439	-0.220		Σ	11	1.000	-0.500
	Σ	11.4	1.000	-0.500	28	28-27	1	0.333	-0.167
8	8-7	1.4	0.412	-0.206		28-22	1	0.334	-0.166
	8-2	1	0.294	-0.147		28-32	1	0.333	-0.167
	8-12	1	0.294	-0.147		Σ	3	1.000	-0.500
	Σ	3.4	1.000	-0.500					

"vertical" call

100.0

NUDO	BARRA	rik	fik	μik	NUDO	BARRA	rik	fik	μik
11	11-7	5	0.365	-0.183	31	31-27	5	0.365	-0.182
	11-12	3.7	0.270	-0.134		31-32	3.7	0.270	-0.136
	11-17	5	0.365	-0.183		31-37	5	0.365	-0.182
	Σ	13.7	1.000	-0.500		Σ	13.7	1.000	-0.500
12	12-11	3.7	0.224	-0.112	32	32-31	3.7	0.239	-0.120
	12-8	1	0.060	-0.030		32-28	1	0.064	-0.032
	12-13	10.8	0.656	-0.328		32-33	10.8	0.697	-0.348
	12-18	1	0.060	-0.030		Σ	15.5	1.000	-0.500
	Σ	16.5	1.000	-0.500	33	33-32	10.8	0.443	-0.222
13	13-12	10.8	0.493	-0.246		33-23	2.5	0.102	-0.051
	13-3	2.5	0.114	-0.057		33-34	6.1	0.250	-0.125
	13-14	6.1	0.279	-0.140		33-38	5	0.205	-0.102
	13-23	2.5	0.114	-0.057	Σ	24.4	1.000	-0.500	
	Σ	21.9	1.000	-0.500	37	37-31	5	0.532	-0.266
17	17-11	5	0.455	-0.227		37-38	2.7	0.287	-0.144
	17-18	1	0.090	-0.046		37-43	1.7	0.181	-0.090
	17-21	5	0.455	-0.227		Σ	9.4	1.000	-0.500
	Σ	11	1.000	-0.500	38	38-37	2.7	0.212	-0.106
18	18-17	1	0.333	-0.167		38-33	5	0.394	-0.197
	18-12	1	0.334	-0.166		38-41	5	0.394	-0.197
	18-22	1	0.333	-0.167		Σ	12.7	1.000	-0.500
	Σ	3	1.000	-0.500	41	41-38	5	0.538	-0.269
21	21-17	5	0.365	-0.182		41-42	1.7	0.183	-0.091
	21-22	3.7	0.270	-0.136		41-44	2.6	0.279	-0.140
	21-27	5	0.365	-0.182		Σ	9.3	1.000	-0.500
	Σ	13.7	1.000	-0.500					

5). Rigideces y factores de distribución lineal.

Pisos "verticales" : "izquierdo" y "derecho"

$$C_{ik} = \frac{h_r}{h_{ik}}$$

Si : $h_r = 1,40 \text{ m.}$

Piso "izquierdo"

$$C_{12} = \frac{1.4}{4.15} = 0.337$$

001.0-001.0	001.0	001.0	$C_{9,10} = \frac{1.4}{4.15} = 0.337$
001.0-001.0	001.0	001.0	$C_{11,12} = \frac{1.4}{4.15} = 0.337$
001.0-001.0	001.0	001.0	$C_{17,18} = \frac{1.4}{4.15} = 0.337$
001.0-001.0	001.0	001.0	$C_{21,22} = \frac{1.4}{4.15} = 0.337$
001.0-001.0	001.0	001.0	$C_{27,28} = \frac{1.4}{4.15} = 0.337$
001.0-001.0	001.0	001.0	$C_{31,32} = \frac{1.4}{4.15} = 0.337$

Piso "derecho"

$$C_{23} = \frac{1.4}{1.4} = 1$$

$$C_{12,13} = \frac{1.4}{1.4} = 1$$

$$C_{22,23} = \frac{1.4}{1.4} = 1$$

$$C_{32,33} = \frac{1.4}{1.4} = 1$$

Por lo tanto, los factores de distribución lineal para las columnas de los pisos izquierdo y derecho, valen :

$$v_{ik} = - \frac{3}{2} \frac{C_{ik} K_{ik}}{\sum C_{ik} K_{ik}}$$

$$v_{12} = - \frac{3}{2} C_{12} K_{12} / C_{12}^2 K_{12} + C_{9,10}^2 K_{9,10} + C_{11,12}^2 K_{11,12} + C_{17,18}^2 K_{17,18} + C_{21,22}^2 K_{21,22} + C_{27,28}^2 K_{27,28} + C_{31,32}^2 K_{31,32} + C_{23}^2 K_{23} + C_{12,13}^2 K_{12,13} + C_{22,23}^2 K_{22,23} + C_{32,33}^2 K_{32,33}$$

$$v_{12} = - \frac{3}{2} 0.337 (3.7) / 0.337^2(3.7) + 0.337^2(1.4) + 0.337^2(3.7) + 0.337^2(1) + 0.337^2(3.7) + 0.337^2(1) + 0.337^2(3.7) + 1^2(10.8) + 1^2(10.8) + 1^2(10.8)$$

$$v_{12} = - \frac{3}{2} \frac{0.337 (3.7)}{0.337^2 (3.7) (1+1+1+1) + 0.337^2 (1.4) + 0.337^2 (1+1) + 1^2 (10.8 + 10.8 + 10.8 + 10.8)}$$

$$v_{12} = - \frac{3}{2} \frac{0.337 (3.7)}{0.337^2 (3.7) (4) + 0.337^2 (1.4) + 0.337^2 (2) + 1^2 (10.8) (4)}$$

$$v_{12} = - \frac{3}{2} \frac{0.337 (3.7)}{1.684 + 0.159 + 0.228 + 43.2}$$

$$v_{12} = - \frac{3}{2} \frac{1.2469}{45.271}$$

$$v_{12} = - \frac{3}{2} (0.02754)$$

$$v_{12} = - 0.0413$$

$$v_{78} = - \frac{3}{2} \frac{C_{78} K_{78}}{45.271}$$

$$v_{78} = - \frac{3}{2} \frac{0.337 (1.4)}{45.271} = - \frac{3}{2} (0.01042)$$

$$v_{78} = - 0.0156$$

$$v_{11,12} = - \frac{3}{2} \frac{C_{11,12} K_{11,12}}{45.271}$$

$$v_{11,12} = - \frac{3}{2} \frac{0.337 (3.7)}{45.271}$$

$$v_{11,12} = - 0.0413$$

$$v_{17,18} = - \frac{3}{2} \frac{C_{17,18} K_{17,18}}{45.271}$$

$$v_{17,18} = - \frac{3}{2} \frac{0.337 (1)}{45.271}$$

$$v_{17,18} = - \frac{3}{2} (0.007444)$$

$$v_{17,18} = - 0.0112$$

$$V_{21,22} = - \frac{3}{2} \frac{C_{21,22} K_{11,22}}{45.271} \quad (A) (B.01)^2 + (C)^2 V_{22,0}$$

$$V_{21,22} = - \frac{3}{2} \frac{0.337 (3.7)}{45.271}$$

$$V_{21,22} = - 0.0413$$

$$V_{27,28} = - \frac{3}{2} \frac{0.337 (1)}{45.271}$$

$$V_{27,28} = - \frac{3}{2} (0.007444)$$

$$V_{27,28} = - 0.0112$$

$$V_{31,32} = - \frac{3}{2} \frac{C_{31,32} K_{31,32}}{45.271}$$

$$V_{31,32} = - \frac{3}{2} \frac{0.337 (3.7)}{45.271}$$

$$V_{31,32} = - 0.0413$$

$$V_{23} = - \frac{3}{2} \frac{C_{23} K_{23}}{45.271}$$

$$V_{23} = - \frac{3}{2} \frac{1 (10.8)}{45.271}$$

$$V_{23} = - \frac{3}{2} (0.23856)$$

$$V_{23} = - 0.358$$

$$V_{12,13} = - \frac{3}{2} \frac{C_{12,13} K_{12,13}}{45.271}$$

$$V_{12,13} = - \frac{3}{2} \frac{1 (10.8)}{45.271}$$

$$V_{12,13} = - 0.358$$

DECIMO CICLOPiso "Izquierdo"

$$M''_{31,32} = - 0.0413 \left[- 24.2 + 0.337 (- 1.6 + 3.2 + 0.1 + 0 - 1.7 + 2.9 + 0.1 + 0 - 1.7 + 2.9 + 0.3 - 0.2 - 2.8 + 3.2) + 1 (- 9.2 - 3.8 - 8.5 - 4.4 - 8.6 - 4.3 - 9.4 - 5) \right]$$

$$M''_{31,32} = - 0.0413 \left[- 24.2 + 0.337 (4.7) + 1 (- 53.2) \right]$$

$$M''_{31,32} = - 0.0413 (- 24.2 + 1.5839 - 53.2)$$

$$M''_{31,32} = - 0.0413 (- 75.816) = + 3.1$$

$$M''_{27,28} = - 0.0112 (- 75.816) = + 0.8$$

$$M''_{21,22} = - 0.0413 (- 75.816) = + 3.1$$

$$M''_{17,18} = - 0.0112 (- 75.816) = + 0.8$$

$$M''_{11,12} = - 0.0413 (- 75.816) = + 3.1$$

$$M''_{7,8} = - 0.0156 (- 75.816) = + 1.2$$

$$M''_{12} = - 0.0413 (- 75.816) = + 3.1$$

Piso "Derecho"

$$M'_{32,33} = - 0.358 \left[75.816 \right] = - 27.1$$

$$M'_{22,23} = - 0.358 (75.816) = - 27.1$$

$$M'_{12,13} = - 0.358 (75.816) = - 27.1$$

$$M'_{23} = - 0.358 (75.816) = - 27.1$$

NUDO 1

$$M'_{12} = - 0.213 \left[6 + 3.2 + 0.9 + 3.1 \right]$$

$$M'_{12} = - 0.213 (13.2) = - 2.8$$

$$M'_{17} = - 0.287 (13.2) = - 3.8$$

NUDO 2

$$M'_{21} = - 0.120 \left[- 5.1 - 2.8 + 5 - 0.2 + 3.1 - 27.1 \right]$$

$$M'_{21} = - 0.120 (- 27.1) = + 3.3$$

M' 20 = 0.0 0.348 ((-27.1 -)) 0.0 + 9.4 =

M' 20 = - 0.032 (- 27.1) = + 0.9

NUDO 3

M' 32 = 0.0 0.279 [2 1.4 + 9.4 - 12.8 + 1 - 27.1]

M' 32 = 0.0 0.279 ((-18.1 -)) 0.0 + 5.0 =

M' 30 = 0.0 0.157 ((-18.1 -)) 0.0 + 2.8 =

M' 3,13 = 0.0 0.064 ((-18.1 -)) 0.0 + 1.2 =

NUDO 7

M' 71 [0.0 = 0.0 0.220 [0.9 - 3.8 - 0.2 - 2.3 + 1.2]

M' 71 = 0.0 0.220 (- 4.2) = 0.9

M' 70 = 0.0 0.060 (- 4.2) = 0.3

M' 7,11 = 0.0 0.220 (- 4.2) = 0.9

NUDO 8

M' 87 = 0.0 0.206 [1 - 2.1 + 0.3 + 0.9 + 0.8 + 1.2]

M' 87 = - 0.0 0.206 (1.1) = 0.2

M' 82 = - 0.0 0.147 (1.1) = 0.2

M' 8,12 = - 0.0 0.147 (1.1) = 0.2

NUDO 11

M' 11,7 = 0.0 - 0.183 [- 5.2 + 0.9 + 2.9 + 0.6 + 3.1]

M' 11,7 = - - 0.183 (12.7) = 2.3

M' 11,12 = - - 0.134 (12.7) = 1.7

M' 11,17 = - - 0.183 (12.7) = 2.3

NUDO 12

M' 12,11 = 0.0 0.112 [- 4.6 - 1.7 - 0.2 + 4.3 + 0 + 3.1 - 27.1]

M' 12,11 = - 0.112 (- 26.2) = + 2.9

M' 12,0 = - 0.030 (- 26.2) = + 0.8

M' 12,13 = - 0.328 (- 26.2) = + 8.6

$$M'_{12,10} = 0.030 (-26.2) = 0.8$$

$$M'_{12,11} = 0.030 (-26.2) = 0.8$$

NUDO 13

$$M'_{13,12} = -0.246 [1.2 + 8.6 + 1.2 + 2.4 + 1 - 27.1]$$

$$M'_{13,11} = 0.246 (-17.5) = 4.3$$

$$M'_{13,9} = 0.057 (-17.5) = 1.0$$

$$M'_{13,10} = 0.140 (-17.5) = 2.5$$

$$M'_{13,20} = 0.057 (-17.5) = 1.0$$

NUDO 17

$$M'_{17,11} = -0.227 [1 - 2.3 + 0 - 2.3 + 0.8]$$

$$M'_{17,10} = 0.227 (-2.8) = 0.6$$

$$M'_{17,18} = 0.046 (-2.8) = 0.1$$

$$M'_{17,21} = 0.227 (-2.8) = 0.6$$

NUDO 18

$$M'_{18,17} = -0.167 [1 - 2.3 + 0.1 + 0.8 + 0.8 + 0.8]$$

$$M'_{18,19} = -0.167 (0.2) = 0.0$$

$$M'_{18,12} = -0.166 (0.2) = 0.0$$

$$M'_{18,22} = -0.167 (0.2) = 0.0$$

NUDO 21

$$M'_{21,17} = -0.182 [5.2 + 0.6 + 2.9 + 0.6 + 3.1]$$

$$M'_{21,19} = -0.182 (12.4) = 2.3$$

$$M'_{21,22} = -0.136 (12.4) = 1.7$$

$$M'_{21,27} = -0.182 (12.4) = 2.3$$

NUDO 22

$$M'_{22,21} = -0.112 [-4.6 - 1.7 + 0 + 4.4 + 0 + 3.1 - 27.1]$$

$$M'_{22,20} = -0.112 (-25.9) = 2.9$$

$$M'_{22,10} = -0.030 (-25.9) = 0.8$$

$$M'_{22,210} = - (0.328 () - 25.9) = + 8.5$$

$$M'_{22,290} = - (0.030 () - 25.9) = + 0.8$$

NUDO 23

$$[1.32 - 5.0 M'_{23,22} = 0.247] [1.2 + 8.5 + 1 - 2.5 + 0.9 - 27.1]$$

$$M'_{23,22} = - (0.247 () - 18) = + 4.4$$

$$M'_{23,13} = - (0.057 () - 18) = + 1.0$$

$$M'_{23,24} = - (0.139 () - 18) = + 2.5$$

$$M'_{23,31} = - (0.057 () - 18) = + 1.0$$

NUDO 27

$$M'_{27,21,0} = - 0.227 [1 - 2.3 + 0 - 2.1 + 0.8]$$

$$M'_{27,21} = - 0.227 (- 2.6) = + 0.6$$

$$M'_{27,28} = - 0.046 (- 2.6) = + 0.1$$

$$M'_{27,31} = - 0.227 (- 2.6) = + 0.6$$

NUDO 28

$$[M'_{28,27} = - 0.167] [- 2.3 + 0.1 + 0.8 + 0.8 + 0.8]$$

$$M'_{28,27} = - 0.167 (0.2) = - 0.0$$

$$M'_{28,22} = - 0.166 (0.2) = - 0.0$$

$$M'_{28,22} = - 0.167 (0.2) = - 0.0$$

NUDO 31

$$M'_{31,27} = - 0.182 [5.2 + 0.6 + 3.2 - 0.3 + 3.1]$$

$$M'_{31,27} = - 0.182 (11.8) = - 2.1$$

$$M'_{31,32} = - 0.136 (11.8) = - 1.6$$

$$M'_{31,37} = - 0.182 (11.8) = - 2.1$$

NUDO 32

$$M'_{32,31} = - 0.120 [- 4.6 - 1.6 + 0 + 3.8 + 3.1 - 27.1]$$

$$M'_{32,31} = - 0.120 (- 26.4) = + 3.2$$

$$M'_{32,20} = -0.032 (-26.4) = +0.8$$

$$M'_{32,33} = -0.348 (-26.4) = +9.2$$

NUDO 33

$$M'_{33,32} = -0.222 [1.2 + 9.2 + 1 - 2.1 + 0.7 - 27.1]$$

$$M'_{33,32} = -0.222 (-17.1) = +3.8$$

$$M'_{33,23} = -0.051 (-17.1) = +0.9$$

$$M'_{33,34} = -0.125 (-17.1) = +2.1$$

$$M'_{33,36} = -0.102 (-17.1) = +1.7$$

NUDO 37

$$M'_{37,33} = -0.266 [2.7 - 2.1 + 0.4]$$

$$M'_{37,33} = -0.266 (1) = -0.3$$

$$M'_{37,38} = -0.144 (1) = -0.1$$

$$M'_{37,43} = -0.090 (1) = -0.1$$

NUDO 38

$$M'_{38,37} = -0.106 [-4.9 - 0.1 + 1.7 - 0.4]$$

$$M'_{38,37} = -0.106 (-3.7) = +0.4$$

$$M'_{38,33} = -0.197 (-3.7) = +0.7$$

$$M'_{38,43} = -0.197 (-3.7) = +0.7$$

NUDO 41

$$M'_{41,38} = -0.269 [0.7 + 0.7 + 0.1]$$

$$M'_{41,38} = -0.269 (1.5) = -0.4$$

$$M'_{41,42} = -0.091 (1.5) = -0.1$$

$$M'_{41,44} = -0.140 (1.5) = -0.2$$

7). Cálculo de Momentos Finales.

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 M'_{ik} + M''_{ki} + M'''_{ik}$$

Para columnas continuas :

$$M''_{ik} = \Sigma m''_{ik}$$

Nudo	Barra	M'_{ik}	$2M'_{ik}$	\bar{M}_{ik}	M''_{ki}	M'''_{ik}	M_{ik}
1	1-2	- 2.8	- 5.6	+ 6.0	+ 3.3	+ 3.1	+ 6.8
	1-7	- 3.8	- 7.6	-	+ 0.9	-	- 6.7
2	2-1	+ 3.3	+ 6.6	- 5.7	- 2.8	+ 3.1	+ 1.2
	2-3	+ 9.4	+18.8	+ 0.6	+ 5.0	-27.1	- 2.7
	2-8	+ 0.9	+ 1.8	-	- 0.2	-	+ 1.6

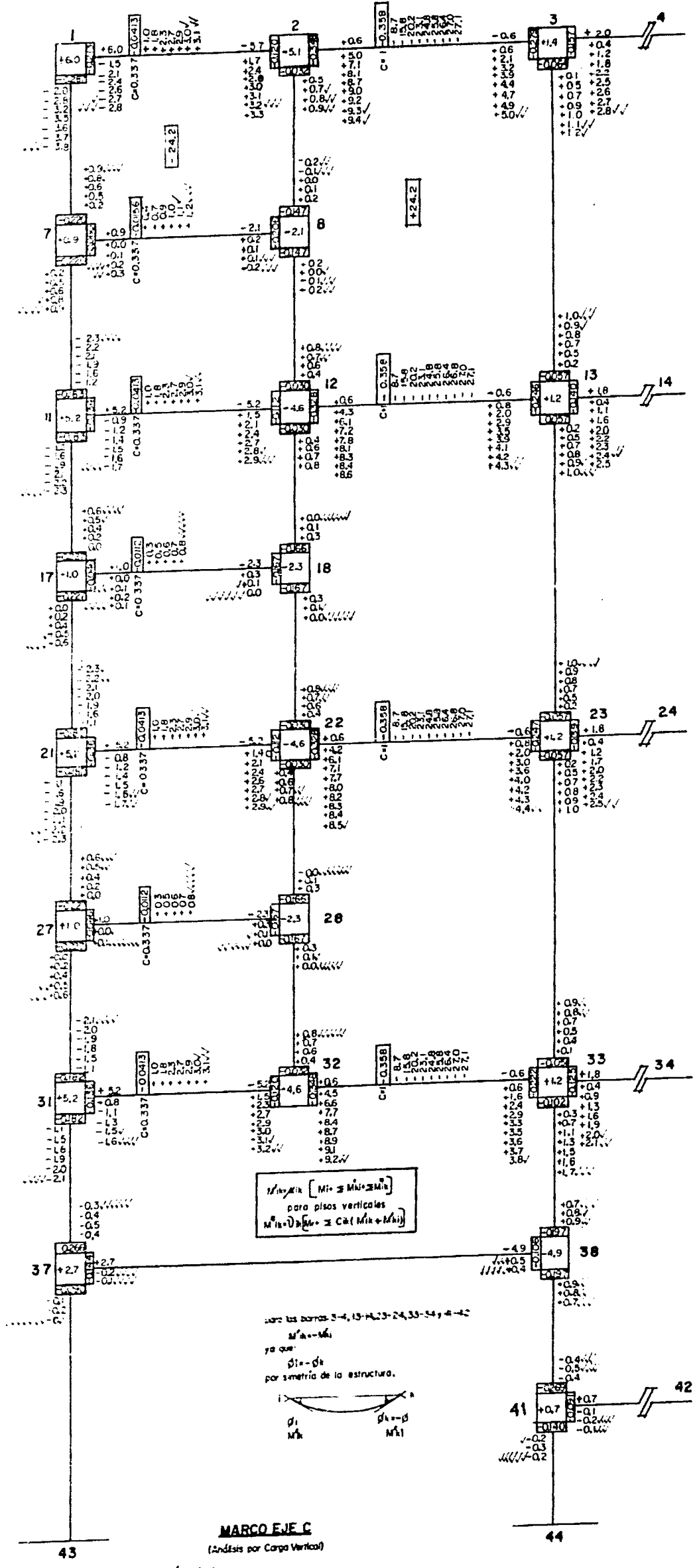
Nudo	Barra	M'ik	2M'ik	M'ik	M'ik	M'ik	M'ik
3	3-2	+ 5	+ 10	- 0.6	+ 9.4	-27.1	- 8.3
	3-4	+ 2.8	+ 5.6	+ 2	- 2.8	-	+ 4.8
	3-13	+ 1.2	+ 2.4	-	+ 1.0	-	+ 3.4
7	7-1	+ 0.9	+ 1.8	-	- 3.8	-	- 2
	7-8	+ 0.3	+ 0.6	+ 0.9	- 0.2	+ 1.2	+ 2.5
	7-11	+ 0.9	+ 1.8	-	- 2.3	-	- 0.5
8	8-7	- 0.2	- 0.4	- 2.1	+ 0.3	+ 1.2	- 1
	8-2	- 0.2	- 0.4	-	+ 0.9	-	+ 0.5
	8-12	- 0.2	- 0.4	-	+ 0.8	-	+ 0.4
11	11-7	- 2.3	- 4.6	-	+ 0.9	-	- 3.7
	11-12	- 1.7	- 3.4	+ 5.2	+ 2.9	+ 3.1	+ 7.8
	11-17	- 2.3	- 4.6	-	+ 0.6	-	- 4
12	12-11	+ 2.9	+ 5.8	- 5.2	- 1.7	+ 3.1	+ 2
	12-8	+ 0.8	+ 1.6	-	- 0.2	-	+ 1.4
	12-13	+ 8.6	+ 17.2	+ 0.6	+ 4.3	-27.1	- 5
	12-18	+ 0.8	+ 1.6	-	+ 0.0	-	+ 1.6
13	13-12	+ 4.3	+ 8.6	- 0.6	+ 8.6	-27.1	-10.5
	13-3	+ 1.0	+ 2.0	-	+ 1.2	-	+ 3.2
	13-14	+ 2.5	+ 5	+ 1.8	- 2.5	-	+ 4.3
	13-23	+ 1.0	+ 2.0	-	+ 1.0	-	+ 3
17	17-11	+ 0.6	+ 1.2	-	- 2.3	-	- 1.1
	17-18	+ 0.1	+ 0.2	+ 1.0	+ 0.0	+ 0.8	+ 2
	17-21	+ 0.6	+ 1.2	-	- 2.3	-	- 1.1
18	18-17	+ 0.0	+ 0.0	- 2.3	+ 0.1	+ 0.8	- 1.4
	18-12	+ 0.0	+ 0.0	-	+ 0.8	-	+ 0.8
	18-22	+ 0.0	+ 0.0	-	+ 0.8	-	+ 0.8
21	21-17	- 2.3	- 4.6	-	+ 0.6	-	- 4
	21-22	- 1.7	- 3.4	+ 5.2	+ 2.9	+ 3.1	+ 7.8

Nudo	Barra	M'ik	2M'ik	Mik	M'kt	M'ik	Mik
21	21-27	- 2.3	- 4.6	-	+ 0.6	-	- 4.5
	22-21	+ 2.9	+ 5.8	- 5.2	- 1.7	+ 3.1	+ 2.5
22	22-18	+ 0.8	+ 1.6	-	+ 0.0	-	+ 1.6
	22-23	+ 8.5	+17.0	+ 0.6	+ 4.4	-27.1	- 5.1
	22-28	+ 0.8	+ 1.6	-	+ 0.0	-	+ 1.6
	23-22	+ 4.4	+ 8.8	- 0.6	+ 8.5	-27.1	-10.4
23	23-13	+ 1.0	+ 2.0	-	+ 1.0	-	+ 3
	23-24	+ 2.5	+ 5.0	+ 1.8	- 2.5	-	+ 4.3
	23-33	+ 1.0	+ 2.0	-	+ 0.9	-	+ 2.9
27	27-21	+ 0.6	+ 1.2	-	- 2.3	-	- 1.1
	27-28	+ 0.1	+ 0.2	+ 1.0	+ 0.0	+ 0.3	+ 2
	27-31	+ 0.6	+ 1.2	-	- 2.1	-	- 0.9
28	28-27	+ 0.0	+ 0.0	- 2.3	+ 0.1	+ 0.8	- 1.4
	28-22	+ 0.0	+ 0.0	-	+ 0.8	-	+ 0.8
	28-32	+ 0.0	+ 0.0	-	+ 0.8	-	+ 0.8
31	31-27	- 2.1	- 4.2	-	+ 0.6	-	- 3.6
	31-32	- 1.6	- 3.2	+ 5.2	+ 3.2	+ 3.1	+ 8.3
	31-37	- 2.1	- 4.2	-	- 0.3	-	- 4.5
32	32-31	+ 3.2	+ 6.4	- 5.2	- 1.6	+ 3.1	+ 2.7
	32-28	+ 0.8	+ 1.6	-	+ 0.0	-	+ 1.6
	32-33	+ 9.2	+ 18.4	+ 0.6	+ 3.8	-27.1	- 4.3
33	33-32	+ 3.8	+ 7.6	- 0.6	+ 9.2	-27.1	-10.9
	33-23	+ 0.9	+ 1.8	-	+ 1.0	-	+ 2.8
	33-34	+ 2.1	+ 4.2	+ 1.8	- 2.1	-	+ 3.9
	33-38	+ 1.7	+ 3.4	-	+ 0.7	-	+ 4.1
37	37-31	- 0.3	- 0.6	-	- 2.1	-	- 2.7
	37-38	- 0.1	- 0.2	+ 2.7	+ 0.4	-	+ 2.9
	37-43	- 0.1	- 0.2	-	-	-	- 0.2

Nudo	Barra	M'ik	2M'ik	Mik	M'ki	M ^o ik	Mik
38	38-37	+ 0.4	+ 0.8	- 4.9	- 0.1	-	- 4.2
	38-33	+ 0.7	+ 1.4	-	+ 1.7	-	+ 3.1
	38-41	+ 0.7	+ 1.4	-	- 0.4	-	+ 1.0
41	41-38	- 0.4	- 0.8	-	+ 0.7	-	- 0.1
	41-42	- 0.1	- 0.2	+ 0.7	+ 0.1	-	+ 0.6
	41-44	- 0.2	- 0.4	-	-	-	- 0.4
43	43-37	-	-	-	- 0.1	-	- 0.1
44	44-41	-	-	-	- 0.2	-	- 0.2

72
85
16
85
80

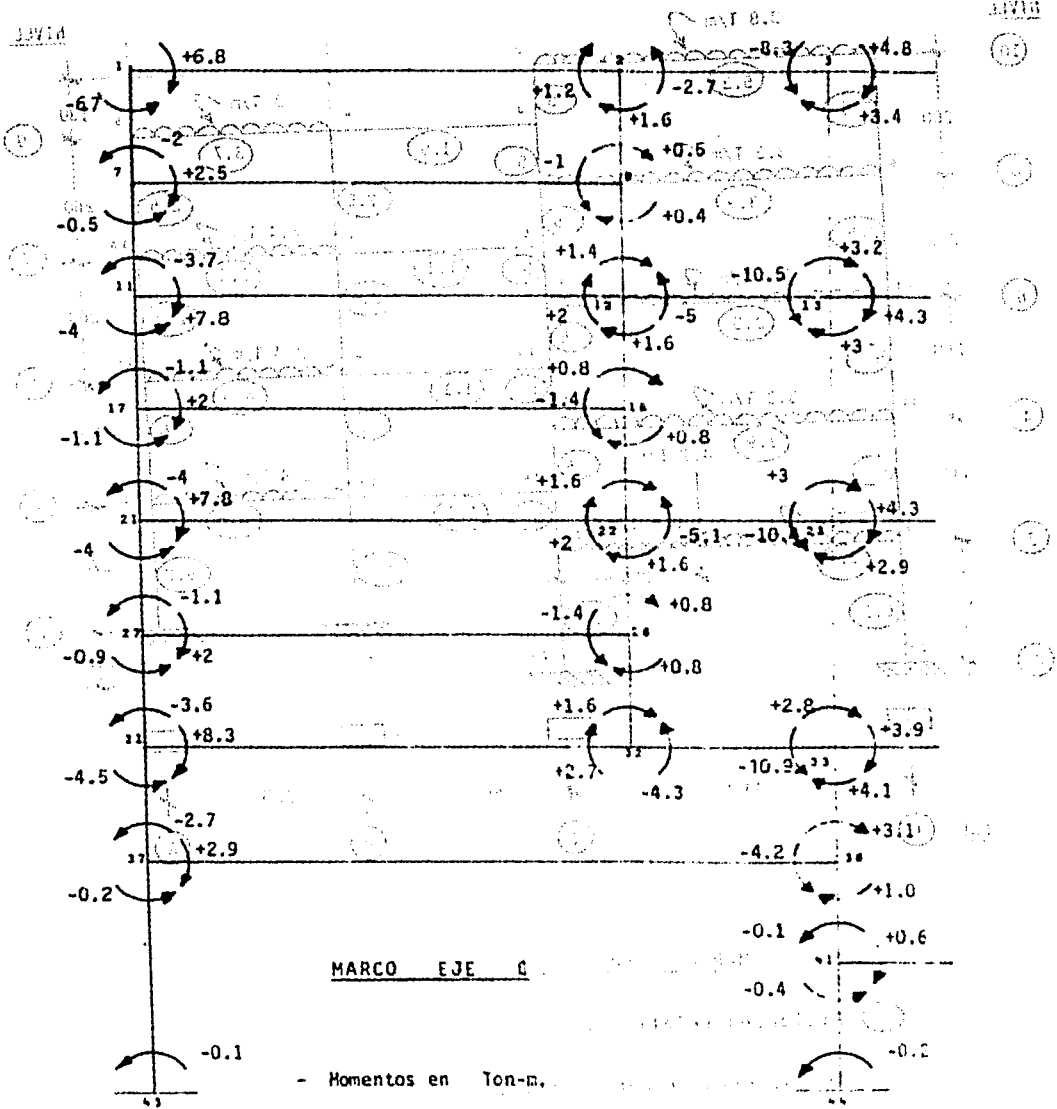
PISO "IZQUIERDO" PISO "DERECHO"



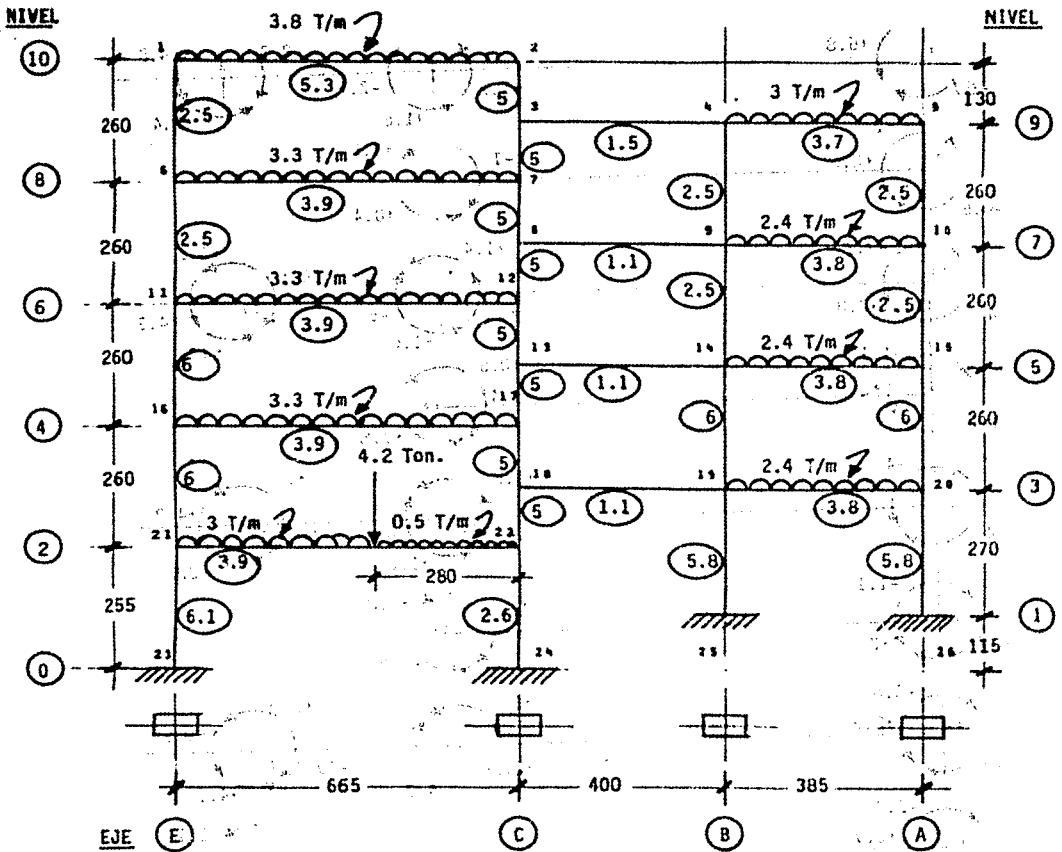
MARCO EJE C
(Análisis por Carga Vertical)

NOTA El símbolo (.) indica repetición del valor.

8). Momentos Finales de Barra sobre Nudo (b.s.n.)



(...d) about axis X-X on column 1 column



MARCO EJES 1 Y 6

○ Rigideces relativas.

— Acotaciones en centímetros.

- MARCOS EJES (1) y (6)

Debido a la antisimetría en geometría y cargas, estos marcos presentan desplazamientos lineales horizontales, a pesar de que no existen fuerzas exteriores que los propicien ($Q_1 = 0$).

1). Momentos de Empotramiento

BARRA	W (Ton/m)	L (m)	Mik (T-m)	Mki (T-m)
1-2	3.8	6.65	+ 14.0	- 14.0
4-5	3.81	3.85	+ 3.7	- 3.7
6-7			0	0
11-12	3.3	6.65	+ 12.2	- 12.2
16-17			0	0
9-10			0	0
14-15	2.4	3.85	+ 3.0	- 3.0
19-20			0	0
21-22	4.2	6.65	+ 12.0	- 9.8

2). Momentos de Desequilibrio

NUDO	BARRA	Mik	Mi	NUDO	BARRA	Mik	Mi
1	1-2	+ 14.0	+ 14.0	13	13-12	0	0
	1-6	0			13-14	0	
2	2-1	- 14.0	- 14.0		13-17	0	
	2-3	0		14	14-13	0	
3	3-2	0	14-9		0		
	3-4	0	14-15		+ 3.0		
	3-7	0	14-19		0		

Debido a las variaciones en geometría y cargas, estas

NUDO	BARRA	Mik	Mi	NUDO	BARRA	Mik	Mi
4	4-3	0	+ 3.7	15	15-14	- 3.0	- 3.0
	4-5	+ 3.7			15-19	0	
	4-9	0			15-20	0	
5	5-4	- 3.7	- 3.7	16	16-11	0	+12.2
	5-10	0			16-17	+12.2	
6	6-1	0	+12.2		17	16-21	
	6-7	+12.2		17-16		-12.2	
	6-11	0		17-13		0	
7	7-6	-12.2	-12.2	18	17-18	0	0
	7-3	0			18-17	0	
	7-8	0			18-19	0	
8	8-7	0	0	19	18-22	0	+ 3.0
	8-9	0			19-18	0	
	8-12	0			19-14	0	
9	9-8	0	+ 3.0	20	19-20	+ 3.0	- 3.0
	9-4	0			19-25	0	
	9-10	+ 3.0			20-19	- 3.0	
	9-14	0			20-15	0	
10	10-9	- 3.0	- 3.0	21	20-26	0	+12.0
	10-5	0			21-16	0	
	10-15	0			21-22	+12.0	
11	11-6	0	+12.2	22	21-23	0	- 9.8
	11-12	+12.2			22-21	- 9.8	
	11-16	0			22-18	0	
12	12-11	-12.2	-12.2		22-24	0	
	12-8	0					
	12-13	0					

$M_i = \sum Mik$

3). Momentos de Piso.

Todos son nulos

4). Rigideces y Factores de Distribución Angular.

NUDO	BARRA	r_{ik}	f_{ik}	μ_{ik}	NUDO	BARRA	r_{ik}	f_{ik}	μ_{ik}
1	1-2	5.3	0.679	-0.340	13	13-12	5	0.450	-0.225
	1-6	2.5	0.321	-0.160		13-14	1.1	0.100	-0.050
	Σ	7.8	1.000	-0.500		13-17	5	0.450	-0.225
2	2-1	5.3	0.515	-0.258	Σ	11.1	1.000	-0.500	
	2-3	5	0.485	-0.242	14	14-13	1.1	0.082	-0.041
	Σ	10.3	1.000	-0.500	14-9	2.5	0.187	-0.093	
3	3-2	5	0.435	-0.218	14	14-15	3.8	0.284	-0.142
	3-4	1.5	0.130	-0.064	14-19	6.0	0.447	-0.224	
	3-7	5	0.435	-0.218	Σ	13.4	1.000	-0.500	
	Σ	11.5	1.000	-0.500	15	15-14	3.8	0.309	-0.155
4	4-3	1.5	0.195	-0.098	15-10	2.5	0.203	-0.101	
	4-5	3.7	0.481	-0.240	15-20	6	0.488	-0.244	
	4-9	2.5	0.324	-0.162	Σ	12.3	1.000	-0.500	
	Σ	7.7	1.000	-0.500	16	16-11	6	0.377	-0.188
5	5-4	3.7	0.597	-0.298	16-17	3.9	0.246	-0.124	
	5-10	2.5	0.403	-0.202	16-21	6	0.377	-0.188	
	Σ	6.2	1.000	-0.500	Σ	15.9	1.000	-0.500	
6	6-1	2.5	0.281	-0.141	17	17-16	3.9	0.280	-0.140
	6-7	3.9	0.438	-0.218	17-13	5	0.360	-0.180	
	6-11	2.5	0.281	-0.141	17-18	5	0.360	-0.180	
	Σ	8.9	1.000	-0.500	Σ	13.9	1.000	-0.500	
7	7-6	3.9	0.280	-0.140	18	18-17	5	0.450	-0.225
	7-3	5	0.360	-0.180	18-19	1.1	0.100	-0.050	
	7-8	5	0.360	-0.180	18-22	5	0.450	-0.225	
	Σ	13.9	1.000	-0.500	Σ	11.1	1.000	-0.500	
8	8-7	5	0.450	-0.225	19	19-18	1.1	0.066	-0.033
	8-9	1.1	0.100	-0.050	19-14	6	0.359	-0.180	
	8-12	5	0.450	-0.225	19-20	3.8	0.228	-0.114	
	Σ	11.1	1.000	-0.500	19-25	5.8	0.347	-0.173	
9	9-8	1.1	0.111	-0.055	Σ	16.7	1.000	-0.500	
	9-4	2.5	0.253	-0.126	20	20-19	3.8	0.244	-0.122
	9-10	3.8	0.383	-0.193	20-15	6	0.385	-0.192	
	9-14	2.5	0.253	-0.126	20-26	5.8	0.371	-0.186	
	Σ	9.9	1.000	-0.500	Σ	15.6	1.000	-0.500	

Los datos son los siguientes:

NUDO	BARRA	r_{ik}	f_{ik}	u_{ik}	NUDO	BARRA	r_{ik}	f_{ik}	u_{ik}
10	10-9	3.8	0.432	-0.216	21	21-16	6	0.375	-0.188
	10-5	2.5	0.284	-0.142		21-22	3.9	0.244	-0.122
	10-15	2.5	0.284	-0.142		21-23	6.1	0.381	-0.190
	Σ	8.8	1.000	-0.500		Σ	16.0	1.000	-0.500
11	11-6	2.5	0.202	-0.101	22	22-21	3.9	0.339	0.170
	11-12	3.9	0.315	-0.158		22-18	5	0.435	-0.217
	11-16	6	0.483	-0.241		22-24	2.6	0.226	-0.113
	Σ	12.4	1.000	-0.500		Σ	11.5	1.000	-0.500
12	12-11	3.9	0.280	-0.140					
	12-8	5	0.360	-0.180					
	12-13	5	0.360	-0.180					
	Σ	13.9	1.000	-0.500					

$r_{ik} = K_{ik}$; Rigidez angular relativa de la barra ik.
 $K_i = \Sigma r_{ik}$; Rigidez angular relativa del nudo i.
 $f_{ik} = \frac{r_{ik}}{\Sigma r_{ik}}$; Factor de distribución angular de la barra ik.

$u_{ik} = \frac{1}{2} f_{ik}$; $\frac{1}{2}$ del factor de distribución angular de la barra ik.

5). Rigideces y Factores de Distribución lineal.

En este caso, se tienen varias columnas continuas, - que son precisamente las : 1-6, 4-9, 5-10, 6-11, 9-14, 10-15, 11-16, 14-19, - 15-20, 16-21, 19-25 y 20-26; estas tendrán dos C_{ik} , cada una, ya que intervendrán en dos cortes de equilibrio.

La columna 1-6, correspondera a los pisos 10 y 9; - las columnas 4-9 y 5-10, a los pisos 9 y 8; la columna 6-11, a los pisos 8 y 7, las columnas 9-14 y 10-15 a los pisos 7 y 6; la columna 11-16, a los pisos 6 y 5; las columnas 14-19 y 15-20, a los pisos 5 y 4; la columna 16-21, a los pisos 4 y 3; las columnas 19-25 y 20-26, a los pisos 3 y 2 respectivamente.

La altura de corte para los pisos 10, 9, 8, 7, 6, - 5, 4, 3 y 2, será : $h_r = 2.60$ m.

Con estas alturas, se calcularán los coeficientes - de reducción " C_{ik} " ;

$$C_{fk} = \frac{Q}{hfk} \text{ hr}$$

PISO $\frac{1}{10} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{16,10} = \frac{2.60}{2.60} = 1$ $\frac{1}{5} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{23} = \frac{2.60}{1.30} = 2$ $\frac{1}{1} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

PISO $\frac{1}{9} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{16,9} = \frac{2.60}{2.60} = 1$ $\frac{1}{1} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{37} = \frac{2.60}{1.30} = 2$ $\frac{1}{1} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{49,9} = \frac{2.60}{2.60} = 1$ $\frac{1}{5} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{5,10,9} = \frac{2.60}{2.60} = 1$ $\frac{1}{1} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

PISO $\frac{1}{8} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{6,11,8} = \frac{2.60}{2.60} = 1$ $\frac{1}{1} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{78} = \frac{2.60}{1.30} = 2$ $\frac{1}{1} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{49,8} = \frac{2.60}{2.60} = 1$ $\frac{1}{5} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{5,10,8} = \frac{2.60}{2.60} = 1$ $\frac{1}{1} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

PISO $\frac{1}{7} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{6,11,7} = \frac{2.60}{2.60} = 1$ $\frac{1}{1} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{8,12} = \frac{2.60}{1.30} = 2$ $\frac{1}{1} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{9,14,7} = \frac{2.60}{2.60} = 1$ $\frac{1}{1} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

$C_{10,15,7} = \frac{2.60}{2.60} = 1$ $\frac{1}{1} = \frac{03.5}{03.5} = 1$

CAL

PISO 6
 470 0219

- C_{11,16} = $\frac{2.60}{2.60} = 1$
- C_{12,13} = $\frac{2.60}{1.30} = 2$
- C_{9,14} = $\frac{2.60}{2.60} = 1$
- C_{10,15} = $\frac{2.60}{2.60} = 1$

PISO 5
 08.5 0219

- C_{11,16} = $\frac{2.60}{2.60} = 1$
- C_{13,17} = $\frac{2.60}{1.30} = 2$
- C_{14,19} = $\frac{2.60}{2.60} = 1$
- C_{15,20} = $\frac{2.60}{2.60} = 1$

PISO 4
 08.5 0219

- C_{16,21} = $\frac{2.60}{2.60} = 1$
- C_{17,18} = $\frac{2.60}{1.30} = 2$
- C_{14,19} = $\frac{2.60}{2.60} = 1$
- C_{15,20} = $\frac{2.60}{2.60} = 1$

PISO 3
 08.5 0219

- C_{16,21} = $\frac{2.60}{2.60} = 1$
- C_{18,22} = $\frac{2.60}{1.30} = 2$
- C_{19,25} = $\frac{2.60}{2.70} = 0.963$
- C_{20,26} = $\frac{2.60}{2.70} = 0.963$

$$C_{21,23} = \frac{2.60}{2.55} = 1.020$$

$$C_{22,23} = \frac{2.60}{2.55} = 1.020$$

$$C_{19,25} = \frac{2.60}{2.70} = 0.963$$

$$C_{20,25} = \frac{2.60}{2.70} = 0.963$$

Por lo tanto, los factores de distribución lineal, para las columnas de todos y cada uno de los pisos, valen :

$$v_{ik} = -\frac{3}{2} \frac{C_{ik} K_{ik}}{\sum C_{ik} K_{ik}}$$

PISO 10

$$v_{16,10} = -\frac{3}{2} \frac{C_{16,10} K_{16,10}}{C_{16,10} K_{16,10} + C_{23,10} K_{23,10}}$$

$$v_{16,10} = -\frac{3}{2} \frac{1(2.5)}{1(2.5) + 2^2(5)}$$

$$v_{16,10} = -\frac{3}{2} \frac{2.5}{2.5 + 20} = -\frac{3}{2} \frac{2.5}{22.5}$$

$$v_{16,10} = -0.167$$

$$v_{23,10} = -\frac{3}{2} \frac{C_{23,10} K_{23,10}}{C_{16,10} K_{16,10} + C_{23,10} K_{23,10}}$$

$$v_{23,10} = -\frac{3}{2} \frac{2(5)}{22.5} = -\frac{3}{2} \frac{10}{22.5}$$

$$v_{23,10} = -0.667$$

Comprobación :

$$\sum C_{ik} v_{ik} = -\frac{3}{2}$$

$$C_{16,10} v_{16,10} + C_{23,10} v_{23,10} = -\frac{3}{2}$$

$$1(-0.167) + 2(-0.667) = -\frac{3}{2}$$

$$-0.167 - 1.334 = -\frac{3}{2}$$

$$-1.501 = -\frac{3}{2} \checkmark$$

PISO 9

$$v_{16,9} = - \frac{3}{2} C_{16,9} K_{16} / C_{16,9} K_{16} + C_{37}^2 K_{37} + C_{49}^2 K_{49} + C_{5,10}^2 K_{5,10}$$

$$v_{16,9} = - \frac{3}{2} 1 (2.5) / 1^2 (2.5) + 2^2 (5) + 1^2 (2.5) + 1^2 (2.5)$$

$$v_{16,9} = - \frac{3}{2} 2.5 / 2.5 + 20 + 2.5 + 2.5$$

$$v_{16,9} = - \frac{3}{2} 2.5 / 27.5$$

$v_{16,9} = - 0.136$

$$v_{37,9} = - \frac{3}{2} C_{37} K_{37} / 27.5 = - \frac{3}{2} 2 (5) / 27.5$$

$v_{37,9} = - \frac{3}{2} 10 / 27.5$

$v_{37,9} = - 0.545$

$$v_{49,9} = - \frac{3}{2} C_{49} K_{49} / 27.5 = - \frac{3}{2} 1 (2.5) / 27.5$$

$v_{49,9} = - \frac{3}{2} 2.5 / 27.5$

$v_{49,9} = - 0.136$

$$v_{5,10,9} = - \frac{3}{2} C_{5,10} K_{5,10} / 27.5 = - \frac{3}{2} 1 (2.5 / 27.5)$$

$v_{5,10,9} = - 0.136$

Comprobación :

$$\Sigma C_{ik} v_{ik} = - \frac{3}{2}$$

$$C_{16,9} v_{16,9} + C_{37} v_{37,9} + C_{49} v_{49,9} + C_{5,10} v_{5,10,9} = - \frac{3}{2}$$

$$1 (- 0.136) + 2 (- 0.545) + 1 (- 0.136) + 1 (- 0.136) = - \frac{3}{2}$$

$$- 0.136 - 1.090 - 0.136 - 0.136 = - \frac{3}{2}$$

$$- 1.498 = - \frac{3}{2} \quad \checkmark$$

PISO 8

$$v_{6,11,8} = - \frac{3}{2} C_{6,11,8} K_{6,11} / C_{6,11,8} K_{6,11} + C_{78}^2 K_{78} + C_{9,8}^2 K_{9,8} + C_{10,10}^2 K_{10,10}$$

$$v_{6,11} = -\frac{3}{2} \cdot 1 (2.5) / \sqrt{1^2(2.5) + 2^2(5) + 1^2(2.5)} = -\frac{3}{2} \cdot 2.5 / 27.5 = -0.136$$

$$v_{6,11} = -\frac{3}{2} \cdot 2.5 / \sqrt{2.5 + 20 + 2.5 + 2.5} = -\frac{3}{2} \cdot 2.5 / 27.5 = -0.136$$

$$v_{6,11} = -0.136$$

$$v_{78} = -\frac{3}{2} \cdot C_{78} \cdot K_{78} / 27.5 = -\frac{3}{2} \cdot 2 (5) / 27.5 = -0.545$$

$$v_{78} = -0.545$$

$$v_{89} = -\frac{3}{2} \cdot C_{89} \cdot K_{89} / 27.5 = -\frac{3}{2} \cdot 1 (2.5) / 27.5 = -0.136$$

$$v_{89} = -0.136$$

$$v_{5,10} = -\frac{3}{2} \cdot C_{5,10} \cdot K_{5,10} / 27.5 = -\frac{3}{2} \cdot 1 (2.5) / 27.5 = -0.136$$

$$v_{5,10} = -0.136$$

$$v_{5,10} = -0.136$$

Comprobación :

$$\Sigma C_{ik} v_{ik} = -\frac{3}{2} [C_{6,11} v_{6,11} + C_{78} v_{78} + C_{89} v_{89} + C_{5,10} v_{5,10}] = -\frac{3}{2} [1(-0.136) + 2(-0.545) + 1(-0.136) + 1(-0.136)] = -\frac{3}{2} [-0.136 - 1.090 - 0.136 - 0.136] = -\frac{3}{2} [-1.498] = 1.498$$

PISO

$$v_{6,11} = -\frac{3}{2} \cdot C_{6,11} \cdot K_{6,11} / \sqrt{C_{6,11}^2 \cdot K_{6,11}^2 + C_{6,12}^2 \cdot K_{6,12}^2 + C_{6,13}^2 \cdot K_{6,13}^2 + C_{6,14}^2 \cdot K_{6,14}^2} = -\frac{3}{2} \cdot 1 (2.5) / \sqrt{1^2(2.5) + 2^2(5) + 1^2(2.5) + 1^2(2.5)} = -\frac{3}{2} \cdot 2.5 / \sqrt{2.5 + 20 + 2.5 + 2.5} = -\frac{3}{2} \cdot 2.5 / 27.5 = -0.136$$

$$v_{6,11} = -\frac{3}{2} \cdot 2.5 / \sqrt{2.5 + 20 + 2.5 + 2.5} = -\frac{3}{2} \cdot 2.5 / 27.5 = -0.136$$

$$v_{6,11} = -0.136$$

$$v_{8,12} = -\frac{3}{2} \cdot C_{8,12} \cdot K_{8,12} / 27.5$$

$$v_{8,12} = -\frac{3}{2} \cdot 2 \cdot (5) / (27.5) = -\frac{3}{2} \cdot 10 / 27.5 = -\frac{30}{27.5} = -1.090$$

$$v_{8,12} = -0.545$$

$$v_{9,14} = -\frac{3}{2} C_{9,14} K_{9,14} / 27.5 = -\frac{3}{2} \cdot 1 \cdot (2.5) / 27.5 = -\frac{3.75}{27.5} = -0.136$$

$$v_{9,14} = -0.136$$

$$v_{10,15} = -\frac{3}{2} C_{10,15} K_{10,15} / 27.5 = -\frac{3}{2} \cdot 1 \cdot (2.5) / 27.5 = -\frac{3.75}{27.5} = -0.136$$

$$v_{10,15} = -0.136$$

Comprobación:

$$\Sigma C_{ik} v_{ik} = -\frac{3}{2}$$

$$C_{8,11} v_{8,11} + C_{8,12} v_{8,12} + C_{9,14} v_{9,14} + C_{10,15} v_{10,15} = -\frac{3}{2}$$

$$-0.136 - 1.090 - 0.136 - 0.136 = -\frac{3}{2}$$

$$-1.498 = -\frac{3}{2} \checkmark$$

PISO 6

$$v_{11,16} = -\frac{3}{2} C_{11,16} K_{11,16} / C_{11,16}^2 K_{11,16} + C_{12,13} K_{12,13} + C_{9,14}^2 K_{9,14} + C_{10,15}^2 K_{10,15}$$

$$v_{11,16} = -\frac{3}{2} \cdot 1 \cdot (6) / (1^2(6) + 2^2(5) + 1^2(2.5) + 1^2(2.5))$$

$$v_{11,16} = -\frac{3}{2} \cdot 6 / (6 + 20 + 2.5 + 2.5) = -\frac{3}{2} \cdot 6 / 31$$

$$v_{11,16} = -0.290$$

$$v_{12,13} = -\frac{3}{2} C_{12,13} K_{12,13} / 31 = -\frac{3}{2} \cdot 2 \cdot (5.0) / 31$$

$$v_{12,13} = -0.484$$

$$v_{9,14} = -\frac{3}{2} C_{9,14} K_{9,14} / 31 = -\frac{3}{2} \cdot 1 \cdot (2.5) / 31$$

$$v_{9,14} = -0.121$$

$$v_{10,15} = -\frac{3}{2} C_{10,15} K_{10,15} / 31 = -\frac{3}{2} \cdot 1 \cdot (2.5) / 31$$

$$v_{10,15} = -0.121$$

$$C_{11,16} v_{11,16} + C_{12,17} v_{12,17} + C_{13,19} v_{13,19} + C_{14,20} v_{14,20} = -\frac{3}{2}$$

$$1(-0.290) + 2(-0.484) + 1(-0.121) + 1(-0.121) = -\frac{3}{2}$$

$$-0.290 - 0.968 - 0.121 - 0.121 = -\frac{3}{2}$$

$$-1.5 = -\frac{3}{2} \quad \checkmark$$

RISO

$$v_{11,16} = -\frac{3}{2} \frac{C_{11,16} K_{11,16}}{C_{11,16}^2 K_{11,16} + C_{12,17}^2 K_{12,17} + C_{13,19}^2 K_{13,19} + C_{14,20}^2 K_{14,20}}$$

$$v_{11,16} = -\frac{3}{2} \frac{1(6)}{1^2(6) + 2^2(5) + 1^2(6) + 1^2(6)}$$

$$v_{11,16} = -\frac{3}{2} \frac{6}{6 + 20 + 6 + 6} = -\frac{3}{2} \frac{6}{38}$$

$v_{11,16} = -0.237$

$$v_{12,17} = -\frac{3}{2} \frac{C_{12,17} K_{12,17}}{C_{11,16}^2 K_{11,16} + C_{12,17}^2 K_{12,17} + C_{13,19}^2 K_{13,19} + C_{14,20}^2 K_{14,20}}$$

$v_{12,17} = -0.395$

$$v_{13,19} = -\frac{3}{2} \frac{C_{13,19} K_{13,19}}{C_{11,16}^2 K_{11,16} + C_{12,17}^2 K_{12,17} + C_{13,19}^2 K_{13,19} + C_{14,20}^2 K_{14,20}}$$

$v_{13,19} = -0.237$

$$v_{14,20} = -\frac{3}{2} \frac{C_{14,20} K_{14,20}}{C_{11,16}^2 K_{11,16} + C_{12,17}^2 K_{12,17} + C_{13,19}^2 K_{13,19} + C_{14,20}^2 K_{14,20}}$$

$v_{14,20} = -0.237$

Comprobación :

$$\sum C_{ik} v_{ik} = -\frac{3}{2}$$

$$C_{11,16} v_{11,16} + C_{12,17} v_{12,17} + C_{13,19} v_{13,19} + C_{14,20} v_{14,20} = -\frac{3}{2}$$

$$1(-0.237) + 2(-0.395) + 1(-0.237) + 1(-0.237) = -\frac{3}{2}$$

$$-0.237 - 0.790 - 0.237 - 0.237 = -\frac{3}{2}$$

$$-1.501 = -\frac{3}{2} \quad \checkmark$$

$$v_{16,21} = -\frac{3}{2} C_{16,21} K_{16,21} / (C_{16,21}^2 + K_{16,21}^2) + C_{17,18} K_{17,18} + \dots$$

$$v_{16,21} = -\frac{3}{2} \frac{1(6)}{6 + 20 + 6 + 96} + \dots$$

$$v_{16,21} = -\frac{3}{2} \frac{6}{6 + 20 + 6 + 96} = -\frac{3}{2} \frac{6}{128} = -0.0237$$

$v_{16,21} = -0.237$

$$v_{17,18} = -\frac{3}{2} C_{17,18} K_{17,18} / 38 = -\frac{3}{2} \frac{2(5)}{38}$$

$v_{17,18} = -0.395$

$$v_{18,19} = -\frac{3}{2} C_{18,19} K_{18,19} / 38 = -\frac{3}{2} \frac{1(6)}{38}$$

$v_{18,19} = -0.237$

$$v_{15,20} = -\frac{3}{2} C_{15,20} K_{15,20} / 38 = -\frac{3}{2} \frac{1(6)}{38}$$

$v_{15,20} = -0.237$

Comprobación :

$$\Sigma \text{ Cik vik} = -\frac{3}{2}$$

$$C_{16,21} v_{16,21} + C_{17,18} v_{17,18} + C_{18,19} v_{18,19} + C_{15,20} v_{15,20} = -\frac{3}{2}$$

$$1(-0.237) + 2(-0.395) + 1(-0.237) + 1(-0.237) = -1.501$$

$$-1.501 = -\frac{3}{2} = -1.5$$

PISO 3

$$v_{16,21} = -\frac{3}{2} C_{16,21} K_{16,21} / (C_{16,21}^2 + K_{16,21}^2) + C_{18,22} K_{18,22} + C_{19,25} K_{19,25} + C_{20,26} K_{20,26}$$

$$v_{16,21} = -\frac{3}{2} \frac{1(6)}{6 + 20 + 5.378 + 5.378} + 0.963^2(5.8) + 0.963^2(5.8)$$

$$v_{16,21} = -\frac{3}{2} \frac{6}{6 + 20 + 5.378 + 5.378} = -\frac{3}{2} \frac{6}{36.756}$$

$v_{16,21} = -0.245$

$$v_{18,22} = -\frac{3}{2} C_{18,22} K_{18,22} / 36.756 = -\frac{3}{2} \frac{2(5)}{36.756}$$

$v_{18,22} = -0.408$

$$v_{19,25_3} = -\frac{3}{2} C_{19,25_3} K_{19,25} / 36.756 = -\frac{3}{2} 0.963 (5.8) / 36.756$$

$$v_{19,25_3} = -0.228$$

$$v_{20,26_3} = -\frac{3}{2} C_{20,26_3} K_{20,26} / 36.756 = -\frac{3}{2} 0.963 (5.8) / 36.756$$

$$v_{20,26_3} = -0.228$$

Comprobación :

$$\Sigma C_{ik} v_{ik} = -\frac{3}{2}$$

$$C_{16,21_3} v_{16,21_3} + C_{18,22} v_{18,22} + C_{19,25_3} v_{19,25_3} + C_{20,26_3} v_{20,26_3} = -\frac{3}{2}$$

$$1 (-0.245) + 2 (-0.408) + 0.963 (-0.228) + 0.963 (-0.228) = -\frac{3}{2}$$

$$-0.245 - 0.816 - 0.220 - 0.220 = -\frac{3}{2}$$

$$-1.501 = -\frac{3}{2} \checkmark$$

PISO 2

$$v_{21,23} = -\frac{3}{2} C_{21,23} K_{21,23} / C_{21,23}^2 K_{21,23} + C_{22,24} K_{22,24} + C_{19,25_2} K_{19,25} + C_{20,26_2} K_{20,26}$$

$$v_{21,23} = -\frac{3}{2} 1.020 (6.1) / 1.02^2 (6.1) + 1.02^2 (2.6) + 0.963^2 (5.8) + 0.963^2 (5.8)$$

$$v_{21,23} = -\frac{3}{2} 6.222 / 6.346 + 2.705 + 5.379 + 5.379 = -\frac{3}{2} 6.222 / 19.809$$

$$v_{21,23} = -0.471$$

$$v_{22,24} = -\frac{3}{2} C_{22,24} K_{22,24} / 19.809 = -\frac{3}{2} 1.020 (2.6) / 19.809$$

$$v_{22,24} = -0.201$$

$$v_{19,25_2} = -\frac{3}{2} C_{19,25_2} K_{19,25} / 19.809 = -\frac{3}{2} 0.963 (5.8) / 19.809$$

$$v_{19,25_2} = -0.423$$

$$v_{20,26_2} = -\frac{3}{2} C_{20,26_2} K_{20,26} / 19.809 = -\frac{3}{2} 0.963 (5.8) / 19.809$$

$$v_{20,26_2} = -0.423$$

6). Distribución de Momentos.

$$M'_{ik} = \mu_{ik} \left[M_i + \sum M'_{ki} + \sum M''_{ik} \right]$$

$$m''_{ik} = \nu_{ik} \left[M_r + \sum C_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki}) + \frac{2}{3} \sum C_{ik} (m''_{ik} + m''_{ik} + \dots + m''_{ik} + m''_{ik} + \dots) \right]$$

(n) (1) (2)

(n-1) (n+1)

SEXTO CICLONUDO 1

$$M'_{12} = -0.340 [-14 + 6.5 - 1.3 - 0.9 + 0.2]$$

$$M'_{12} = -0.340 (18.5) = -6.3$$

$$M'_{16} = -0.160 (18.5) = -3$$

NUDO 2

$$M'_{21} = -0.258 [-14 - 6.3 - 1.2 - 3.7]$$

$$M'_{21} = -0.258 (-25.2) = +6.5$$

$$M'_{23} = -0.242 (-25.2) = +6.1$$

NUDO 3

$$M'_{32} = -0.218 [0 + 6.1 - 0.4 + 3 - 3.7 + 0.7]$$

$$M'_{32} = -0.218 (5.7) = -1.2$$

$$M'_{34} = -0.064 (5.7) = -0.4$$

$$M'_{37} = -0.218 (5.7) = -1.2$$

NUDO 4

$$M'_{43} = -0.098 [3.7 - 0.4 + 1.3 - 0.3 + 0.2 - 0.3]$$

$$M'_{43} = -0.098 (4.2) = -0.4$$

$$M'_{45} = -0.240 (4.2) = -1.0$$

$$M'_{49} = -0.162 (4.2) = -0.7$$

NUDO 5

$$M'_{54} = -0.298 [-3.7 - 1 + 0.4 + 0.2 - 0.3]$$

$$M'_{54} = -0.298 (-4.4) = +1.3$$

$$M'_{5,10} = -0.202 (-4.4) = +0.9$$

NUDO 6

$$M'_{61} = -0.141 [12.2 - 3 + 2.4 - 1.2 - 0.9 + 0.2 - 0.3 - 0.3]$$

$$M'_{61} = -0.141 (9.1) = -1.3$$

- $M'_{6,7} = - 0.218 (9.1) = - 2$
- $M'_{6,11} = - 0.141 (9.1) = - 1.3$
- NUDO 7
- $M'_{7,6} = - 0.140 [- 12.2 - 2 - 1.2 - 0.8 + 0.7 - 1.3]$
- $M'_{7,6} = - 0.140 (- 16.8) = + 2.4$
- $M'_{7,9} = - 0.180 (- 16.8) = + 3$
- $M'_{7,8} = - 0.180 (- 16.8) = + 3$
- NUDO 8
- $M'_{8,7} = - 0.225 [0 + 3 - 0.1 + 3 - 1.3 - 1.1]$
- $M'_{8,7} = - 0.225 (3.5) = - 0.8$
- $M'_{8,9} = - 0.050 (3.5) = - 0.2$
- $M'_{8,12} = - 0.225 (3.5) = - 0.8$
- NUDO 9
- $M'_{9,8} = - 0.055 [3 - 0.2 - 0.7 + 0.5 - 0.3 + 0.2 - 0.3 - 0.3 + 0.3]$
- $M'_{9,8} = - 0.055 (2.2) = - 0.1$
- $M'_{9,8} = - 0.126 (2.2) = - 0.3$
- $M'_{9,10} = - 0.193 (2.2) = - 0.4$
- $M'_{9,14} = - 0.126 (2.2) = - 0.3$
- NUDO 10
- $M'_{10,9} = - 0.216 [- 3 - 0.4 + 0.9 + 0.2 + 0.2 - 0.3 - 0.3 + 0.3]$
- $M'_{10,9} = - 0.216 (- 2.4) = + 0.5$
- $M'_{10,5} = - 0.142 (- 2.4) = + 0.3$
- $M'_{10,15} = - 0.142 (- 2.4) = + 0.3$
- NUDO 11
- $M'_{11,6} = - 0.101 [12.2 - 1.3 + 2.3 - 2 - 0.3 - 0.3 + 0.6 + 0.6]$
- $M'_{11,6} = - 0.101 (11.8) = - 1.2$
- $M'_{11,12} = - 0.158 (11.8) = - 1.9$
- $M'_{11,16} = - 0.241 (11.8) = - 2.8$
- NUDO 12
- $M'_{12,11} = - 0.140 [- 12.2 - 1.9 - 0.8 - 1.6 - 1.1 + 1]$

M' 12,11	= - 0.140 (- 16.6) = + 2.3	$\frac{1.0}{1.0} = (1.0)$ 010.0 =
M' 12,9	= - 0.180 (- 16.6) = + 3	$\frac{1.0}{1.0} = (1.0)$ 101.0 =
M' 12,13	= - 0.180 (- 16.6) = + 3	$\frac{0.001}{0.001} = (0.001)$ 001.0 =
	<u>NUDO 13</u>	
M' 13,12	= - 0.225 [0 + 3 - 0.1 + 2.7 + 1 + 1]	$\frac{0.1}{0.1} = (0.1)$ 011.0 =
M' 13,12	= - 0.225 (7.6) = - 1.7	$\frac{0.1}{0.1} = (0.1)$ 001.0 =
M' 13,14	= - 0.050 (7.6) = - 0.4	$\frac{0.1}{0.1} = (0.1)$ 001.0 =
M' 13,17	= - 0.225 (7.6) = - 1.7	$\frac{0.001}{0.001} = (0.001)$ 001.0 =
	<u>NUDO 14</u>	
M' 14,13	= - 0.041 [3 - 0.4 - 0.3 + 0.3 - 0.7 - 0.3 + 0.3 + 0.6 + 0.3]	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
M' 14,13	= - 0.041 (2.8) = - 0.1	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
M' 14,9	= - 0.093 (2.8) = - 0.3	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
M' 14,15	= - 0.142 (2.8) = - 0.4	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
M' 14,19	= - 0.224 (2.8) = - 0.6	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
	<u>NUDO 15</u>	
M' 15,14	= - 0.153 [- 3 - 0.4 + 0.3 + 0.2 - 0.3 + 0.3 + 0.6 + 0.3]	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
M' 15,14	= - 0.153 (- 2) = + 0.3	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
M' 15,18	= - 0.101 (- 2) = + 0.2	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
M' 15,20	= - 0.244 (- 2) = + 0.5	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
	<u>NUDO 16</u>	
M' 16,11	= - 0.188 [12.2 - 2.8 + 2.1 - 2.5 + 0.6 + 0.6 + 0.3 + 0.5]	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
M' 16,11	= - 0.188 (11) = - 2.1	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
M' 16,17	= - 0.124 (11) = - 1.4	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
M' 16,21	= - 0.188 (11) = - 2.1	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
	<u>NUDO 17</u>	
M' 17,16	= - 0.140 [- 12.2 - 1.4 - 1.7 - 1.4 + 1 + 0.6]	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
M' 17,16	= - 0.140 (- 15.1) = + 2.1	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
M' 17,13	= - 0.180 (- 15.1) = + 2.7	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =
M' 17,18	= - 0.180 (- 15.1) = + 2.7	$\frac{0.0}{0.0} = (0.0)$ 000.0 =

NUDO 18

$M'_{18,17} = -0.225 [0 + 2.7 - 0.1 + 2.6 + 0.6 + 0.8]$
 $M'_{18,17} = -0.225 (6.6) = -1.5$
 $M'_{18,19} = -0.050 (6.6) = -0.3$
 $M'_{18,22} = -0.225 (6.6) = -1.5$

NUDO 19

$M'_{19,18} = -0.033 [3 - 0.3 - 0.6 + 0.2 + 0.6 + 0.3 + 0.4 + 0.4]$
 $M'_{19,18} = -0.033 (4) = -0.1$
 $M'_{19,14} = -0.180 (4) = -0.7$
 $M'_{19,20} = -0.114 (4) = -0.5$
 $M'_{19,25} = -0.173 (4) = -0.7$

NUDO 20

$M'_{20,19} = -0.122 [-3 - 0.5 + 0.5 + 0.6 + 0.3 + 0.4 + 0.5]$
 $M'_{20,19} = -0.122 (-1.2) = +0.1$
 $M'_{20,15} = -0.192 (-1.2) = +0.2$
 $M'_{20,26} = -0.186 (-1.2) = +0.2$

NUDO 21

$M'_{21,16} = -0.188 [12 - 2.1 + 2 + 0.3 + 0.5 + 0.6]$
 $M'_{21,16} = -0.188 (13.3) = -2.5$
 $M'_{21,22} = -0.122 (13.3) = -1.6$
 $M'_{21,23} = -0.190 (13.3) = -2.5$

NUDO 22

$M'_{22,21} = -0.170 [-9.8 - 1.6 - 1.5 + 0.8 + 0.2]$
 $M'_{22,21} = -0.170 (-11.9) = +2$
 $M'_{22,18} = -0.217 (-11.9) = +2.6$
 $M'_{22,26} = -0.113 (-11.9) = +1.3$

PISO 10

$m''_{16,10} = -0.167 [0 + 1 (-3 - 1.3) + 2 (6.1 - 1.2) + \frac{2}{3} (1) (0.2)]$
 $m''_{16,10} = -0.167 [-4.3 + 2 (4.9) + 0.1]$

$$\begin{aligned}
 m''_{16, 10} &= -0.167 (-4.3 + 9.8 + 0.1) \\
 m''_{16, 10} &= -0.167 (5.6) = -0.9 \\
 M''_{23} &= -0.667 (5.6) = -3.7 \\
 &\quad \text{PISO } 9 \\
 m''_{16, 9} &= -0.136 [0 + 1(-3 - 1.3) + 2(-1.2 + 3) + 1(-0.7 - 0.3) \\
 &\quad + 1(0.9 + 0.3) + \frac{2}{3} \{1(-0.9) + 1(-0.3) + \\
 &\quad + 1(-0.3)\}] \\
 m''_{16, 9} &= -0.136 [-4.3 + 2(1.8) - 1 + 1.2 + \frac{2}{3}(-1.5)] \\
 m''_{16, 9} &= -0.136 (-4.3 + 3.6 - 1 + 1.2 - 1) \\
 m''_{16, 9} &= -0.136 (-1.5) = +0.2 \\
 M''_{37} &= -0.545 (-1.5) = +0.8 \\
 m''_{4, 9} &= -0.136 (-1.5) = +0.2 \\
 m''_{5, 10, 9} &= -0.136 (-1.5) = +0.2 \\
 &\quad \text{PISO } 8 \\
 m''_{6, 11, 8} &= -0.136 [0 + 1(-1.3 - 1.2) + 2(3 - 0.8) + 1(-0.7 - 0.3) + \\
 &\quad + 1(0.9 + 0.3) + \frac{2}{3} \{1(-0.3) + 1(0.2) + 1(0.2)\}] \\
 m''_{6, 11, 8} &= -0.136 [(-2.5 + 2(2.2) - 1 + 1.2 + \frac{2}{3}(0.1))] \\
 m''_{6, 11, 8} &= -0.136 (-2.5 + 4.4 - 1 + 1.2 + 0.1) \\
 m''_{6, 11, 8} &= -0.136 (2.2) = -0.3 \\
 M''_{78} &= -0.545 (2.2) = -1.2 \\
 m''_{4, 9, 8} &= -0.136 (2.2) = -0.3 \\
 m''_{5, 10, 8} &= -0.136 (2.2) = -0.3 \\
 &\quad \text{PISO } 7 \\
 m''_{6, 11, 7} &= -0.136 [0 + 1(-1.3 - 1.2) + 2(-0.8 + 3) + 1(-0.3 - 0.3) + \\
 &\quad + 1(0.3 + 0.2) + \frac{2}{3} \{1(-0.3) + 1(0.3) + 1(0.3)\}] \\
 m''_{6, 11, 7} &= -0.136 [-2.5 + 2(2.2) - 0.6 + 0.5 + \frac{2}{3}(0.3)] \\
 m''_{6, 11, 7} &= -0.136 (-2.5 + 4.4 - 0.6 + 0.5 + 0.2) \\
 m''_{6, 11, 7} &= -0.136 (2) = -0.3 \\
 M''_{8, 12} &= -0.545 (2) = -1.1 \\
 m''_{9, 14, 7} &= -0.136 (2) = -0.3 \\
 m''_{10, 15, 7} &= -0.136 (2) = -0.3
 \end{aligned}$$

(5.0) 100.0 + (PISO 06) (1.1) 2 + 0.6 -] 242.0 =

$$m''_{11,16} = -0.290 [0 + 1 (+2.8 - 2.1) + 2 (3 - 1.7) + 1 (-0.3 - 0.3) + [(+1 (0.3 + 0.2) + \frac{2}{3} (1 (0.6) + 1 (-0.3) + 1 (-0.3))]]$$

$$m''_{11,16} = -0.290 [-2.9 + 2 (1.3) - 0.6 + 0.5 + \frac{2}{3} (0)]$$

$$m''_{11,16} = -0.290 (-4.9 + 2.6 - 0.6 + 0.5)$$

$$m''_{11,16} = -0.290 (-2.4) = +0.70$$

$$M''_{12,13} = -0.484 (-2.4) = +1.20$$

$$m''_{9,14} = -0.121 (-2.4) = +0.30$$

$$m''_{10,15} = -0.121 (-2.4) = +0.3$$

(7.0) 100.0 + (PISO 05) (0.2) 2 + 0] 174.0 =

$$m''_{11,16} = -0.237 [0 + 1 (-2.8 - 2.1) + 2 (-1.7 + 2.7) + 1 (-0.6 - 0.7) + [(+1 (0.5 + 0.2) + \frac{2}{3} (1 (0.7) + 1 (0.3) + 1 (0.3))]]$$

$$m''_{11,16} = -0.237 [-4.9 + 2 (1) - 1.3 + 0.7 + \frac{2}{3} (1.3)]$$

$$m''_{11,16} = -0.237 (-4.9 + 2 - 1.3 + 0.7 + 0.9)$$

$$m''_{11,16} = -0.237 (-2.6) = +0.60$$

$$M''_{13,17} = -0.395 (-2.6) = +1.00$$

$$m''_{14,19} = -0.237 (-2.6) = +0.60$$

$$m''_{15,20} = -0.237 (-2.6) = +0.60$$

PISO 4

$$m''_{16,21} = -0.237 [0 + 1 (-2.1 - 2.5) + 2 (2.7 - 1.5) + 1 (-0.6 - 0.7) + [+1 (0.5 + 0.2) + \frac{2}{3} (1 (0.5) + 1 (0.6) + 1 (0.6))]]$$

$$m''_{16,21} = -0.237 [-4.6 + 2 (1.2) - 1.3 + 0.7 + \frac{2}{3} (1.7)]$$

$$m''_{16,21} = -0.237 (-4.6 + 2.4 - 1.3 + 0.7 + 1.1)$$

$$m''_{16,21} = -0.237 (-1.7) = +0.4$$

$$M''_{17,18} = -0.395 (-1.7) = +0.7$$

$$m''_{14,19} = -0.237 (-1.7) = +0.4$$

$$m''_{15,20} = -0.237 (-1.7) = +0.4$$

PISO 3

$$m''_{16,21} = -0.245 [0 + 1 (-2.1 - 2.5) + 2 (-1.5 + 2.6) + 0.963 (-0.7) + [+0.963 (0.2) + \frac{2}{3} (1 (0.4) + 0.963 (0.5) + 0.963 (0.5))]]$$

$$m_{16,21}^1 = -0.245 [-4.6 + 2(1.1) + 0.963(0.7) + 0.963(0.2) + (2.0 - 0.0)] + (0.4 + \frac{2}{3})(0.4 + 0.5)] + 0] \cdot 0.050 = -0.245 [-4.6 + 2.2 - 0.7 + 0.2 + \frac{2}{3}(1.4)]$$

$$m_{16,21}^2 = -0.245 [-4.6 + 2.2 - 0.7 + 0.2 + 0.9] \cdot 0.050 = -0.245 (-2) = +0.5 \cdot 0.050 = 0.125$$

$$M_{18,22}^1 = -0.408 (-1.973) = +0.809 + (0.5 -) \cdot 0.050 = 0.809 - 0.025 = 0.784$$

$$m_{19,25}^1 = -0.228 (-1.973) = +0.451 + (0.5 -) \cdot 0.050 = 0.451 - 0.025 = 0.426$$

$$m_{20,26}^1 = -0.228 (-1.973) = +0.451 + (0.5 -) \cdot 0.050 = 0.451 - 0.025 = 0.426$$

PISO 2

$$M_{21,23}^1 = -0.471 [0 + 1.02(-2.5) + 1.02(1.3) + 0.963(-0.7) + (2.0 - 0.0)] + (0.4 + \frac{2}{3})(0.963(0.2) + 0.963(0.4) + 0.963(0.4))] \cdot 0.050 = -0.471 [-2.55 + 1.326 - 0.674 + 0.193 + \frac{2}{3}(0.385 + 0.385)]$$

$$M_{21,23}^2 = -0.471 (-1.192) = +0.560 + (0.5 -) \cdot 0.050 = 0.560 - 0.025 = 0.535$$

$$M_{21,23}^3 = -0.471 (-1.192) = +0.560 + (0.5 -) \cdot 0.050 = 0.560 - 0.025 = 0.535$$

$$M_{22,24}^1 = -0.201 (-1.192) = +0.240 + (0.5 -) \cdot 0.050 = 0.240 - 0.025 = 0.215$$

$$m_{19,25}^2 = -0.423 (-1.192) = +0.504 + (0.5 -) \cdot 0.050 = 0.504 - 0.025 = 0.479$$

$$m_{20,26}^2 = -0.423 (-1.192) = +0.504 + (0.5 -) \cdot 0.050 = 0.504 - 0.025 = 0.479$$

7). Cálculo de Momentos Finales.

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 M'_{ik} + M''_{ik} + M'''_{ik}$$

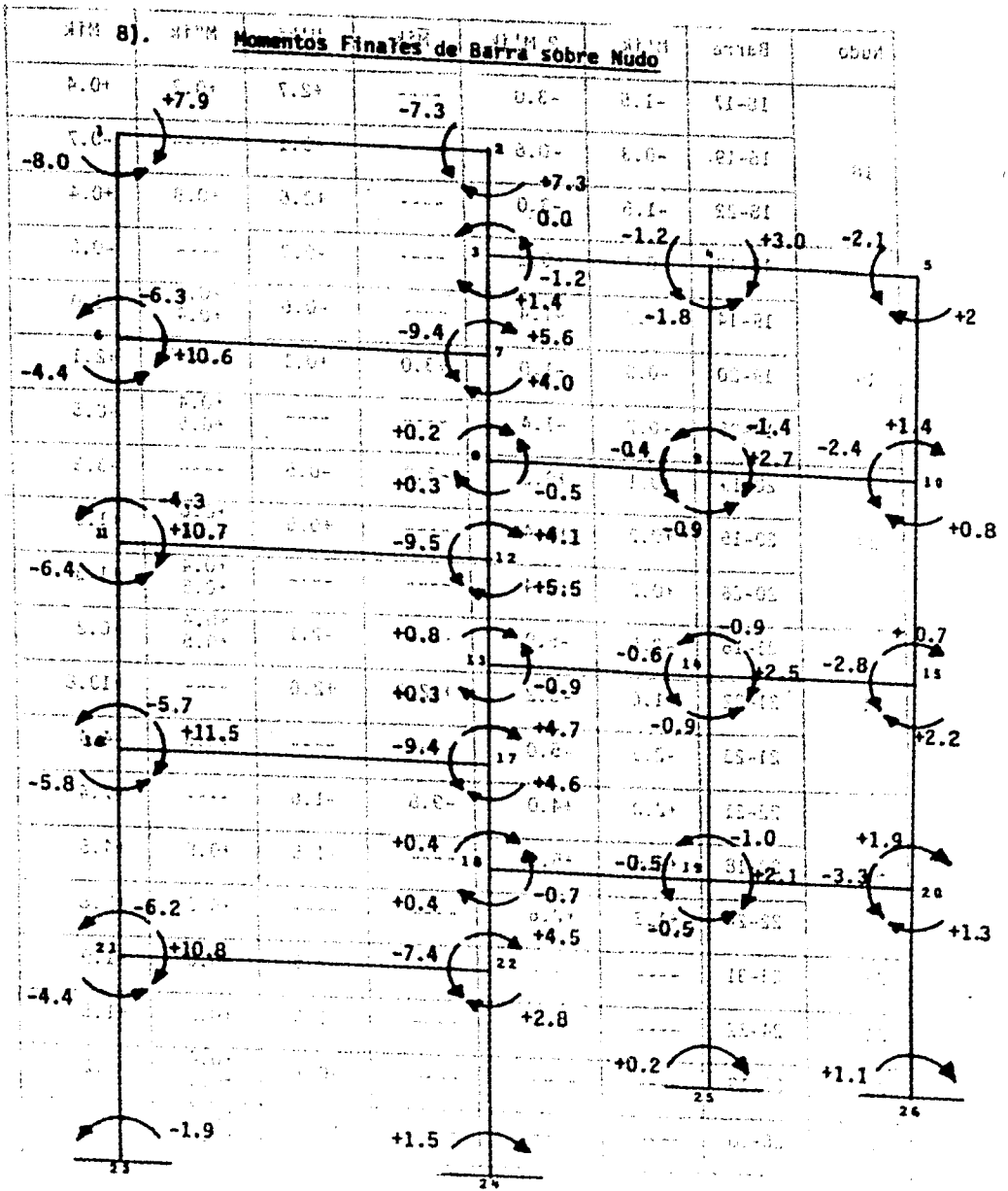
$$M''_{ik} = \Sigma m''_{ik}$$

Nudo	Barra	M'ik	2 M'ik	\bar{M}_{ik}	M'ki	M''ik	Mik
1	1-2	-6.3	-12.6	+14.0	+6.5	----	+7.9
	1-6	-3.0	-6.0	----	-1.3	-0.9 +0.2	-8.0
2	2-1	+6.5	+13.0	-14.0	-6.3	----	-7.3
	2-3	+6.1	+12.2	----	-1.2	-3.7	+7.3
3	3-2	-1.2	-2.4	----	+6.1	-3.7	+0.0
	3-4	-0.4	-0.8	----	-0.4	----	-1.2
	3-7	-1.2	-2.4	----	+3.0	+0.8	+1.4

Nudo	Barra	M'1k	2 M'1k	M'1k	M'1k	M'1k	M'1k
4	4-3	-0.4	-0.8	----	-0.4	----	-1.2
	4-5	-1.0	-2.0	+3.7	+1.3	----	+3.0
	4-9	-0.7	-1.4	----	-0.3	+0.2 -0.3	-1.8
5	5-4	+1.3	+2.6	-3.7	-1.0	----	-2.1
	5-10	+0.9	+1.8	----	+0.3	+0.2 -0.3	+2.0
6	6-1	-1.3	-2.6	----	-3.0	-0.9 +0.2	-6.3
	6-7	-2.0	-4.0	+12.2	+2.4	----	+10.6
	6-11	-1.3	-2.6	----	-1.2	-0.3 -0.3	-4.4
7	7-6	+2.4	+4.8	-12.2	-2.0	----	-9.4
	7-3	+3.0	+6.0	----	-1.2	+0.8	+5.6
	7-8	+3.0	+6.0	----	-0.8	-1.2	+4.0
8	8-7	-0.8	-1.6	----	+3.0	-1.2	+0.2
	8-9	-0.2	-0.4	----	-0.1	----	-0.5
	8-12	-0.8	-1.6	----	+3.0	-1.1	+0.3
9	9-8	-0.1	-0.2	----	-0.2	----	-0.4
	9-4	-0.3	-0.6	----	-0.7	+0.2 -0.3	-1.4
	9-10	-0.4	-0.8	+3.0	+0.5	----	+2.7
	9-14	-0.3	-0.6	----	-0.3	-0.3 +0.3	-0.9
10	10-9	+0.5	+1.0	-3.0	-0.4	----	-2.4
	10-5	+0.3	+0.6	----	+0.9	+0.2 -0.3	+1.4
	10-15	+0.3	+0.6	----	+0.2	-0.3 +0.3	+0.8

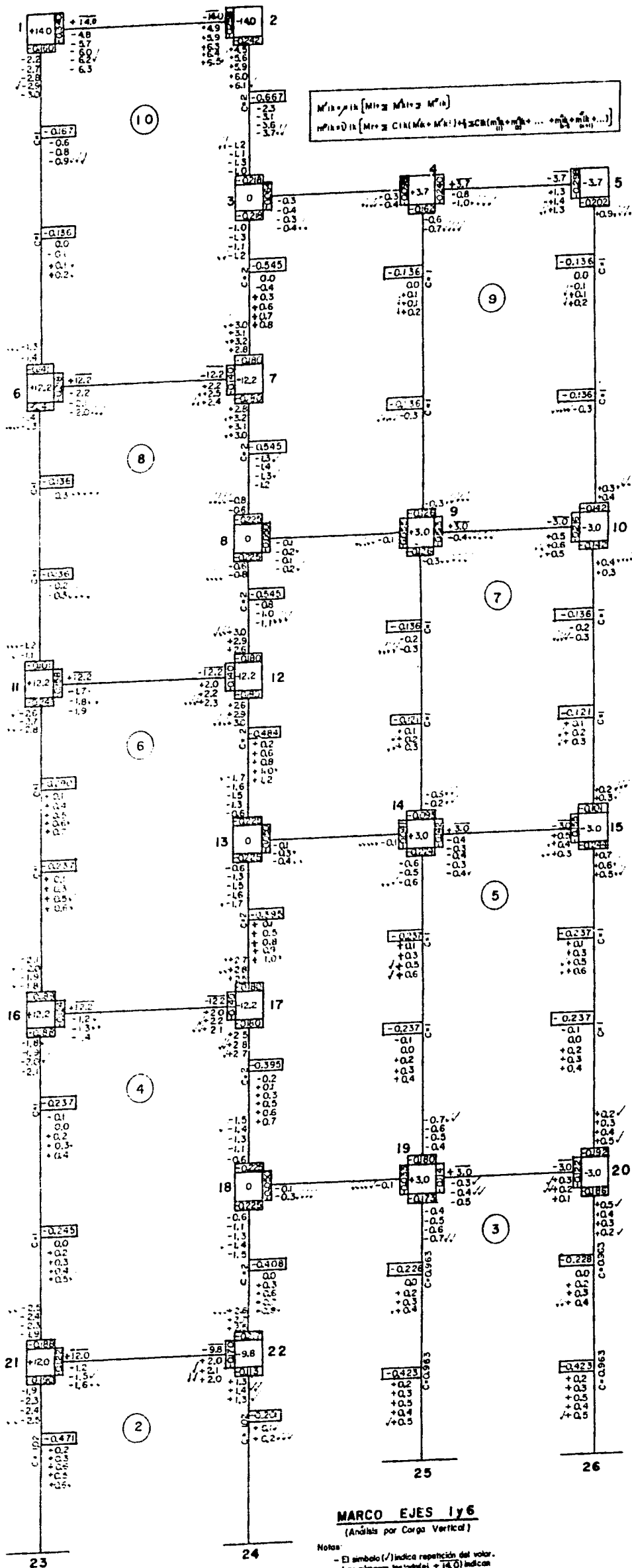
Nudo	Barra	M'lk	2 M'lk	Mlk	M'kl	M'lk	Mlk
11	11-6	-1.2	-2.4	---	-1.3	-0.3	-4.3
	11-12	-1.9	-3.8	+12.2	+2.3	---	+10.7
	11-16	-2.8	-5.6	---	-2.1	+0.7	-6.4
12	12-11	+2.3	+4.6	-12.2	-1.9	---	-9.5
	12-8	+3.0	+6.0	---	-0.8	-1.1	+4.1
	12-13	+3.0	+6.0	---	-1.7	+1.2	+5.5
13	13-12	-1.7	-3.4	---	+3.0	+1.2	+0.8
	13-14	-0.4	-0.8	---	-0.1	---	-0.9
	13-17	-1.7	-3.4	---	+2.7	+1.0	+0.3
14	14-13	-0.1	-0.2	---	-0.4	---	-0.6
	14-9	-0.3	-0.6	---	-0.3	-0.3	-0.9
	14-15	-0.4	-0.8	+3.0	+0.3	---	+2.5
	14-19	-0.6	-1.2	---	-0.7	+0.6	-0.9
15	15-14	+0.3	+0.6	-3.0	-0.4	---	-2.8
	15-10	+0.2	+0.4	---	+0.3	-0.3	+0.7
	15-20	+0.5	+1.0	---	+0.2	+0.6	+2.2
16	16-11	-2.1	-4.2	---	-2.8	+0.7	-5.7
	16-17	-1.4	-2.8	+12.2	+2.1	---	+11.5
	16-21	-2.1	-4.2	---	-2.5	+0.4	-5.8
17	17-16	+2.1	+4.2	-12.2	-1.4	---	-9.4
	17-13	+2.7	+5.4	---	-1.7	+1.0	+4.7
	17-18	+2.7	+5.4	---	-1.5	+0.7	+4.6

Nudo	Barra	M'1k	2 M'1k	Rtk	M'ki	M'1k	Mtk
18	18-17	-1.5	-3.0	----	+2.7	+0.7	+0.4
	18-19	-0.3	-0.6	----	-0.1	-----	-0.7
	18-22	-1.5	-3.0	----	+2.6	+0.8	+0.4
19	19-18	-0.1	-0.2	----	-0.3	----	-0.5
	19-14	-0.7	-1.4	----	-0.6	+0.6 +0.4	-1.0
	19-20	-0.5	-1.0	+3.0	+0.1	-----	+2.1
	19-25	-0.7	-1.4	----	----	+0.4 +0.5	-0.5
20	20-19	+0.1	+0.2	-3.0	-0.5	----	-3.3
	20-15	+0.2	+0.4	----	+0.5	+0.6 +0.4	+1.9
	20-26	+0.2	+0.4	----	----	+0.4 +0.5	+1.3
21	21-16	-2.5	-5.0	----	-2.1	+0.4 +0.5	-6.2
	21-22	-1.6	-3.2	+12.0	+2.0	----	+10.8
	21-23	-2.5	-5.0	----	----	+0.6	-4.4
22	22-21	+2.0	+4.0	-9.8	-1.6	----	-7.4
	22-18	+2.6	+5.2	----	-1.5	+0.8	+4.5
	22-24	+1.3	+2.6	----	----	+0.2	+2.8
23	23-31	----	----	----	-2.5	+0.6	-1.9
24	24-22	----	----	----	+1.3	+0.2	+1.5
25	25-19	----	----	----	-0.7	+0.4 +0.5	+0.2
26	26-20	----	----	----	+0.2	+0.4 +0.5	+1.1



MARCO EJES 1 Y 6

二 Momentos en Ton-m.



$M_{i,j} = \frac{1}{h} [M_{i,j} + M_{i,j} + M_{i,j}]$
 $N_{i,j} = \frac{1}{h} [N_{i,j} + N_{i,j} + N_{i,j}] + \dots$

MARCO EJES 1 y 6
(Análisis por Carga Vertical)

Notas:
 - El símbolo (/) indica repetición del valor.
 - Los números testudinos (+14.0) indican Momentos de Empotramiento.

... (III)

C A P I T U L O T E R C E R O
=====

...
ANALISIS POR CARGAS HORIZONTALES

3.1.). Conceptos Generales.

En una zona sísmica como es el Valle de México, es indispensable el análisis sísmico, de los marcos de edificios sujetos a fuerzas laterales provocadas por dichos fenómenos; ya que el desplazamiento horizontal de los nudos, puede provocar incrementos notables de los Momentos Flexionantes y Fuerzas Cortantes o Normales, de las barras que componen la estructura, y en algunos casos, incluso el cambio de signo de los mismos.

3.2.). Acciones Accidentales.

De acuerdo con el Artículo 212, Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, se consideraran acciones accidentales, las siguientes :

- I). **Sismo.** Las acciones dinámicas o sus equivalentes estáticas debidas a sismos, deberán considerarse en la forma que se especifica en el Capítulo XXXVII.
- II). **Viento.** Las acciones estáticas y dinámicas debidas al viento se determinarán en la forma que se especifica en el Capítulo XXXVIII.

III). Otras Acciones Accidentales. Estas serán explosio -
nes, incendios y otras acciones que puedan ocurrir -
en casos extraordinarios; I P A D

En general, no será necesario incluirlas en el di -
seño formal, sino únicamente tomar precauciones, en
la estructuración y en los detalles constructivos, -
para evitar comportamiento catastrófico de la cons -
trucción en casos de ocurrir tales acciones.

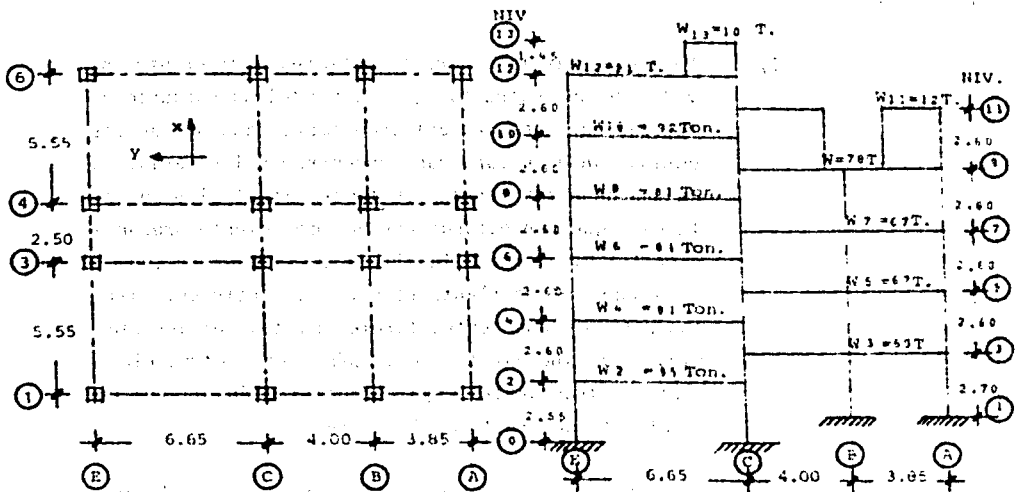
Sin embargo, el análisis sólo se realizará tomando -
en cuenta las fuerzas debidas al sismo, puesto que
es poco probable que se presenten en forma simultá -
nea varias acciones; y se considera, que la condi -
ción más crítica para la estructura, será la provo -
cada precisamente por el sismo.

3.3.) Pesos Totales y Centros de Gravedad por Nivel.

NIVEL	PESO TOTAL (Ton)	CENTROS DE GRAVEDAD		E J E S	
		$\bar{x}(m)$	$\bar{y}(m)$	x	y
13	10	7.00	1.00	C	1
12	21	7.00	4.10	C	1
11	12	7.00	2.95	A	1
10	92	7.00	3.40	C	1
9	78	7.00	3.57	A	1
8	81	7.00	3.40	C	1
7	67	7.00	3.57	A	1
6	31	7.00	3.40	C	1
5	67	7.00	3.57	A	1

NIVEL	PESO TOTAL (Ton)	CENTROS DE GRAVEDAD		E J E S	
		$\bar{x}(m)$	$\bar{y}(m)$	x	y
4	81	7.00	3.40	C	I
3	69	7.00	3.57	A	L
2	55	7.00	4.48	C	1

Para el cálculo de W (Peso Total), se tomaron como base las cargas muertas y vivas que especifican los Capítulos XXXV y XXXVI respectivamente.



PLANTA TIPO

ELEVACION EN SECT
según el Proyecto

801

3.4.). Análisis Sísmico Estático.

ORDENAMIENTO DE ESTRUCTURAS	VALOR C (Art. 234)	VALOR Q (Art. 235)	VALOR C/Q
De acuerdo con el Artículo 238 correspondiente al Capítulo XXXVII del Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, las estructuras con altura menor de 60 metros, podrán analizarse de acuerdo con el método estático al que se refiere el Artículo 240 del Reglamento.			

3.4.1.). Análisis Estático.

De acuerdo con el Artículo 240 del Reglamento, para efectuar el análisis estático de una estructura, se procederá en la forma siguiente :

- 1). Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables), sin incluir tanques, apéndices u otros elementos estructurales cuya estructuración difiera radicalmente del resto de la misma.

El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V/h en la base sea igual a c/Q , pero no menor que a_0 , siendo Q el factor de ductilidad que se define en el Artículo 235 del Reglamento y c el valor dado por la tabla del Artículo 234 del mismo ordenamiento. Al calcular V/h se tendrán en cuenta los pesos de tanques, apéndices y otros ele-

- estructuras adosadas al edificio existente, cuyos **mentos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la estructura y las fuerzas laterales a ellos, calculadas según se especifica en el inciso V de este Artículo.**
- En la estructura que nos ocupa, no se adoptarán fuerzas menores que las calculadas.

3.4.2.). Valuación de las Fuerzas Laterales en los Entrepisos.

De acuerdo con lo señalado en los Artículos 232, 233 y 234 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, la construcción que nos ocupa; pertenece al grupo B, Tipo I y se localiza en la Zona II (terreno de transición), por lo cual, se tienen los siguientes valores para el factor de ductilidad (Q), coeficiente sísmico (c) y a_0 (valor de a para $T=0$)

$$\begin{aligned} Q &= 4.0 \\ c &= 0.20 \\ a_0 &= 0.045 \end{aligned}$$

Por lo tanto, el factor de proporcionalidad, valdrá :

$$\begin{aligned} V/W &= c/Q \\ V/W &= 0.20/4 = 0.05 > a_0 = 0.045 \end{aligned}$$

Para la valuación de las fuerzas sísmicas, así como la distribución de sus efectos entre los elementos resistentes en cada entrepiso, se aceptan generalmente las siguientes hipótesis :

- 1). Es posible considerar que la fuerza cortante sísmica en cualquier entrepiso actúa paralelamente a un sistema de elementos que resisten empujes laterales en una sola dirección, paralela a su plano. Debe su ponerse además que en todos los entrepisos existen-

dos sistemas ortogonales de elementos resistentes -
que trabajan independientemente.

En tal caso, siempre será posible descomponer la -
cortante sísmica en un entrepiso, en dos componen -
tes que satisfagan la condición impuesta al prin -
cipio de este inciso.

II). La rigidez de entrepiso de cada marco o muro, es co
nocida.

III). Las losas de piso son indeformables.

IV). Se supondrá que el efecto del temblor equivale al -
de un sistema de fuerzas horizontales que actúa en -
dirección paralela a uno de los sistemas de elemen -
tos resistentes y obran en el centro de gravedad -
de cada nivel.

En base a la estructuración del edificio, constituí -
do por medios niveles, se hará la siguiente hipóte -
sis adicional a las anteriores.

V). Cuando el sismo actúe en la dirección del eje de -
las "x", se considerará que la fuerza cortante sísmica que actúa en los niveles : 13, 12, 10, 8, 6, -
4 y 2, provocará empujes laterales, que serán absor -
bidos únicamente por los marcos C y E.

Por otra parte, la fuerza cortante por sismo que ac -
túa en los niveles 11, 9, 7, 5 y 3; provocará empu -
jes laterales, que resistirán única y exclusivamen -
te los marcos A, B y C.

Lo anterior, se comprende mejor de la elevación (en
corte) del edificio.

169 FUERZAS SISMICAS, CORTANTE, POSICION DEL CORTANTE EN CADA PISO.

MARCOS 03ES A, B Y C (Sismo según el Eje "X")

Ahora bien, cuando el sismo actúe en la dirección -

POSICION DEL CORTANTE	EFX (T)	EFY (T)	EFZ (T)	EFX (T)	EFY (T)	EFZ (T)	EFX (T)	EFY (T)	EFZ (T)
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.4.2.1.). Fuerzas Sísmicas, Cortante y Posición del Cortante en cada piso.

De acuerdo a lo señalado en el presente Capítulo, se procederá a la valuación de las fuerzas sísmicas, cortantes y posiciones del cortante, según la dirección en que actúe el sismo, elaborando para ello las correspondientes tablas.

881 FUERZAS SISMICAS, CORTANTE, POSICION DEL CORTANTE EN CADA PISO.

MARCOS EJES A, B Y C (Sismo según el Eje "x")

- distribución de las fuerzas para la obtención de la acción

NI- VEL:	ENTRE PISO:	W _i (Ton)	h _i (m)	W _i h _i (T-m)	F _i (Ton)	V _x (Ton)	EJE DE REF. x	C.de G. y _i	F _i x _i (T-m)	ΣF _i x _i y _i	POSICION DEL CORTANTE $y_v = \frac{\sum F_i x_i y_i}{V_x}$
11		12	14.25	171	1.1		A	2.95	3.2	3.2	
	11					1.1					2.91
9		78	11.65	908.7	5.6		A	3.57	20.0	23.2	
	9					6.7					3.46
7		67	9.05	606.4	3.7		A	3.57	13.2	36.4	
	7					10.4					3.50
5		67	6.45	432.2	2.7		A	3.57	9.6	46.0	
	5					13.1					3.51
3		69	3.85	265.7	1.6		A	3.57	5.7	51.7	
	3					14.7					3.52
S U M A S		293		2384.0	14.7						

$$V / W = c/Q$$

$$V / W = 0.20 / 4 = 0.05 > a_0 = 0.045$$

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \quad c W = \frac{W_i h_i}{2384} \times 0.05 \times 293 = 0.006145 \quad W_i h_i$$

$$V = c W = 0.05 \times 293 = 14.7 \text{ Ton.}$$

FUERZAS SISMICAS, CORTANTE, POSICION DEL CORTANTE EN CADA PISO.
 FUERZAS SISMICAS, CORTANTE, POSICION DEL CORTANTE EN CADA PISO.

MARCOS EJES C Y E (Sismo según el Eje "x")

NI- VEL	ENTRE PISO	W (Ton)	h (m)	W _i h _i (T-m)	Fix (Ton)	V _x (Ton)	EJE DE REF.	C.O.E G. y	Fix y (T-m)	ΣFix y	POSICION DEL CORTANTE
		0.5	10.0	5.0	1.0		C	1.00	1.00	1.00	$y_v = \frac{\sum Fix \cdot y}{V \cdot x}$
13		10	17.00	170	1.0		C	1.00	1.0	1.0	
	13					1.0					1.00
12		21	15.55	326.6	1.8		C	4.10	7.4	8.4	
	12					2.8					3.00
10		92	12.95	1191.4	6.8		C	3.40	23.1	31.5	
	10					9.6					3.30
8		81	10.35	838.4	4.7		C	3.40	16.0	47.5	
	8					14.3					3.30
6		81	7.75	627.8	3.6		C	3.40	12.2	59.7	
	6					17.9					3.30
4		81	5.15	417.2	2.4		C	3.40	8.2	67.9	
	4					20.3					3.30
2		55	2.55	140.3	0.8		C	4.48	3.6	71.5	
	2					21.1					3.40
S U M A S		421		3711.7	21.1						

Q = 4.0
 c = 0.20
 a₀ = 0.045
 V/W = c / Q
 V/W = 0.20 / 4 = 0.05 > a₀ = 0.045

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot c \cdot W = \frac{W_i \cdot h_i}{3711.7} \times 0.05 \times 421 = 0.005671 \cdot W_i \cdot h_i$$

$$V = c \cdot W = 0.05 \times 421 = 21.1 \text{ Ton.}$$

FUERZAS SISMICAS, CORTANTE, POSICION DEL CORTANTE EN CADA PISO.

MARCOS EJES 1, 3, 4 Y 6 (Sistema según el Eje "y")
 FUERZAS SISMICAS CORTANTE POSICION DEL CORTANTE EN CADA PISO
 MARCOS EJES 1 Y 3 (Sistema según el Eje "x")

NI-VEL.	ENTRE PISO	W1 (Ton)	h1 (m)	W1h1 (T-m)	F1y (Ton)	Vy (Ton)	EJE DE REF.	C.DE G.	F1y x̄ (T-m)	ΣF1y x̄ (T-m)	POSICION DEL CORTANTE
13	13	10	17.00	170.0	1.0	1.0	1	7.00	7.0	7.0	
						1.0					7.00
12	12	21	15.55	326.6	1.9	2.9	1	7.00	12.6	19.6	
						2.9					7.00
11	11	12	14.25	171.0	1.0	3.9	1	7.00	6.3	25.9	
						3.9					7.00
10	10	92	12.95	1191.4	7.0	10.9	1	7.00	44.1	70.0	
						10.9					7.00
9	9	78	11.65	908.7	5.3	16.2	1	7.00	33.6	103.6	
						16.2					7.00
8	8	81	10.35	838.4	4.9	21.1	1	7.00	32.2	135.8	
						21.1					7.00
7	7	67	9.05	606.4	3.6	24.7	1	7.00	23.1	158.9	
						24.7					7.00
6	6	81	7.75	627.8	3.7	28.4	1	7.00	23.8	182.7	
						28.4					7.00
5	5	67	6.45	432.2	2.5	30.9	1	7.00	16.8	199.5	
						30.9					7.00
4	4	81	5.15	417.2	2.4	33.3	1	7.00	16.1	215.6	
						33.3					7.00
3	3	69	3.85	265.7	1.6	34.9	1	7.00	10.5	226.1	
						34.9					7.00
2	2	55	2.55	140.3	0.8	35.7	1	7.00	5.6	231.7	
						35.7					7.00
S U M A S		714.0		6095.7	35.7						

$Q = 4.0; V / W = c / Q; V / W = 0.20 / 4 = 0.05 > a_0 = 0.045$

$V = cW = 0.05 \times 714 = 35.7 \text{ Ton.}$

$c = 0.20 F1 = \frac{W1 h1}{\Sigma W1 h1} \cdot cW = \frac{W1 h1}{6095.7} \times 0.05 \times 714; F1 = 0.005856 W1 h1$

$a_0 = 0.045$

3.4.3). Rigideces de Entrepiso.

De acuerdo a lo especificado en el "Folleto Complementario, Diseño Sísmico de Edificios", se define a la Rigidez de Entrepiso, como "la relación entre la fuerza cortante resistida por un marco, muro o contra-viento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles consecutivos".

Asimismo, se señala, que la rigidez así definida, no es independiente del sistema de fuerzas laterales. Por tanto, para calcularla con rigor, debe conocerse tal sistema con anterioridad, lo cual en general no es posible. Ahora bien, en marcos ordinarios de edificios, el empleo de sistemas de cargas que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis introduce errores de poca importancia, y usualmente las rigideces calculadas a partir de hipótesis simplificadoras sobre la forma del sistema de fuerzas laterales son satisfactorias.

En base a lo antes mencionado, y ante lo inadecuado del empleo de las fórmulas de Wilbur para el cálculo de Rigideces de Entrepiso; sobre todo para los marcos correspondientes a los Ejes 1, 3, 4 y 6, se calcularán las rigideces de entrepiso, de la siguiente forma :

I). Se aplicarán las fuerzas totales debidas al sistema, a todos y cada uno de los marcos que componen el edificio.

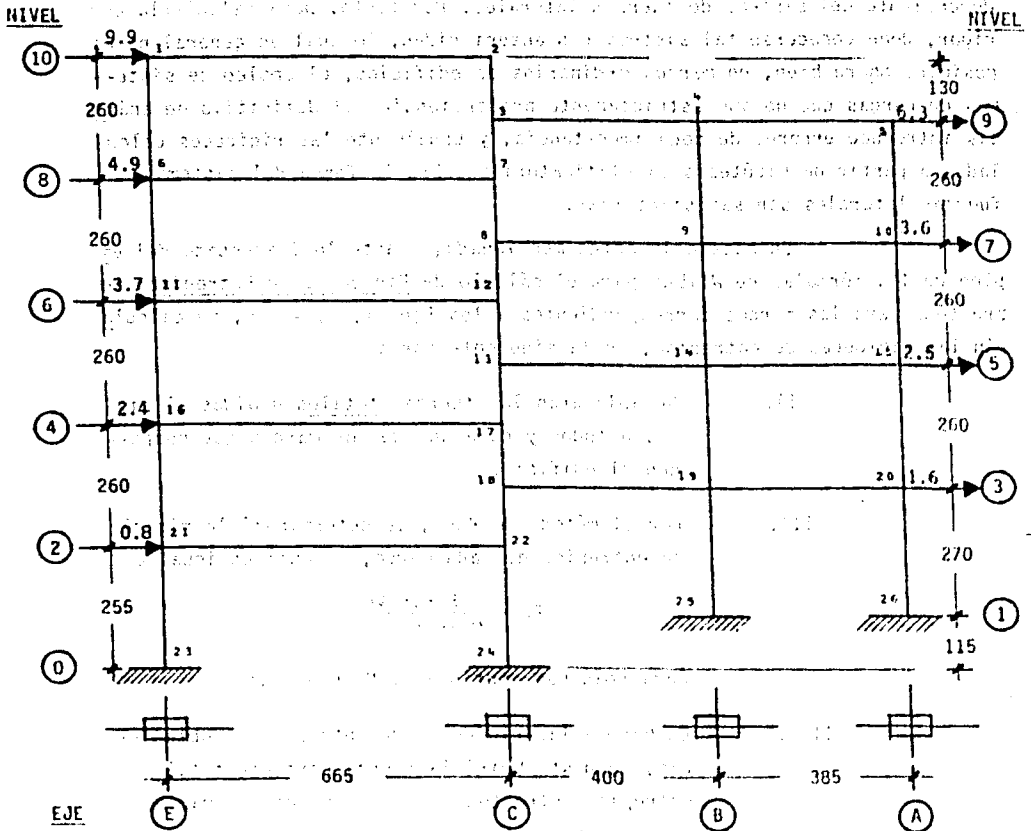
II). Por el método de Kani, se determinará la rigidez de entrepiso de cada marco, la cual es igual a :

$$R_n = \frac{6 E K_n V_n}{M''in h_n}$$

Para columnas continuas : $M''in = m''in$.

III). En base a las rigideces de entrepiso ya obtenidas, se distribuirá la fuerza cortante total de entrepiso entre todos y cada uno de los marcos que resisten dicha fuerza y se obtendrán los elementos mecánicos correspondientes, usando el método de Kani.

3.4.3.1.1). A continuación, se ejemplifica la obtención de "rigideces de entrepiso" correspondientes a todos y cada uno de los entrepisos del Marco Ejes 1 y 6:



- Fuerzas Totales debidas al sismo en Ton.
- Acotaciones en cm.

0219
 1). Momentos de Empotramiento.

$M_{ik} = 0$
 Todos son nulos, debido a no existir cargas externas que los provoquen.

0219
 2). Momentos de Desequilibrio.

$M_i = 0$
 Todos son nulos, ya que no existen momentos de empotramiento.

0219
 3). Rigideces y Factores de Distribución Angular.

Son los mismos que los ya obtenidos en el inciso 2.3.5 del Capítulo 2.

4). Momentos de Piso.

PISO 10

Si tomamos : $hr = 2.60 \text{ m.}$

$$Qr_{10} = - 9.9 \text{ Ton.}$$

$$Mr_{10} = \frac{Qr \cdot hr}{3} = - \frac{9.9 \times 2.6}{3} = - 8.6 \text{ T-m}$$

PISO 9

$hr = 2.60 \text{ m.}$

$$Qr_9 = - 9.9 - 6.3 = - 16.2 \text{ Ton.}$$

$$Mr_9 = \frac{Qr \cdot hr}{3} = - \frac{16.2 \times 2.6}{3} = - 14.0 \text{ T-m.}$$

PISO 8

$hr = 2.60 \text{ m.}$

$$Qr_8 = - 9.9 - 6.3 - 4.9 = - 21.1 \text{ Ton.}$$

$$Mr_8 = \frac{Qr \cdot hr}{3} = - \frac{21.1 \times 2.6}{3} = - 18.3 \text{ T-m}$$

PISO 7

$hr = 2.60 \text{ m.}$

$$Qr_7 = - 9.9 - 6.3 - 4.9 - 3.6 = - 24.7 \text{ Ton.}$$

$$Mr_7 = \frac{Qr \cdot hr}{3} = - \frac{24.7 \times 2.6}{3} = - 21.4 \text{ T-m}$$

PISO 6

$$hr = 2.60 \text{ m.}$$

$$Qr_6 = -9.9 - 6.3 - 4.9 - 3.6 - 3.7 = -28.4 \text{ Ton.}$$

$$Mr_6 = \frac{Qr \cdot hr}{3} = \frac{28.4 \times 2.60}{3} = -24.6 \text{ T-m}$$

PISO 5

$$hr = 2.60 \text{ m.}$$

$$Qr_5 = -9.9 - 6.3 - 4.9 - 3.6 - 3.7 - 2.5 = -30.9 \text{ Ton.}$$

$$Mr_5 = \frac{Qr \cdot hr}{3} = \frac{30.9 \times 2.60}{3} = -26.8 \text{ T-m}$$

PISO 4

$$hr = 2.60 \text{ m.}$$

$$Qr_4 = -9.9 - 6.3 - 4.9 - 3.6 - 3.7 - 2.5 - 2.4 = -33.3 \text{ Ton.}$$

$$Mr_4 = \frac{Qr \cdot hr}{3} = \frac{33.3 \times 2.60}{3} = -28.9 \text{ T-m}$$

PISO 3

$$hr = 2.60 \text{ m.}$$

$$Qr_3 = -9.9 - 6.3 - 4.9 - 3.6 - 3.7 - 2.5 - 2.4 - 1.6 = -34.9 \text{ Ton.}$$

$$Qr_3 = -34.9 \text{ Ton.}$$

$$Mr_3 = \frac{Qr \cdot hr}{3} = \frac{34.9 \times 2.60}{3} = -30.2 \text{ T-m}$$

PISO 2

$$hr = 2.60 \text{ m.}$$

$$Qr_2 = -9.9 - 6.3 - 4.9 - 3.6 - 3.7 - 2.5 - 2.4 - 1.6 - 0.8 = -35.7 \text{ Ton.}$$

$$Mr_2 = \frac{Qr \cdot hr}{3} = \frac{35.7 \times 2.60}{3} = -30.9 \text{ T-m}$$

5). Rigideces y Factores de Distribución Lineal.

Los coeficientes de reducción (Cik), así como los factores de distribución lineal, son idénticos a los ya obtenidos en el inciso

2.3.5 del Capítulo 2, en virtud de haber tomado la misma altura de corte pa -

ra, todos los entrepisos ($h_n = 2.60 \text{ m}$).

6). Aplicando el método de Kani, se obtuvieron los momentos debidos a giros y desplazamientos, así como los momentos finales.

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$$

Para columnas continuas :

$$M''_{ik} = \Sigma m''_{ik}$$

NUDO	BARRA	M'ik	2M'ik	M'ki	M''ik	Mik
1	1-2	- 1.4	- 2.8	- 2.3	---	- 5.1
	1-6	- 0.7	- 1.4	- 2.2	+ 4.1 + 4.5	+ 5.0
2	2-1	- 2.3	- 4.6	- 1.4	---	- 6.0
	2-3	- 2.2	- 4.4	- 5.9	+16.4	+ 6.1
3	3-2	- 5.9	-11.8	- 2.2	+16.4	+ 2.4
	3-4	- 1.7	- 3.4	- 0.5	---	- 3.9
	3-7	- 5.9	-11.8	-4.6	+18.0	+ 1.6
4	4-3	- 0.5	- 1.0	- 1.7	---	- 2.7
	4-5	- 1.2	- 2.4	- 2.2	---	- 4.6
	4-9	- 0.8	- 1.6	- 2.1	+ 4.5 + 6.7	+ 7.5

- 54 0700 ob 64116 amara si obsevoj redad ob bujriy ne ,S oiajiged feb 2.5.2

NUDO	BARRA	M'ik	2M'ik	M'ik	M'ik	M'ik
5	5-4	- 2.2	- 4.4	- 1.2	---	- 5.6
	5-10	- 1.5	- 3.0	- 2.6	+ 4.5 + 6.7	+ 5.6
6	6-1	- 2.2	- 4.4	- 0.7	+ 4.1 + 4.5	+ 3.5
	6-7	- 3.3	- 6.6	- 3.6	---	-10.2
	6-11	- 2.2	- 4.4	- 3.6	+ 6.7 + 7.8	+ 6.5
7	7-6	- 3.6	- 7.2	- 3.3	---	-10.5
	7-3	- 4.6	- 9.2	- 5.9	+18.0	+ 2.9
	7-8	- 4.6	- 9.2	-10.4	+27.0	+ 7.4
8	8-7	-10.4	-20.8	- 4.6	+27.0	+ 1.6
	8-9	- 2.3	- 4.6	- 0.9	---	- 5.5
	8-12	-10.4	-20.8	- 6.5	+31.1	+ 3.8
9	9-8	- 0.9	- 1.8	- 2.3	---	- 4.1
	9-4	- 2.1	- 4.2	- 0.8	+ 4.5 + 6.7	+ 6.2
	9-10	- 3.2	- 6.4	- 4.0	---	-10.4
	9-14	- 2.1	- 4.2	- 3.1	+ 7.8 + 7.8	+ 8.3
10	10-9	- 4.0	- 8.0	- 3.2	---	-11.2
	10-5	- 2.6	- 5.2	- 1.5	+ 4.5 + 6.7	+ 4.5
	10-15	- 2.6	- 5.2	- 3.5	+ 7.8 + 7.8	+ 6.9

NUDO	BARRA	M'ik	2M'ik	M'ik	M'ik	M'ik
11	11-6	- 3.6	- 7.2	- 2.2	+ 6.7 + 7.8	+ 5.1
	11-12	- 5.6	-11.2	- 5.0	---	-16.2
	11-16	- 8.5	-17.0	- 9.0	+18.8 +17.9	+10.7
12	12-11	- 5.0	-10.0	- 5.6	---	-15.6
	12-8	- 6.5	-13.0	-10.4	+31.1	+ 7.7
	12-13	- 6.5	-13.0	-10.6	+31.4	+ 7.8
13	13-12	-10.6	-21.2	- 6.5	+31.4	+ 3.7
	13-14	- 2.4	- 4.8	- 1.4	---	- 6.2
	13-17	-10.6	-21.2	- 6.3	+29.8	+ 2.3
14	14-13	- 1.4	- 2.8	- 2.4	---	- 5.2
	14-9	- 3.1	- 6.2	- 2.1	+ 7.8 + 7.8	+ 7.3
	14-15	- 4.7	- 9.4	- 5.4	---	-14.8
	14-19	- 7.4	-14.8	- 9.1	+17.9 +18.5	+12.5
15	15-14	- 5.4	-10.8	- 4.7	---	-15.5
	15-10	- 3.5	- 7.0	- 2.6	+ 7.8 + 7.8	+ 6.0
	15-20	- 8.5	-17.0	-10.0	+17.9 +18.5	+ 9.4
16	16-11	- 9.0	-18.0	- 8.5	+18.8 +17.9	+10.2
	16-17	- 5.9	-11.8	- 4.9	---	-16.7
	16-21	- 9.0	-18.0	- 7.5	+18.5 +13.4	+ 6.4

NUDD1	BARRA	M'ik	2M'ik	M'ki	M'ik	M'ik
17	17-16	-4.9	-9.8	-5.9	---	-15.7
	17-13	-6.3	-12.6	-10.6	+29.8	+6.6
	17-18	-6.3	-12.6	-9.4	+30.8	+8.8
18	18-17	-9.4	-18.8	-6.3	+30.8	+5.7
	18-19	-2.1	-4.2	-1.7	---	-5.9
	18-22	-9.4	-18.8	-3.6	+22.3	-0.1
19	19-18	-1.7	-3.4	-2.1	---	-5.5
	19-14	-9.1	-18.2	-7.4	+17.9 +18.5	+10.8
	19-20	-5.8	-11.6	-6.4	---	-18.0
	19-25	-8.8	-17.6	---	+12.4 +17.8	+12.6
20	20-19	-6.4	-12.8	-5.8	---	-18.6
	20-15	-10.0	-20.0	-8.5	+17.9 +18.5	+7.9
	20-26	-9.7	-19.4	---	+12.4 +17.8	+10.8
21	21-16	-7.5	-15.0	-9.0	+18.5 +13.4	+7.9
	21-22	-4.9	-9.8	-2.8	---	-12.6
	21-23	-7.6	-15.2	---	+19.8	+4.6
22	22-21	-2.8	-5.6	-4.9	---	-10.5
	22-18	-3.6	-7.2	-9.4	+22.3	+5.7
	22-24	-1.9	-3.8	---	+8.5	+4.7

NUDO	BARRA	M ^{ik}	2M ^{ik}	2193M ^{ik}	M ^{ik}	M ^{ik}
23	23-21	---	---	1716	+ 19.8	+12.2
24	24-22	---	---	- 119 "	+ 8.5	+ 6.6
25	25-19	---	---	818 "	+ 12.4	+21.4
					+ 17.8	
26	26-20	---	---	- 9.7 "	+ 12.4	+20.5
					+ 17.8	

7). Rigideces de Entrepiso.

El Momento debido al desplazamiento lineal relativo (Δ)

se define como :

$$M^{in} = \frac{6 E I}{L^2} \Delta$$

Si $h = L$ ($h =$ altura de la columna del piso "n")

$$M^{in} = \frac{6 E I}{h} \frac{\Delta}{hn}$$

$$M^{in} = 6 E K_{in} \frac{\Delta}{hn}$$

Despejando :

$$\Delta = \frac{M^{in} hn}{6 E K_{in}}$$

Por definición de Rigidez de Entrepiso :

$$R_n = \frac{V_n}{\Delta}$$

Sustituyendo el valor de Δ :

$$R_n = \frac{V_n}{\frac{M^{in} hn}{6 E K_{in}}} = \frac{6 E K_{in} V_n}{M^{in} hn}$$

Finalmente :

$$R_n = \frac{6 E K_{in} V_n}{M^{in} hn}$$

En el caso de columnas continuas :

$$M^{in} = m^{in}$$

La rigidez de entrepiso queda así expresada en función de los momentos debidos al desplazamiento.

En virtud de que ya se conocen los momentos debidos al desplazamiento de todas y cada una de las columnas del edificio; así como - sus alturas y rigideces relativas y las fuerzas cortantes que obran en cada piso, se pueden determinar facilmente las rigideces de entrepiso.

ALM	ALM	ENTREPISO	ALM	ALM	ALM
3.51+	3.51 +	Columna	2-3	---	33-33
3.5 +	3.5 K ₂₃ = 95t	---	---	---	33-33
3.12+	3.51 V ₁₀ = 89.9 Ton.	---	---	---	31-33
3.05+	3.51 M ₂₃ = 16.4 T-m.	---	---	---	33-33
	3.51 h ₁₀ = 1.30 m.				

$$R_{10} = \frac{6 E (5) (9.9)}{16.4 (1.30)} = 13.9 E$$

(1) Columna 1-6 (Continua)

$$K_{16} = 2.5$$

$$V_{10} = 9.9 \text{ Ton.}$$

$$M_{16,10} = 4.1 \text{ T-m.}$$

$$h_{10} = 2.60 \text{ m.}$$

$$R_{10} = \frac{6 E (2.5) (9.9)}{4.1 (2.60)} = 13.9 E$$

ENTREPISO 9

Columna 3-7

$$K_{37} = 5$$

$$V_9 = 16.2 \text{ Ton.}$$

$$M_{37} = 18.0 \text{ T-m.}$$

$$h_9 = 1.30 \text{ m.}$$

$$R_9 = \frac{6 E (5) (16.2)}{18 (1.3)} = 20.8 E$$

Columna 1-6 (continua)

$$K_{16} = 2.5$$

$$V_9 = 16.2$$

$$M_{16,9} = 4.5 \text{ T-m}$$

$$h_{16} = 2.60 \text{ m.}$$

$$R_9 = \frac{6 E (2.5) (16.2)}{4.5 (2.60)} = 20.8 E$$

Columna 4-9 (continua)

$$\begin{aligned}
 K_{4,9} &= 2.5 \\
 V_9 &= 16.2 \text{ Ton.} \\
 M''_{4,9} &= 4.5 \text{ T-m.} \\
 h_{4,9} &= 2.60 \text{ m.} \\
 R_9 &= \frac{6 E (2.5) (16.2)}{4.5 (2.60)} = 20.8 \text{ E.}
 \end{aligned}$$

ENTREPISO 8Columna 7-8

$$\begin{aligned}
 K_{7,8} &= 5 \\
 V_8 &= 21.1 \text{ Ton.} \\
 M''_{7,8} &= 27.0 \text{ T-m.} \\
 h_{7,8} &= 1.30 \text{ m.} \\
 R_8 &= \frac{6 E (5) (21.1)}{27 (1.30)} = 18.0 \text{ E.}
 \end{aligned}$$

Columna 4-9 (continua)

$$\begin{aligned}
 K_{4,9} &= 2.5 \\
 V_8 &= 21.1 \text{ Ton.} \\
 M''_{4,9} &= 6.7 \text{ T-m.} \\
 h_{4,9} &= 2.60 \text{ m.} \\
 R_8 &= \frac{6 E (2.5) (21.1)}{6.7 (2.60)} = 18.2 \text{ E}
 \end{aligned}$$

ENTREPISO 7Columna 8-12

$$\begin{aligned}
 K_{8,12} &= 5 \\
 V_7 &= 24.7 \text{ Ton.} \\
 M''_{8,12} &= 31.1 \text{ T-m} \\
 h_{8,12} &= 1.30 \text{ m.} \\
 R_7 &= \frac{6 E (5) (24.7)}{31.1 (1.30)} = 18.3 \text{ E}
 \end{aligned}$$

Columna 10-15 (continua)

$$K_{10,15} = 2.5$$

$$V_7 = 24.7 \text{ Ton.}$$

$$M''_{10,15} = 7.8 \text{ T-m}$$

$$h_{10,15} = 2.60 \text{ m.}$$

$$R_7 = \frac{6 E (2.5) (24.7)}{7.8 (2.60)} = 18.3 E$$

ENTREPISO 6Columna 12-13

$$K_{12,13} = 5$$

$$V_6 = 28.4 \text{ Ton.}$$

$$M''_{12,13} = 31.4 \text{ T-m.}$$

$$h_{12,13} = 1.30 \text{ m.}$$

$$R_6 = \frac{6 E (5) (28.4)}{31.4 (1.30)} = 20.9$$

Columna 11-16 (Continua)

$$K_{11,16} = 6$$

$$V_6 = 28.4 \text{ Ton.}$$

$$M''_{11,16} = 18.8 \text{ T-m.}$$

$$h_{11,16} = 2.60 \text{ m.}$$

$$R_6 = \frac{6 E (6) (28.4)}{18.8 (2.60)} = 20.9$$

ENTREPISO 5Columna 13-17

$$K_{13,17} = 5$$

$$V_5 = + 30.9 \text{ Ton.}$$

$$M''_{13,17} = 29.8 \text{ T-m.}$$

$$h_{13,17} = 1.30 \text{ m.}$$

$$R_5 = \frac{6 E (5) (30.9)}{29.8 (1.30)} = 23.9$$

Columna 15-20 (continua)

$$\begin{aligned}
 K_{15,20} &= 6 \\
 V_s &= 30.9 \text{ Ton.} \\
 m''_{15,20} &= 17.9 \text{ T-m.} \\
 h_{15,20} &= 2.60 \text{ m.} \\
 R_s &= \frac{6 E (-6) (30.9)}{17.9 (2.60)} = 23.9
 \end{aligned}$$

ENTREPISO 4Columna 17-18

$$\begin{aligned}
 K_{17,18} &= 5 \\
 V_h &= 33.3 \text{ Ton.} \\
 M''_{17,18} &= 30.8 \text{ T-m.} \\
 h_{17,18} &= 1.30 \text{ m.} \\
 R_h &= \frac{6 E (-5) (33.3)}{30.8 (1.30)} = 25.0
 \end{aligned}$$

Columna 16-21 (continua)

$$\begin{aligned}
 K_{16,21} &= 6 \\
 V_h &= 33.3 \text{ Ton.} \\
 m''_{16,21} &= 18.5 \text{ T-m.} \\
 h_{16,21} &= 2.60 \text{ m.} \\
 R_h &= \frac{6 E (6) (33.3)}{18.5 (2.60)} = 24.9
 \end{aligned}$$

ENTREPISO 3Columna 18-22

$$\begin{aligned}
 M''_{18,22} &= 22.3 \text{ T-m} \\
 K_{18,22} &= 5 \\
 V_s &= 34.9 \text{ Ton.} \\
 h_{18,22} &= 1.30 \text{ m.} \\
 R_s &= \frac{6 E (5) (34.9)}{22.3 (1.30)} = 36.1
 \end{aligned}$$

Columna 19-25

$K_{19,25} = 5.8$
 $V_2 = 34.9 \text{ Ton.}$
 $M''_{19,25} = 12.4 \text{ T-m.}$
 $h_{19,25} = 2.70 \text{ m.}$
 $R_2 = \frac{6 E (5.8) (34.9)}{12.4 (2.70)^2} = 36.3$

ENTREPISO 2

Columna 21-23

$K_{21,23} = 6.1$
 $V_2 = 35.7 \text{ Ton.}$
 $M''_{21,23} = 19.8 \text{ T-m.}$
 $h_{21,23} = 2.55 \text{ m.}$
 $R_2 = \frac{6 E (6.1) (35.7)}{19.8 (2.55)^2} = 25.9$

Columna 22-24

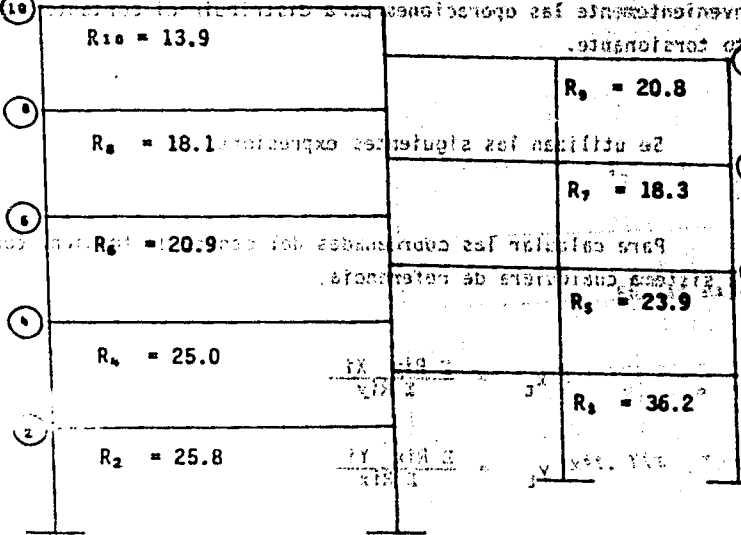
$K_{22,24} = 2.6$
 $V_2 = 35.7 \text{ Ton.}$
 $M''_{22,24} = 8.5 \text{ T-m.}$
 $h_{22,24} = 2.55 \text{ m.}$
 $R_2 = \frac{6 E (2.6) (35.7)}{8.5 (2.55)^2} = 25.7 \text{ E}$

Columna 19-25 (continua)

$K_{19,25} = 5.8$
 $V_2 = 35.7$
 $M''_{19,25} = 17.8$
 $h_{19,25} = 2.70$
 $R_2 = \frac{6 E (5.8) (35.7)}{17.8 (2.70)^2} = 25.9 \text{ E}$

Distribución de Momentos entre los Elementos . . . (A.3.3.3.3.)
 En el ejemplo anterior, se puede observar que en los distintos entresijos, se obtuvo la "Rigidez de Entresijo", partiendo de los valores de distintas columnas, únicamente para fines de comprobación, ya que basta con tomar los valores correspondientes a una sola de las columnas del entresijo, para obtener la Rigidez del mismo.

Una vez determinadas las rigideces de entresijos en el nivel de cada piso, se realiza la distribución de momentos entre los elementos pertenecientes a cada piso, de cada marco, de acuerdo con las proporciones dadas en el artículo 10 y se obtienen las rigideces de los marcos.



La fuerza cortante que debe ser resistida por cada uno de los marcos en el nivel de cada piso, se determina a partir de la suma de los momentos de los miembros que se unen al nivel de cada piso, y se divide por la altura del mismo. La fuerza cortante que debe ser resistida por cada uno de los marcos en el nivel de cada piso, se determina a partir de la suma de los momentos de los miembros que se unen al nivel de cada piso, y se divide por la altura del mismo.

MARCO EJES 1 y 6

(Rigideces de entresijo)

781

3.4.3.2.). Distribución de Cortantes entre los Elementos -
Resistentes en cada piso.

De manera semejante a como se obtuvieron las "Rigideces de -
Entrepiso", en el ejemplo anterior, se determinarán las mismas para todos y -
cada uno de los marcos que componen la estructura del edificio, aplicando en
cada caso, las fuerzas totales debidas al sismo.

Una vez determinadas las rigideces de entrepiso, es fácil rea-
lizar la distribución de cortantes entre los elementos resistentes en cada -
piso, de cada marco : de acuerdo con las siguientes tablas, donde se sistema-
tizan convenientemente las operaciones para distribuir el cortante sísmico y
el momento torsionante.

Se utilizan las siguientes expresiones .:

Para calcular las coordenadas del centro de torsión, con res-
pecto a un sistema cualquiera de referencia.

$$x_t = \frac{\sum R_{iy} \cdot X_i}{\sum R_{iy}}$$

$$y_t = \frac{\sum R_{ix} \cdot Y_i}{\sum R_{ix}}$$

La fuerza cortante que debe ser resistida por un marco cual -
quiera en un piso, es igual a la suma de dos efectos : el debido a la fuerza
cortante del piso, supuesta actuando en el centro de rigideces y el debido -
al momento torsionante del piso. Si la dirección analizada del sismo es para-
lela al eje x, se obtienen los siguientes cortantes :

no ocurren en cada marco en el mismo sentido.

En los marcos x e y, por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de rigideces.

	$R_x = \frac{V_x}{\Sigma R_x}$	$R_y = \frac{V_y}{\Sigma R_y}$					

En los marcos x e y, por efecto de la torsión.

En los marcos x e y, por efecto de la torsión.

$$V_T = \frac{M_t}{\left(\Sigma R_x Y_{it}^2 + \Sigma R_y X_{it}^2 \right)}$$

En las expresiones anteriores:

V = fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado

X_{it}, Y_{it} = coordenadas de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso en cuestión.

M_t = Momento torsionante en el entrepiso considerado.

$$M_t = V (1.5 e \pm 0.05 L)$$

e = excentricidad calculada como la distancia entre la línea de acción del cortante y el centro de torsión.

L = La mayor dimensión de la planta considerada del edificio, medida perpendicularmente a la dirección del

sismo. El signo, deberá tomarse en cada marco en -
 - tal forma, que dé lugar a los máximos esfuerzos.

9	$R_9 = 7.7$		
7	$R_7 = 7.7$		
5	$R_5 = 9.0$		
3	$R_3 = 12.4$		

MARCO EJE A

9	$R_9 = 8.2$		
7	$R_7 = 8.2$		
5	$R_5 = 9.6$		
3	$R_3 = 12.9$		

MARCO EJE B

10	$R_{10} = 33.1$		
9	$R_9 = 33.3$		
8	$R_8 = 31.7$		
7	$R_7 = 31.1$		
6	$R_6 = 30.5$		
5	$R_5 = 31.0$		
4	$R_4 = 31.6$		
3	$R_3 = 19.0$		
2	$R_2 = 18.3$		

MARCO EJE C

10	$R_{10} = 9.1$		
9	$R_9 = 9.0$		
8	$R_8 = 10.5$		
7	$R_7 = 11.4$		
6	$R_6 = 16.7$		

MARCO EJE D

10	$R_{10} = 10.3$		
9	$R_9 = 17.2$		
8	$R_8 = 16.2$		
7	$R_7 = 16.2$		
6	$R_6 = 18.4$		
5	$R_5 = 21.2$		
4	$R_4 = 24.2$		
3	$R_3 = 34.7$		
2	$R_2 = 24.0$		

RIGIDECES DE ENTREPISO.

MARCOS EJES 3 y 4

(Todas las rigideces indicadas, deben multiplicarse por E).

DISTRIBUCION DE CARGAS ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES EN CADA PISO

MARCOS - EJES C-V-E

Entrepiso 10 : $V_x = 9.6$ Ton. $V_y = 3.30$ m.

$$M_{tx} = 9.6 [1.5(3.30) - 1.30] \pm 0.05(6.80)$$

$$M_{tx_1} = 32.1 ; M_{tx_2} = 25.5$$

$$\sum R_{ix} y^2 \text{ it} + \sum R_{iy} x^2 \text{ it} = 316.4 + 1394.4 = 1710.8$$

EJE	R _{ix}	EJE Y		EJE X		EFECTO DE V _x			EFECTO DE V _y Torsión		
		R _{iy}	Y _i	R _{ix}	Y _i	R _{ix}	Y _i ²	R _{iy}		Torsión	Total
C	33.1	0.00	0.0	-1.30	-43.0	55.9	7.5	0.6	0.6	6.9	0.2
E	9.1	6.65	60.5	5.35	48.7	260.5	2.1	0.1	0.9	3.0	0.2
Σ	42.2		60.5			316.4	9.6		0.3	9.9	

$$Y_t = 60.5 / 46.2 = 1.30 \text{ m.}$$

MARCOS - EJES 1, 3, 4 y 6

Entrepiso 10 : $V_y = 10.9$ Ton. $V_x = 7.00$ m.

$$M_{ty} = 10.9 [1.5(7.00) - 7.00] \pm 0.05(14)$$

$$M_{ty_1} = 7.6 ; M_{ty_2} = 7.6$$

EJE	R _{iy}	EJE X		EJE Y		EFECTO DE V _y			EFECTO DE V _x Torsión	
		R _{ix}	X _i	R _{iy}	X _i	R _{iy}	X _i ²	R _{ix}		Torsión
1	13.9	0.00	0.0	-7.00	-97.3	681.1	3.1	0.4	3.5	1.8
3	10.3	5.75	59.2	-1.25	-12.9	16.1	2.3	0.1	2.4	0.2
4	10.3	8.25	85.0	1.25	12.9	16.1	2.3	0.1	2.4	0.2
6	13.9	14.00	194.6	7.00	97.3	681.1	3.1	0.4	3.5	1.8
Σ	48.4		338.8			1394.4	10.8		1.0	11.8

$$X_t = 338.8 / 48.4 = 7.00 \text{ m.}$$

DISTRIBUCION DE CORTANTES ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES EN CADA PISOMARCOS EJES A, B Y C

Entrepiso 9 : $V_x = 6.7$ Ton. $V_y = 3.46$ m.
 $Mtx = 6.7 [1.5(3.46 - 6.00) \pm 0.05(8.00)]$
 $Mtx_1 = -22.85$; $Mtx_2 = -28.21$
 $\Sigma Rix y^2 it + \Sigma Riy x^2 it = 429.1 + 2092.2 = 2521.3$

EJE	Rix	Riy	Rix Yi	Yit	Rix Yit	Rix Y ² it	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy Torsión
							Directo Vx Rix Σ Rix	Torsión	Total	
A	7.7	0.00	0.0	-6.00	-46.2	277.2	1.1	0.5	1.6	0.2
B	8.2	3.85	31.6	-2.15	-17.6	37.9	1.1	0.2	1.3	0.1
C	33.3	7.85	261.4	1.85	61.6	114.0	4.5	-0.6	3.9	0.3
Σ	49.2		293.0			429.1	6.7	0.1	6.8	

$$Y_t = Rix Yi / Rix = 293 / 49.2 = 6.00 \text{ m.}$$

MARCOS EJES 1, 3, 4 Y 6

Entrepiso 9 : $V_y = 16.2$ Ton $V_x = 7.00$ m.
 $Mty = 16.2 [1.5(7 - 7) \pm 0.05(14)]$
 $Mty_1 = 11.3$; $Mty_2 = 11.3$

EJE	Riy	Xi	Riy Xi	Xit	Riy Xit	Riy x ² it	EFECTO DE Vy			EFECTO DE Vx Torsión
							Directo Vy Riy Σ Riy	Torsión	Total	
1	20.8	0.00	0.0	-7.00	-145.6	1019.2	4.4	0.7	5.1	1.6
3	17.2	5.75	98.9	-1.25	-21.5	26.9	3.7	0.1	3.8	0.2
4	17.2	8.25	141.9	1.25	21.5	26.9	3.7	0.1	3.8	0.2
6	20.8	14.00	291.2	7.00	145.6	1019.2	4.4	0.7	5.1	1.6
Σ	76.0		532.0			2092.2	16.2	1.6	17.8	

$$X_t = 532 / 76 = 7.00 \text{ m.}$$

DISTRIBUCION DE CORTANTES ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES EN CADA PISOMARCOS EJES 2, 3 Y 6 RAMEntrepiso 8 : $V_{x02} = 14.3$ Ton. $h_{02} = 3.30$ m.

$$[(0.8) M_{x0}] = (14.3 - [1.5(3.30) - 1.50] \pm 0.05 (6.80))$$

$$M_{x1} = 43.54 ; M_{x2} = 33.78 = \sum X_{21}$$

$$V_{x022} = S_{21} + S_{23} = \sum R_{ix} y_{21t} + \sum R_{iy} x_{21t} = 310.4 + 1824.6 = 2135.0$$

EJES	Rix	Yi	Rix Yi	Yit	Rix Yit	Rix Y ² t	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy Torsión
							Directo Vx Rix $\sum R_{ix}$	Torsión	Total	
C	31.7	0.00	0.0	-1.50	-47.6	71.4	11.1	-0.8	10.3	0.3
E	9.0	6.65	59.9	5.15	46.4	239.0	3.2	0.9	4.1	0.3
Σ	40.7		59.9			310.4	14.3	0.1	14.4	

$$Y_t = 59.9 / 40.7 = 1.50$$

MARCOS EJES 1, 3, 4 Y 6Entrepiso 8 : $V_y = 21.1$ Ton. $X_v = 7.00$ m.

$$M_{ty} = 21.1 [1.5(7 - 7) \pm 0.05(14)]$$

$$M_{ty1} = 14.8 ; M_{ty2} = -14.8$$

EJES	Riy	Xi	Riy Xi	Xit	Riy Xit	Riy x ² t	EFECTO DE Vy			EFECTO DE Vx Torsión
							Directo Vy Riy $\sum R_{iy}$	Torsión	Total	
1	18.1	0.00	0.0	-7.00	-126.7	886.9	5.6	0.9	6.5	2.6
3	16.2	5.75	93.2	-1.25	-20.3	25.4	5.0	0.1	5.1	0.4
4	16.2	8.25	133.7	1.25	20.3	25.4	5.0	0.1	5.1	0.4
6	18.1	14.00	253.4	7.00	126.7	886.9	5.6	0.9	6.5	2.6
Σ	68.6		480.3			1824.6	21.2	2.0	23.7	

$$X_t = 480.3 / 68.6 = 7.00 \text{ m.}$$

DISTRIBUCION DE CORTANTES ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES EN CADA PISOMARCOS Y EJES 3/A, B, C/D

Entrepiso 7 : $V_{x0} = 10.4$ Ton $l_{01} = 3.50$ m. : 8 (columnas)

$$[(3.5) M_{x0} = 10.4 \cdot [(1.5)(3.5)] - (5.90) \pm 0.05 (8.00)]$$

$$M_{x1} = -33.380; M_{x2} = 41.6$$

$$Q_{RES} = Q_{RES1} + Q_{RES2} = \sum R_{ix} y^2 l + \sum R_{iy} x^2 l = 420.5 + 1844.2 = 2264.7$$

EJE	R _{ix}	Y ₁	R _{ix} Y ₁	Y ₁ ²	R _{ix} Y ₁ ²	R _{ix} Y ₁ ³	EFECTO DE V _x			EFECTO DE V _y Torsión
							Directo V _x R _{ix} Σ R _{ix}	Torsión	Total	
A	7.7	0.00	0.0	-5.90	-45.4	267.9	1.7	0.8	2.5	0.3
B	8.2	3.85	31.6	-2.05	-16.8	34.4	1.8	0.3	2.1	0.1
C	31.1	7.85	244.1	1.95	60.6	118.2	6.9	-0.9	6.0	0.5
Σ	47.0		275.7			420.5	10.4	0.2	10.6	

$$Y_t = 275.7 / 47 = 5.90 \text{ m.}$$

MARCOS - EJES - 1, 3, 4 Y 6

Entrepiso 7 : $V_y = 24.7$ Ton $X_v = 7.00$ m.

$$M_{ty} = 24.7 [1.5 (7 - 7) \pm 0.05 (14)]$$

$$M_{ty1} = 17.3; M_{ty2} = -17.3$$

EJE	R _{iy}	X ₁	R _{iy} X ₁	X ₁ ²	R _{iy} X ₁ ²	R _{iy} X ₁ ³	EFECTO DE V _y			EFECTO DE V _x Torsión
							Directo V _y R _{iy} Σ R _{iy}	Torsión	Total	
1	18.3	0.00	0.0	-7.00	-128.1	896.7	6.6	1.0	7.6	2.4
3	16.2	5.75	93.2	-1.25	-20.3	25.4	5.8	0.2	6.0	0.4
4	16.2	8.25	133.7	1.25	20.3	25.4	5.8	0.2	6.0	0.4
6	18.3	14.00	256.2	7.00	128.1	896.7	6.6	1.0	7.6	2.4
Σ	69.0		483.1			1844.2	24.8	2.4	27.2	

$$X_t = 483.1 / 69 = 7.00$$

DISTRIBUCION DE CORTANTES ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES EN CADA PISO

MARCOS EJES C Y E

Entrepiso 6 : $V_x = 17.9$ Ton. $V_y = 3.30$ m.

$Mtx = 17.9 [1.5 (3.30 - 1.70) \pm 0.05 (6.80)]$
 $Mtx_1 = 49.0$; $Mtx_2 = 36.9$

$\Sigma Rix y^2 it + \Sigma Riy x^2 it = 345.5 + 2105.8 = 2451.3$

EJE	Rix	Yi	Rix Yi	Yit	Rix Yit	Rix Y ² it	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy Torsión
							Directo $\frac{V_x Rix}{\Sigma Rix}$	Torsión	Total	
C	30.5	0.00	0.0	-1.70	-51.9	88.2	13.3	-0.8	12.5	0.4
E	10.5	6.65	69.8	4.95	52.0	257.3	4.6	1.0	5.6	0.4
Σ	41.0		69.8			345.5	17.9	0.2	18.1	

$Y_t = 69.8 / 41 = 1.70$

MARCOS EJES 1, 3, 4 y 6

Entrepiso 6 : $V_y = 28.4$ Ton. $X_v = 7.00$ m.

$Mty = 28.4 [-1.5 (7 - 7) \pm 0.05 (14)]$

$Mty_1 = 19.9$; $Mty_2 = 19.9$

EJE	Riy	Xi	Riy Xi	Xit	Riy Xit	Riy X ² it	EFECTO DE Vy			EFECTO DE Vx Torsión
							Directo $\frac{V_y Riy}{\Sigma Riy}$	Torsión	Total	
1	20.9	0.00	0.0	-7.00	-146.3	1024.1	7.6	1.2	8.8	2.9
3	18.4	-5.75	105.8	-1.25	-23.0	28.8	6.6	0.2	6.8	0.5
4	18.4	8.25	151.8	1.25	23.0	28.8	6.6	0.2	6.8	0.5
6	20.9	14.00	292.6	7.00	146.3	1024.1	7.6	1.2	8.8	2.9
Σ	78.6		550.2			2105.8	28.4	2.8	31.2	

$X_t = 550.2 / 78.6 = 7.00$ m.

DISTRIBUCION DE CORTANTES ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES EN CADA PISO

MARCOS EJES A, B Y C

Entrepiso 5 (6a.º) $V_x = 13.1$ Ton. $V_y = 3.51$ m.
 $Mtx = 13.1 [1.5 (3.51 - 5.70) \pm 0.05 (8.00)]$
 $Mtx_1 = -37.8$; $Mtx_2 = -48.3$
 $\Sigma Rix y^2it + \Sigma Riy x^2it = 468.7 + 2408.4 = 2877.1$

EJE	Rix	Yi	Rix Yi	Yit	Riy Yit	Riy X ² it	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy Torsión
							Directo Vx Rix Σ RIX	Torsión	Total	
A	9.0	0.00	0.0	-5.70	- 51.3	292.4	2.4	0.9	3.3	0.4
B	9.6	3.85	37.0	-1.85	- 17.8	32.9	2.5	0.3	2.8	0.1
C	31.0	7.85	243.4	2.15	66.7	143.4	8.2	-0.9	7.3	0.5
Σ	49.6		280.4			468.7	13.1	0.3	13.4	

$Yt = 280.4 / 49.6 = 5.70$ m.

MARCOS EJES 1, 3, 4 Y 6

Entrepiso 5 : $V_y = 30.9$ Ton. $X_v = 7.00$ m.
 $Mty = 30.9 [1.5 (7 - 7) \pm 0.05 (14)]$
 $Mty_1 = 21.6$; $Mty_2 = - 21.6$

EJE	Riy	Xi	Riy Xi	Xit	Riy Xit	Riy X ² it	EFECTO DE Vy			EFECTO DE Vx Torsión
							Directo Vy Riy Σ Riy	Torsión	Total	
1	23.9	0.00	0.0	-7.00	- 167.3	1171.1	8.2	1.3	9.5	2.8
3	21.2	5.75	121.9	-1.25	- 26.5	33.1	7.3	0.2	7.5	0.4
4	21.2	8.25	174.9	1.25	26.5	33.1	7.3	0.2	7.5	0.4
6	23.9	14.00	334.6	7.00	167.3	1171.1	8.2	1.3	9.5	2.8
Σ	90.2		631.4			2408.4	31.0	3.0	34.0	

$Xt = 631.4 / 90.2 = 7.00$ m.

DISTRIBUCION DE CORTANTES ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES EN CADA PISO TIPO

MARCOS EJES CILY EDDIAN

Entrepiso 4 : $V_x = 20.3$ Ton. $Y_v = 3.30$ m.

$[0.05 Mtx] = 20.3 [1.5 (3.30 - 1.80) \pm 0.05 (6.80)]$

$Mtx_1 = 52.6$; $Mtx_2 = 38.8$

$\Sigma Rix y^2 it + \Sigma Riy x^2 it = 370.6 + 2525.8 = 2896.4$

EJE	Rix	Yi	Rix Yi	Yit	Rix Yit	Rix Y ² it	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy Torsión
							Directo Vx Rix Σ Rix	Torsión	Total	
C	31.6	0.00	0.0	-1.80	- 56.9	102.4	14.9	- 0.8	14.1	0.5
E	11.4	6.65	75.8	4.85	55.3	268.2	5.4	1.0	6.4	0.4
Σ	43.0		75.8			370.6	20.3	0.2	20.5	

$Y_t = 75.8 / 43 = 1.80$ m.

MARCOS EJES 1, 3, 4 Y 6

Entrepiso 4 : $V_y = 33.3$ Ton. $X_v = 7.00$ m.

$Mty = 33.3 [1.5 (7 - 7) \pm 0.05 (14)]$

$Mty_1 = 23.3$; $Mty_2 = - 23.3$

EJE	Riy	Xi	Riy Xi	Xit	Riy Xit	Riy X ² it	EFECTO DE Vy			EFECTO DE Vx Torsión
							Directo Vy Riy Σ Riy	Torsión	Total	
1	25.0	0.00	0.0	-7.00	- 175.0	1225.0	8.5	1.4	9.9	3.2
3	24.2	5.75	139.2	-1.25	- 30.3	37.9	8.2	0.2	8.4	0.6
4	24.2	8.25	199.7	1.25	30.3	37.9	8.2	0.2	8.4	0.6
6	25.0	14.00	350.0	7.00	175.0	1225.0	8.5	1.4	9.9	3.2
Σ	98.4		688.9			2525.8	33.4	3.2	36.6	

$X_t = 688.9 / 98.4 = 7.00$

DISTRIBUCION DE CORTANTES ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES EN CADA PISO

MARCOS EJES A, B Y C

Entrepiso 3 : $V_x = 14.7$ Ton. $Y_v = 3.52$ m.

$$M_{x_1} = 14.7 [1.5 (3.52 - 4.50) \pm 0.05 (8.00)]$$

$$M_{x_1} = - 15.7 : M_{x_2} = - 27.5$$

$$\Sigma R_{ix} y^2 + \Sigma R_{iy} x^2 = 470.8 + 3656.2 = 4127.0$$

EJE	Rix	Yi	Rix Yi	Yit	Rix Yit	Rix Y ² it	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy Torsión
							Directo $\frac{V_x R_{ix}}{\Sigma R_{ix}}$	Torsión	Total	
A	12.4	0.00	0.0	-4.50	- 55.8	251.1	-4.1	0.4	-4.5	-0.3
B	12.9	3.85	49.7	-0.70	- 9.0	6.3	4.3	0.1	4.4	-0.1
C	19.0	-7.85	-149.2	3.35	-63.7	213.4	6.3	-0.2	6.1	0.4
Σ	44.3		198.9			470.8	14.7	0.3	15.0	

$$Y_t = 198.9 / 44.3 = 4.50 \text{ m.}$$

MARCOS EJES 1, 3, 4 Y 6

Entrepiso 3 : $V_y = 34.9$ Ton. $X_v = 7.00$ m.

$$M_{y_1} = 34.9 [1.5 (7 - 7) \pm 0.05 (14)]$$

$$M_{y_1} = 24.4 : M_{y_2} = - 24.4$$

EJE	Riy	Xi	Riy Xi	Xit	Riy Xit	Riy x ² it	EFECTO DE Vy			EFECTO DE Vx Torsión
							Directo $\frac{V_y R_{iy}}{\Sigma R_{iy}}$	Torsión	Total	
1	36.2	0.00	0.0	-7.00	- 253.4	1773.8	8.9	1.5	10.4	1.7
3	34.7	5.75	199.5	-1.25	- 43.4	54.3	8.5	0.3	8.8	0.3
4	34.7	8.25	286.3	1.25	43.4	54.3	8.5	0.3	8.8	0.3
6	36.2	14.00	506.8	7.00	253.4	1773.8	8.9	1.5	10.4	1.7
Σ	141.8		992.6			3656.2	34.8	3.6	38.4	

$$X_t = 992.6 / 141.8 = 7.00 \text{ m.}$$

DISTRIBUCION DE CORTANTES ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES EN CADA PISO

MARCOS EJES C Y E

Entrepiso 2 : $V_x = 21.1$ Ton. $V_y = 3.40$ m.
 $Mtx = 21.1 [-1.5 (3.4 - 4.40) \pm 0.05 (6.80)]$
 $Mtx_1 = -24.5$; $Mtx_2 = -38.8$
 $\Sigma Rix Y^2 it + \Sigma Riy X^2 it = 245.1 + 2603.4 = 2848.5$

E J E	Rix	Yi	Rix Yi	Yit	Rix Yit	Rix Y ² it	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy Torsión
							Directo Vx Rix ΣRix	Torsión	Total	
C	8.3	0.00	0.0	-4.40	-36.5	160.6	7.0	0.5	7.5	0.3
E	16.7	6.65	111.1	2.25	37.6	84.5	14.1	-0.3	13.8	0.3
Σ	25.0		111.1			245.1	21.1	0.2	21.3	

$Y_t = 111.1 / 25.0 = 4.40$ m.

MARCOS EJES 1, 3, 4 Y 6

Entrepiso 2 : $V_y = 35.7$ Ton. $X_v = 7.00$ m.
 $Mty = 35.7 [1.5 (7 - 7) \pm 0.05 (14)]$
 $Mty_1 = 25.0$; $Mty_2 = -25.0$

E J E	Riy	Xi	Riy Xi	Xit	Riy Xit	Riy X ² it	EFECTO DE Vy			EFECTO DE Vx Torsión
							Directo Vy Riy ΣRiy	Torsión	Total	
1	25.8	0.00	0.0	-7.00	-180.6	1264.2	9.2	1.6	10.8	2.5
3	24.0	5.75	138.0	-1.25	-30.0	37.5	8.6	0.3	8.9	0.4
4	24.0	8.25	198.0	1.25	30.0	37.5	8.6	0.3	8.9	0.4
6	25.8	14.00	361.2	7.00	180.6	1264.2	9.2	1.6	10.8	2.5
Σ	99.6		697.2			2603.4	35.6	3.8	39.4	

$X_t = 697.2 / 99.6 = 7.00$ m.

MARCOS EJES A, B Y C

FUERZAS SISMICAS Y CORTANTES DE ENTREPISO TOTALES (Directos más Torsión)

3 Y 0 2000 2000MM

NIV.	ENTRE PISO	MARCO EJE A		MARCO EJE B		MARCO EJE C		TOTALES	
		Vx	F1x	Vx	F1x	Vx	F1x	Vx	F1x
9			1.6		1.3		3.9		6.8
	9	1.6	---	1.3	---	3.9	---	6.8	---
7			0.9		0.8		2.1		3.8
	7	2.5	---	2.1	---	6.0	---	10.6	---
5			0.8		0.7		1.3		2.8
	5	3.3	---	2.8	---	7.3	---	13.4	---
3			1.2		1.6		-1.2		1.6
	3	4.5	---	4.4	---	6.1	---	15.0	---
Σ			4.5		4.4		6.1		15.0

MARCOS EJES C Y E

FUERZAS SISMICAS Y CORTANTES DE ENTREPISO TOTALES (Directos más Torsión)

NIVEL	ENTREPISO	MARCO EJE C		MARCO EJE E		TOTALES	
		Vx	F1x	Vx	F1x	Vx	F1x
10			6.9		3.0		9.9
	10	6.9	---	3.0	---	9.9	---
8			3.4		1.1		4.5
	8	10.3	---	4.1	---	14.4	---
6			2.2		1.5		3.7
	6	12.5	---	5.6	---	18.1	---
4			1.6		0.8		2.4
	4	14.1	---	6.4	---	20.5	---
2			-6.6		7.4		0.8
	2	7.5	---	13.8	---	21.3	---
SUMAS			7.5		13.8		21.3

MARCOS EJES 1, 3, 4 Y 6FUERZAS SISMICAS Y CORTANTES DE ENTREPISO TOTALES (Directos más Torsión)

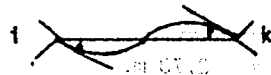
NIV.	ENTRE PISO	MARCO EJE 1		MARCO EJE 3		MARCO EJE 4		MARCO EJE 6		TOTALES	
		Vy	Fly	Vy	Fly	Vy	Fly	Vy	Fly	Vy	Fly
10			3.5		2.4		2.4		3.5		11.8
	10	3.5	---	2.4	---	2.4	---	3.5	---	11.8	---
9			1.6		1.4		1.4		1.6		6.0
	9	5.1	---	3.8	---	3.8	---	5.1	---	17.8	---
8			1.4		1.3		1.3		1.4		5.4
	8	6.5	---	5.1	---	5.1	---	6.5	---	23.2	---
7			1.1		0.9		0.9		1.1		4.0
	7	7.6	---	6.0	---	6.0	---	7.6	---	27.2	---
6			1.2		0.8		0.8		1.2		4.0
	6	8.8	---	6.8	---	6.8	---	8.8	---	31.2	---
5			0.7		0.7		0.7		0.7		2.8
	5	9.5	---	7.5	---	7.5	---	9.5	---	34.0	---
4			0.4		0.9		0.9		0.4		2.6
	4	9.9	---	8.4	---	8.4	---	9.9	---	36.6	---
3			0.5		0.4		0.4		0.5		1.8
	3	10.4	---	8.8	---	8.8	---	10.4	---	38.4	---
2			0.4		0.1		0.1		0.4		1.0
	2	10.8	---	8.9	---	8.9	---	10.8	---	39.4	---
Σ			10.8		8.9		8.9		10.8		39.4

MARCO EJE A

Debido a la simetría en cargas, se puede analizar sólo la mitad del marco, ya que en este caso, se tiene que :

$$\begin{aligned}
 \phi_2 &= \phi_3 \\
 \phi_6 &= \phi_7 \\
 \phi_{10} &= \phi_{11} \\
 \phi_{14} &= \phi_{15}
 \end{aligned}$$

se tiene la siguiente condición :



$$M_i \phi_i + Q_i \delta_i = M_k \phi_k + Q_k \delta_k$$

En fin:

$$M'_{ki} = M'_{ik}$$

1). Momentos de Empotramiento.

$$M_{ik} = 0$$

Todos son nulos, debido a no existir cargas externas que los provoquen.

2). Momentos de Desequilibrio.

$$M_i = 0$$

Todos son nulos, ya que no existen Momentos de Empotramiento.

3). Rigideces y Factores de Distribución Angular.

Ya obtenidos en el inciso 2.3.1 del Capítulo 2.

4). Momentos de Piso.

PISO 9

$$h_r = 2.60 \text{ m.}$$

$$Q_r = - 1.6 \text{ Ton.}$$

$$M_r = \frac{Q_r h_r}{3} = - \frac{1.6 \times 2.6}{3} = - 1.4 \text{ T-m.}$$

PISO 7 G O R A M

hr = 2.60 m.
 Qr = 1.6 - 0.9 = 2.5 Ton.
 Mr = $\frac{Qr \cdot hr}{3} = \frac{2.5 \times 2.6}{3} = 2.2 \text{ T-m.}$

PISO 5

hr = 2.60 m.
 Qr = 1.6 - 0.9 - 0.8 = 3.3 Ton.
 Mr = $\frac{Qr \cdot hr}{3} = \frac{3.3 \times 2.60}{3} = 2.9 \text{ T-m.}$

PISO 3

hr = 2.70 m.
 Qr = 1.6 - 0.9 - 0.8 - 1.2 = 4.5 Ton.
 Mr = $\frac{Qr \cdot hr}{3} = \frac{4.5 \times 2.7}{3} = 4.1 \text{ T-m.}$

5). Rigideces y Factores de Distribución Lineal.

El marco en estudio, tiene las columnas de igual altura en todos y cada uno de los entresijos, por lo tanto :

$$v_{ik} = - \frac{3}{2} \frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}}$$

PISO 9

$v_{15} = - \frac{3}{2} \frac{K_{15}}{K_{15} + K_{26} + K_{37} + K_{48}}$
 $v_{15} = - \frac{3}{2} \frac{2.5}{2.5 + 2.5 + 2.5 + 2.5} = - 0.375$
 $v_{26} = - \frac{3}{2} \frac{K_{26}}{10} = - \frac{3}{2} \frac{2.5}{10} = - 0.375$
 $v_{37} = - \frac{3}{2} \frac{K_{37}}{10} = - \frac{3}{2} \frac{2.5}{10} = - 0.375$
 $v_{48} = - \frac{3}{2} \frac{K_{48}}{10} = - \frac{3}{2} \frac{2.5}{10} = - 0.375$

Comprobación :

$\sum v_{ik} = - \frac{3}{2}$
 $- 0.375 - 0.375 - 0.375 - 0.375 = - \frac{3}{2}$
 $- 1.5 = - \frac{3}{2} \checkmark$

PISO 7

$$\begin{aligned}
 v_{5,9} &= - \frac{3}{2} \left(\frac{K_{5,9}}{K_{5,9}} + K_{6,10} + K_{7,11} + K_{8,12} \right) \\
 v_{5,9} &= - \frac{3}{2} \left(2.5 / 2.5 + 2.5 + 2.5 + 2.5 \right) = - 0.375 \\
 v_{6,10} &= - \frac{3}{2} \left(\frac{K_{6,10}}{10} - \frac{3}{2} \cdot 2.5 / 10 \right) = - 0.375 \\
 v_{7,11} &= - \frac{3}{2} \left(\frac{K_{7,11}}{10} - \frac{3}{2} \cdot 2.5 / 10 \right) = - 0.375 \\
 v_{8,12} &= - \frac{3}{2} \left(\frac{K_{8,12}}{10} - \frac{3}{2} \cdot 2.5 / 10 \right) = - 0.375
 \end{aligned}$$

PISO 5

$$\begin{aligned}
 v_{9,13} &= - \frac{3}{2} \left(\frac{K_{9,13}}{K_{9,13}} + K_{10,14} + K_{11,15} + K_{12,16} \right) \\
 v_{9,13} &= - \frac{3}{2} \left(3.4 / 3.4 + 3.4 + 3.4 + 3.4 \right) \\
 v_{9,13} &= - \frac{3}{2} \left(3.4 / 13.6 \right) = - 0.375 \\
 v_{10,14} &= - \frac{3}{2} \left(\frac{K_{10,14}}{13.6} - \frac{3}{2} \cdot 3.4 / 13.6 \right) = - 0.375 \\
 v_{11,15} &= - \frac{3}{2} \left(\frac{K_{11,15}}{13.6} - \frac{3}{2} \cdot 3.4 / 13.6 \right) = - 0.375 \\
 v_{12,16} &= - \frac{3}{2} \left(\frac{K_{12,16}}{13.6} - \frac{3}{2} \cdot 3.4 / 13.6 \right) = - 0.375
 \end{aligned}$$

Comprobación :

$$\begin{aligned}
 \Sigma v_{ik} &= - \frac{3}{2} \\
 &= - 0.375 - 0.375 - 0.375 - 0.375 = - \frac{3}{2} \\
 &= - 1.5 = - \frac{3}{2} \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

PISO 3

$$\begin{aligned}
 v_{13,17} &= - \frac{3}{2} \left(\frac{K_{13,17}}{K_{13,17}} + K_{14,18} + K_{15,19} + K_{16,20} \right) \\
 v_{13,17} &= - \frac{3}{2} \left(3.2 / 3.2 + 3.2 + 3.2 + 3.2 \right) \\
 v_{13,17} &= - \frac{3}{2} \left(3.2 / 12.8 \right) = - 0.375 \\
 v_{14,18} &= - \frac{3}{2} \left(\frac{K_{14,18}}{12.8} - \frac{3}{2} \cdot 3.2 / 12.8 \right) = - 0.375 \\
 v_{15,19} &= - \frac{3}{2} \left(\frac{K_{15,19}}{12.8} - \frac{3}{2} \cdot 3.2 / 12.8 \right) = - 0.375 \\
 v_{16,20} &= - \frac{3}{2} \left(\frac{K_{16,20}}{12.8} - \frac{3}{2} \cdot 3.2 / 12.8 \right) = - 0.375
 \end{aligned}$$

Comprobación :

$$\begin{aligned}
 \Sigma v_{ik} &= - \frac{3}{2} \\
 &= - 0.375 - 0.375 - 0.375 - 0.375 = - \frac{3}{2} \\
 &= - 1.5 = - \frac{3}{2} \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

6). Distribución de Momentos.

$M'_{ik} = \mu_{ik} [\Sigma M'_{ki} + \Sigma M''_{ik}]$	$(M''_{ik} = 0)$
$M''_{ik} = \nu_{ik} [M_r + \Sigma (M'_{ik} + M'_{ki})]$	

Como ya se indicó al principio, para las barras : 2-3, 6-7, 10-11 y 14-15, se tiene que : $M'_{ik} = -M'_{ki}$.

PRIMER CICLOPISO 9

$$M''_{15} = - 0.375 [- 1.4 + 2 (0 + 0) + 2 (0 + 0)]$$

$$M''_{15} = - 0.375 (- 1.4) = + 0.5$$

$$M''_{26} = - 0.375 (- 1.4) = + 0.5$$

PISO 7

$$M''_{59} = - 0.375 [- 2.2 + 2 (0 + 0) + 2 (0 + 0)]$$

$$M''_{59} = - 0.375 (- 2.2) = + 0.8$$

$$M''_{6,10} = - 0.375 (- 2.2) = + 0.8$$

PISO 5

$$M''_{9,13} = - 0.375 [- 2.9 + 2 (0 + 0) + 2 (0 + 0)]$$

$$M''_{9,13} = - 0.375 (- 2.9) = + 1.1$$

$$M''_{10,14} = - 0.375 (- 2.9) = + 1.1$$

PISO 3

$$M''_{13,17} = - 0.375 [- 4.1 + 2 (0) + 2 (0)]$$

$$M''_{13,17} = - 0.375 (- 4.1) = + 1.5$$

$$M''_{14,18} = - 0.375 (- 4.1) = + 1.5$$

NUDO 1

$$M'_{12} = - 0.222 [0 + 0 + 0 + 0.5] = - 0.1$$

$$M'_{15} = - 0.278 (0.5) = - 0.1$$

NUDO 2

$$M'_{21} = - 0.113 [0 - 0.1 + 0 + 0 + 0.5]$$

$$M'_{21} = - 0.113 (0.4) = - 0.0$$

$$M'_{23} = - 0.247 (0.4) = - 0.1$$

$$M'_{26} = - 0.140 (0.4) = - 0.1$$

NUDO 5

- M' 51 = - 0.178 [0 - 0.1 + 0 + 0 + 0.5 + 0.8]
- M' 51 = - 0.178 (1.2) = - 0.2
- M' 56 = - 0.144 (1.2) = - 0.2
- M' 59 = - 0.178 (1.2) = - 0.2

207 201

NUDO 6

- M' 65 = - 0.088 [0 - 0.2 - 0.1 + 0 + 0 + 0.5 + 0.8]
- M' 65 = - 0.088 (1.0) = - 0.1
- M' 62 = - 0.110 (1.0) = - 0.1
- M' 67 = - 0.192 (1.0) = - 0.2
- M' 6,10 = - 0.110 (1.0) = - 0.1

NUDO 9

- M' 95 = - 0.158 [0 - 0.2 + 0 + 0 + 0.8 + 1.1]
- M' 95 = - 0.158 (1.7) = - 0.3
- M' 9,10 = - 0.127 (1.7) = - 0.2
- M' 9,13 = - 0.215 (1.7) = - 0.4

NUDO 10

- M' 10,8 = - 0.082 [0 - 0.2 - 0.1 + 0 + 0 + 0.8 + 1.1]
- M' 10,9 = - 0.082 (1.6) = - 0.1
- M' 10,6 = - 0.101 (1.6) = - 0.2
- M' 10,11 = - 0.179 (1.6) = - 0.3
- M' 10,16 = - 0.138 (1.6) = - 0.2

NUDO 13

- M' 13,8 = - 0.198 [0 - 0.4 + 0 + 1.1 + 1.5]
- M' 13,9 = - 0.198 (2.2) = - 0.4
- M' 13,16 = - 0.117 (2.2) = - 0.3
- M' 13,17 = - 0.185 (2.2) = - 0.4

NUDO 14

- M' 14,13 = - 0.077 [0 - 0.3 - 0.2 + 0 + 1.1 + 1.5]
- M' 14,13 = - 0.077 (2.1) = - 0.2
- M' 14,10 = - 0.131 (2.1) = - 0.3
- M' 14,15 = - 0.169 (2.1) = - 0.4

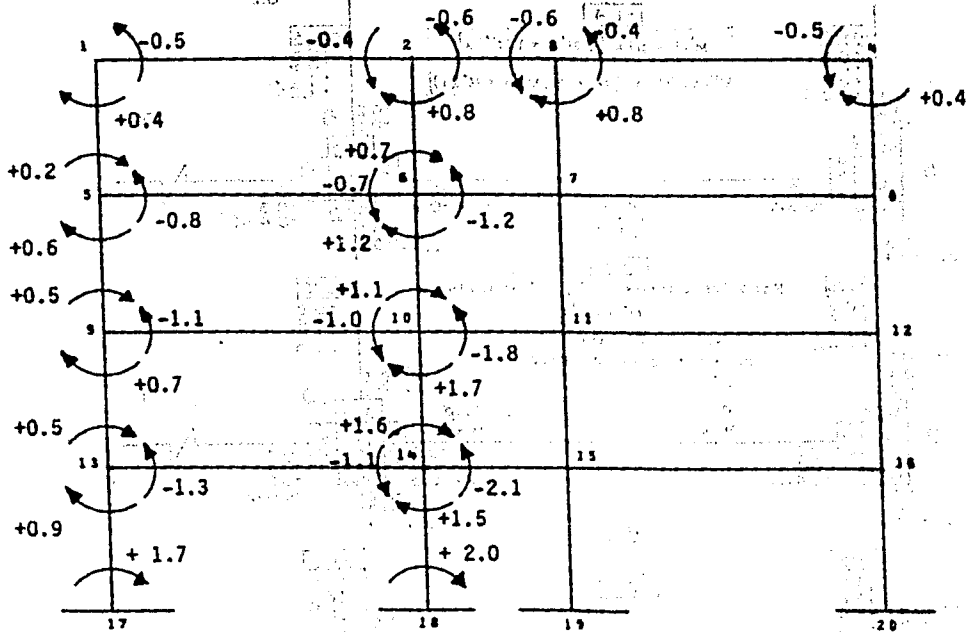
$$M'_{14,10} = -0.123 (2.1) = -0.3$$

7). Cálculo de Momentos Finales.

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \quad ; \quad (\bar{M}_{ik} = 0)$$

NUDO	BARRA	M'ik	2 M'ik	M'ki	M''ik	Mik
1	1-2	- 0.2	- 0.4	- 0.1	---	- 0.5
	1-5	- 0.2	- 0.4	+ 0.4	+ 1.2	+ 0.4
2	2-1	- 0.1	- 0.2	- 0.2	---	- 0.4
	2-3	- 0.2	- 0.4	- 0.2	---	- 0.6
	2-6	- 0.1	- 0.2	- 0.2	+ 1.2	+ 0.8
5	5-1	- 0.4	- 0.8	- 0.2	+ 1.2	+ 0.2
	5-6	- 0.3	- 0.6	- 0.2	---	- 0.8
	5-9	- 0.4	- 0.8	- 0.5	+ 1.9	+ 0.6
6	6-5	- 0.2	- 0.4	- 0.3	---	- 0.7
	6-2	- 0.2	- 0.4	- 0.1	+ 1.2	+ 0.7
	6-7	- 0.4	- 0.8	- 0.4	---	- 1.2
	6-10	- 0.2	- 0.4	- 0.3	+ 1.9	+ 1.2
9	9-5	- 0.5	- 1.0	- 0.4	+ 1.9	+ 0.5
	9-10	- 0.4	- 0.8	- 0.3	---	- 1.1
	9-13	- 0.7	- 1.4	- 0.9	+ 3.0	+ 0.7
10	10-9	- 0.3	- 0.6	- 0.4	---	- 1.0
	10-6	- 0.3	- 0.6	- 0.2	+ 1.9	+ 1.1
	10-11	- 0.6	- 1.2	- 0.6	---	- 1.8
	10-14	- 0.4	- 0.8	- 0.5	+ 3.0	+ 1.7
13	13-9	- 0.9	- 1.8	- 0.7	+ 3.0	+ 0.5
	13-14	- 0.5	- 1.0	- 0.3	---	- 1.3
	13-17	- 0.6	- 1.6	---	+ 2.5	+ 0.9
14	14-13	- 0.3	- 0.6	- 0.5	---	- 1.1
	14-10	- 0.5	- 1.0	- 0.4	+ 3.0	+ 1.6
	14-15	- 0.7	- 1.4	- 0.7	---	- 2.1
	14-18	- 0.5	- 1.0	---	+ 2.5	+ 1.5
17	17-13	---	---	- 0.8	+ 2.5	+ 1.7
18	18-14	---	---	- 0.5	+ 2.5	+ 2.0

8) Momentos Finales de Barra sobre Nudo. (b.s.n.)

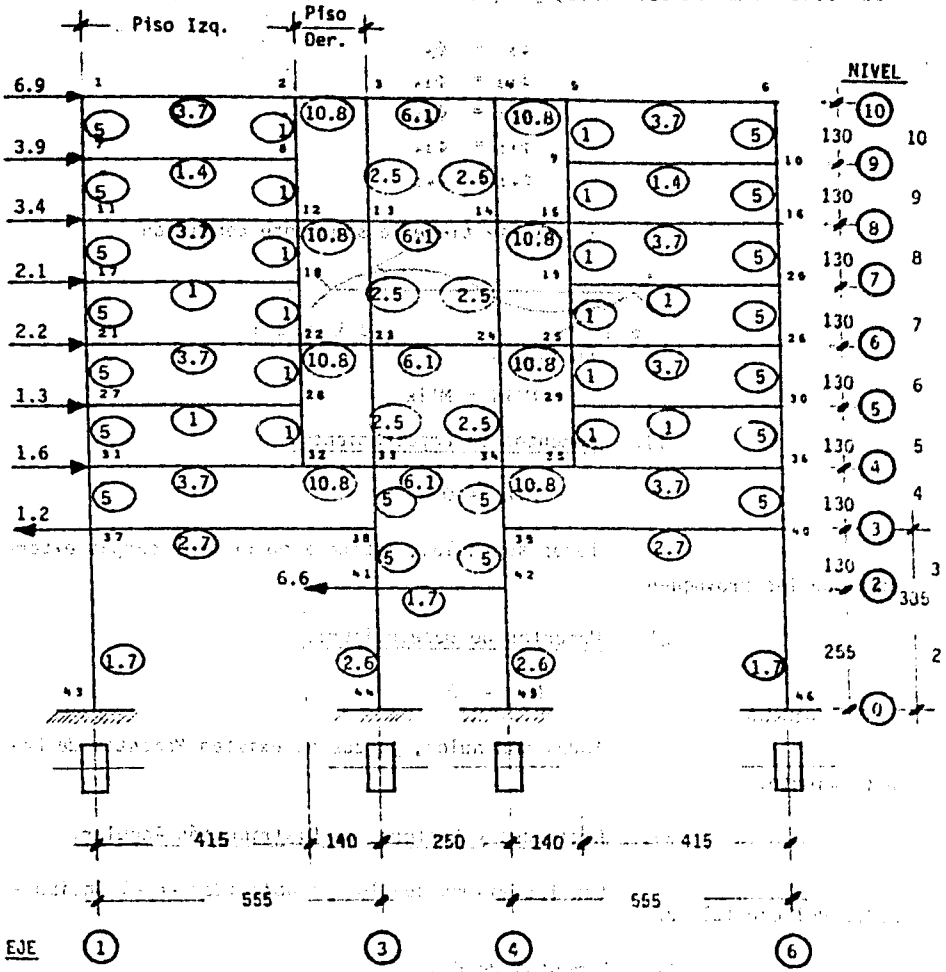


MARCO EJE A

- Momentos en Ton-m.

-Plano estructural de la estructura de concreto de un edificio

: sup. unif. de 1000 kg/m² en sup. y 1000 kg/m² en bas. de cada piso



MARC O E J E C

- Rigideces Relativas.
- Acotaciones en cm.
- Fuerzas hor. en Ton.

- MARCO EJE (C)

Debido a la simetría en geometría, se puede analizar sólo la mitad del marco, ya que en este caso, se tiene que :

$$\phi_3 = \phi_4$$

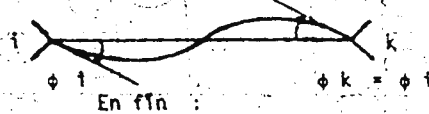
$$\phi_{13} = \phi_{14}$$

$$\phi_{23} = \phi_{24}$$

$$\phi_{33} = \phi_{34}$$

$$\phi_{41} = \phi_{42}$$

O sea, se tiene la siguiente condición :



$$M'_{ki} = M'_{ik}$$

1). Momentos de Empotramiento.

$$M_{ik} = 0$$

Todos son nulos, debido a no existir cargas externas que los provoquen.

2). Momentos de Desequilibrio.

$$M_i = 0$$

Todos son nulos, ya que no existen Momentos de Empotramiento.

3). Rigidezas y Factores de Distribución Angular.

Son los mismos que los ya obtenidos en el inciso 2.3.3 del Capítulo 2.

4). Momentos de Piso.

$$\text{PISO} = 10$$

$$Q_r = - 6.9 \text{ Ton.}$$

$$h_r = 1.30 \text{ m.}$$

$$M_r = Q_r h_r / 3 = - 6.9 \times 1.3 / 3 = - 3.0 \text{ T-m.}$$

PISO 9

$$Qr = - 6.9 - 3.9 = - 10.8 \text{ Ton.}$$

$$hr = 1.30 \text{ m.}$$

$$Mr = Qr \cdot hr / 3 = - 10.8 \times 1.3 / 3 = - 4.7 \text{ T-m.}$$

PISO 8

$$Qr = - 6.9 - 3.9 - 3.4 = - 14.2 \text{ Ton.}$$

$$hr = 1.30 \text{ m.}$$

$$Mr = Qr \cdot hr / 3 = - 14.2 \times 1.3 / 3 = - 6.2 \text{ T-m.}$$

PISO 7

$$Qr = - 6.9 - 3.9 - 3.4 - 2.1 = - 16.3 \text{ Ton.}$$

$$hr = 1.30 \text{ m.}$$

$$Mr = Qr \cdot hr / 3 = - 16.3 \times 1.3 / 3 = - 7.1 \text{ T-m.}$$

PISO 6

$$Qr = - 6.9 - 3.9 - 3.4 - 2.1 - 2.2 = - 18.5$$

$$hr = 1.30 \text{ m.}$$

$$Mr = Qr \cdot hr / 3 = - 18.5 \times 1.3 / 3 = - 8.0 \text{ T-m.}$$

PISO 5

$$Qr = - 6.9 - 3.9 - 3.4 - 2.1 - 2.2 - 1.3 = - 19.8 \text{ Ton.}$$

$$hr = 1.30 \text{ m.}$$

$$Mr = Qr \cdot hr / 3 = - 19.8 \times 1.3 / 3 = - 8.6 \text{ T-m.}$$

PISO 4

$$Qr = - 6.9 - 3.9 - 3.4 - 2.1 - 2.2 - 1.3 - 1.6 = - 21.4 \text{ Ton.}$$

$$hr = 1.30 \text{ m.}$$

$$Mr = Qr \cdot hr / 3 = - 21.4 \times 1.3 / 3 = - 9.3 \text{ T-m.}$$

PISO 3

$$Qr = - 6.9 - 3.9 - 3.4 - 2.1 - 2.2 - 1.3 - 1.6 + 1.2 = - 20.2 \text{ Ton.}$$

$$hr = 1.30 \text{ m.}$$

$$Mr = Qr \cdot hr / 3 = - 20.2 \times 1.3 / 3 = - 8.8 \text{ T-m.}$$

PISO 2

$$Qr = - 6.9 - 3.9 - 3.4 - 2.1 - 2.2 - 1.3 - 1.6 + 1.2 + 6.6$$

$$Qr = - 13.6 \text{ Ton.}$$

$$hr = 1.30 \text{ m.}$$

$$Mr = Qr \cdot hr / 3 = - 13.6 \times 1.3 / 3 = - 5.9 \text{ T-m.}$$

5). Rigideces y Factores de Distribución Lineal.PISOS 10 y 9

En este caso, tenemos una columna continua, que es la 3-13, la cual tendrá dos C_{ik} , ya que intervendrán dos cortes de equilibrio; uno para el piso 10 y otro para el piso 9.

Si establecemos como altura de corte para los pisos 10 y 9, la de 1.30 m; se tiene :

$$h_r = 1.30 \text{ m.}$$

Con esta altura, calculemos los coeficientes de reducción " C_{ik} "

$$C_{ik} = h_r / h_{ik}$$

$$\begin{aligned} C_{17} &= 1.3 / 1.3 = 1 \\ C_{28} &= 1.3 / 1.3 = 1 \\ C_{3,13} &= 1.3 / 2.6 = 0.5 \\ C_{7,11} &= 1.3 / 1.3 = 1 \\ C_{8,12} &= 1.3 / 1.3 = 1 \\ C_{3,13} &= 1.3 / 2.6 = 0.5 \end{aligned}$$

Por lo tanto, los factores de distribución lineal para las columnas del piso 10, valen :

$$v_{ik} = - \frac{3}{\sum K_{ik}} C_{ik} \cdot K_{ik} / \sum C_{ik}^2 K_{ik}$$

$$v_{17} = - \frac{3}{\sum K_{ik}} C_{17} K_{17} / 2 C_{17}^2 K_{17} + 2 C_{28}^2 K_{28} + 2 C_{3,13(10)}^2 K_{3,13}$$

$$v_{17} = - \frac{3}{\sum K_{ik}} 1 (5) / 2 (1)^2 (5) + 2 (1)^2 (1) + 2 (0.5)^2 (2.5)$$

$$v_{17} = - \frac{3}{\sum K_{ik}} 5 / 10 + 2 + 1.25 = - \frac{3}{2} 5 / 13.25$$

$$v_{17} = - 0.566$$

$$v_{28} = - \frac{3}{\sum K_{ik}} C_{28} K_{28} / 13.25 = - \frac{3}{2} 1 (1) / 13.25$$

$$v_{28} = - 0.113$$

$$v_{3,13(10)} = - \frac{3}{\sum K_{ik}} C_{3,13(10)} K_{3,13(10)} / 13.25$$

$$v_{3,13(10)} = - \frac{3}{2} 0.5 (2.5) / 13.25$$

$$v_{3,13(10)} = - 0.142$$

Comprobación :

215

$$\sum C_{ik} \cdot v_{ik} = -\frac{3}{2}$$

$$2 C_{17} v_{17} + 2 C_{28} v_{28} + 2 C_{3,13,10} v_{3,13,10} = -\frac{3}{2}$$

$$2 (1) (-0.566) + 2 (1) (-0.113) + 2 (0.5) (-0.142) = -\frac{3}{2}$$

$$-1.132 - 0.226 - 0.142 = -\frac{3}{2}$$

$$-1.5 = -\frac{3}{2} \checkmark$$

PISO 9

$$v_{7,11} = -\frac{3}{2} C_{7,11} K_{7,11} / 2 C_{7,11}^2 K_{7,11} + 2 C_{8,12}^2 K_{8,12} + 2 C_{3,13}^2 K_{3,13}$$

$$v_{7,11} = -\frac{3}{2} \frac{1 (5)}{2 (1)^2 (5)} + 2 (1)^2 (1) + 2 (0.5)^2 (2.5)$$

$$v_{7,11} = -\frac{3}{2} \frac{5}{10} + 2 + 1.25 = -\frac{3}{2} \frac{5}{13.25}$$

$$v_{7,11} = -0.566$$

$$v_{8,12} = -\frac{3}{2} \frac{C_{8,12} K_{8,12}}{13.25} = -\frac{3}{2} \frac{1 (1)}{13.25}$$

$$v_{8,12} = -\frac{3}{2} \frac{1}{13.25} = -0.113$$

$$v_{3,13} = -\frac{3}{2} \frac{C_{3,13} K_{3,13}}{13.25}$$

$$v_{3,13} = -\frac{3}{2} \frac{0.5 (2.5)}{13.25} = -0.142$$

Comprobación :

$$\sum C_{ik} \cdot v_{ik} = -\frac{3}{2}$$

$$2 C_{7,11} v_{7,11} + 2 C_{8,12} v_{8,12} + 2 C_{3,13} v_{3,13} = -\frac{3}{2}$$

$$2 (1) (-0.566) + 2 (1) (-0.113) + 2 (0.5) (-0.142) = -\frac{3}{2}$$

$$-1.132 - 0.226 - 0.142 = -\frac{3}{2}$$

$$-1.5 = -\frac{3}{2} \checkmark$$

PISOS 8 y 7

Tenemos una columna continua, que es la 13-23, la cual tendrá dos C_{ik} , ya que intervendrá en dos cortes de equilibrio; uno para el piso 8 y otro para el piso 7.

Si establecemos como altura de corte para los pisos 8 y 7, la de 1.30 m; se tiene :

$$h_c = 1.30 \text{ m.}$$

reducción "Cik".

Con esta altura, calculemos los coeficientes de

$$C_{ik} = h_r / h_{ik}$$

$$C_{11,17} = 1.30 / 1.30 = 1$$

$$C_{12,18} = 1.30 / 1.30 = 1$$

$$C_{13,23(8)} = 1.30 / 2.60 = 0.5$$

$$C_{17,21} = 1.30 / 1.30 = 1$$

$$C_{18,22} = 1.30 / 1.30 = 1$$

$$C_{13,23(7)} = 1.30 / 2.60 = 0.5$$

Por lo tanto, los factores de distribución lineal - para las columnas de los pisos 8 y 7, valen :

$$v_{ik} = - \frac{3}{2} \frac{C_{ik} K_{ik}}{\sum C^2_{ik} \cdot k_{ik}}$$

$$v_{11,17} = - \frac{3}{2} \frac{C_{11,17} K_{11,17} / 2 + 2 C_{12,18} K_{12,18} + 2 C_{13,23(8)} K_{13,23(8)}}{1(5) / 2 + 2(1)^2(5) + 2(1)^2(1) + 2(0.5)^2(2.5)}$$

$$v_{11,17} = - \frac{3}{2} \frac{5}{10 + 2 + 1.25} = - \frac{3}{2} \frac{5}{13.25}$$

$$v_{11,17} = - 0.566$$

$$v_{12,18} = - \frac{3}{2} \frac{C_{12,18} K_{12,18}}{13.25} = - \frac{3}{2} \frac{1(1)}{13.25}$$

$$v_{12,18} = - 0.113$$

$$v_{13,23(8)} = - \frac{3}{2} \frac{C_{13,23(8)} K_{13,23(8)}}{13.25}$$

$$v_{13,23(8)} = - \frac{3}{2} \frac{0.5(2.5)}{13.25} = - 0.142$$

$$v_{17,21} = - \frac{3}{2} \frac{C_{17,21} K_{17,21} / 2 + 2 C_{18,22} K_{18,22} + 2 C_{13,23(7)} K_{13,23(7)}}{1(5) / 2 + 2(1)^2(5) + 2(1)^2(1) + 2(0.5)^2(2.5)}$$

$$v_{17,21} = - \frac{3}{2} \frac{5}{10 + 2 + 1.25} = - \frac{3}{2} \frac{5}{13.25}$$

$$v_{17,21} = - 0.566$$

$$v_{17,21} = - 0.566$$

$$v_{18,22} = - \frac{3}{2} \frac{C_{18,22} K_{18,22}}{13.25} = - \frac{3}{2} \frac{1(1)}{13.25}$$

$$v_{18,22} = - 0.113$$

$$v_{13,23}^{(7)} = - \frac{3}{2} C_{13,23}^{(7)} K_{13,23} / 13.25 = - \frac{3}{2} 0.5 (2.5) / 13.25$$

$$v_{13,23}^{(7)} = - 0.142$$

Comprobación :

$$\Sigma C_{ik} v_{ik} = - \frac{3}{2}$$

$$2 C_{11,17} v_{11,17} + 2 C_{12,18} v_{12,18} + 2 C_{13,23}^{(6)} v_{13,23}^{(6)} = - \frac{3}{2}$$

$$2 (1) (- 0.566) + 2 (1) (- 0.113) + 2 (0.5) (- 0.142) = - \frac{3}{2}$$

$$- 1.132 - 0.226 - 0.142 = - \frac{3}{2}$$

$$- 1.5 = - \frac{3}{2} \quad \checkmark$$

PISOS 6 y 5

Se tiene una columna continua, que es la 23-33, la cual tendrá dos Cik, ya que intervendrá en dos cortes de equilibrio; uno para el piso 6 y otro para el piso 5.

Si establecemos como altura de corte para los pisos 6 y 5, la de 1.30 m.; se tiene :

$$h_r = 1.30 \text{ m.}$$

Con esta altura, se calculan los coeficientes de reducción "Cik".

$$C_{ik} = h_r / h_{ik}$$

$$C_{21,27} = 1.30 / 1.30 = 1$$

$$C_{22,28} = 1.30 / 1.30 = 1$$

$$C_{23,33}^{(6)} = 1.30 / 2.60 = 0.5$$

$$C_{27,31} = 1.30 / 1.30 = 1$$

$$C_{28,32} = 1.30 / 1.30 = 1$$

$$C_{23,33}^{(5)} = 1.30 / 2.60 = 0.5$$

Los factores de distribución lineal para las columnas de los pisos 6 y 5, valen :

$$v_{ik} = - \frac{3}{2} C_{ik} K_{ik} / \Sigma C_{ik} K_{ik}$$

$$\begin{aligned}
 v_{21,27} &= -\frac{3}{2} 1(5) / 2(1)^2(5) + 2(1)^2(1) + 2(0.5)^2(2.5) \\
 v_{21,27} &= -\frac{3}{2} 5 / 10 + 2 + 1.25 = -\frac{3}{2} 5 / 13.25 \\
 v_{21,27} &= -0.566 \\
 v_{22,28} &= -\frac{3}{2} C_{22,28} K_{22,28} / 13.25 = -\frac{3}{2} 1(1) / 13.25 \\
 v_{22,28} &= -0.113 \\
 v_{23,33(6)} &= -\frac{3}{2} C_{23,33(6)} K_{23,33} / 13.25 \\
 v_{23,33(6)} &= -\frac{3}{2} 0.5(2.5) / 13.25 = -0.142 \\
 v_{27,31} &= -\frac{3}{2} C_{27,31} K_{27,31} / 2 C_{27,31}^2 K_{27,31} + 2 C_{28,32}^2 K_{28,32} + \\
 &\quad + 2 C_{23,33}^2 K_{23,33} \\
 v_{27,31} &= -\frac{3}{2} 1(5) / 2(1)^2(5) + 2(1)^2(1) + 2(0.5)^2(2.5) \\
 v_{27,31} &= -\frac{3}{2} 5 / 10 + 2 + 1.25 = -\frac{3}{2} 5 / 13.25 \\
 v_{27,31} &= -0.566 \\
 v_{28,32} &= -\frac{3}{2} C_{28,32} K_{28,32} / 13.25 = -\frac{3}{2} 1(1) / 13.25 \\
 v_{28,32} &= -0.113 \\
 v_{23,33(5)} &= -\frac{3}{2} C_{23,33(5)} K_{23,33} / 13.25 \\
 v_{23,33(5)} &= -\frac{3}{2} 0.5(2.5) / 13.25 = -0.142
 \end{aligned}$$

Comprobación

$$C_{ik} v_{ik} = -\frac{3}{2}$$

$$\begin{aligned}
 2 C_{21,27} v_{21,27} + 2 C_{22,28} v_{22,28} + 2 C_{23,33(6)} v_{23,33(6)} &= -\frac{3}{2} \\
 2(1)(-0.566) + 2(1)(-0.113) + 2(0.5)(-0.142) &= -\frac{3}{2} \\
 -1.132 - 0.226 - 0.142 &= -\frac{3}{2} \\
 -1.5 &= -\frac{3}{2} \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

PISO 4

En este entrepiso, todas las columnas tienen igual altura, por lo tanto :

$$v_{ik} = -\frac{3}{2} P_{iV} / \sum K_{ik}$$

$$v_{31,37} = -\frac{3}{2} K_{31,37} / 2 K_{31,37} + 2 K_{31,38}$$

$$v_{31,37} = -\frac{3}{2} 5 / 2 (5) + 2 (5) = -\frac{3}{2} 5 / 10 + 10$$

$$v_{31,37} = -\frac{3}{2} 5 / 20 = -0.375$$

$$v_{33,38} = -\frac{3}{2} K_{33,38} / 20 = -\frac{3}{2} 5 / 20$$

$$v_{33,38} = -0.375$$

PISOS 3 y 2

Se tiene una columna continua, que es la 37-43, la cual tendrá dos Cik, ya que interviene en dos cortes de equilibrio; uno para el piso 3 y otro para el piso 2.

Si se establece como altura de corte para los pisos 3 y 2, la de 1.30 m., se tiene:

$$h_r = 1.30 \text{ m.}$$

Con esta altura, se calculan los coeficientes de reducción "Cik":

$$\boxed{C_{ik} = h_r / h_{ik}}$$

$$C_{37,43(3)} = 1.30 / 3.85 = 0.338$$

$$C_{38,41} = 1.30 / 1.30 = 1$$

$$C_{37,43(2)} = 1.30 / 3.85 = 0.338$$

$$C_{41,44} = 1.30 / 2.55 = 0.510$$

Por lo tanto, los factores de distribución lineal para las columnas de los pisos 3 y 2, valen:

$$\boxed{v_{ik} = -\frac{3}{2} C_{ik} \cdot K_{ik} / \sum C_{ik}^2 K_{ik}}$$

$$v_{37,43(3)} = -\frac{3}{2} 0.338 (1.7) / 2 (0.338)^2 (1.7) + 2 (1)^2 (5)$$

$$v_{37,43(3)} = -\frac{3}{2} 0.575 / 0.388 + 10 = -\frac{3}{2} 0.575 / 10.388$$

$$v_{37,43(3)} = -0.083$$

$$v_{38,41} = -\frac{3}{2} C_{38,41} K_{38,41} / 10.388 = -\frac{3}{2} 1 (5) / 10.388$$

$$v_{38,41} = -0.722$$

Comprobación:

$$\sum C_{ik} v_{ik} = -\frac{3}{2}$$

$$2 C_{37,43(3)} v_{37,43(3)} + 2 C_{41,44} v_{41,44} = - \frac{3}{2}$$

$$2 (0.338) (-0.083) + 2 (1) (-0.722) = - \frac{3}{2}$$

$$-0.056 - 1.444 = - \frac{3}{2}$$

$$-1.5 = - \frac{3}{2} \quad \checkmark$$

$$v_{37,43(2)} = - \frac{3}{2} C_{37,43} K_{37,43} / 2 C_{37,43}^2 K_{37,43} + 2 C_{41,44}^2 K_{41,44}$$

$$v_{37,43(2)} = - \frac{3}{2} 0.338 (1.7) / 2 (0.338)^2 (1.7) + 2 (0.51)^2 (2.6)$$

$$v_{37,43(2)} = - \frac{3}{2} 0.575 / 0.388 + 1.353$$

$$v_{37,43(2)} = - \frac{3}{2} 0.575 / 1.741 = - 0.495$$

$$v_{41,44} = - \frac{3}{2} C_{41,44} K_{41,44} / 1.741$$

$$v_{41,44} = - \frac{3}{2} 0.510 (2.6) / 1.741 = - \frac{3}{2} 1.326 / 1.741$$

$$v_{41,44} = - 1.142$$

Comprobación :

$$\Sigma C_{ik} v_{ik} = - \frac{3}{2}$$

$$2 C_{37,43(2)} v_{37,43(2)} + 2 C_{41,44} v_{41,44} = - \frac{3}{2}$$

$$2 (0.338) (-0.495) + 2 (0.510) (-1.142) = - \frac{3}{2}$$

$$-0.335 - 1.165 = - \frac{3}{2}$$

$$-1.5 = - \frac{3}{2} \quad \checkmark$$

Los valores correspondientes a las rigideces y factores de distribución lineal de los pisos "Verticales", "Izquierdo" y "Derecho", son los ya obtenidos en el inciso 2.3.3 del Capítulo 2.

6). Distribución de Momentos.

$$M'_{ik} = \mu_{ik} [M_i + \Sigma M'_{ki} + \Sigma M''_{ik}]$$

$$M''_{ik} = v_{ik} [M_r + \Sigma (M'_{ik} + M'_{ki})]$$

Para columnas continuas :

$$m''_{ik(n)} = v_{ik} [M_r + \Sigma C_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki}) + \frac{2}{3} \Sigma C_{ik} (m''_{ik(1)} + m''_{ik(2)} + \dots +$$

$$+ m''_{ik(n-1)} + m''_{ik(n+1)})]$$

PRIMER CICLO

PISO 10

$$M''_{17} = -0.566 [-3.0 + 2(1)(0+0) + 2(1)(0+0) + 2(0.5)(0+0) + 2(2/3)(0.5)(0)]$$

$$M''_{17} = -0.566(-3.0) = +1.7$$

$$M''_{28} = -0.113(-3.0) = +0.3$$

$$m''_{1,13(10)} = -0.142(-3.0) = +0.4$$

PISO 9

$$M''_{7,11} = -0.566 [-4.7 + 2(1)(0+0) + 2(1)(0+0) + 2(0.5)(0+0) + 2(2/3)(0.5)(0.4)]$$

$$M''_{7,11} = -0.566[-4.7 + 0.3]$$

$$M''_{7,11} = -0.566(-4.4) = +2.5$$

$$M''_{8,12} = -0.113(-4.4) = +0.5$$

$$m''_{1,13} = -0.142(-4.4) = +0.6$$

PISO 8

$$M''_{11,17} = -0.566 [-6.2 + 2(1)(0+0) + 2(1)(0+0) + 2(0.5)(0+0) + 2(2/3)(0.5)(0)]$$

$$M''_{11,17} = -0.566(-6.2) = +3.5$$

$$M''_{12,18} = -0.113(-6.2) = +0.7$$

$$m''_{13,23} = -0.142(-6.2) = +0.9$$

PISO 7

$$M''_{17,21} = -0.566 [-7.1 + 2(1)(0+0) + 2(1)(0+0) + 2(0.5)(0+0) + 2(2/3)(0.5)(0.9)]$$

$$M''_{17,21} = -0.566(-7.1 + 0.6)$$

$$M''_{17,21} = -0.566(-6.5) = +3.7$$

$$M''_{18,22} = -0.113(-6.5) = +0.7$$

$$m''_{13,23} = -0.142(-6.5) = +0.9$$

PISO 6

$$M''_{21,27} = -0.566 [-8.0 + 2(1)(0+0) + 2(1)(0+0) + 2(0.5)(0+0) + 2(2/3)(0.5)(0)]$$

$$M''_{21,27} = -0.566(-8.0) = +4.5$$

$$M''_{22,28} = -0.113(-8.0) = +0.9$$

$$m''_{22,33} = -0.142(-8.0) = +1.1$$

PISO 5

$$M''_{27,31} = -0.566 [-8.6 + 2(1)(0+0) + 2(1)(0+0) + 2(0.5)(0+0) + 2(2/3)(0.5)(1.1)]$$

$$\begin{aligned}
 M''_{27,31} &= -0.566 (-8.6 + 0.7) \\
 M''_{27,31} &= -0.566 (-7.9) = +4.5 \\
 M''_{28,32} &= -0.113 (-7.9) = +0.9 \\
 m''_{22,33} &= -0.142 (-7.9) = +1.1
 \end{aligned}$$

PISO 4

$$\begin{aligned}
 M''_{31,37} &= -0.375 [-9.3 + 2(0+0) + 2(0+0)] \\
 M''_{31,37} &= -0.375 (-9.3) = +3.5 \\
 M''_{33,38} &= -0.375 (-9.3) = +3.5
 \end{aligned}$$

PISO 3

$$\begin{aligned}
 m''_{37,43} &= -0.083 [-8.8 + 2(0.338)(0) + 2(1)(0+0) + 2(2/3)(0.338)(0)] \\
 m''_{37,43} &= -0.083 (-8.8) = +0.7 \\
 M''_{38,41} &= -0.722 (-8.8) = +6.4
 \end{aligned}$$

PISO 2

$$\begin{aligned}
 m''_{37,43} &= -0.495 [-5.9 + 2(0.338)(0) + 2(0.510)(0) + 2(2/3)(0.338)(0.7)] \\
 m''_{37,43} &= -0.495 (-5.9 + 0.3) \\
 m''_{37,43} &= -0.495 (-5.6) = +2.8 \\
 M''_{41,44} &= 1.142 (-5.6) = +6.4
 \end{aligned}$$

PISO "IZQUIERDO"

$$\begin{aligned}
 M''_{31,32} &= -0.0413 [0 + 0.337(-0.8 + 0 - 0.4 - 0.2 - 0.9 - 0.1 - 0.3 - 0.2 - 0.7 + 0 - 0.2 - 0.1 - 0.4 + 0) + 1(0 + 1.2 + 0.2 + 0.9 + 0.1 + 0.6 + 0 + 0.3)] \\
 M''_{31,32} &= -0.0413 [0.337(-4.3) + 1(3.3)] \\
 M''_{31,32} &= -0.0413 (-1.4 + 3.3) \\
 M''_{21,32} &= -0.0413 (1.9) = -0.1 \\
 M''_{27,28} &= -0.0112 (1.9) = -0.0 \\
 M''_{21,22} &= -0.0413 (1.9) = -0.1 \\
 M''_{17,18} &= -0.0112 (1.9) = -0.0 \\
 M''_{11,12} &= -0.0413 (1.9) = -0.1 \\
 M''_{78} &= -0.0156 (1.9) = -0.0 \\
 M''_{12} &= -0.0413 (1.9) = -0.1
 \end{aligned}$$

PISO "DERECHO"

$$\begin{aligned}
 M''_{32,33} &= -0.358 (-1.9) = +0.7 \\
 M''_{22,23} &= -0.358 (-1.9) = +0.7
 \end{aligned}$$

$$M''_{12,13} = -0.358 (-1.9) = +0.7$$

$$M''_{23} = -0.358 (-1.9) = +0.7$$

=====

DECIMO CICLO

PISO 10

$$M''_{17} = -0.566 [-3.0 + 2(1)(-0.7 - 2) + 2(1)(0 - 0.3) + 2(0.5)(-0.2 - 0.5) + 2(2/3)(0.5)(1.9)]$$

$$M''_{17} = -0.566 [-8.4] = +4.8$$

$$M''_{28} = -0.113 (-8.4) = +1.0$$

$$m''_{3,13} = -0.142 (-8.4) = +1.2$$

PISO 9

$$M''_{7,11} = -0.566 [-4.7 + 2(1)(-2 - 2.2) + 2(1)(-0.3 + 0) + 2(0.5)(-0.2 - 0.5) + 2(2/3)(0.5)(1.2)]$$

$$M''_{7,11} = -0.566 (-13.6) = +7.7$$

$$M''_{8,12} = -0.113 (-13.6) = +1.5$$

$$m''_{3,13} = -0.142 (-13.6) = +1.9$$

PISO 8

$$M''_{11,17} = -0.566 [-6.2 + 2(1)(-2.2 - 3.7) + 2(1)(0 - 0.6) + 2(0.5)(-0.5 - 0.7) + 2(2/3)(0.5)(3.0)]$$

$$M''_{11,17} = -0.566 (-18.4) = +10.4$$

$$M''_{12,18} = -0.113 (-18.4) = +2.1$$

$$m''_{13,23} = -0.142 (-18.4) = +2.6$$

PISO 7

$$M''_{17,21} = -0.566 [-7.1 + 2(1)(-3.7 - 3.1) + 2(1)(-0.6 + 0) + 2(0.5)(-0.5 - 0.7) + 2(2/3)(0.5)(2.6)]$$

$$M''_{17,21} = -0.566 (-21.4) = +12.1$$

$$M''_{18,22} = -0.113 (-21.4) = +2.4$$

$$m''_{13,23} = -0.142 (-21.4) = +3.0$$

PISO 6

$$M''_{21,27} = -0.566 [-8.0 + 2(1)(-3.1 - 4.6) + 2(1)(0 - 0.8) + 2(0.5)(-0.7 - 0.8) + 2(2/3)(0.5)(3.6)]$$

$$M''_{21,27} = -0.566 (-24.1) = +13.6$$

$$M''_{22,28} = -0.113 (-24.1) = +2.7$$

$$m''_{23,33} = -0.142 (-24.1) = +3.4$$

PISO 5

$$M''_{27,31} = -0.566 [-8.6 + 2(1)(-4.6 - 3.7) + 2(1)(-0.8 + 0.1) + 2(0.5)(-0.7 - 0.8) + 2(2/3)(0.5)(3.4)]$$

$$M''_{27,31} = -0.566 (-25.8) = +14.6$$

$$M''_{28,32} = -0.113 (-25.8) = +2.9$$

$$m''_{23,33} = -0.142 (-25.8) = +3.7$$

PISO 4

$$M''_{31,37} = -0.375 [-9.3 + 2(-3.7 - 4) + 2(-1.7 - 5.2)]$$

$$M''_{31,37} = -0.375 (-38.5) = +14.4$$

$$M''_{33,38} = -0.375 (-38.5) = +14.4$$

PISO 3

$$m''_{37,43} = -0.083 [-8.8 + 2(0.338)(-1.3) + 2(1)(-5.2 - 7) + 2(2/3)(0.338)(4.6)]$$

$$m''_{37,43} = -0.083 (-32.0) = +2.7$$

$$M''_{38,41} = -0.722 (-32.0) = +23.1$$

PISO 2

$$m''_{37,43} = -0.495 [-5.9 + 2(0.338)(-1.3) + 2(0.510)(-3.6) + 2(2/3)(0.338)(2.7)]$$

$$m''_{37,43} = -0.495 (-9.2) = +4.6$$

$$M''_{41,44} = -1.142 (-9.2) = +10.5$$

NUDO 1

$$M'_{12} = -0.213 [0 - 0.1 - 2.0 - 0.2 + 4.8]$$

$$M'_{12} = -0.213 (2.5) = -0.5$$

$$M'_{17} = -0.287 (2.5) = -0.7$$

NUDO 2

$$M'_{21} = -0.120 [0 - 0.5 - 1.0 - 0.3 - 0.2 + 2.1 + 1.0]$$

$$M'_{21} = -0.120 (1.1) = -0.1$$

$$M'_{23} = -0.348 (1.1) = -0.4$$

$$M'_{28} = -0.032 (1.1) = +0.0$$

NUDO 3

$$M'_{32} = -0.279 [0 - 0.4 - 0.6 - 0.5 + 2.1 + 1.2 + 1.9]$$

$$M'_{32} = -0.279 (3.7) = -1.0$$

$$M'_{36} = -0.157 (3.7) = -0.6$$

$$M'_{3,13} = -0.064 (3.7) = -0.2$$

NUDO 7

225

$$\begin{aligned}
 M'_{7,1} &= -0.220 [0 - 0.7 - 0.4 - 2.2 + 4.8 - 0.1 + 7.7] \\
 M'_{7,1} &= -0.220 (9.1) = -2.0 \\
 M'_{7,8} &= -0.060 (9.1) = -0.5 \\
 M'_{7,11} &= -0.220 (9.1) = -2.0
 \end{aligned}$$

NUDO 8

$$\begin{aligned}
 M'_{8,7} &= -0.206 [0 - 0.5 + 0 + 0 - 0.1 + 1.0 + 1.5] \\
 M'_{8,7} &= -0.206 (1.9) = -0.4 \\
 M'_{8,2} &= -0.147 (1.9) = -0.3 \\
 M'_{8,12} &= -0.147 (1.9) = -0.3
 \end{aligned}$$

NUDO 11

$$\begin{aligned}
 M'_{11,7} &= -0.183 [0 - 2.0 - 0.1 - 3.7 + 7.7 - 0.2 + 10.4] \\
 M'_{11,7} &= -0.183 (12.1) = -2.2 \\
 M'_{11,12} &= -0.134 (12.1) = -1.6 \\
 M'_{11,17} &= -0.183 (12.1) = -2.2
 \end{aligned}$$

NUDO 12

$$\begin{aligned}
 M'_{12,11} &= -0.112 [0 - 1.6 - 0.3 - 2.1 - 0.6 - 0.2 + 1.5 + 2.1 + 2.1] \\
 M'_{12,11} &= -0.112 (0.9) = -0.1 \\
 M'_{12,8} &= -0.030 (0.9) = -0.0 \\
 M'_{12,13} &= -0.328 (0.9) = -0.3 \\
 M'_{12,18} &= -0.030 (0.9) = -0.0
 \end{aligned}$$

NUDO 13

$$\begin{aligned}
 M'_{13,12} &= -0.246 [0 - 0.3 - 0.2 - 1.2 - 0.7 + 2.1 + 1.2 + \\
 &\quad + 1.9 + 2.6 + 3.0] \\
 M'_{13,12} &= -0.246 (8.4) = -2.1 \\
 M'_{13,3} &= -0.057 (8.4) = -0.5 \\
 M'_{13,14} &= -0.140 (8.4) = -1.2 \\
 M'_{13,23} &= -0.057 (8.4) = -0.5
 \end{aligned}$$

NUDO 17

$$\begin{aligned}
 M'_{17,11} &= -0.227 [0 - 2.2 - 0.6 - 3.1 + 10.4 - 0.1 + 12.1] \\
 M'_{17,11} &= -0.227 (16.5) = -3.7 \\
 M'_{17,18} &= -0.046 (16.5) = -0.8 \\
 M'_{17,21} &= -0.227 (16.5) = -3.7
 \end{aligned}$$

NUDO 18

$$M'_{18,17} = -0.167 [0 - 0.8 + 0 + 0 - 0.1 + 2.1 + 2.4]$$

$$M'_{18,17} = -0.167 (3.6) = -0.6$$

$$M'_{18,12} = -0.166 (3.6) = -0.6$$

$$M'_{18,22} = -0.167 (3.6) = -0.6$$

NUDO 21

$$M'_{21,17} = -0.182 [0 - 3.7 - 0.1 - 4.6 + 12.1 - 0.2 + 13.6]$$

$$M'_{21,17} = -0.182 (17.1) = -3.1$$

$$M'_{21,22} = -0.136 (17.1) = -2.3$$

$$M'_{21,27} = -0.182 (17.1) = -3.1$$

NUDO 22

$$M'_{22,21} = -0.112 [0 - 2.3 - 0.6 - 2.9 - 0.8 - 0.2 + 2.4 + 2.1 + 2.7]$$

$$M'_{22,21} = -0.112 (0.4) = -0.0$$

$$M'_{22,18} = -0.030 (0.4) = -0.0$$

$$M'_{22,23} = -0.328 (0.4) = -0.1$$

$$M'_{22,28} = -0.030 (0.4) = -0.0$$

NUDO 23

$$M'_{23,22} = -0.247 [0 - 0.1 - 0.5 - 1.6 - 0.8 + 2.1 + 2.6 + 3.0 + 3.4 + 3.7]$$

$$M'_{23,22} = -0.247 (11.8) = -2.9$$

$$M'_{23,13} = -0.057 (11.8) = -0.7$$

$$M'_{23,24} = -0.139 (11.8) = -1.6$$

$$M'_{23,33} = -0.057 (11.8) = -0.7$$

NUDO 27

$$M'_{27,21} = -0.227 [0 - 3.1 - 0.8 - 3.7 + 13.6 - 0.1 + 14.6]$$

$$M'_{27,21} = -0.227 (20.5) = -4.7$$

$$M'_{27,28} = -0.046 (20.5) = -0.9$$

$$M'_{27,31} = -0.227 (20.5) = -4.7$$

NUDO 28

$$M'_{28,27} = -0.167 [0 - 0.9 + 0 + 0.1 - 0.1 + 2.7 + 2.9]$$

$$M'_{28,27} = -0.167 (4.7) = -0.8$$

$$M'_{28,22} = -0.166 (4.7) = -0.8$$

$$M'_{28,32} = -0.167 (4.7) = -0.8$$

NUDO 31

$$M'_{31,27} = -0.182 [0 - 4.7 + 0.3 - 4.0 + 14.6 - 0.2 + 14.4]$$

$$M'_{31,27} = -0.182 (20.4) = -3.7$$

$$M'_{31,32} = -0.136 (20.4) = -2.8$$

$$M'_{31,37} = -0.182 (20.4) = -3.7$$

NUDO 32

- M' 32,31 = - 0.120 [0 - 2.8 - 0.8 - 3.6 - 0.2 + 2.9 + 2.1]
- M' 32,31 = - 0.120 (- 2.4) = + 0.3
- M' 32,28 = - 0.032 (- 2.4) = + 0.1
- M' 32,33 = - 0.348 (- 2.4) = + 0.8

NUDO 33

- M' 33,32 = - 0.222 [0 + 0.8 - 0.7 - (2.0) - 5.2 + 2.1 + 3.4 + 3.7 + 14.4]
- M' 33,32 = - 0.222 (16.5) = - 3.7
- M' 33,23 = - 0.051 (16.5) = - 0.8
- M' 33,34 = - 0.125 (16.5) = - 2.1
- M' 33,38 = - 0.102 (16.5) = - 1.7

NUDO 37

- M' 37,31 = - 0.266 [0 - 3.7 - 2.8 + 14.4 + 2.7 + 4.6]
- M' 37,31 = - 0.266 (15.2) = - 4.0
- M' 37,38 = - 0.144 (15.2) = - 2.2
- M' 37,43 = - 0.090 (15.2) = - 1.4

NUDO 38

- M' 38,37 = - 0.106 [0 - 2.2 - 1.7 - 7.0 + 14.4 + 23.1]
- M' 38,37 = - 0.106 (26.6) = - 2.8
- M' 38,33 = - 0.197 (26.6) = - 5.2
- M' 38,41 = - 0.197 (26.6) = - 5.2

NUDO 41

- M' 41,38 = - 0.269 [0 - 5.2 - 2.4 + 23.1 + 10.6]
- M' 41,38 = - 0.269 (26.0) = - 7.0
- M' 41,42 = - 0.091 (26.0) = - 2.4
- M' 41,44 = - 0.140 (26.0) = - 3.6

PISO "IZQUIERDO"

- M'' 31,32 = - 0.0413 [0 + 0.337 (- 2.8 + 0.3 - 0.9 - 0.8 - 2.3 +
+ 0 - 0.8 - 0.6 - 1.6 - 0.1 - 0.5 - 0.4 - 0.5 - 0.1) +
+ 1 (- 0.8 + 3.7 + 0.1 + 2.9 + 0.3 + 2.1 + 0.4 + 1.0)]
- M'' 31,32 = - 0.0413 [0.337 (- 11.1) + 1 (9.7)]

$$\begin{aligned}
 M_{91 \ 92} &= - 0.0413 (- 3.7 + 9.7) = - 0.2 \\
 M_{31 \ 32} &= - 0.0413 (6.0) = - 0.25 \\
 M_{27 \ 28} &= - 0.0112 (6.0) = - 0.1 \\
 M_{21 \ 22} &= - 0.0413 (- 6.0) = + 0.25 \\
 M_{17 \ 18} &= - 0.0112 (6.0) = - 0.1 \\
 M_{11 \ 12} &= - 0.0413 (6.0) = - 0.25 \\
 M_{78} &= - 0.0156 (6.0) = - 0.1 \\
 M_{12} &= - 0.0413 (6.0) = - 0.25
 \end{aligned}$$

PISO "DERECHO"

$$\begin{aligned}
 M_{32 \ 33} &= - 0.358 [- 6.0] = + 2.1 \\
 M_{22 \ 23} &= - 0.358 (- 6.0) = + 2.1 \\
 M_{12 \ 13} &= - 0.358 (- 6.0) = + 2.1 \\
 M_{23} &= - 0.358 (- 6.0) = + 2.1
 \end{aligned}$$

7). Cálculo de Momentos Finales.

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 M'_{ik} + M''_{ki} + M''_{ik}$$

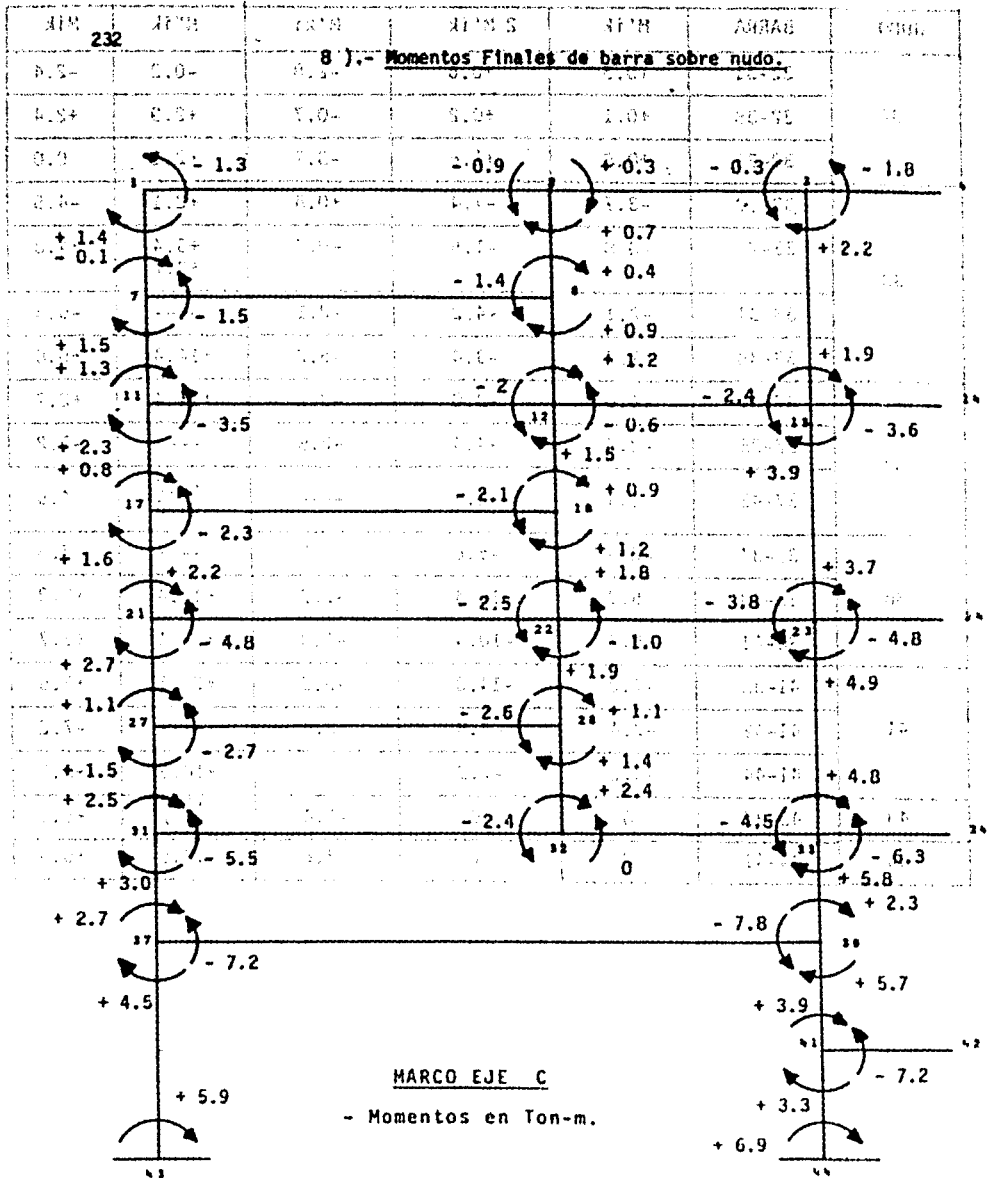
Para columnas continuas :

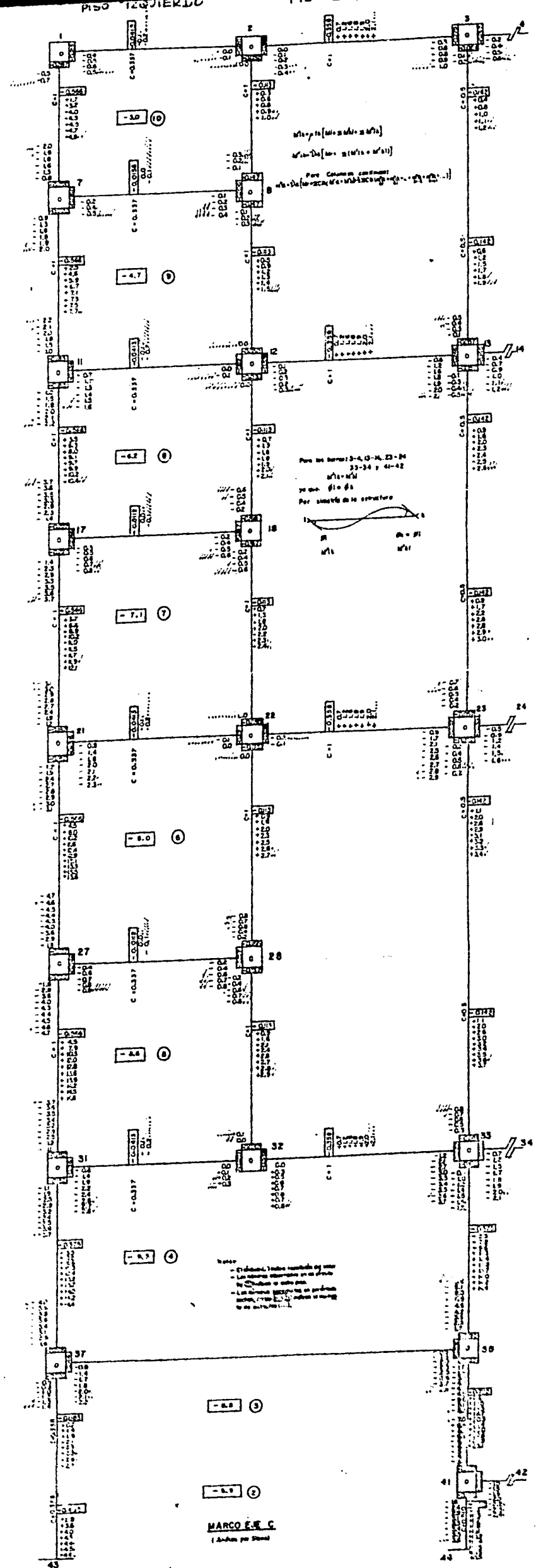
$$M''_{ik} = \Sigma m''_{ik}$$

NUDO	BARRA	M1k	2 M1k	M1k1	M1k	M1k
1	1-2	-0.5	-1.0	-0.1	-0.2	-1.3
	1-7	-0.7	-1.4	-2.0	+4.8	+1.4
2	2-1	-0.1	-0.2	-0.5	-0.2	-0.9
	2-3	-0.4	-0.8	-1.0	+2.1	+0.3
	2-8	0	0	-0.3	+1.0	+0.7
	3-2	-1.0	-2.0	-0.4	+2.1	-0.3
3	3-4	-0.6	-1.2	-0.6	----	-1.8
	3-13	-0.2	-0.4	-0.5	+1.2 +1.9	+2.2
	7-1	-2.0	-4.0	-0.7	+4.8	+0.1
7	7-8	-0.5	-1.0	-0.4	-0.1	-1.5
	7-11	-2.0	-4.0	-2.2	+7.7	+1.5
8	8-7	-0.4	-0.8	-0.5	-0.1	-1.4
	8-2	-0.3	-0.6	0	+1.0	+0.4
	8-12	-0.3	-0.6	0	+1.5	+0.9
11	11-7	-2.2	-4.4	-2.0	+7.7	+1.3
	11-12	-1.6	-3.2	-0.1	-0.2	-3.5
	11-17	-2.2	-4.4	-3.7	+10.4	+2.3
12	12-11	-0.1	-0.2	-1.6	-0.2	-2.0
	12-8	0	0	-0.3	+1.5	+1.2
	12-13	-0.3	-0.6	-2.1	+2.1	-0.6
	12-18	0	0	-0.6	+2.1	+1.5
13	13-12	-2.1	-4.2	-0.3	+2.1	-2.4
	13-3	-0.5	-1.0	-0.2	+1.2 +1.9	+1.9
	13-14	-1.2	-2.4	-1.2	----	-3.6
	13-23	-0.5	-1.0	-0.7	+2.6 +3.0	+3.9

NUDO	BARRA	M'ik	2 M'ik	M'ki	M'ik	Mik
	17-11	-3.7	-7.4	-2.2	+10.4	+0.8
17	17-18	-0.8	-1.6	-0.6	-0.1	-2.3
	17-21	-3.7	-7.4	-3.1	+12.1	+1.6
	18-17	-0.6	-1.2	-0.8	-0.1	-2.1
18	18-12	-0.6	-1.2	0	+2.1	+0.9
	18-22	-0.6	-1.2	0	+2.4	+1.2
	21-17	-3.1	-6.2	-3.7	+12.1	+2.2
21	21-22	-2.3	-4.6	0	-0.2	-4.8
	21-27	-3.1	-6.2	-4.7	+13.6	+2.7
	22-21	0	0	-2.3	-0.2	-2.5
22	22-18	0	0	-0.6	+2.4	+1.8
	22-23	-0.1	-0.2	-2.9	+2.1	-1.0
	22-28	0	0	-0.8	+2.7	+1.9
	23-22	-2.9	-5.8	-0.1	+2.1	-3.8
23	23-13	-0.7	-1.4	-0.5	+2.6 +3.0	+3.7
	23-24	-1.6	-3.2	-1.6	----	-4.8
	23-33	-0.7	-1.4	-0.8	+3.4 +3.7	+4.9
	27-21	-4.7	-9.4	-3.1	+13.6	+1.1
27	27-28	-0.9	-1.8	-0.8	-0.1	-2.7
	27-31	-4.7	-9.4	-3.7	+14.6	+1.5
	28-27	-0.8	-1.6	-0.9	-0.1	-2.6
28	28-22	-0.8	-1.6	0	+2.7	+1.1
	28-32	-0.8	-1.6	+0.1	+2.9	+1.4
	31-27	-3.7	-7.4	-4.7	+14.6	+2.5
31	31-32	-2.8	-5.6	+0.3	-0.2	-5.5
	31-37	-3.7	-7.4	-4.0	+14.4	+3.0

NUDO	BARRA	M'1k	2 M'1k	M'k1	M"1k	M1k
32	32-31	+0.3	+0.6	-2.8	-0.2	-2.4
	32-38	+0.1	+0.2	-0.7	+2.9	+2.4
	32-33	+0.8	+1.6	-3.7	+2.1	0.0
33	33-32	-3.7	-7.4	+0.8	+2.1	-4.5
	33-23	-0.8	-1.6	-0.7	+3.4 +3.7	+4.8
	33-34	-2.1	-4.2	-2.1	----	-6.3
	33-38	-1.7	-3.4	-5.2	+14.4	+5.8
37	37-31	-4.0	-8.0	-3.7	+14.4	+2.7
	37-38	-2.2	-4.4	-2.8	----	-7.2
	37-43	-1.4	-2.8	----	+2.7 +4.6	+4.5
38	38-37	-2.8	-5.6	-2.2	----	-7.8
	38-33	-5.2	-10.4	-1.7	+14.4	+2.3
	38-41	-5.2	-10.4	-7.0	+23.1	+5.7
41	41-38	-7.0	-14.0	-5.2	+23.1	+3.9
	41-42	-2.4	-4.8	-2.4	----	-7.2
	41-44	-3.6	-7.2	0	+10.5	+3.3
43	43-37	0	0	-1.4	+2.7 +4.6	+5.9
44	44-41	0	0	-3.6	+10.5	+6.9





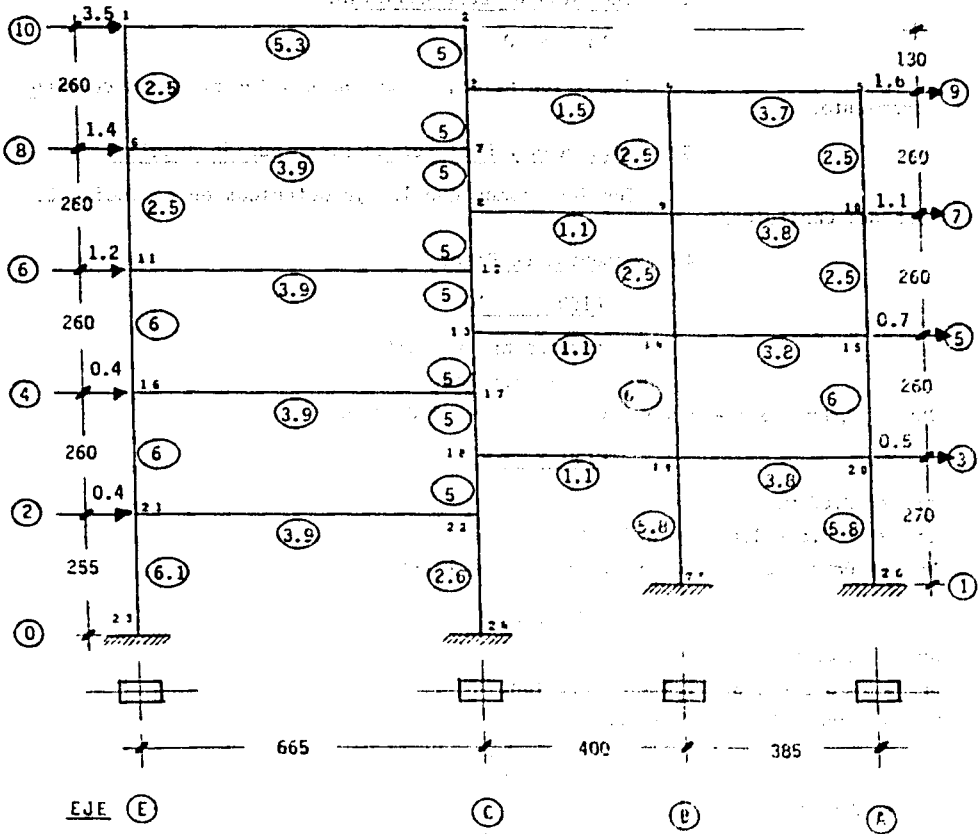
MARCO E. C.
 (Autore per il Piano)

- datos acerca de las condiciones de apoyo y de las fuerzas horizontales

de apoyo y de las fuerzas

NIVEL

NIVEL



MARCO EJES 1 y 6

- Rigideces relativas
- Acotaciones en cm.
- Fuerzas horizontales en Ton.

MARCO EJES 1 y 6

ECS

1). Momentos de Empotramiento.

$$\bar{M}_{ik} = 0$$

Todos son nulos, debido a no existir cargas externas que los provoquen.

2). Momentos de Desequilibrio.

$$M_i = 0$$

Todos son nulos, ya que no existen momentos de empo-

tramiento.

3). Rígideces y Factores de Distribución Angular:

Son los mismos que los ya obtenidos en el inciso 2.

3.5 del Capítulo 2.

4). Momentos de Piso:

$$\text{PISO } 10$$

$$\text{Si tomamos } h_r = 2.60 \text{ m.}$$

$$Q_r = - 3.5 \text{ Ton.}$$

$$M_r = Q_r h_r / 3 = - 3.5 \times 2.6 / 3 = - 3.0 \text{ T-m.}$$

$$\text{PISO } 9$$

$$h_r = 2.60 \text{ m.}$$

$$Q_r = - 3.5 - 1.6 = - 5.1 \text{ Ton.}$$

$$M_r = Q_r h_r / 3 = - 5.1 \times 2.6 / 3 = - 4.4 \text{ T-m.}$$

$$\text{PISO } 8$$

$$h_r = 2.60 \text{ m.}$$

$$Q_r = - 3.5 - 1.6 - 1.4 = - 6.5 \text{ Ton.}$$

$$M_r = Q_r h_r / 3 = - 6.5 \times 2.6 / 3 = - 5.6 \text{ T-m.}$$

$$\text{PISO } 7$$

$$h_r = 2.60 \text{ m.}$$

$$Q_r = - 3.5 - 1.6 - 1.4 - 1.1 = - 7.6 \text{ Ton.}$$

$$M_r = Q_r h_r / 3 = - 7.6 \times 2.6 / 3 = - 6.6 \text{ T-m.}$$

$$\text{PISO } 6$$

$$h_r = 2.60 \text{ m.}$$

$$Q_r = - 3.5 - 1.6 - 1.4 - 1.1 - 1.2 = - 8.8 \text{ Ton.}$$

$$M_r = Q_r h_r / 3 = - 8.8 \times 2.6 / 3 = - 7.6 \text{ T-m.}$$

PISO 0.010 5 0M1030

hr = 2.60 m.

01 0219

Qr = - 3.5 - 1.6 - 1.4 - 1.1 - 1.2 - 0.7 = - 9.5 Ton.

Mr = Qrhr / 3 = - 9.5 x 2.6 / 3 = - 8.2 T-m.

PISO 4

hr = 2.60 m.

01 0219

Qr = - 3.5 - 1.6 - 1.4 - 1.1 - 1.2 - 0.7 = - 9.9 Ton.

Mr = Qrhr / 3 = - 9.9 x 2.6 / 3 = - 8.6 T-m.

PISO 3

hr = 2.60 m.

01 0219

Qr = - 3.5 - 1.6 - 1.4 - 1.1 - 1.2 - 0.7 - 0.4 = - 10.4 Ton.

Qr = - 10.4 Ton.

Mr = Qrhr / 3 = - 10.4 x 2.6 / 3 = - 9.0 T-m.

PISO 2

hr = 2.60 m.

01 0219

Qr = - 3.5 - 1.6 - 1.4 - 1.1 - 1.2 - 0.7 - 0.4 - 0.5 = - 10.8 Ton.

Qr = - 10.8 Ton.

Mr = Qrhr / 3 = - 10.8 x 2.6 / 3 = - 9.4 T-m.

5). Rigideces y Factores de Distribución Lineal.

Los coeficientes de reducción (C_{ik}), así como los factores de distribución lineal, son idénticos a los ya obtenidos en el inciso 2.3.5 del Capítulo 2, en virtud de haber tomado la misma altura de corte para todos los entrepisos (hr = 2.60 m.).

6). Distribución de Momentos.

$$M'_{ik} = \mu_{ik} [M_i + \sum M'_{ki} + \sum M''_{ik}]$$

$$m''_{ik} = \nu_{ik} [M_r + \sum C_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki}) + \frac{2}{3} \sum C_{ik} (m''_{ik} + m''_{ik} + \dots + m''_{ik} + m''_{ik} + m''_{ik} + \dots)]$$

(n) (2) (n-1) (n+1) (1)

DECIMO CICLO 0219PISO 10

$$m''_{16,10} = -0.167 [3.0 + 1(-0.2 - 0.7) + 2(-0.8 - 2.0) + 1(-0.2 - 0.7) + 1(1.4)]$$

$$m''_{16,10} = -0.167(-8.6) = +1.4$$

$$M''_{23,10} = -0.667(-8.6) = +5.7$$

PISO 9

$$m''_{16,9} = -0.136 [-4.4 + 1(-0.2 - 0.7) + 2(-2.0 - 1.4) + 1(-0.2 - 0.7) + 1(-0.5 - 0.8) + \frac{2}{3}[1(1.4) + 1(2.1) + 1(2.1)]]$$

$$m''_{16,9} = -0.136(-10.6) = +1.4$$

$$M''_{37,9} = -0.545(-10.6) = +5.8$$

$$m''_{43,9} = -0.136(-10.6) = +1.4$$

$$m''_{5,10,9} = -0.136(-10.6) = +1.4$$

PISO 8

$$m''_{6,11,8} = -0.136 [-5.6 + 1(-0.7 - 1.1) + 2(-1.4 - 3.2) + 1(-0.2 - 0.7) + 1(-0.5 - 0.8) + \frac{2}{3}[1(2.4) + 1(1.4) + 1(1.4)]]$$

$$m''_{6,11,8} = -0.136(-15.3) = +2.1$$

$$M''_{78,8} = -0.545(-15.3) = +8.4$$

$$m''_{49,8} = -0.136(-15.3) = +2.1$$

$$m''_{5,10,8} = -0.136(-15.3) = +2.1$$

PISO 7

$$m''_{6,11,7} = -0.136 [-6.6 + 1(-0.7 - 1.1) + 2(-3.2 - 2.0) + 1(-0.7 - 0.9) + 1(-0.8 - 1.1) + \frac{2}{3}[1(2.1) + 1(2.4) + 1(2.4)]]$$

$$m''_{6,11,7} = -0.136(-17.7) = +2.4$$

$$M''_{8,12,7} = -0.545(-17.7) = +9.6$$

$$m''_{9,14,7} = -0.136(-17.7) = +2.4$$

$$m''_{10,15,7} = -0.136(-17.7) = +2.4$$

PISO 6

$$m''_{11,16,6} = -0.290 [-7.6 + 1(-2.6 - 2.7) + 2(-2.0 - 3.3) + 1(-0.7 - 0.9) + 1(-0.8 - 1.1) + \frac{2}{3}[1(5.5) + 1(2.4) + 1(2.4)]]$$

$$m''_{11,16}_6 = -0.290 (-20.1) = +5.8$$

$$M''_{12,13} = -0.484 (-20.1) = +9.7$$

$$m''_{9,14}_6 = -0.121 (-20.1) = +2.4$$

$$m''_{10,15}_6 = -0.121 (-20.1) = +2.4$$

PISO 5

$$m''_{11,16}_5 = -0.237 [-8.2 + 1 (-2.6 - 2.7) + 2 (-3.3 - 1.9) + 1 (-2.3 - 2.8) + 1 (-2.6 - 3.1) + \frac{2}{3} [1 (5.8) + 1 (5.6) + 1 (5.6)]]$$

$$m''_{11,16}_5 = -0.237 (-23.4) = +5.5$$

$$M''_{13,17} = -0.395 (-23.4) = +9.2$$

$$m''_{14,19}_5 = -0.237 (-23.4) = +5.5$$

$$m''_{15,20}_5 = -0.237 (-23.4) = +5.5$$

PISO 4

$$m''_{16,21} = -0.237 [-8.6 + 1 (-2.7 - 2.3) + 2 (-1.9 - 2.8) + 1 (-2.3 - 2.8) + 1 (-2.6 - 3.1) + \frac{2}{3} [1 (4.0) + 1 (5.5) + 1 (5.5)]]$$

$$m''_{16,21} = -0.237 (-23.8) = +5.6$$

$$M''_{17,18} = -0.395 (-23.8) = +9.4$$

$$m''_{14,19} = -0.237 (-23.8) = +5.6$$

$$m''_{15,20} = -0.237 (-23.8) = +5.6$$

PISO 3

$$m''_{16,21}_3 = -0.245 [-9.0 + 1 (-2.7 - 2.3) + 2 (-2.8 - 1.1) + 0.963 (-2.7) + 0.963 (-3.0) + \frac{2}{3} [1 (5.6) + 0.963 (5.5) + 0.963 (5.5)]]$$

$$m''_{16,21}_3 = -0.245 (-16.5) = +4.0$$

$$M''_{18,22} = -0.408 (-16.5) = +6.7$$

$$m''_{19,23}_3 = -0.228 (-16.5) = +3.8$$

$$m''_{20,26}_3 = -0.228 (-16.5) = +3.8$$

PISO 2

$$M''_{21,23} = -0.471 [-9.4 + 1.02 (-2.3) + 1.02 (-0.6) + 0.963 (-2.7) + 0.963 (-3.0) + \frac{2}{3} [0.963 (3.8) + 0.963 (3.8)]]$$

$$M''_{21,23} = -0.471 (-13.0) = +6.1$$

$$M''_{22,24} = -0.201 (-13.0) = +2.6$$

$$m''_{19,25}_2 = -0.423 (-13.0) = +5.5$$

$$m''_{20,26}_2 = -0.423 (-13.0) = +5.5$$

NUDO 1

$$M'_{12} = -0.340 [0 - 0.9 - 0.7 + 1.4 + 1.4]$$

$$M'_{12} = -0.340 (1.2) = -0.4$$

$$M'_{16} = -0.160 (1.2) = -0.2$$

NUDO 2

$$M'_{21} = -0.258 [0 - 0.4 - 2.0 + 5.7]$$

$$M'_{21} = -0.258 (3.3) = -0.9$$

$$M'_{23} = -0.242 (3.3) = -0.8$$

NUDO 3

$$M'_{32} = -0.218 [0 - 0.8 - 0.1 - 1.4 + 5.7 + 5.8]$$

$$M'_{32} = -0.218 (9.2) = -2.0$$

$$M'_{34} = -0.064 (9.2) = -0.6$$

$$M'_{37} = -0.218 (9.2) = -2.0$$

NUDO 4

$$M'_{43} = -0.098 [0 - 0.6 - 0.7 - 0.7 + 1.4 + 2.1]$$

$$M'_{43} = -0.098 (1.5) = -0.1$$

$$M'_{45} = -0.240 (1.5) = -0.4$$

$$M'_{49} = -0.162 (1.5) = -0.2$$

NUDO 5

$$M'_{54} = -0.298 [0 - 0.4 - 0.8 + 1.4 + 2.1]$$

$$M'_{54} = -0.298 (2.3) = -0.7$$

$$M'_{5,10} = -0.202 (2.3) = -0.5$$

NUDO 6

$$M'_{61} = -0.141 [0 - 0.2 - 1.1 - 1.1 + 1.4 + 1.4 + 2.1 + 2.4]$$

$$M'_{61} = -0.141 (4.9) = -0.7$$

$$M'_{67} = -0.218 (4.9) = -1.1$$

$$M'_{6,11} = -0.141 (4.9) = -0.7$$

NUDO 7

$$M'_{76} = -0.140 [0 - 1.1 - 2.0 - 3.2 + 5.8 + 8.4]$$

$$M'_{76} = -0.140 (7.9) = -1.1$$

$$M'_{73} = -0.180 (7.9) = -1.4$$

$$M'_{78} = -0.180 (7.9) = -1.4$$

NUDO 8

$$M'_{87} = -0.225 [0 - 1.4 - 0.3 - 2.0 + 8.4 + 9.6]$$

- M' 8,7 = - 0.225 (14.3) = - 3.2
- M' 8,9 = - 0.050 (14.3) = - 0.7
- M' 8,12 = - 0.225 (14.3) = - 3.2

NUDO 9

- M' 9,8 = - 0.055 [0 - 0.7 - 0.2 - 1.2 - 0.9 + 1.4 + 2.1 + 2.4 + 2.4]
- M' 9,9 = - 0.055 (5.3) = - 0.3
- M' 9,9 = - 0.126 (5.3) = - 0.7
- M' 9,10 = - 0.193 (5.3) = - 1.0
- M' 9,14 = - 0.126 (5.3) = - 0.7

NUDO 10

- M' 10,9 = - 0.216 [0 - 1.0 - 0.5 - 1.1 + 1.4 + 2.1 + 2.4 + 2.4]
- M' 10,9 = - 0.216 (5.7) = - 1.2
- M' 10,5 = - 0.142 (5.7) = - 0.8
- M' 10,15 = - 0.142 (5.7) = - 0.8

NUDO 11

- M' 11,6 = - 0.101 [0 - 0.7 - 1.6 - 2.7 + 2.1 + 2.4 + 5.8 + 5.5]
- M' 11,6 = - 0.101 (10.8) = - 1.1
- M' 11,12 = - 0.158 (10.8) = - 1.7
- M' 11,16 = - 0.241 (10.8) = - 2.6

NUDO 12

- M' 12,11 = - 0.140 [0 - 1.7 - 3.2 - 3.3 + 9.6 + 9.7]
- M' 12,11 = - 0.140 (11.1) = - 1.6
- M' 12,8 = - 0.180 (11.1) = - 2.0
- M' 12,13 = - 0.180 (11.1) = - 2.0

NUDO 13

- M' 13,12 = - 0.225 [0 - 2.0 - 0.4 - 1.9 + 9.7 + 9.2]
- M' 13,12 = - 0.225 (14.6) = - 3.3
- M' 13,14 = - 0.050 (14.6) = - 0.7
- M' 13,17 = - 0.225 (14.6) = - 3.3

NUDO 14

- M' 14,13 = - 0.041 [0 - 0.7 - 0.7 - 1.7 - 2.8 + 2.4 + 2.4 + 5.5 + 5.6]
- M' 14,13 = - 0.041 (10.0) = - 0.4
- M' 14,9 = - 0.093 (10.0) = - 0.9
- M' 14,13 = - 0.142 (10.0) = - 1.4
- M' 14,19 = - 0.224 (10.0) = - 2.2

NUDO 15

$$\begin{aligned}
 M'_{15,14} &= -0.155 [0 - 1.4 - 0.8 - 3.1 + 2.4 + 2.4 + 5.5 + 5.6] \\
 M'_{15,14} &= -0.155 (10.6) = -1.6 \\
 M'_{15,10} &= -0.101 (10.6) = -1.1 \\
 M'_{15,20} &= -0.244 (10.6) = -2.6
 \end{aligned}$$

NUDO 16

$$\begin{aligned}
 M'_{16,11} &= -0.188 [0 - 2.6 - 1.5 - 2.3 + 5.8 + 5.5 + 5.6 + 4] \\
 M'_{16,11} &= -0.188 (14.5) = -2.7 \\
 M'_{16,17} &= -0.124 (14.5) = -1.8 \\
 M'_{16,21} &= -0.188 (14.5) = -2.7
 \end{aligned}$$

NUDO 17

$$\begin{aligned}
 M'_{17,16} &= -0.140 [0 - 1.8 - 3.3 - 2.8 + 9.2 + 9.4] \\
 M'_{17,16} &= -0.140 (10.7) = -1.5 \\
 M'_{17,13} &= -0.180 (10.7) = -1.9 \\
 M'_{17,18} &= -0.180 (10.7) = -1.9
 \end{aligned}$$

NUDO 18

$$\begin{aligned}
 M'_{18,17} &= -0.225 [0 - 1.9 - 0.5 - 1.1 + 9.4 + 6.7] \\
 M'_{18,17} &= -0.225 (12.6) = -2.8 \\
 M'_{18,19} &= -0.050 (12.6) = -0.6 \\
 M'_{18,22} &= -0.225 (12.6) = -2.8
 \end{aligned}$$

NUDO 19

$$\begin{aligned}
 M'_{19,18} &= -0.033 [0 - 0.6 - 2.3 - 1.9 + 5.5 + 5.6 + 3.8 + 5.5] \\
 M'_{19,18} &= -0.033 (15.6) = -0.5 \\
 M'_{19,14} &= -0.180 (15.6) = -2.8 \\
 M'_{19,20} &= -0.114 (15.6) = -1.8 \\
 M'_{19,25} &= -0.173 (15.6) = -2.7
 \end{aligned}$$

NUDO 20

$$\begin{aligned}
 M'_{20,19} &= -0.122 [0 - 1.8 - 2.6 + 5.5 + 5.6 + 3.8 + 5.5] \\
 M'_{20,19} &= -0.122 (16.0) = -2.0 \\
 M'_{20,15} &= -0.192 (16.0) = -3.1 \\
 M'_{20,26} &= -0.186 (16.0) = -3.0
 \end{aligned}$$

NUDO 21

$$\begin{aligned}
 M'_{21,16} &= -0.188 [0 - 2.7 - 0.9 + 5.6 + 4.0 + 6.1] \\
 M'_{21,16} &= -0.188 (12.1) = -2.3 \\
 M'_{21,22} &= -0.122 (12.1) = -1.5 \\
 M'_{21,23} &= -0.190 (12.1) = -2.3
 \end{aligned}$$

NUDO 22

$$\begin{aligned}
 M'_{22,21} &= -0.170 [0 - 1.5 - 2.8 + 6.7 + 2.6] \\
 M'_{22,21} &= -0.170 (5.0) = -0.9
 \end{aligned}$$

$$M'_{22,18} = - 0.217 (5.0) = - 1.1$$

241

$$M'_{22,24} = - 0.113 (5.0) = - 0.6$$

7). Cálculo de Momentos Finales.

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$$

$$M''_{ik} = \Sigma m''_{ik}$$

Nudo	Barra	M'ik	2 M'ik	M ^o ki	M''ik	Mik
1	1-2	-0.4	-0.8	-0.9	----	-1.7
	1-6	-0.2	-0.4	-0.7	+1.4 +1.4	+1.7
2	2-1	-0.9	-1.8	-0.4	----	-2.2
	2-3	-0.8	-1.6	-2.0	+5.7	+2.1
3	3-2	-2.0	-4.0	-0.8	+5.7	+0.9
	3-4	-0.6	-1.2	-0.1	----	-1.3
	3-7	-2.0	-4.0	-1.4	+5.8	+0.4
4	4-3	-0.1	-0.2	-0.6	----	-0.8
	4-5	-0.4	-0.8	-0.7	----	-1.5
	4-9	-0.2	-0.4	-0.7	+1.4 +2.1	+2.4
5	5-4	-0.7	-1.4	-0.4	----	-1.8
	5-10	-0.5	-1.0	-0.8	+1.4 +2.1	+1.7
6	6-1	-0.7	-1.4	-0.2	+1.4 +1.4	+1.2
	6-7	-1.1	-2.2	-1.1	----	-3.3
	6-11	-0.7	-1.4	-1.1	+2.1 +2.4	+2.0

Nudo	Barra	M'ik	2 M'ik	M'ki	M'ik	Mik
7	7-6	-1.1	-2.2	-1.1	----	-3.3
	7-3	-1.4	-2.8	-2.0	+5.8	+1.0
	7-8	-1.4	-2.8	-3.2	+8.4	+2.4
8	8-7	-3.2	-6.4	-1.4	+8.4	+0.6
	8-9	-0.7	-1.4	-0.3	----	-1.7
	8-12	-3.2	-6.4	-2.0	+9.6	+1.2
9	9-8	-0.3	-0.6	-0.7	----	-1.3
	9-4	-0.7	-1.4	-0.2	+1.4 +2.1	+1.9
	9-10	-1.0	-2.0	-1.2	----	-3.2
	9-14	-0.7	-1.4	-0.9	+2.4 +2.4	+2.5
10	10-9	-1.2	-2.4	-1.0	----	-3.4
	10-5	-0.8	-1.6	-0.5	+1.4 +2.1	+1.4
	10-15	-0.8	-1.6	-1.1	+2.4 +2.4	+2.1
11	11-6	-1.1	-2.2	-0.7	+2.1 +2.4	+1.6
	11-12	-1.7	-3.4	-1.6	----	-5.0
	11-16	-2.6	-5.2	-2.7	+5.8 +5.5	+3.4
12	12-11	-1.6	-3.2	-1.7	----	-4.9
	12-8	-2.0	-4.0	-3.2	+9.6	+2.4
	12-13	-2.0	-4.0	-3.3	+9.7	+2.4
13	13-12	-3.3	-6.6	-2.0	+9.7	+1.1
	13-14	-0.7	-1.4	-0.4	----	-1.8
	13-17	-3.3	-6.6	-1.9	+9.2	+0.7

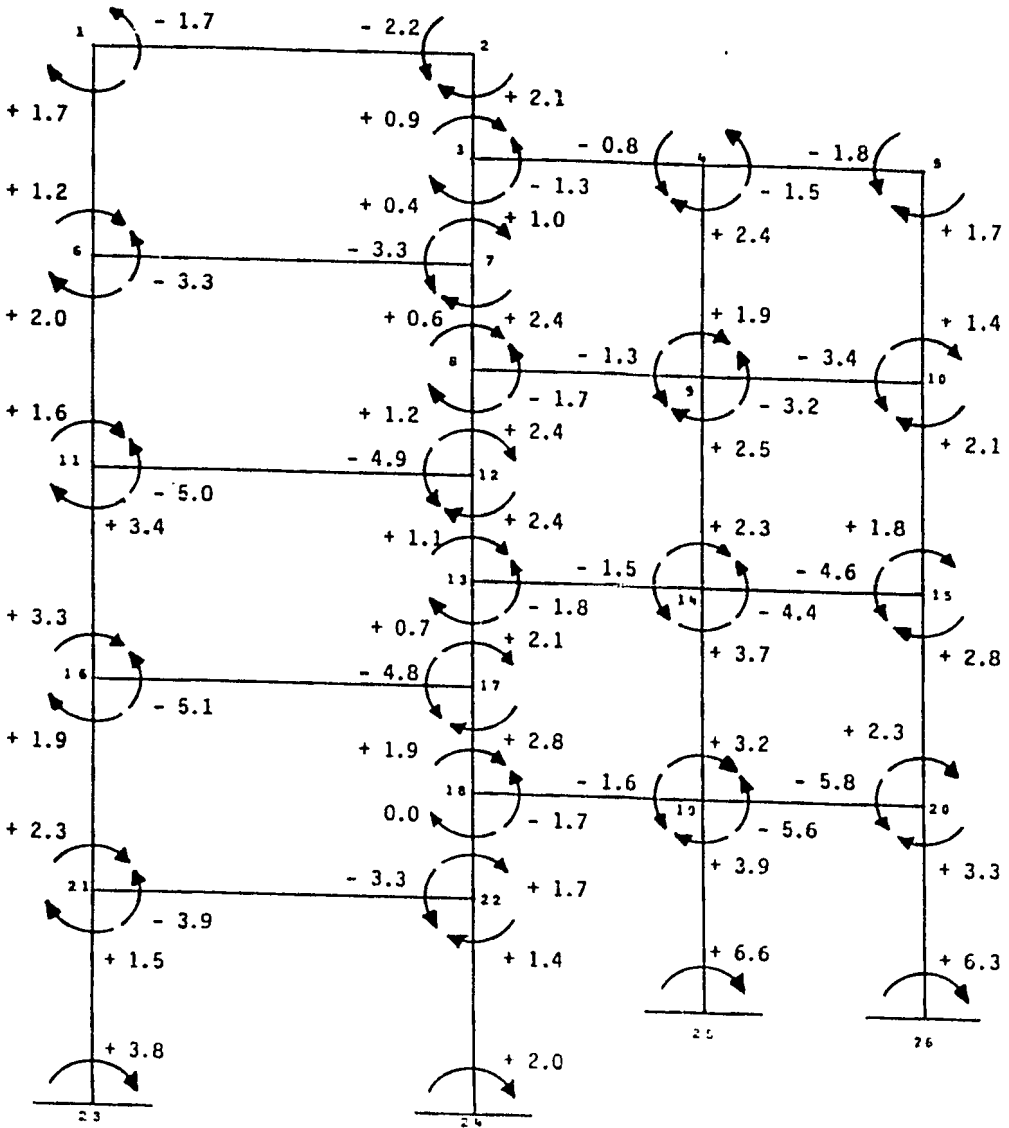
Nudo	Barra	M'ik	2 M'ik	M'k1	M"1k	M1k
14	14-13	-0.4	-0.8	-0.7	----	-1.5
	14-9	-0.9	-1.8	-0.7	+2.4 +2.4	+2.3
	14-15	-1.4	-2.8	-1.6	----	-4.4
	14-19	-2.3	-4.6	-2.8	+5.5 +5.6	+3.7
15	15-14	-1.6	-3.2	-1.4	----	-4.6
	15-10	-1.1	-2.2	-0.8	+2.4 +2.4	+1.8
	15-20	-2.6	-5.2	-3.1	+5.5 +5.6	+2.8
16	16-11	-2.7	-5.4	-2.6	+5.8 +5.5	+3.3
	16-17	-1.8	-3.6	-1.5	----	-5.1
	16-21	-2.7	-5.4	-2.3	+5.6 +4.0	+1.9
17	17-16	-1.5	-3.0	-1.8	----	-4.8
	17-13	-1.9	-3.8	-3.3	+9.2	+2.1
	17-18	-1.9	-3.8	-2.8	+9.4	+2.8
18	18-17	-2.8	-5.6	-1.9	+9.4	+1.9
	18-19	-0.6	-1.2	-0.5	----	-1.7
	18-22	-2.8	-5.6	-1.1	+6.7	0.0
19	19-18	-0.5	-1.0	-0.6	----	-1.6
	19-14	-2.8	-5.6	-2.3	+5.5 +5.6	+3.2
	19-20	-1.8	-3.6	-2.0	----	-5.6
	19-25	-2.7	-5.4	----	+3.8 +5.5	+3.9

Rudo	Barra	M'ik	2 M'ik	M'ik	M'ik	Mik
20	20-19	-2.0	-4.0	-1.8	----	-5.8
	20-15	-3.1	-6.2	-2.6	+5.5 +5.6	+2.3
	20-26	-3.0	-6.0	----	+3.8 +5.5	+3.3
21	21-16	-2.3	-4.6	-2.7	+5.6 +4.0	+2.3
	21-22	-1.5	-3.0	-0.9	----	-3.9
	21-23	-2.3	-4.6	----	+6.1	+1.5
22	22-21	-0.9	-1.8	-1.5	----	-3.3
	22-18	-1.1	-2.2	-2.8	+6.7	+1.7
	22-24	-0.6	-1.2	----	+2.6	+1.4
23	23-21	----	----	-2.3	+6.1	+3.8
24	24-22	----	----	-0.6	+2.6	+2.0
25	25-19	----	----	-2.7	+3.8 +5.5	+6.6
26	26-20	----	----	-3.0	+3.8 +5.5	+6.3

Nudo	Barra	M'ik	2 M'ik	M'k1	M'ik	M'k
14	14-13	-0.4	-0.8	-0.7	----	-1.5
	14-9	-0.9	-1.8	-0.7	+2.4 +2.4	+2.3
	14-15	-1.4	-2.8	-1.6	----	-4.4
	14-19	-2.3	-4.6	-2.8	+5.5 +5.6	+3.7
15	15-14	-1.6	-3.2	-1.4	----	-4.6
	15-10	-1.1	-2.2	-0.8	+2.4 +2.4	+1.8
	15-20	-2.6	-5.2	-3.1	+5.5 +5.6	+2.8
16	16-11	-2.7	-5.4	-2.6	+5.8 +5.5	+3.3
	16-17	-1.8	-3.6	-1.5	----	-5.1
	16-21	-2.7	-5.4	-2.3	+5.6 +4.0	+1.9
17	17-16	-1.5	-3.0	-1.8	----	-4.8
	17-13	-1.9	-3.8	-3.3	+9.2	+2.1
	17-18	-1.9	-3.8	-2.8	+9.4	+2.8
18	18-17	-2.8	-5.6	-1.9	+9.4	+1.9
	18-19	-0.6	-1.2	-0.5	----	-1.7
	18-22	-2.8	-5.6	-1.1	+6.7	0.0
19	19-18	-0.5	-1.0	-0.6	----	-1.6
	19-14	-2.8	-5.6	-2.3	+5.5 +5.6	+3.2
	19-20	-1.8	-3.6	-2.0	----	-5.6
	19-25	-2.7	-5.4	----	+3.8 +5.5	+3.9

Nudo	Barra	M'1k	2 M'1k	M'k1	M'1k	M'k
20	20-19	-2.0	-4.0	-1.8	----	-5.8
	20-15	-3.1	-6.2	-2.6	+5.5 +5.6	+2.3
	20-26	-3.0	-6.0	----	+3.8 +5.5	+3.3
21	21-16	-2.3	-4.6	-2.7	+5.6 +4.0	+2.3
	21-22	-1.5	-3.0	-0.9	----	-3.9
	21-23	-2.3	-4.6	----	+6.1	+1.5
22	22-21	-0.9	-1.8	-1.5	----	-3.3
	22-18	-1.1	-2.2	-2.8	+6.7	+1.7
	22-24	-0.6	-1.2	----	+2.6	+1.4
23	23-21	----	----	-2.3	+6.1	+3.8
24	24-22	----	----	-0.6	+2.6	+2.0
25	25-19	----	----	-2.7	+3.8 +5.5	+6.6
26	26-20	----	----	-3.0	+3.8 +5.5	+6.3

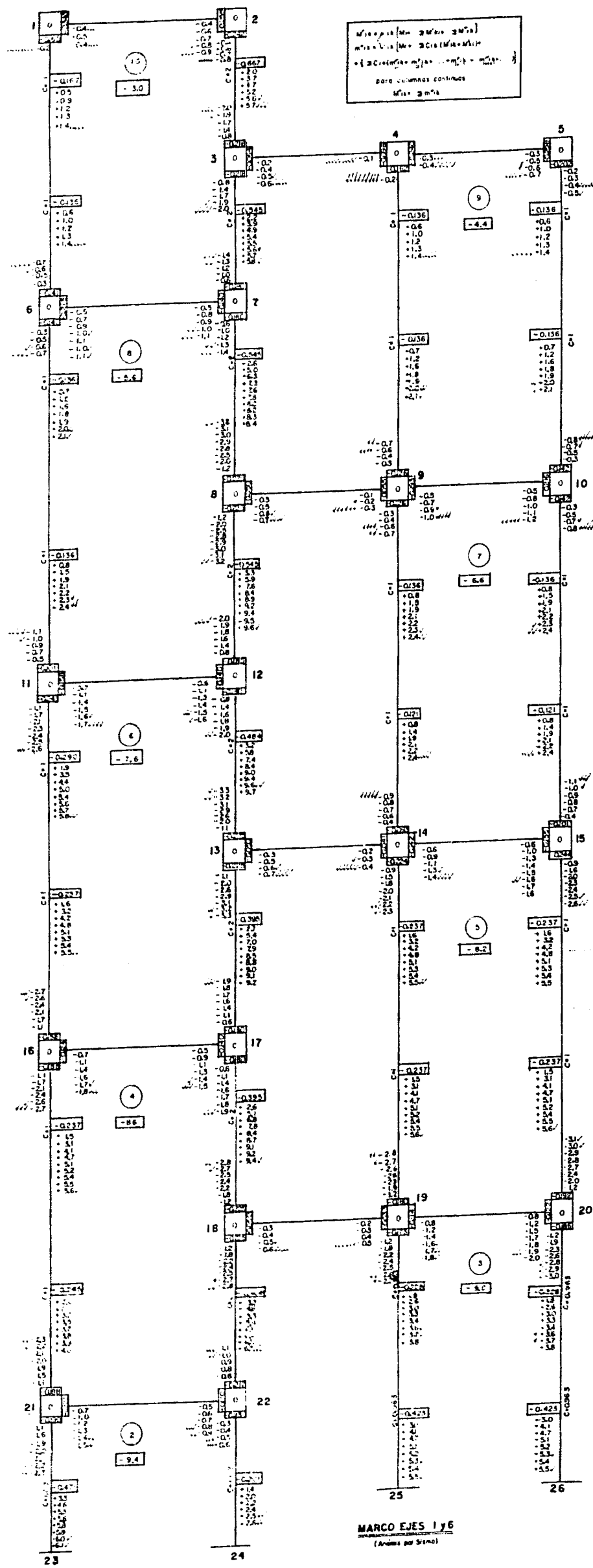
8).- Momentos Finales de Barra sobre Nudo.



MARCO EJES 1 y 6

- Momentos en Ton-m.

Muestro (No. 2000 2000)
 muestro (No. 2000 2000)
 = [2000(m) / (m) + m] = m
 para columnas continuas
 M₀ = 3 m/s



CAPITULO CUARTO

ANALISIS DE LA CIMENTACION.

4.1) Conceptos Generales.

La cimentación, es la parte de la estructura destinada a transmitir al terreno, las cargas que obran en la superestructura.

Existen diferentes tipos de cimentación, entre los cuales podemos citar :

- a). Superficial.
- b). Compensada (parcial o totalmente).
- c). Por pilotes.
- d). Mixtas.

Por las características del edificio, que consiste en medios niveles y en un semisótano, se considera adecuado utilizar cimentación parcialmente compensada, a base de losa maciza corrida y contratraveses de concreto armado. En la zona en que se localiza el predio, existe un manto compresible de espesor mayor de 20 m. El nivel de desplante del sótano estará a 1.35 m. de profundidad; y el edificio, tendrá 13.60 m. de ancho y 14.50 m. de longitud.

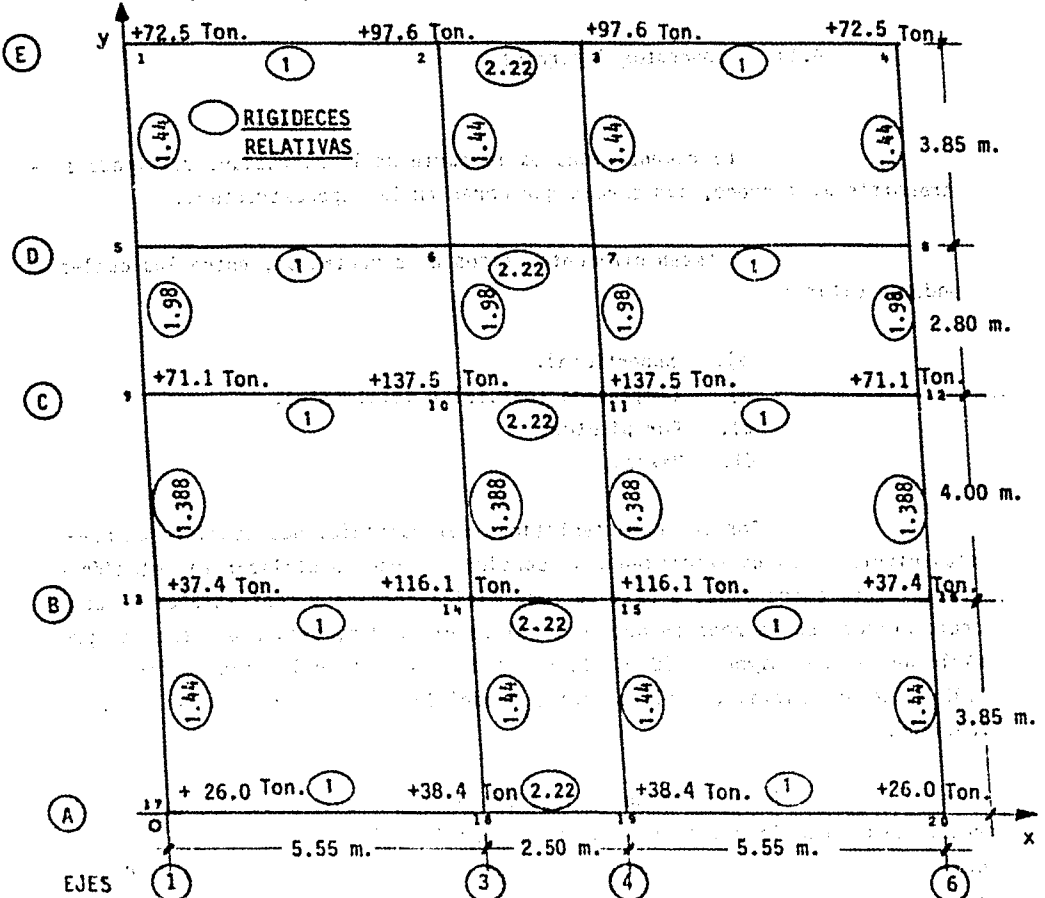
Para fines de aplicación del reglamento y de las normas, el predio queda localizado, a priori, en la zona III (Art. 262). Ya que \bar{w} es igual a 8.0 ton/m², el caso que corresponde a esta cimentación, será el C₁, en la que :

$$\bar{w} \cong 6 \text{ ton/m}^2, \text{ o}$$
$$D_f > 2.5 \text{ m.}$$

4.2) Centro de Cargas.

ALVARO GUTIERREZ
 CONSULTOR EN INGENIERIA

En el primer capítulo, en el inciso correspondiente a "Baja da de Cargas", se obtuvieron las cargas que bajan por las columnas del edificio hasta la cimentación. En la siguiente figura, se muestra la planta de la cimentación y las cargas totales por columna.



El centro de cargas es el punto de aplicación de la resultante de las cargas, que bajan por las columnas del edificio hasta la cimentación. Asimismo, se consideran las cargas uniformes, debidas a la losa de piso del estacionamiento y de la planta baja del departamento del semisótano.

Para determinar el punto de aplicación de la Resultante, se tomarán momentos con respecto a los Ejes "X" e "Y", que dan los siguientes resultados :

$$\bar{Y}_C = 7.74 \text{ m.}$$

$$\bar{X}_C = 6.80 \text{ m.}$$

El centro de gravedad de la planta del edificio, es el punto de aplicación de la Resultante de la reacción del terreno, sobre la cimentación (supuesta uniforme dicha reacción). En este caso, se calcula fácilmente, ya que coincide con el centroide de un rectángulo y sus coordenadas son :

$$(6.80 , 7.25)$$

La diferencia entre las coordenadas del centro de cargas y de gravedad de la planta, determina las excentricidades, según los Ejes "X" e "Y".

$$e_x = \bar{X}_C - \bar{X}_G = 6.80 - 6.80 = 0$$

$$e_y = \bar{Y}_C - \bar{Y}_G = 7.74 - 7.25 = 0.49 \text{ m.}$$

El edificio, presenta la particularidad de tener excentricidad, únicamente en el Eje de las "Y"; para eliminarla y evitar el volteo, se lastrará la celda comprendida entre los Ejes 1 y 6 y los Entrejes A y B, utilizando arcilla o arena bien graduada, con un peso volumétrico aproximado de 1.8 ton/m^3 , hasta una altura de 1.25 m.

Calculando nuevamente el punto de aplicación de las cargas y tomando en cuenta el lastre, se logra la coincidencia entre los centros de cargas y de gravedad de la planta.

Los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo, serán (Art. 262) :

i) Sondeos de penetración estandar para determinar la -
 - estratigrafía, la posición de nivel freático, si existe, en la profundidad ex-
plorada y las propiedades índices de los materiales encontrados. La profundi-
 dad de los sondeos, será al menos igual a dos veces el ancho en planta de la-
 subestructura, excepto cuando el estrato compresible se encuentre a una pro-
 fundidad menor, en cuyo caso, esta será la profundidad del sondeo.

ii) Estimación de las propiedades mecánicas pertinentes, -
 a partir de las propiedades índices; siempre que existan correlaciones aplica-
 bles a los materiales del sitio. En caso contrario, muestreo inalterado y --
 pruebas de laboratorio, para determinar las propiedades mecánicas de interés.
 En caso de cimentaciones profundas, investigación de-
 la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regio-
 nal.

El número mínimo de sondeos para esta zona, será de uno por
 cada 100 m. o fracción del perímetro mínimo de la superficie cubierta por la-
 construcción (Art. 262, III).

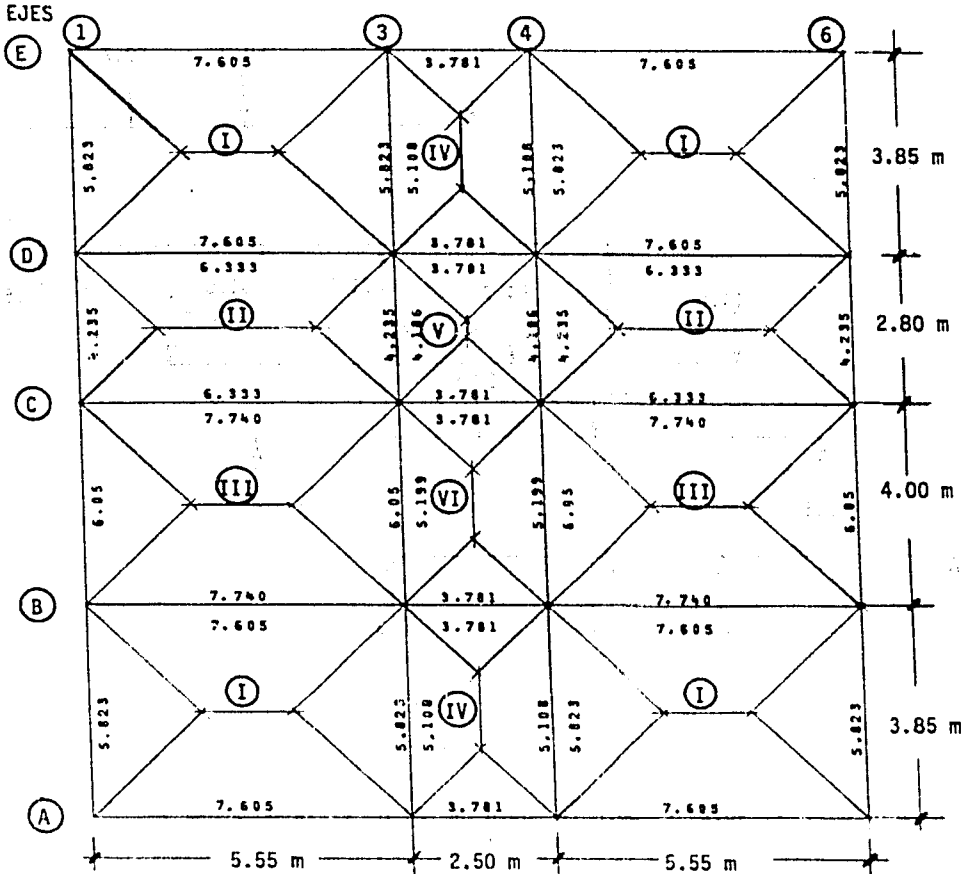
4.3) Equilibrio de Cortantes.

El método denominado de "Equilibrio de Cortantes", resuelve
 en forma sencilla, el complicado problema de lograr que en las cimentaciones,
 se realice el equilibrio de fuerzas en cada una de las columnas; ya que como-
 es sabido, no existe el equilibrio de cargas verticales bajo cada una de las-
 columnas, verificándose solamente el equilibrio total.

La reacción del terreno se considera uniforme y será la su-
 ma de las cargas verticales entre el área, o sea :

$$w = \frac{\Sigma P_{col.}}{A} = \frac{1193.20}{13.60 \times 14.50}$$

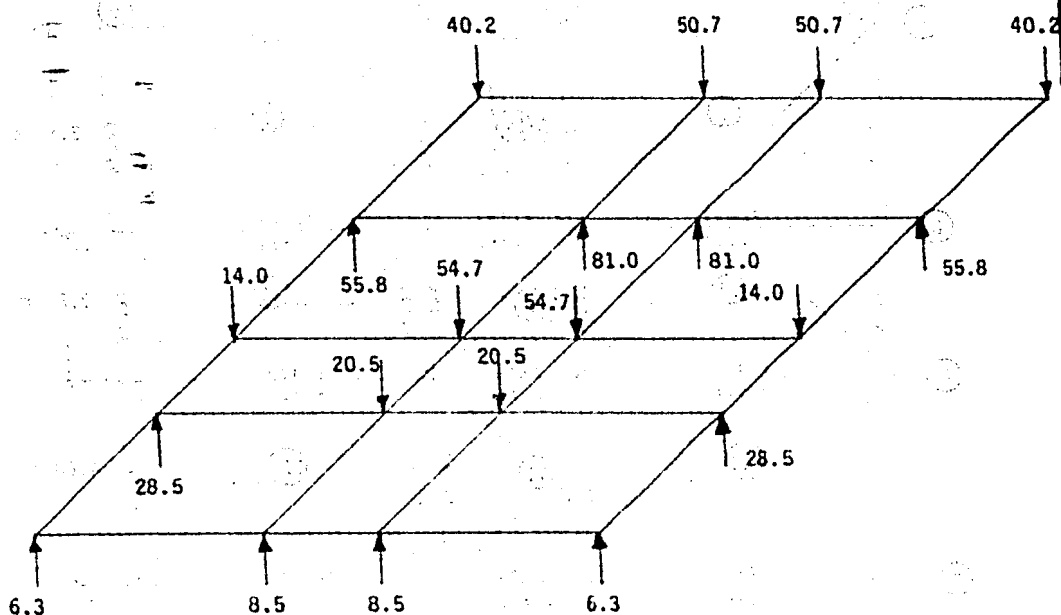
Supondremos que la transmisión de la reacción del terreno, a las contratraves de cimentación se realizan en igual forma que en el caso de un techo bajo carga uniforme; en la siguiente figura, se muestra la forma de dicha distribución.



$$\omega = 6.05 \text{ T/m}^2.$$

Con las cargas indicadas, se calculan las contratraves como continuas, suponiendo que todas ellas, están empotradas en sus extremos; por lo que los cortantes en cada uno de ellos, serán los de una viga isostática.

De la suma vectorial de las cargas que bajan por las columnas del edificio y de las cargas provocadas por la reacción del terreno, se determinan las fuerzas desequilibradas que actúan en todos y cada uno de los nudos que forman la retícula de las contratraves de la cimentación.



$$\Sigma F_v = 0$$

$$- 40.2 - 50.7 + 55.8 + 81.0 - 14.0 - 54.7$$

$$+ 28.5 - 20.5 + 6.3 + 8.5 = 0$$

$$- 180.1 + 180.1 = 0$$

$$0 = 0 \quad \checkmark$$

RETICULA DE LA CIMENTACION.

En base a la simetría que presenta la retícula de las contratraves de cimentación, se puede analizar solo la mitad de ella; tomando en cuenta que :

$$V''_{23} = V''_{32}$$

$$V''_{67} = V''_{76}$$

$$V''_{10,11} = V''_{11,10}$$

$$V''_{14,15} = V''_{15,14}$$

$$V''_{18,19} = V''_{19,18}$$

Para la solución de la retícula de cimentación (método de Equilibrio de Cortantes), se aplicará la siguiente fórmula; que se deriva, de las ecuaciones usuales de Kani (ver Capítulo Sexto : Conclusiones) :

$$V''_{ik} = \lambda_{ik} (Q_i - \sum V''_{ki})$$

1). Rigideces y Factores de Distribución Lineal.

En este caso, se tiene contratraves de diferente longitud; por lo tanto, es necesario determinar los distintos coeficientes de reducción (C_{ik}), así como los factores de distribución lineal (λ_{ik}). Para ello, tomaremos una longitud de corte, que será : hr = 5.55 m.

Con esta longitud, se calcularán los coeficientes de reducción "C_{ik}" :

$$C_{ik} = \frac{hr}{h_{ik}}$$

Si tomamos : hr = 5.55 m.

$$C_{12} = C_{34} = C_{56} = C_{78} = C_{9,10} = C_{11,12} = C_{13,14} = C_{15,16} = C_{17,18} = C_{19,20} = \frac{5.55}{5.55} = 1.0$$

$$C_{23} = C_{45} = C_{67} = C_{89} = C_{10,11} = C_{12,13} = C_{14,15} = C_{16,17} = C_{18,19} = \frac{5.55}{2.50} = 2.22$$

$$C_{15} = C_{26} = C_{37} = C_{48} = C_{17,17} = C_{14,18} = C_{15,19} = C_{18,20} = \frac{5.55}{3.85} = 1.442$$

$$C_{59} = C_{6,10} = C_{7,11} = C_{8,12} = \frac{5.55}{2.80} = 1.982$$

$$C_{9,13} = C_{10,14} = C_{11,15} = C_{12,16} = \frac{5.55}{4.00} = 1.388$$

NUDO 1

$$v_{ik} = -\frac{3}{2} \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} K}$$

$$v_{12} = -\frac{3}{2} \frac{C_{12} K_{12}}{C_{12}^2 K_{12} + C_{15}^2 K_{15}}$$

$$v_{12} = -\frac{3}{2} \frac{1.0 (1)}{1.0^2 (1) + 1.442^2 (1.44)}$$

$$v_{12} = -\frac{3}{2} \frac{1}{1 + 2.994} = -\frac{3}{2} \frac{1}{3.994} = -0.376$$

$$v_{15} = \frac{3}{2} \frac{C_{15} K_{15}}{3.994} = \frac{3}{2} \frac{1.442 (1.44)}{3.994} = \frac{3}{2} \frac{2.076}{3.994} = 0.780$$

Comprobación :

$$\sum C_{ik} v_{ik} = -\frac{3}{2}$$

$$C_{12} v_{12} + C_{15} v_{15} = -\frac{3}{2}$$

$$1.0 (-0.376) + 1.442 (-0.780) = -\frac{3}{2}$$

$$-0.376 - 1.125 = -\frac{3}{2}$$

$$-1.501 = -\frac{3}{2} \checkmark$$

NUDO 2

$$v_{21} = -\frac{3}{2} \frac{C_{21} K_{21}}{C_{21}^2 K_{21} + C_{23}^2 K_{23} + C_{26}^2 K_{26}}$$

$$v_{21} = -\frac{3}{2} \frac{1.0 (1.0)}{1^2 (1.0) + 2.22^2 (2.22) + 1.442^2 (1.44)} = -0.100$$

$$v_{23} = -\frac{3}{2} \frac{C_{23} K_{23}}{14.935} = -\frac{3}{2} \frac{2.22 (2.22)}{14.935} = -0.495$$

$$v_{26} = -\frac{3}{2} \frac{C_{26} K_{26}}{14.935} = -\frac{3}{2} \frac{1.442 (1.44)}{14.935} = -0.209$$

NUDO 5

$$v_{51} = -\frac{3}{2} \frac{C_{51} K_{51}}{C_{51}^2 K_{51} + C_{56}^2 K_{56} + C_{59}^2 K_{59}}$$

$$v_{51} = -\frac{3}{2} \frac{1.442 (1.44)}{1.442^2 (1.44) + 1.0^2 (1) + 1.982^2 (1.98)} = -0.265$$

$$v_{56} = -\frac{3}{2} \frac{C_{55} K_{55}}{11.772}$$

$$v_{56} = -\frac{3}{2} \frac{1.0 (1.0)}{11.772} = -0.127$$

$$v_{59} = -\frac{3}{2} \frac{C_{59} K_{59}}{11.772} = -\frac{3}{2} \frac{1.982 (1.98)}{11.772} = -\frac{3}{2} \frac{3.924}{11.772} = -0.500$$

NUDO 6

$$v_{65} = -\frac{3}{2} \frac{C_{65} K_{65}}{C_{65}^2 K_{65} + C_{62}^2 K_{62} + C_{67}^2 K_{67} + C_{6,10}^2 K_{6,10}}$$

$$v_{65} = -\frac{3}{2} \frac{1.0 (1)}{1.0^2 (1) + 1.442^2 (1.44) + 2.22^2 (2.22) + 1.982^2 (1.98)}$$

$$v_{65} = -\frac{3}{2} \frac{1.0}{22.713} = -0.066$$

$$v_{62} = -\frac{3}{2} \frac{C_{62} K_{62}}{22.713} = -\frac{3}{2} \frac{1.442 (1.44)}{22.713} = -0.137$$

$$v_{67} = -\frac{3}{2} \frac{C_{67} K_{67}}{22.713} = -\frac{3}{2} \frac{2.22 (2.22)}{22.713} = -0.325$$

$$v_{6,10} = -\frac{3}{2} \frac{C_{6,10} K_{6,10}}{22.713} = -\frac{3}{2} \frac{1.982 (1.98)}{22.713} = -0.259$$

NUDO 9

$$v_{95} = -\frac{3}{2} \frac{C_{95} K_{95}}{C_{95}^2 K_{95} + C_{9,10}^2 K_{9,10} + C_{9,13}^2 K_{9,13}}$$

$$v_{95} = -\frac{3}{2} \frac{1.982 (1.98)}{1.982^2 (1.98) + 1.0^2 (1) + 1.388^2 (1.388)}$$

$$v_{95} = -\frac{3}{2} \frac{3.924}{7.778 + 1.0 + 2.674} = -0.514$$

$$v_{9,10} = -\frac{3}{2} \frac{C_{9,10} K_{9,10}}{11.452} = -\frac{3}{2} \frac{1.0 (1)}{11.452} = -0.131$$

$$v_{9,13} = -\frac{3}{2} \frac{C_{9,13} K_{9,13}}{11.452} = -\frac{3}{2} \frac{1.388 (1.388)}{11.452} = -0.252$$

NUDO 10

$$v_{10,9} = -\frac{3}{2} \frac{C_{10,9} K_{10,9}}{C_{10,9}^2 K_{10,9} + C_{10,c}^2 K_{10,c} + C_{10,11}^2 K_{10,11} + C_{10,14}^2 K_{10,14}}$$

$$v_{10,9} = -\frac{3}{2} \frac{1.0 (1)}{1.0^2 (1) + 1.982^2 (1.98) + 2.22^2 (2.22) + 1.388^2 (1.388)}$$

$$v_{10,9} = -\frac{3}{2} \frac{1}{22.393} = -0.067$$

$$v_{10,8} = -\frac{3}{2} \frac{C_{10,8} K_{10,8}}{22.393} = -\frac{3}{2} \frac{1.982 (1.98)}{22.393} = -0.263$$

$$v_{10,11} = -\frac{3}{2} \frac{C_{10,11} K_{10,11}}{22.393} = -\frac{3}{2} \frac{2.22 (2.22)}{22.393} = -0.330$$

$$v_{10,14} = -\frac{3}{2} \frac{C_{10,14} K_{10,14}}{22.393} = -\frac{3}{2} \frac{1.388 (1.388)}{22.393} = -0.129$$

NUDO 13

$$v_{13,9} = -\frac{3}{2} \frac{C_{13,9} K_{13,9}}{C_{13,9}^2 K_{13,9} + C_{13,14}^2 K_{13,14} + C_{13,17}^2 K_{13,17}} = -\frac{3}{2} \frac{1.388 (1.388)}{1.388 (1.388)}$$

$$v_{13,9} = -\frac{3}{2} \frac{1.388^2 (1.388) + 1.0^2 (1) + 1.442^2 (1.44)}{1.388^2 (1.388) + 1.0^2 (1) + 1.442^2 (1.44)}$$

$$v_{13,9} = -\frac{3}{2} \frac{1.927}{6.668} = -0.433$$

$$v_{13,14} = -\frac{3}{2} \frac{C_{13,14} K_{13,14}}{6.668} = -\frac{3}{2} \frac{1.0 (1)}{6.668} = -0.225$$

$$v_{13,17} = -\frac{3}{2} \frac{C_{13,17} K_{13,17}}{6.668} = -\frac{3}{2} \frac{1.442 (1.44)}{6.668} = -0.467$$

NUDO 14

$$v_{14,13} = -\frac{3}{2} \frac{C_{14,13} K_{14,13}}{C_{14,13}^2 K_{14,13} + C_{14,10}^2 K_{14,10} + C_{14,15}^2 K_{14,15} + C_{14,18}^2 K_{14,18}} = -\frac{3}{2} \frac{1.0 (1)}{1.0 (1)}$$

$$v_{14,13} = -\frac{3}{2} \frac{1.0^2 (1) + 1.388^2 (1.388) + 2.22^2 (2.22) + 1.442^2 (1.44)}{1.0^2 (1) + 1.388^2 (1.388) + 2.22^2 (2.22) + 1.442^2 (1.44)}$$

$$v_{14,13} = -0.085$$

$$v_{14,10} = -\frac{3}{2} \frac{C_{14,10} K_{14,10}}{17.609} = -\frac{3}{2} \frac{1.388 (1.388)}{17.609} = -0.164$$

$$v_{14,15} = -\frac{3}{2} \frac{C_{14,15} K_{14,15}}{17.609} = -\frac{3}{2} \frac{2.22 (2.22)}{17.609} = -0.420$$

$$v_{14,18} = -\frac{3}{2} \frac{C_{14,18} K_{14,18}}{17.609} = -\frac{3}{2} \frac{1.442 (1.44)}{17.609} = -0.177$$

NUDO 17

$$v_{17,13} = -\frac{3}{2} \frac{C_{17,13} K_{17,13}}{C_{17,13}^2 K_{17,13} + C_{17,10}^2 K_{17,10}} = -\frac{3}{2} \frac{1.442 (1.44)}{1.442^2 (1.44) + 1.0^2 (1)}$$

$$v_{17,13} = -\frac{3}{2} \frac{1.442 (1.44)}{1.442^2 (1.44) + 1.0^2 (1)} = -0.780$$

$$v_{17,18} = -\frac{3}{2} \frac{C_{17,18} K_{17,18}}{3.994} = -\frac{3}{2} \frac{1.0 (1)}{3.994} = -0.376$$

$$\begin{aligned}
 v_{18,17} &= -\frac{3}{2} \frac{\text{NUDO } 18}{C_{18,17}^2 K_{18,17}} \\
 v_{18,17} &= -\frac{3}{2} \frac{1.0 (1)}{1.0^2 (1) + 1.442^2 (1.44) + 2.22^2 (2.22)} = -0.100 \\
 v_{18,14} &= -\frac{3}{2} \frac{C_{18,14} K_{18,14}}{14.935} = -\frac{3}{2} \frac{1.442 (1.44)}{14.935} = -0.209 \\
 v_{18,19} &= -\frac{3}{2} \frac{C_{18,19} K_{18,19}}{14.935} = -\frac{3}{2} \frac{2.22 (2.22)}{14.935} = -0.495
 \end{aligned}$$

$$\lambda_{1k} = \frac{2}{3} v_{1k} C_{1k}$$

$$\lambda_{12} = \frac{2}{3} v_{12} C_{12} = \frac{2}{3} (-0.376) (1.0) = -0.251$$

$$\lambda_{15} = \frac{2}{3} v_{15} C_{15} = \frac{2}{3} (-0.780) (1.442) = -0.750$$

$$\lambda_{21} = \frac{2}{3} v_{21} C_{21} = \frac{2}{3} (-0.100) (1.0) = -0.067$$

$$\lambda_{23} = \frac{2}{3} v_{23} C_{23} = \frac{2}{3} (-0.495) (2.22) = -0.733$$

$$\lambda_{26} = \frac{2}{3} v_{26} C_{26} = \frac{2}{3} (-0.209) (1.442) = -0.201$$

$$\lambda_{51} = \frac{2}{3} v_{51} C_{51} = \frac{2}{3} (-0.265) (1.442) = -0.255$$

$$\lambda_{56} = \frac{2}{3} v_{56} C_{56} = \frac{2}{3} (-0.127) (1.0) = -0.085$$

$$\lambda_{59} = \frac{2}{3} v_{59} C_{59} = \frac{2}{3} (-0.500) (1.982) = -0.661$$

$$\lambda_{65} = \frac{2}{3} v_{65} C_{65} = \frac{2}{3} (-0.066) (1.0) = -0.044$$

$$\lambda_{62} = \frac{2}{3} v_{62} C_{62} = \frac{2}{3} (-0.137) (1.442) = -0.132$$

$$\lambda_{67} = \frac{2}{3} v_{67} C_{67} = \frac{2}{3} (-0.325) (2.22) = -0.481$$

$$\lambda_{6,10} = \frac{2}{3} v_{6,10} C_{6,10} = \frac{2}{3} (-0.259) (1.982) = -0.342$$

$$\lambda_{68} = \frac{2}{3} v_{68} C_{68} = \frac{2}{3} (-0.514) (1.982) = -0.679$$

$$\lambda_{9,10} = \frac{2}{3} v_{9,10} C_{9,10} = \frac{2}{3} (-0.131) (1.0) = -0.087$$

$$\lambda_{9,13} = \frac{2}{3} v_{9,13} C_{9,13} = \frac{2}{3} (-0.252) (1.388) = -0.233$$

NUDO 10

$$\lambda_{10,9} = \frac{2}{3} v_{10,9} C_{10,9} = \frac{2}{3} (-0.067) (1.0) = -0.045$$

$$\lambda_{10,6} = \frac{2}{3} v_{10,6} C_{10,6} = \frac{2}{3} (-0.263) (1.982) = -0.348$$

$$\lambda_{10,11} = \frac{2}{3} v_{10,11} C_{10,11} = \frac{2}{3} (-0.330) (2.22) = -0.488$$

$$\lambda_{10,14} = \frac{2}{3} v_{10,14} C_{10,14} = \frac{2}{3} (-0.129) (1.388) = -0.119$$

NUDO 13

$$\lambda_{13,9} = \frac{2}{3} v_{13,9} C_{13,9} = \frac{2}{3} (-0.433) (1.388) = -0.401$$

$$\lambda_{13,14} = \frac{2}{3} v_{13,14} C_{13,14} = \frac{2}{3} (-0.225) (1.0) = -0.150$$

$$\lambda_{13,17} = \frac{2}{3} v_{13,17} C_{13,17} = \frac{2}{3} (-0.467) (1.442) = -0.449$$

NUDO 14

$$\lambda_{14,13} = \frac{2}{3} v_{14,13} C_{14,13} = \frac{2}{3} (-0.085) (1.0) = -0.057$$

$$\lambda_{14,10} = \frac{2}{3} v_{14,10} C_{14,10} = \frac{2}{3} (-0.164) (1.388) = -0.152$$

$$\lambda_{14,15} = \frac{2}{3} v_{14,15} C_{14,15} = \frac{2}{3} (-0.420) (2.22) = -0.622$$

$$\lambda_{14,18} = \frac{2}{3} v_{14,18} C_{14,18} = \frac{2}{3} (-0.177) (1.442) = -0.170$$

NUDO 17

$$\lambda_{17,13} = \frac{2}{3} v_{17,13} C_{17,13} = \frac{2}{3} (-0.780) (1.442) = -0.750$$

$$\lambda_{17,18} = \frac{2}{3} v_{17,18} C_{17,18} = \frac{2}{3} (-0.376) (1.0) = -0.251$$

NUDO 18

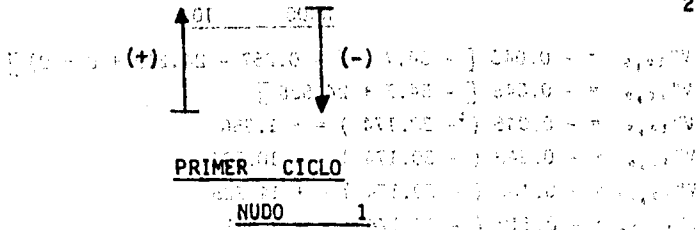
$$\lambda_{18,17} = \frac{2}{3} v_{18,17} C_{18,17} = \frac{2}{3} (-0.100) (1.0) = -0.067$$

$$\lambda_{18,14} = \frac{2}{3} v_{18,14} C_{18,14} = \frac{2}{3} (-0.209) (1.442) = -0.201$$

$$\lambda_{18,19} = \frac{2}{3} v_{18,19} C_{18,19} = \frac{2}{3} (-0.495) (2.22) = -0.733$$

2) Convención de Signos e Iteraciones.

Tanto para las fuerzas que obran en los nudos, como para los cortantes de los extremos opuestos al nudo; se considera positivo su sentido, de abajo hacia arriba y negativo en sentido contrario, como se indica a continuación:



$$V''_{12} = - 0.251 [- 40.2 - (0 + 0)]$$

$$V''_{12} = - 0.251 (- 40.2) = + 10.090$$

$$V''_{15} = - 0.750 (- 40.2) = + 30.150$$

NUDO 2

$$V''_{21} = - 0.067 [- 50.7 - (10.090 + 0 + 0)]$$

$$V''_{21} = - 0.067 (- 50.7 - 10.090)$$

$$V''_{21} = - 0.067 (- 60.790) = + 4.073$$

$$V''_{23} = - 0.733 (- 60.790) = + 44.559$$

$$V''_{26} = - 0.201 (- 60.790) = + 12.219$$

NUDO 5

$$V''_{51} = - 0.255 [55.8 - (30.150 + 0 + 0)]$$

$$V''_{51} = - 0.255 [55.8 - 30.150]$$

$$V''_{51} = - 0.255 (25.650) = - 6.541$$

$$V''_{56} = - 0.085 (25.650) = - 2.180$$

$$V''_{59} = - 0.661 (25.650) = - 16.955$$

NUDO 6

$$V''_{65} = - 0.044 [81 - (- 2.180 + 12.219 + 0 + 0)]$$

$$V''_{65} = - 0.044 [81 - 10.039] = - 0.044 (70.961)$$

$$V''_{65} = - 3.122$$

$$V''_{62} = - 0.132 (70.961) = - 9.367$$

$$V''_{67} = - 0.481 (70.961) = - 34.132$$

$$V''_{6,10} = - 0.342 (70.961) = - 24.269$$

NUDO 9

$$V''_{95} = - 0.679 [- 14 - (- 16.955 + 0 + 0)]$$

$$V''_{95} = - 0.679 [- 14 + 16.955]$$

$$V''_{96} = - 0.679 (2.955) = - 2.006$$

$$V''_{9,10} = - 0.087 (2.955) = - 0.257$$

$$V''_{9,13} = - 0.233 (2.955) = - 0.689$$

NUDO 10

$$V''_{10,9} = -0.045 [-54.7 - (-0.257 - 24.269 + 0 + 0)]$$

$$V''_{10,9} = -0.045 [-54.7 + 24.526]$$

$$V''_{10,9} = -0.045 (-30.174) = +1.358$$

$$V''_{10,6} = -0.348 (-30.174) = +10.501$$

$$V''_{10,11} = -0.488 (-30.174) = +14.725$$

$$V''_{10,14} = -0.119 (-30.174) = +3.591$$

NUDO 13

$$V''_{13,9} = -0.401 [28.5 - (-0.689 + 0 + 0)]$$

$$V''_{13,9} = -0.401 [28.5 + 0.689]$$

$$V''_{13,9} = -0.401 (29.189) = -11.705$$

$$V''_{13,14} = -0.150 (29.189) = -4.378$$

$$V''_{13,17} = -0.449 (29.189) = -13.106$$

NUDO 14

$$V''_{14,13} = -0.057 [-20.5 - (-4.378 + 3.591 + 0 + 0)]$$

$$V''_{14,13} = -0.057 [-20.5 - (-0.787)]$$

$$V''_{14,13} = -0.057 (-20.5 + 0.787)$$

$$V''_{14,13} = -0.057 (-19.713) = +1.124$$

$$V''_{14,10} = -0.152 (-19.713) = +2.996$$

$$V''_{14,15} = -0.622 (-19.713) = +12.261$$

$$V''_{14,18} = -0.170 (-19.713) = +3.351$$

NUDO 17

$$V''_{17,13} = -0.750 [6.3 - (-13.106 + 0)]$$

$$V''_{17,13} = -0.750 (6.3 + 13.106)$$

$$V''_{17,13} = -0.750 (19.406) = -14.555$$

$$V''_{17,18} = -0.251 (19.406) = -4.871$$

NUDO 18

$$V''_{18,17} = -0.067 [8.5 - (-4.871 + 3.351 + 0)]$$

$$V''_{18,17} = -0.067 [8.5 - (-1.520)]$$

$$V''_{18,17} = -0.067 (8.5 + 1.520)$$

$$V''_{18,17} = -0.067 (10.020) = -0.671$$

$$V''_{18,14} = -0.201 (10.020) = -2.014$$

$$V''_{18,19} = -0.733 (10.020) = -7.345$$

SEGUNDO CICLONUDO 1

$$\begin{aligned} V''_{12} &= -0.251 [-40.2 - (4.073 - 6.541)] \\ V''_{12} &= -0.251 [-40.2 - (-2.468)] \\ V''_{12} &= -0.251 [-40.2 + 2.468] \\ V''_{12} &= -0.251 (-37.732) = +9.471 \\ V''_{15} &= -0.750 (-37.732) = +28.299 \end{aligned}$$

NUDO 2

$$\begin{aligned} V''_{21} &= -0.067 [-50.7 - (9.471 + 44.559 - 9.367)] \\ V''_{21} &= -0.067 [-50.7 - (44.663)] \\ V''_{21} &= -0.067 (-50.7 - 44.663) \\ V''_{21} &= -0.067 (-95.363) = +6.389 \\ V''_{23} &= -0.733 (-95.363) = +69.901 \\ V''_{26} &= -0.201 (-95.363) = +19.168 \end{aligned}$$

NUDO 5

$$\begin{aligned} V''_{51} &= -0.255 [55.8 - (28.299 - 3.122 - 2.006)] \\ V''_{51} &= -0.255 [55.8 - 23.171] \\ V''_{51} &= -0.255 (32.629) = -8.320 \\ V''_{56} &= -0.085 (32.629) = -2.773 \\ V''_{59} &= -0.661 (32.629) = -21.568 \end{aligned}$$

NUDO 6

$$\begin{aligned} V''_{65} &= -0.044 [81.0 - (-2.773 + 19.168 - 34.132 + 10.501)] \\ V''_{65} &= -0.044 [81.0 - (-7.236)] \\ V''_{65} &= -0.044 (81.0 + 7.236) \\ V''_{65} &= -0.044 (88.236) = -3.882 \\ V''_{62} &= -0.132 (88.236) = -11.647 \\ V''_{67} &= -0.481 (88.236) = -42.442 \\ V''_{6,10} &= -0.342 (88.236) = -30.177 \end{aligned}$$

NUDO 9

$$\begin{aligned} V''_{95} &= -0.679 [-14.0 - (-21.568 + 1.358 - 11.705)] \\ V''_{95} &= -0.679 [-14.0 - (-31.915)] \\ V''_{95} &= -0.679 (-14.0 + 31.915) \\ V''_{95} &= -0.679 (17.915) = -12.164 \\ V''_{9,10} &= -0.087 (17.915) = -1.559 \\ V''_{9,13} &= -0.233 (17.915) = -4.174 \end{aligned}$$

NUDO 10

$$V''_{10,9} = -0.045 [-54.7 - (-1.559 - 30.177 + 14.725 + 2.996)]$$

$$V''_{10,9} = -0.045 [-54.7 - (-14.015)]$$

$$V''_{10,9} = -0.045 [-54.7 + 14.015]$$

$$V''_{10,9} = -0.045 (-40.685) = +1.831$$

$$V''_{10,6} = -0.348 (-40.685) = +14.158$$

$$V''_{10,11} = -0.488 (-40.685) = +19.854$$

$$V''_{10,14} = -0.119 (-40.685) = +4.842$$

NUDO 13

$$V''_{13,9} = -0.401 [28.5 - (-4.174 + 1.124 - 14.555)]$$

$$V''_{13,9} = -0.401 [28.5 - (-17.605)]$$

$$V''_{13,9} = -0.401 (28.5 + 17.605)$$

$$V''_{13,9} = -0.401 (46.105) = -18.488$$

$$V''_{13,14} = -0.150 (46.105) = -6.916$$

$$V''_{13,17} = -0.449 (46.105) = -20.701$$

NUDO 14

$$V''_{14,13} = -0.057 [-20.5 - (-6.916 + 4.842 + 12.261 - 2.014)]$$

$$V''_{14,13} = -0.057 [-20.5 - (8.173)]$$

$$V''_{14,13} = -0.057 (-28.673) = +1.634$$

$$V''_{14,10} = -0.152 (-28.673) = +4.358$$

$$V''_{14,15} = -0.622 (-28.673) = +17.835$$

$$V''_{14,18} = -0.170 (-28.673) = +4.874$$

NUDO 17

$$V''_{17,13} = -0.750 [6.3 - (-20.701 - 0.671)]$$

$$V''_{17,13} = -0.750 [6.3 - (-21.372)]$$

$$V''_{17,13} = -0.750 [6.3 + 21.372]$$

$$V''_{17,13} = -0.750 (27.672) = -20.754$$

$$V''_{17,18} = -0.251 (27.672) = -6.946$$

NUDO 18

$$V''_{18,17} = -0.067 [8.5 - (-6.946 + 4.874 - 7.345)]$$

$$V''_{18,17} = -0.067 [8.5 - (-9.417)]$$

$$V''_{18,17} = -0.067 (8.5 + 9.417)$$

$$V''_{18,17} = -0.067 (17.917) = -1.200$$

$$V''_{18,14} = -0.201 (17.917) = -3.601$$

$$V''_{18,15} = -0.733 (17.917) = -13.133$$

VIGESIMO OCTAVO CICLONUDO 1

$$V''_{12} = -0.251 [-40.2 - (13.316 - 19.052)]$$

$$V''_{12} = -0.251 [-40.2 - (-5.736)]$$

$$V''_{12} = -0.251 [-40.2 + 5.736]$$

$$V''_{12} = -0.251 [-34.464] = +8.650$$

$$V''_{13} = -0.750 [-34.464] = +25.848$$

NUDO 2

$$V''_{21} = -0.067 [-50.7 - (8.650 + 145.679 - 6.015)]$$

$$V''_{21} = -0.067 [-50.7 - (148.314)]$$

$$V''_{21} = -0.067 [-199.014] = +13.334$$

$$V''_{23} = -0.733 [-199.014] = +145.877$$

$$V''_{26} = -0.201 [-199.014] = +40.002$$

NUDO 5

$$V''_{51} = -0.255 [55.8 - (25.848 - 2.005 - 42.683)]$$

$$V''_{51} = -0.255 [55.8 - (-18.840)]$$

$$V''_{51} = -0.255 [55.8 + 18.840]$$

$$V''_{51} = -0.255 [74.640] = -19.033$$

$$V''_{56} = -0.085 [74.640] = -6.344$$

$$V''_{59} = -0.661 [74.640] = -49.337$$

NUDO 6

$$V''_{65} = -0.044 [81.0 - (-6.344 + 23.931 + 40.002 - 21.919)]$$

$$V''_{65} = -0.044 [81.0 - (35.670)]$$

$$V''_{65} = -0.044 [45.330] = -1.995$$

$$V''_{62} = -0.132 [45.330] = -5.984$$

$$V''_{67} = -0.481 [45.330] = -21.804$$

$$V''_{6,10} = -0.342 [45.330] = -15.503$$

NUDO 9

$$V''_{95} = -0.679 [-14.0 - (-49.337 + 3.095 - 30.577)]$$

$$V''_{95} = -0.679 [-14.0 - (-76.819)]$$

$$V''_{95} = -0.679 [-14.0 + 76.819]$$

$$V''_{98} = -0.679 [62.819] = -42.654$$

$$V''_{9,10} = -0.087 [62.819] = -5.465$$

$$V''_{9,11} = -0.233 [62.819] = -14.637$$

NUDO 10

NUDO 10

$$V''_{10,9} = -0.045 [-54.7 - (-5.465 - 15.503 + 33.559 + 1.606)]$$

$$V''_{10,9} = -0.045 [-54.7 - (14.197)]$$

$$V''_{10,9} = -0.045 [-68.897] = +3.100$$

$$V''_{10,6} = -0.348 [-68.897] = +23.976$$

$$V''_{10,11} = -0.488 [-68.897] = +33.622$$

$$V''_{10,14} = -0.119 [-68.897] = +8.199$$

NUDO 13

$$V''_{13,9} = -0.401 [28.5 - (-14.637 + 0.602 - 33.743)]$$

$$V''_{13,9} = -0.401 [28.5 - (-47.778)]$$

$$V''_{13,9} = -0.401 [28.5 + 47.778]$$

$$V''_{13,9} = -0.401 [76.278] = -30.587$$

$$V''_{13,14} = -0.150 [76.278] = -11.442$$

$$V''_{13,17} = -0.449 [76.278] = -34.249$$

NUDO 14

$$V''_{14,13} = -0.057 [-20.5 - (-11.442 + 8.199 + 6.572 - 13.409)]$$

$$V''_{14,13} = -0.057 [-20.5 - (-10.080)]$$

$$V''_{14,13} = -0.057 [-20.5 + 10.080]$$

$$V''_{14,13} = -0.057 [-10.420] = +0.594$$

$$V''_{14,10} = -0.152 [-10.420] = +1.584$$

$$V''_{14,15} = -0.622 [-10.420] = +6.481$$

$$V''_{14,18} = -0.170 [-10.420] = +1.771$$

NUDO 17

$$V''_{17,13} = -0.750 [6.3 - (-34.249 - 4.470)]$$

$$V''_{17,18} = - 0.750 [6.3 - (- 38.719)]$$

$$V''_{17,18} = - 0.750 [6.3 + 38.719]$$

$$V''_{17,18} = - 0.750 [45.019] = - 33.764$$

$$V''_{17,18} = - 0.251 [45.019] = - 11.300$$

NUDO 18

$$V''_{18,17} = - 0.067 [8.5 - (- 11.300 + 1.771 - 48.898)]$$

$$V''_{18,17} = - 0.067 [8.5 - (- 58.427)]$$

$$V''_{18,17} = - 0.067 [8.5 + 58.427]$$

$$V''_{18,17} = - 0.067 [66.927] = - 4.484$$

$$V''_{18,17} = - 0.201 [66.927] = - 13.452$$

$$V''_{18,19} = - 0.733 [66.927] = - 49.057$$

VIGESIMO NOVENO CICLO

NUDO 1

$$V''_{12} = - 0.251 [- 40.2 - (13.334 - 19.033)]$$

$$V''_{12} = - 0.251 [- 40.2 - (- 5.699)]$$

$$V''_{12} = - 0.251 [- 40.2 + 5.699]$$

$$V''_{12} = - 0.251 [- 34.501] = + 8.660$$

$$V''_{15} = - 0.750 [- 34.501] = + 25.876$$

NUDO 2

$$V''_{21} = - 0.067 [- 50.7 - (8.660 + 145.877 - 5.984)]$$

$$V''_{21} = - 0.067 [- 50.7 - (148.553)]$$

$$V''_{21} = - 0.067 [- 199.253] = + 13.350$$

$$V''_{23} = - 0.733 [- 199.253] = + 146.052$$

$$V''_{26} = - 0.201 [- 199.253] = + 40.050$$

$$V''_{10,6} = -0.348 [-69.014] = +24.017$$

$$V''_{10,11} = -0.488 [-69.014] = +33.679$$

$$V''_{10,14} = -0.119 [-69.014] = +8.213$$

NUDO 13

$$V''_{13,9} = -0.401 [28.5 - (-14.628 + 0.594 - 33.764)]$$

$$V''_{13,9} = -0.401 [28.5 - (-47.798)]$$

$$V''_{13,9} = -0.401 [28.5 + 47.798]$$

$$V''_{13,9} = -0.401 [76.298] = -30.595$$

$$V''_{13,14} = -0.150 [76.298] = -11.445$$

$$V''_{13,17} = -0.449 [76.298] = -34.258$$

NUDO 14

$$V''_{14,13} = -0.057 [-20.5 - (-11.445 + 8.213 + 6.481 - 13.452)]$$

$$V''_{14,13} = -0.057 [-20.5 - (-10.203)]$$

$$V''_{14,13} = -0.057 [-20.5 + 10.203]$$

$$V''_{14,13} = -0.057 [-10.297] = +0.587$$

$$V''_{14,18} = -0.152 [-10.297] = +1.565$$

$$V''_{14,15} = -0.622 [-10.297] = +6.405$$

$$V''_{14,18} = -0.170 [-10.297] = +1.750$$

NUDO 17

$$V''_{17,13} = -0.750 [6.3 - (-34.258 - 4.484)]$$

$$V''_{17,13} = -0.750 [6.3 - (-38.742)]$$

$$V''_{17,13} = -0.750 [6.3 + 38.742]$$

$$V''_{17,13} = -0.750 [45.042] = -33.782$$

$$V''_{17,18} = -0.251 [45.042] = -11.306$$

NUDO 18

$$V''_{18,17} = - 0.067 [8.5 - (- 11.306 + 1.750 - 49.057)]$$

$$V''_{18,17} = - 0.067 [8.5 - (- 58.613)]$$

$$V''_{18,17} = - 0.067 [8.5 + 58.613]$$

$$V''_{18,17} = - 0.067 [67.113] = - 4.497$$

$$V''_{18,18} = - 0.201 [67.113] = - 13.490$$

$$V''_{18,19} = - 0.733 [67.113] = - 49.194$$

TRIGESIMO CICLONUDO 1

$$V''_{12} = - 0.251 [- 40.2 - (13.350 - 19.016)]$$

$$V''_{12} = - 0.251 [- 40.2 - (- 5.666)]$$

$$V''_{12} = - 0.251 [- 40.2 + 5.666]$$

$$V''_{12} = - 0.251 [- 34.534] = + 8.668$$

$$V''_{15} = - 0.750 [- 34.534] = + 25.901$$

NUDO 2

$$V''_{21} = - 0.067 [- 50.7 - (8.668 + 146.052 - 5.955)]$$

$$V''_{21} = - 0.067 [- 50.7 - (148.765)]$$

$$V''_{21} = - 0.067 [- 199.465] = + 13.364$$

$$V''_{23} = - 0.733 [- 199.465] = + 146.208$$

$$V''_{26} = - 0.201 [- 199.465] = + 40.092$$

NUDO 5

$$V''_{31} = - 0.255 [55.8 - (25.901 - 1.985 - 42.628)]$$

$$V''_{31} = - 0.255 [55.8 - (- 18.712)]$$

V''_{10,12} = -0.285 [85.0 + 18.712]

V''_{10,11} = -0.285 [74.512] = - 6.334

V''_{10,10} = -0.661 [74.512] = - 49.252

NUDO 6

V''_{6,6} = -0.044 [81.0 - (- 6.334 + 40.092 + 124.017 - 21.701)]

V''_{6,5} = -0.044 [81.0 - (36.074)]

V''_{6,4} = -0.044 [- 44.926] = - 1.977

V''_{6,3} = -0.132 [- 44.926] = - 5.930

V''_{6,2} = -0.481 [- 44.926] = - 21.609

V''_{6,1} = -0.342 [- 44.926] = - 15.365

NUDO 9

V''_{9,9} = -0.679 [- 14.0 - (- 49.252 + 3.106 - 30.595)]

V''_{9,8} = -0.679 [- 14.0 - (- 26.741)]

V''_{9,7} = -0.679 [- 14.0 + 76.741]

V''_{9,6} = -0.679 [62.741] = - 42.601

V''_{9,5} = -0.087 [62.741] = - 5.458

V''_{9,4} = -0.233 [62.741] = - 14.619

NUDO 10

V''_{10,9} = -0.045 [- 54.7 - (- 5.458 - 15.365 + 33.679 + 1.565)]

V''_{10,8} = -0.045 [- 54.7 - (14.421)]

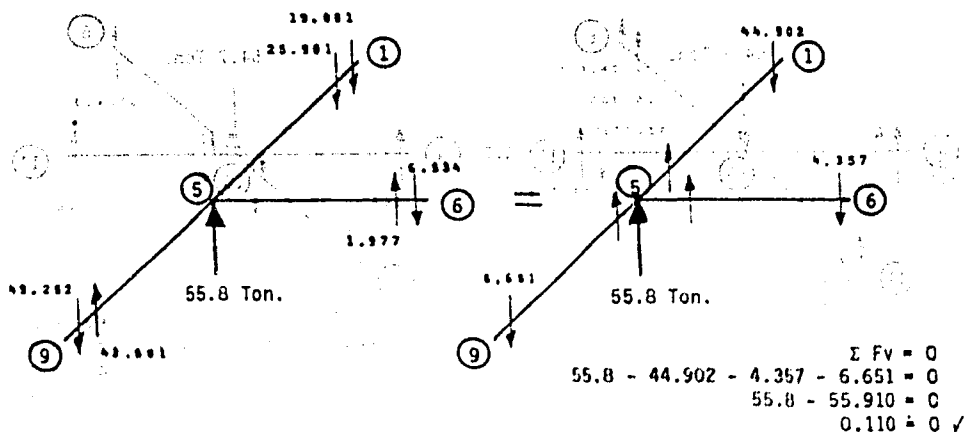
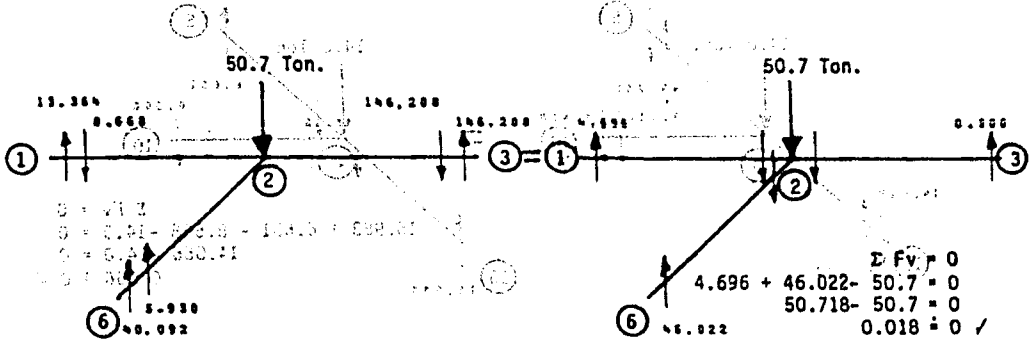
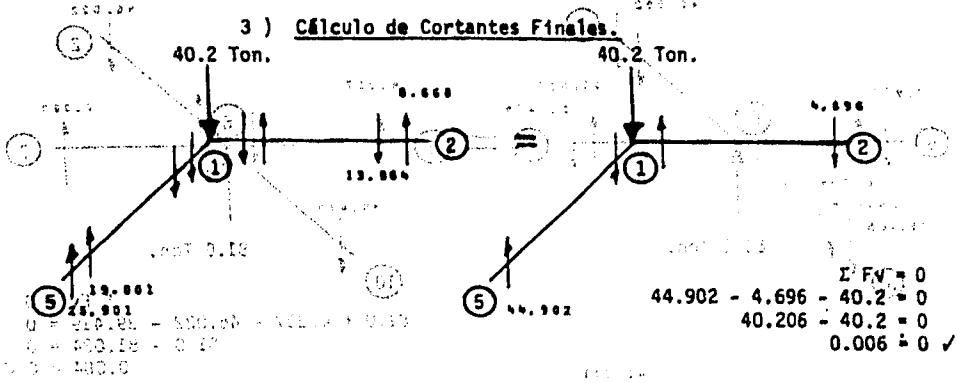
V''_{10,7} = -0.045 [- 69.121] = + 3.110

V''_{10,6} = -0.348 [- 69.121] = + 24.054

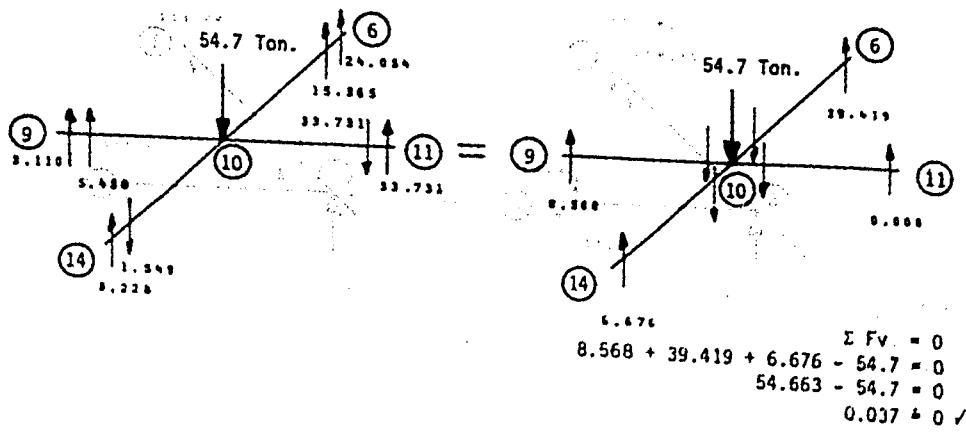
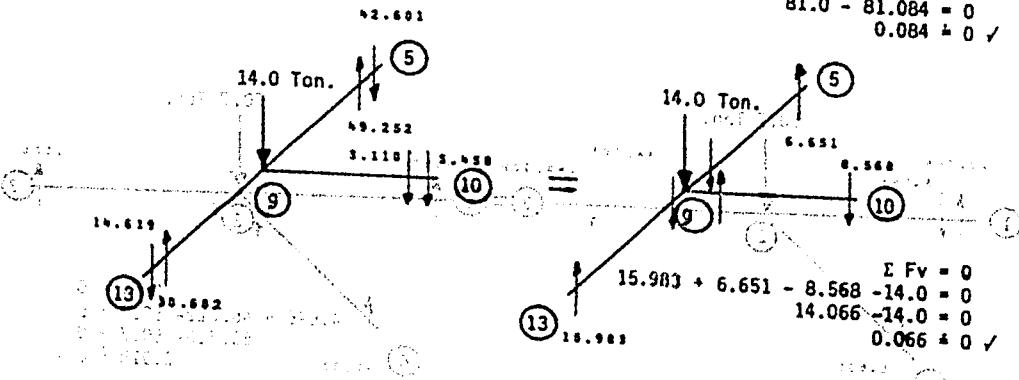
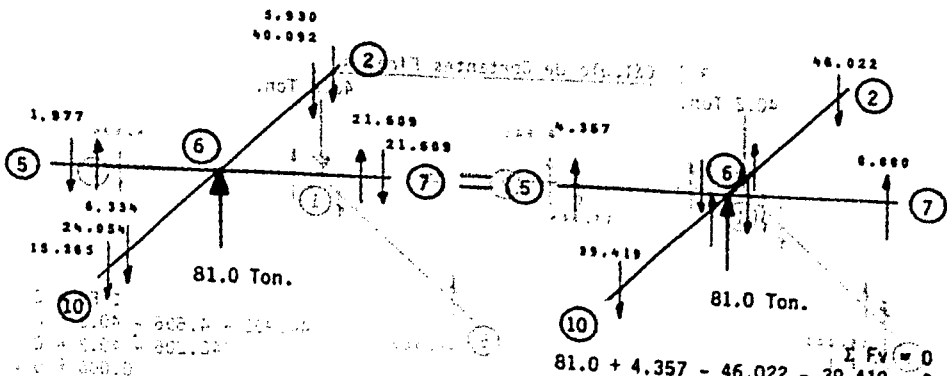
V''_{10,5} = -0.488 [- 69.121] = + 33.731

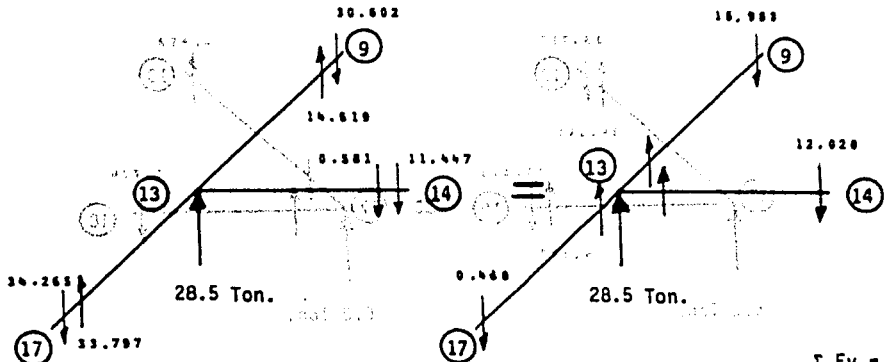
V''_{10,4} = -0.119 [- 69.121] = + 8.225

3) Cálculo de Cortantes Finales.



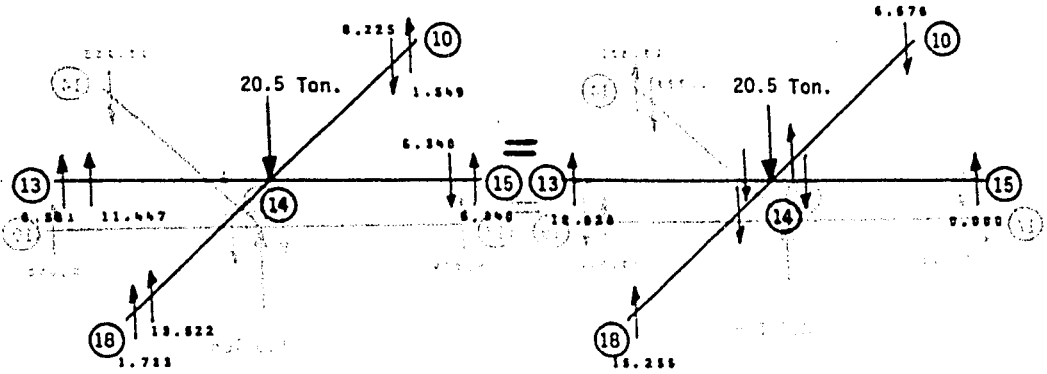
878



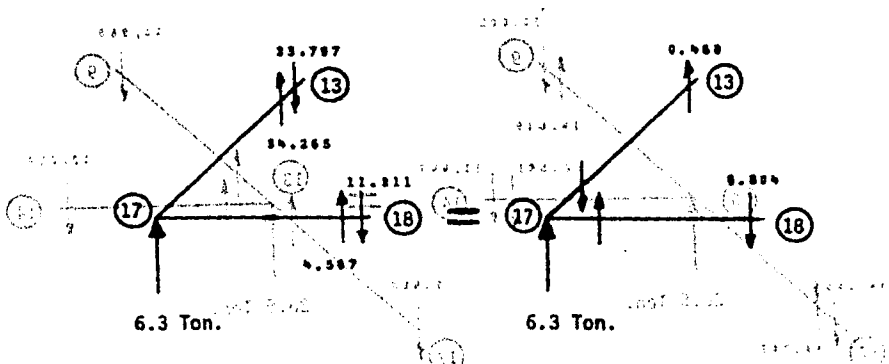


$\Sigma F_v = 0$
 $0 + 308.8 - 501.0 - 1.0 = 0$
 $0 + 308.8 - 2.0 = 0$
 $0 + 308.8$

$\Sigma F_v = 0$
 $28.5 - 15.983 - 12.028 - 0.468 = 0$
 $28.5 - 28.479 = 0$
 $0.021 \approx 0 \checkmark$

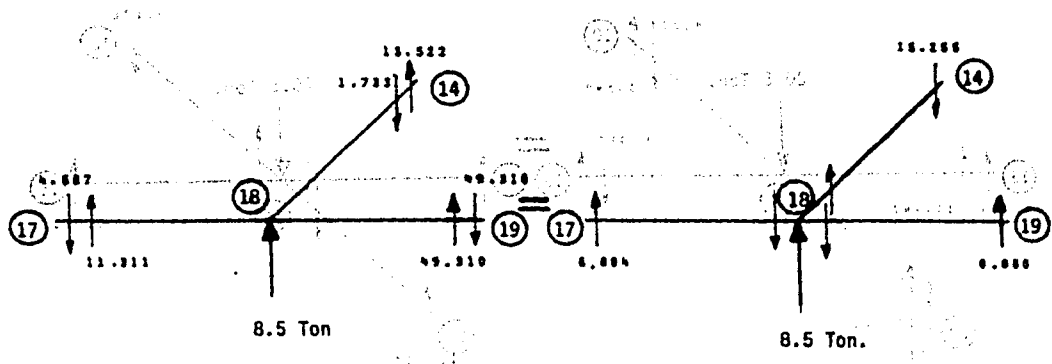


$\Sigma F_v = 0$
 $15.255 + 12.028 - 6.676 - 20.5 = 0$
 $20.607 - 20.5 = 0$
 $0.107 \approx 0 \checkmark$



$\Sigma F_v = 0$
 $6.3 + 0.468 - 6.804 = 0$
 $6.3 - 6.336 = 0$
 $0.036 \approx 0 \checkmark$

$\Sigma F_v = 0$
 $6.3 + 0.468 - 6.804 = 0$
 $6.3 - 6.336 = 0$
 $0.036 \approx 0 \checkmark$



$\Sigma F_v = 0$
 $6.804 - 15.255 + 8.5 = 0$
 $- 8.451 + 8.5 = 0$
 $0.049 \approx 0 \checkmark$

4) Cálculo del asentamiento diferencial máximo en la retícula de cimentación.

El Momento debido al desplazamiento lineal relativo (Δ) de una barra, es :

$$M''_{ik} = \frac{6 EI}{L^2} \Delta$$

$$\Delta = \frac{M''_{ik} L^2}{6 EI} \quad (1)$$

$$\text{Pero : } M''_{ik} = \frac{V''_{ik} \cdot L}{2} \quad (2)$$

Sustituyendo (2) en (1) :

$$\Delta = \frac{V''_{ik} \cdot L^3}{12 EI} \quad (3)$$

Si :

V''_{ik} (Ton)

L (m)

E (kg/cm²)

I (cm⁴)

$$\Delta = \frac{\text{Ton} \cdot \text{m}^3}{\text{kg} \cdot \text{cm}^4} = \frac{\text{Ton} \cdot \text{m}^3}{\text{kg} \cdot \text{cm}^2}$$

Para obtener Δ en cm :

$$1 \text{ Ton} = 10^3 \text{ kg}$$

$$1 \text{ m} = 10^2 \text{ cm}$$

$$1 \text{ m}^3 = 10^6 \text{ cm}^3$$

$$\Delta = \frac{10^3 \text{ Ton} \cdot \text{m}^3}{\text{kg} \cdot \text{cm}^2}$$

Sustituyendo el valor del momento de inercia, correspondiente a la contratrabe en la ecuación (3), se tiene finalmente :

$$\Delta = \frac{V''ik \cdot L^3}{2828,427} ; \quad (f'c = 200 \text{ kg/cm}^2)$$

Para obtener el resultado anterior se consideró el valor del módulo de elasticidad del concreto como : $E = 10,000\sqrt{f'c}$

El asentamiento diferencial máximo, se registra en la barra 2-6 (contratrabe) y vale 0.929 cm.

De acuerdo con la tabla 7 del "Diseño y Construcción de Cimentaciones" de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D. F.; el valor límite de la relación entre el asentamiento diferencial y el claro, es de : 0.004

Por lo tanto :

$$\frac{\Delta_{\text{rel.}}}{L} \leq 0.004$$

$$\frac{0.929}{385} = 0.0024 < 0.004 \quad \checkmark$$

En ninguno de los restantes nudos de la retícula de cimentación, las deformaciones diferenciales exceden los límites permisibles, y en realidad, son inapreciables; ya que no rebasan ni siquiera el centímetro.

201 31 07A100A10005 LA 000100 0210000 0000000 00 0000

5) Momentos Finales, debidos al desplazamiento de los nudos.

A continuación, se presenta en forma tabular, la obtención de los momentos, en función de los cortantes debidos al desplazamiento de todos y cada uno de los nudos de la retícula de cimentación.

Sabemos que :

$$V''_{ik} = \frac{M''_{ik} + M''_{ki}}{h_{ik}}$$

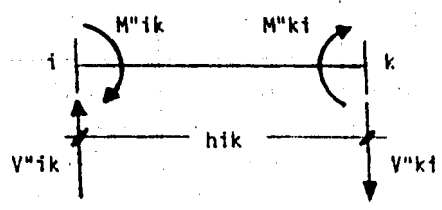
Pero :

$$M''_{ik} = M''_{ki}$$

Por lo tanto :

$$V''_{ik} = \frac{2 M''_{ik}}{h_{ik}} \text{ . despejando :}$$

$$M''_{ik} = \frac{V''_{ik} \cdot h_{ik}}{2}$$



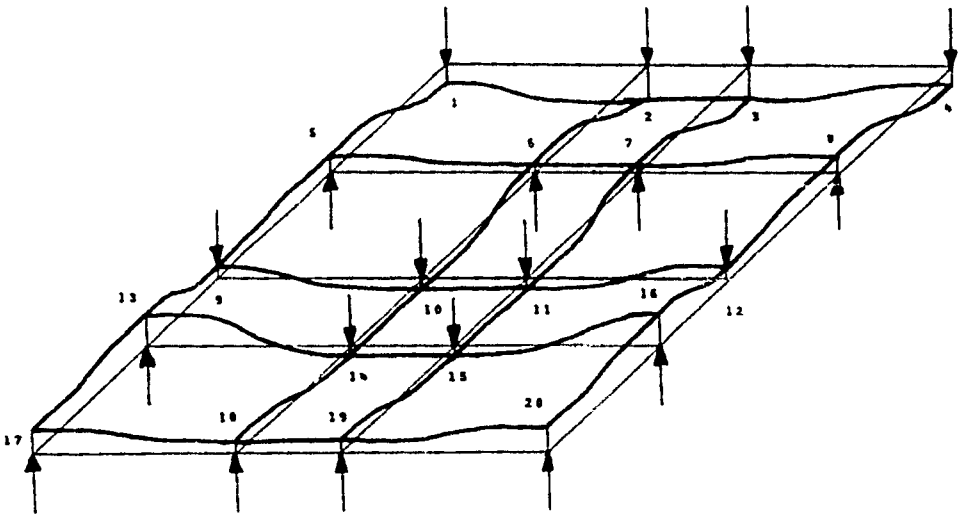
CONVENCION DE SIGNOS.



NUDOS

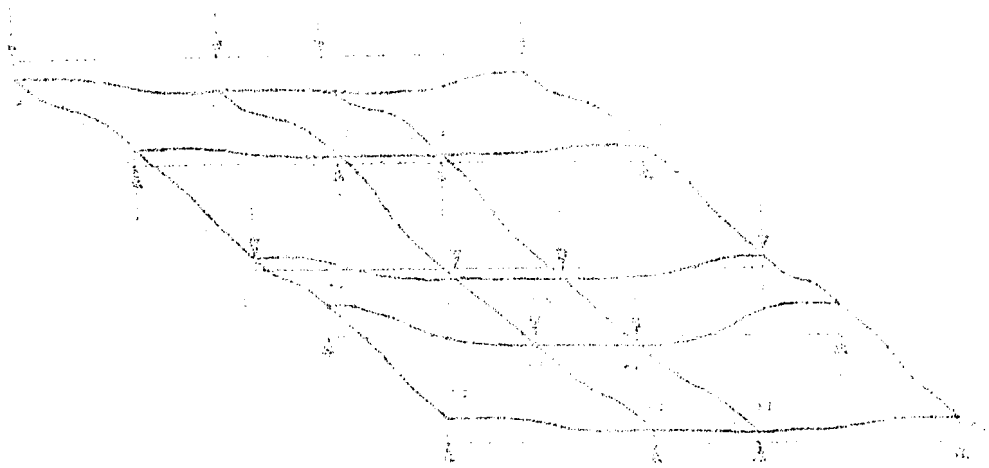
TABLA DE MOMENTOS FINALES, DEBIDOS AL DESPLAZAMIENTO DE LOS

BARRA	V ^{ik} (Ton)	h ^{ik} (m)	M ^{ik} (T-m)
1 - 2	+ 4.696	5.55	+ 13.031
2 - 3	0	2.5	0
5 - 1	+ 44.902	3.85	+ 86.436
6 - 2	+ 46.022	3.85	+ 88.592
5 - 6	+ 4.357	5.55	+ 12.091
9 - 5	- 6.651	2.80	- 9.311
6 - 7	0	2.50	0
10 - 6	- 39.419	2.80	- 55.187
9 - 10	+ 8.568	5.55	+ 23.776
13 - 9	+ 15.983	4.00	+ 31.966
10 - 11	0	2.50	0
14 - 10	+ 6.676	4.00	+ 13.352
13 - 14	+ 12.028	5.55	+ 33.378
17 - 13	- 0.468	3.85	- 0.901
14 - 15	0	2.50	0
18 - 14	+ 15.255	3.85	+ 29.366
17 - 18	+ 6.804	5.55	+ 18.881



CONFIGURACION ORIGINAL Y DEFORMADA DE LA RETICULA DE CIMENTACION.

11.



CAPITULO QUINTO
=====

El diseño de los elementos de la estructura del edificio se realizará de acuerdo a los principios básicos establecidos en el Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

DISEÑO DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO VIGENTE DEL D. F.

El diseño de todos y cada uno de los elementos (losas, nervaduras, trabes, columnas, etc.) que componen la estructura del edificio, se realizará de acuerdo a los principios básicos de diseño establecidos en el Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

5.1.) Consideraciones Generales para el Diseño de las Losas Planas.

a). Se realizará la revisión por tensión diagonal alrededor de todas y cada una de las columnas que soportan las losas de entepiso, con el objeto de determinar la cuantía del refuerzo transversal mínimo sobre cada eje.

Cuando haya transferencia de momento entre la losa y la columna, se supondrá que una fracción del momento dada por

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}}$$

Se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica.

El esfuerzo cortante máximo de diseño; V_u , se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente.

$$V_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{M \cdot C_{AB}}{J_c}$$

- b). Se trazarán los diagramas de Momentos Flexionantes y - Fuerzas Cortantes correspondientes a Cargas Verticales y a Sismo, realizando la superposición de los mismos, - a fin de obtener las combinaciones que originen los es - fuerzos máximos.

- c). Los Momentos Flexionantes se distribuirán entre las - franjas de columna y las franjas centrales de acuerdo - con los porcentajes indicados en la tabla siguiente.

	FRANJAS DE COLUMNA	FRANJAS CENTRALES
MOMENTOS POSITIVOS	60	40
MOMENTOS NEGATIVOS	75	25

- d). En base al diseño plástico, se calculará el área neces - aria de acero de refuerzo (As) para todas y cada una - de las nervaduras que integran las franjas de columna - centrales de la losa. Para ello, se pueden utilizar - las ayudas de diseño a base de tablas o gráficas, etc.

- e). Se cuantificará la cuantía del refuerzo por tensión - diagonal para todas y cada una de las nervaduras o vi - gas. Este refuerzo será básicamente por medio de estri - bos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la - pieza. En vigas de marcos que deban resistir sismo y - en cuyo diseño se use un factor de ductilidad de 2 o - mayor, debe suministrarse un refuerzo mínimo por ten - sión diagonal cuando $V_u < V_c R$. Este refuerzo estará - formado por estribos verticales de diámetro no menor - de 6.3 mm. (No. 2) espaciados $d/2$ y se colocará a par - tir de toda unión de viga con columnas o muros hasta - un cuarto del claro correspondiente.

Cuando $V_u > V_{CR}$, se requerirá refuerzo por tensión diagonal.

En este caso, el espaciamiento S , se determinará con la expresión y limitaciones siguientes :

$$S = \frac{FR Av fy d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{FR Av fy}{3.5 b}$$

Si :

$$V_{CR} < V_u \leq 1.5 FR bd \sqrt{fc^*},$$

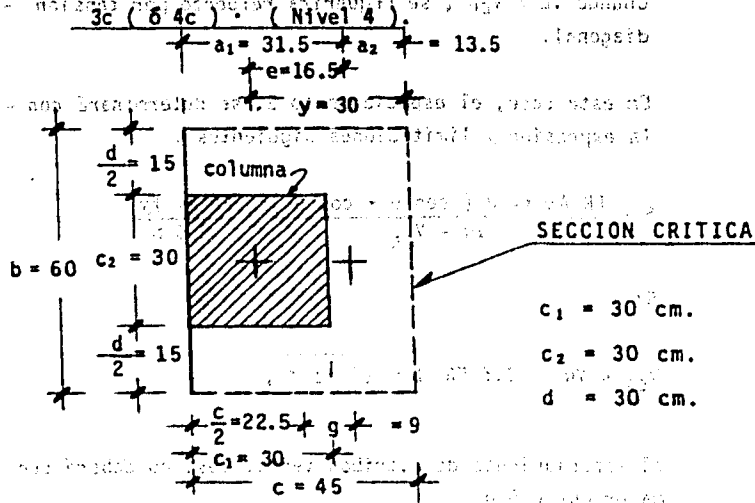
el espaciamiento de estribos verticales, no deberá ser mayor que 0.5 d.

Si V_u es mayor que $1.5 FR bd \sqrt{fc^*}$, el espaciamiento de estribos verticales no deberá ser mayor que 0.25 d.

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a $2.5 FR bd \sqrt{fc^*}$.

- f). Se respetarán los requisitos complementarios para diseño y construcción de estructuras de concreto, en lo referente a anclajes, espesor de desgaste, revestimientos, recubrimientos, tamaños máximos de agregados, separación entre barras individuales, paquetes de barras, dobleces del refuerzo, empalmes, etc. etc.

5.2.) REVISION POR TENSION DIAGONAL ALREDEDOR DE LA COLUMNA INTERIOR



$$c = c_1 + \frac{d}{2} = 30 + \frac{30}{2} = 45 \text{ cm.}$$

$$b = c_2 + d = 30 + 30 = 60 \text{ cm.}$$

$$A_c = (2c + b) d = (2 \times 45 + 60) 30$$

$$A_c = 4500 \text{ cm}^2$$

$$g = \frac{bc}{2(2c + b)} = \frac{60 \times 45}{2(2 \times 45 + 60)} = 9 \text{ cm.}$$

$$y = c - \frac{c_1}{2} = 45 - \frac{30}{2} = 30 \text{ cm.}$$

$$a_2 = \frac{c}{2} - g = \frac{45}{2} - 9 = 13.5 \text{ cm.}$$

$$a_1 = c - a_2 = 45 - 13.5 = 31.5 \text{ cm.}$$

$$e = y - \frac{c}{2} + g = 30 - \frac{45}{2} + 9 = 16.5 \text{ cm.}$$

$$J_c = \frac{dc^3}{6} + \frac{cd^3}{6} + 2cdg^2 + bd \left(\frac{c}{2} - g \right)^2$$

$$J_c = \frac{30 \times 45^3}{6} + \frac{45 \times 30^3}{6} + 2 \times 45 \times 30 \times 9^2 + 60 \times 30 \left(\frac{45}{2} - 9 \right)^2$$

$$J_c = 1,204,875 \text{ cm}^4$$

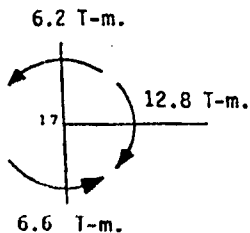
$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\left(c_1 + \frac{d}{2} \right) / \left(c_2 + d \right)}}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{45/60}}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{0.75}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 (0.866)}$$

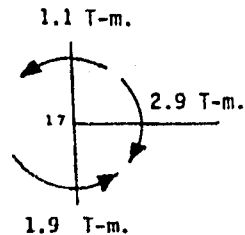
$$\alpha = 0.368$$

Fuerzas internas en condiciones de servicio



$V = 14.1 \text{ Ton.}$

Bajo CM + CV



$V = 0.9 \text{ Ton.}$

Por Sismo

Revisión bajo cargas muerta y viva

$$M_u = F_c M = 1.4 \times 12.8 = 17.9 \text{ t-m.}$$

$$V_u = F_c V = 1.4 \times 14.1 = 19.7 \text{ Ton.}$$

$$v_{u \text{ máx}} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_u a_2}{J_c}$$

$$v_{u \text{ máx}} = \frac{19700}{4500} + \frac{0.368 \times 17.9 \times 10^5 \times 13.5}{12.04875 \times 10^5}$$

$$v_{u \text{ máx}} = 4.4 + 7.4 = 11.8 \text{ Kg/cm}^2.$$

Esfuerzo cortante de diseño admisible si no se usa refuerzo :

$$v = F_R \sqrt{f_c^*} = 0.8 \sqrt{160} = 10.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{u \text{ máx}} = 11.8 > 10.12$$

Luego, se requiere refuerzo.

Revisión del esfuerzo cortante de diseño máximo admisible.

$$1.5 F_R \sqrt{f_c^*} = 1.5 \times 10.12 = 15.18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$11.8 < 15.18$$

Revisión bajo cargas muerta, viva y sismo.

$$M_u = F_c M = 1.1 (12.8 + 3.0) = 17.4 \text{ T-m}$$

$$V_u = F_c V = 1.1 (14.1 + 0.9) = 16.5 \text{ ton.}$$

$$v_{u_{\text{máx}}} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_u a_z}{J_c}$$

$$v_{u_{\text{máx}}} = \frac{16500}{4500} + \frac{0.368 \times 17.4 \times 10^5 \times 13.5}{12.04875 \times 10^5}$$

$$v_{u_{\text{máx}}} = 3.7 + 7.2 = 10.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$10.9 > 10.12$$

Luego, se requiere refuerzo.

Rige la condición de CM + CV y para esta se calculará el - refuerzo.

Refuerzo por tensión diagonal.

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} < \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$V_u = b d v_{u_{\text{máx}}} = 60 \times 30 \times 11.8$$

$$V_u = 21,240.0 \text{ Kg.}$$

290

285

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 60 \times 30 \sqrt{160}$$

$$V_{CR} = 9,107.4 \text{ Kg.}$$

$$A_v = 4 \times 0.49 = 1.96 \text{ cm}^2 \text{ (} \epsilon \# 2.5 \text{ de 4 ramas)}$$

$$S = \frac{0.8 \times 1.96 \times 4200 \times 30}{21,240.0 - 9,107.4} = 16.3 \text{ cm.}$$

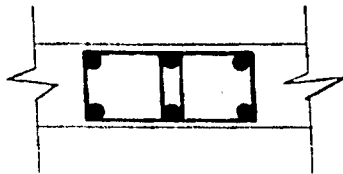
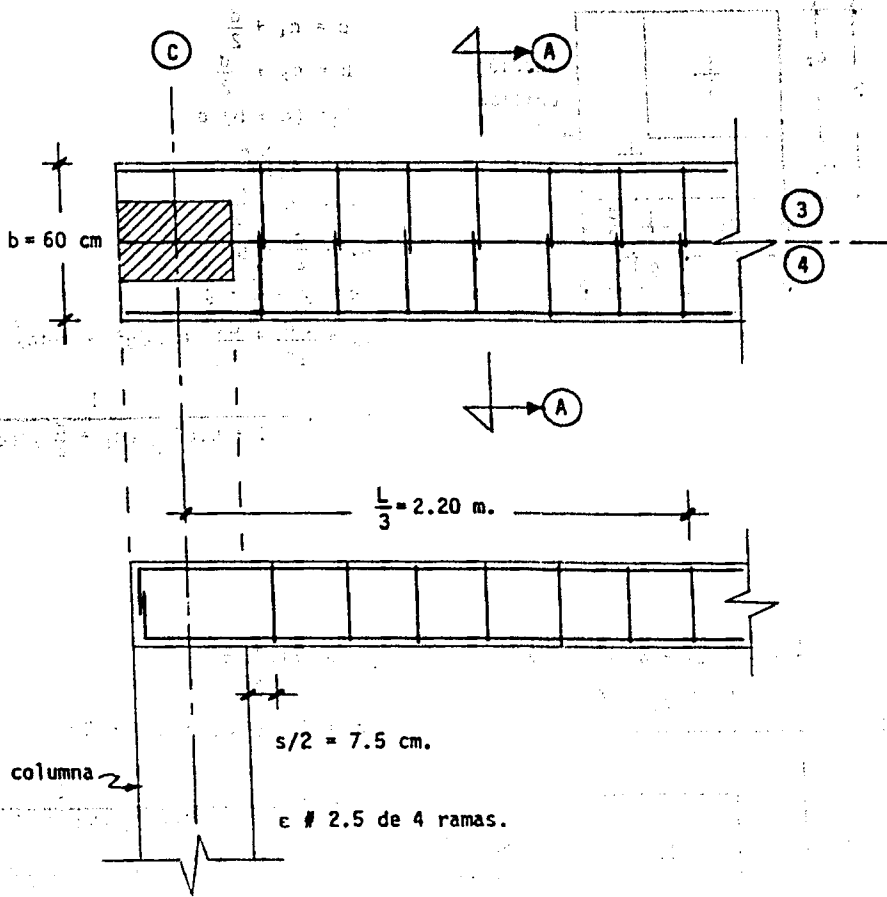
Revisión de la separación máxima.

$$\frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8 \times 1.96 \times 4200}{3.5 \times 60} = 31.4 \text{ cm.}$$

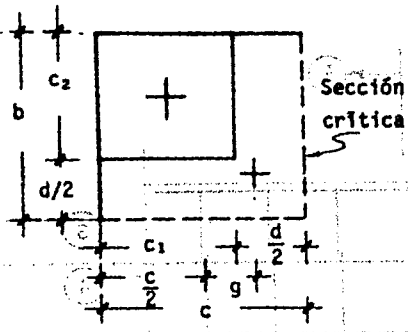
$$S_{\text{máx}} = 31.4 \text{ cm} > S = 16.3 \text{ cm.}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Usar $\epsilon \# 2.5$ de 4 ramas @ 15 cm. hasta un tercio del claro (6.65/3) 2.20 m.



CORTE A - A



$$c = c_1 + \frac{d}{2}$$

$$b = c_2 + \frac{d}{2} \quad (3)$$

$$A_c = (c + b) d$$

$$g = \frac{bc}{2(b+c)}$$

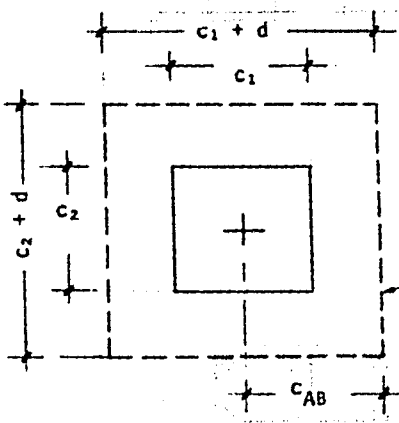
$$y = c - \frac{c_1}{2}$$

$$a_2 = \frac{c}{2} - g$$

$$e = y - \frac{c}{2} + g$$

$$J_c = \frac{cd^3}{12} + \frac{dc^3}{12} + cdg^2 + bda_2^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + \frac{d}{2}) / (c_2 + \frac{d}{2})}}$$



$$c_{AB} = \frac{c_1 + d}{2}$$

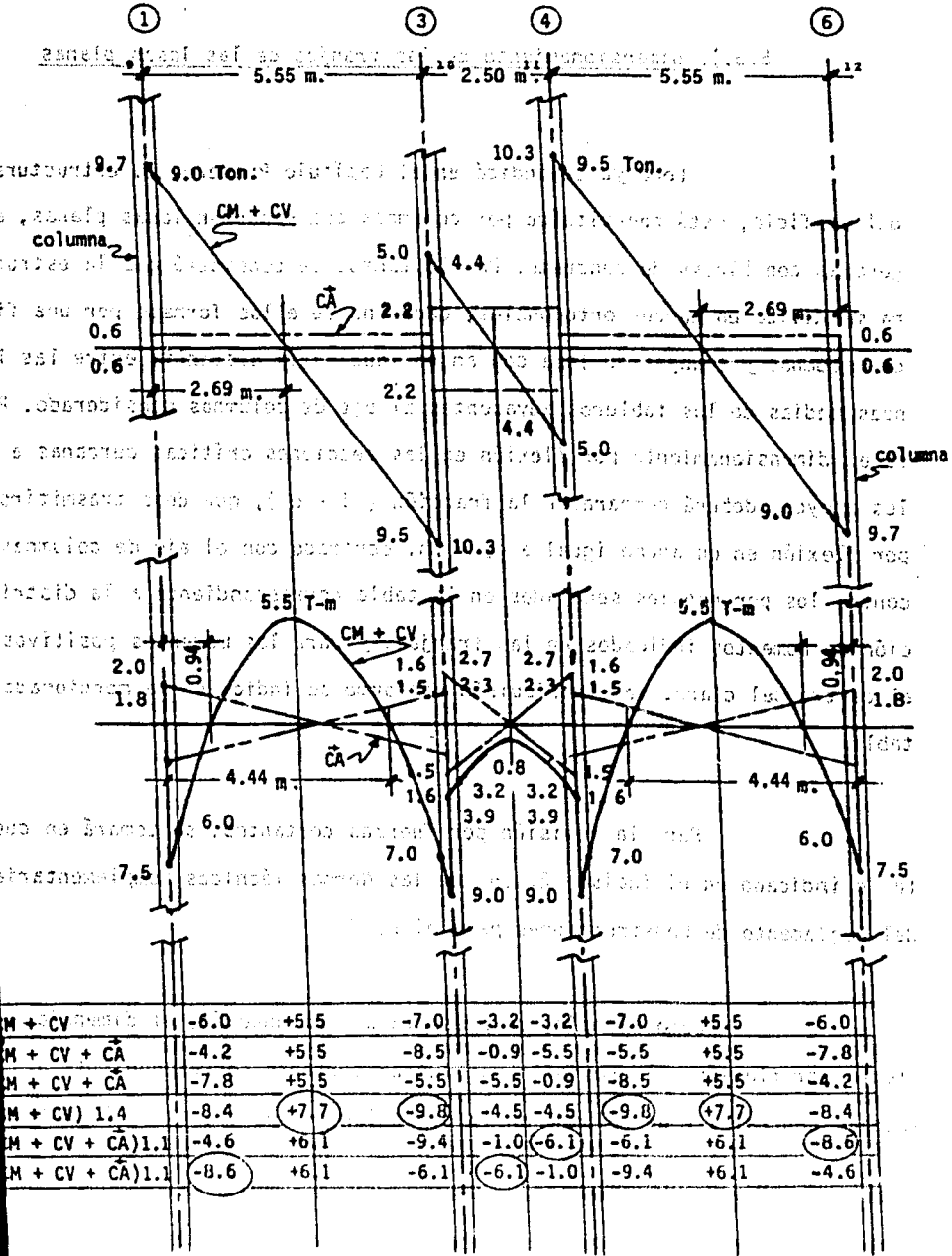
$$A_c = 2d (c_1 + c_2 + 2d)$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}}$$

$$J_c = \frac{d (c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d) d^3}{6} + \frac{d (c_2 + d) (c_1 + d)^2}{2}$$

TRANSMISION DE MOMENTOS A COLUMNAS

Revisión por tensión diagonal alrededor de columnas.



5.3.). Dimensionamiento de las franjas de las losas planas

Como ya se indicó en el Capítulo Primero, la estructura del edificio, está constituida por columnas que soportan losas planas, aligeradas con blocks de concreto. Por lo tanto, se consideró que la estructura se divide en marcos ortogonales, cada uno de ellos formado por una fila de columnas y franjas de losa con ancho igual a la distancia entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado. Para el dimensionamiento por flexión en las secciones críticas cercanas a los apoyos, deberá compararse la fracción $(1 - \alpha)$, que debe transmitirse por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, centrado con el eje de columnas, contra los porcentajes señalados en la tabla correspondiente a la distribución de momentos indicados en las franjas, y para los momentos positivos al centro del claro, se distribuirán conforme se indica en la mencionada tabla.

Para la revisión por fuerzas cortantes, se tomará en cuenta lo indicado en el inciso 2.1.5 de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D. F.

Como ejemplo, se presenta a continuación, el dimensionamiento por flexión y la revisión por fuerza cortante correspondiente a las franjas centrales y de columna en la dirección del eje E, nivel 6, entre los ejes 1 y 6.

5.3.1) Dimensionamiento por flexión en la dirección del Eje E
(Eje E) sección al ab. entre secciones de piso, según ab. entre secciones
(Nivel 6).

Sección crítica próxima al Eje 1



Momentos que debe transmitirse por flexión. (CM + CV)

$$(1 - \alpha) M_u = (1 - 0.377) 10.5$$
$$= 6.5 \text{ T-m}$$

Este Momento, debe transmitirse por flexión en un ancho:

$$c_2 + 3h = 40 + 3 \times 33 = 139 \text{ cm.}$$

(Centrado con respecto al eje de la columna)

$$b = \frac{139}{2} + 20 = 89.5 \text{ cm.}$$

Cálculo del refuerzo. (Tabla de ayudas de diseño).

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{6.5 \times 10^5}{(89.5 \times 30^2)} = 8.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = p_{\min} = 0.0024$$

$$A_s = pbd = 0.0024 \times 89.5 \times 30 = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$5 \# 4 \text{ (} 6.35 \text{ cm}^2 \text{) .}$$

Usar 5 vars. # 4, repartidas en un ancho de 89.5 cm., al menos tres de ellas, deben anclarse dentro de la columna (N-19).

Refuerzo en la sección crítica por flexión.

En franja de columnas.

$$0.75 \times 8.6 = 6.5 \text{ T-m} = 6.5$$

En franjas centrales

$$0.25 \times 8.6 = 2.2 \text{ T-m.}$$

pero en la franja de ancho $c_2 + 3h = 40 + 3 \times 33 = 139 \text{ cm.}$ (centrada con respecto al eje de columnas), ya se tomó un momento de : - 6.5 T-m.

$$\text{La diferencia de : } 8.6 - 6.5 = 2.1 \text{ T-m.}$$

Se repartirá en proporción a los anchos de las nervaduras no incluidas en el ancho $c_2 + 3h$ (centrado con respecto al eje de las columnas) (89.5 cm)

Nervaduras : Dos N-17, Dos N-18

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{2.1 \times 10^6}{(17 + 16 + 17 + 17) 30^2} = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = p_{\min} = 0.0024$$

N - 17

$$As - = pbd = 0.0024 \times 17 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2$$

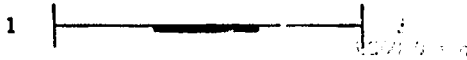
$$1 \# 4 (1.27 \text{ cm}^2).$$

N - 18

$$As - = pbd = 0.0024 \times 17 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$1 \# 4 (1.27 \text{ cm}^2).$$

Dimensionamiento para el Momento Positivo Máximo en el L.



$$Mu = + 7.7 \text{ T-m.}$$

Franja de columnas.

$$Mu = 0.6 \times 7.7 = 4.6 \text{ T-m.}$$

Incluye las nervaduras : N-16, N-18 y N-19, de 17,17 y -

20 cm.

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{4.6 \times 10^5}{(17 + 17 + 20) 30^2} = 9.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 0.0027$$

N - 18

$$As + = 0.0027 \times 17 \times 30 = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$2 \# 3 (1.42 \text{ cm}^2).$$

N - 19

$$As + = 0.0027 \times 20 \times 30 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$2 \# 3 + 1 \# 2.5 (1.91 \text{ cm}^2) .$$

Franja Central

$$Mu = 0.4 \times 7.7 = 3.1 \text{ T-m.}$$

Incluye las Nervaduras : N-17 y N-17 de 17 y 16 cm.

$$M_R = \frac{3.1 \times 10^8}{b d^2 (17 + 16) 30^2} = 10.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 0.0029$$

N - 17

$$As + = 0.0029 \times 17 \times 30 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$2 \# 3 (1.42 \text{ cm}^2)$$

Sección crítica próxima al Eje 3-1



Momento que debe transmitirse por flexión :

$$(CM + CV + \overset{\uparrow}{CA}) .$$

$$(1 - \alpha) Mu = (1 - 0.412) 10.3 = 6.1 \text{ T-m.}$$

Este Momento, debe transmitirse por flexión en un ancho :

$$c_2 + 3h = 40 + 3 \times 33 = 139 \text{ cm.}$$

$$A_s = p b d = 0.0024 \times 17 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2$$

(1 # 4) (1.27 cm²). E n 5

N - 18

Estimación

$$A_s = p b d = 0.0024 \times 17 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2$$

1 # 4 (1.27 cm²).

uso de 11 en N-18 y N-19 : conveniencia del empleo

Dimensionamiento para el Momento Positivo Máximo en el 4.



$$M_u = + 7.7 \text{ T-m.}$$

$$M_R = 4.6$$

Franja de columnas.

$$M_u = 0.6 \times (7.7)^2 = 4.6 \text{ T-m.}$$

20 cm.

$$\frac{M_R}{b d^2} = \frac{4.6 \times 10^5}{(17 + 17 + 20) 30^2} = 9.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 0.0027$$

N - 18

$$A_s = p b d = 0.0027 \times 17 \times 30 = 1.4 \text{ cm}^2$$

2 # 3 (1.42 cm²).

N - 19

$$As + = 0.0027 \times 20 \times 30 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$2 \# 3 + 1 \# 2.5 (1.91 \text{ cm}^2) .$$

Franja Central

$$Mu = 0.4 \times 7.7 = 3.1 \text{ T-m.}$$

Incluye las Nervaduras : N-17 y N-17 de 17 y 16 cm.

$$M_R = \frac{3.1 \times 10^5}{b d^2 (17 + 16) 30^2} = 10.4 \text{ Kg/cm}^2$$

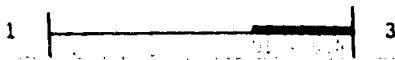
$$p = 0.0029$$

$$\underline{N - 17}$$

$$As + = 0.0029 \times 17 \times 30 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$2 \# 3 (1.42 \text{ cm}^2)$$

Sección crítica próxima al Eje 3'



Momento que debe transmitirse por flexión :

$$(CM + CV + \vec{CA}) .$$

$$(1 - \alpha) Mu = (1 - 0.412) 10.3 = 6.1 \text{ T-m.}$$

Este Momento, debe transmitirse por flexión en un ancho :

$$c_2 + 3h = 40 + 3 \times 33 = 139 \text{ cm.}$$

(centrado con respecto al eje de las columnas).

$$b = \frac{139}{2} + 20 = 69.5 + 20 = 89.5 \text{ cm.}$$

Cálculo del Refuerzo (Tabla de Ayudas de Diseño)

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{6.1 \times 10^5}{89.5 \times 30^2} = 7.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Refuerzo en la sección crítica por flexión.

En franjas de columna.

$$0.75 \times 9.8 = 7.4 \text{ T-m} > 6.1 \text{ T-m}$$

En franjas centrales

$$0.25 \times 9.8 = 2.5 \text{ T-m.}$$

Franja de Columnas:

Incluye las nervaduras

20 cm.

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{7.4 \times 10^5}{(17 + 17 + 20) \times 30^2} = 15.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 0.0043$$

$$N = 18$$

$$A_s = pbd = 0.0043 \times 17 \times 30 = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$2 \# 4 \quad (2.54 \text{ cm}^2).$$

N - 19

$$As - = 0.0043 \times 20 \times 30 = 2.6 \text{ cm}^2$$

$$2 \# 4 \quad (2.54 \text{ cm}^2).$$

Franja Central

Incluye las nervaduras : N-17 y N-17, de 17 y 16 cm.

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{2.5 \times 10^5}{(17 + 16) 30^2} = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

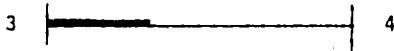
$$p = P_{\min} = 0.0024$$

N - 17

$$As - = pbd = 0.0024 \times 17 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$1 \# 4 \quad (1.27 \text{ cm}^2).$$

Sección crítica próxima al Eje 3.



Momento que debe transmitirse por flexión :

$$(CM + CV + CA).$$

$$(1 - \alpha) Mu = (1 - 0.412) 10.3 = 6.1 \text{ T-m.}$$

Este momento, debe transmitirse por flexión en un ancho:

$$c_s + 3h = 40 + 3 \times 33 = 139 \text{ cm}$$

(centrado con respecto al eje de columnas).

$$b = \frac{139}{2} + 20 = 89.5 \text{ cm}$$

Cálculo del Refuerzo (Tabla de Ayudas de Diseño).

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{6.1 \times 10^5}{89.5 \times 30^2} = 7.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = p_{min} = 0.0024$$

$$A_s = pbd = 0.0024 \times 89.5 \times 30$$

$$A_s = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$5 \# 4 \text{ (} 6.35 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Usar 5 vars. # 4 repartidas en un ancho de 89.5 cm al menos tres de ellas, deben anclarse dentro de la columna h=40.

Refuerzo en la sección crítica por flexión.

En franjas de columnas.

$$0.75 \times 6.1 = 4.6 \text{ T-m} < 6.1$$

En franja central

$$0.25 \times 6.1 = 1.5 \text{ T-m}$$

Pero en la franja $c_2 + 3h$ (centrada con respecto al eje de columnas) ya se tomó un momento de $6.1 > 4.6$. La diferencia de $6.1 - 4.6 = 1.5$ (Por ser nula), armaremos las nervaduras: N-17, N-18 con el % min. de acero.

N - 17

$$A_s = \rho b d = 0.0024 \times 17 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2$$

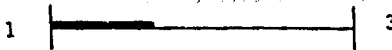
1 # 4 (1.27 cm²)

N - 18

$$A_s = \rho b d = 0.0024 \times 17 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2$$

1 # 4 (1.27 cm²)

5.3.2) Revisión por Fuerza Cortante



$b = 55 \text{ cm}$

$\rho = 0.0024$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f'c}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 55 \times 30 (0.2 + 30 \times 0.0024) \sqrt{160}$$

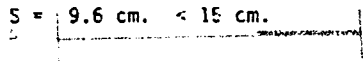
$V_{CR} = 4,541.5 \text{ Kg.}$

$$V_{u_{CV}} = 9.0 \times 1.4 = 12.6 \text{ Ton} \quad \text{Rige } \checkmark$$

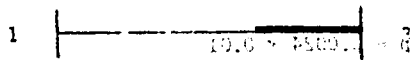
$$V_{u_s} = \frac{9.0 + 0.6}{1.1} = 10.6 \text{ Ton.}$$

Con $e \# 2$ de 4 ramas.

$$S = \frac{F_R \cdot A_v \cdot f_{yd}}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 11.28 \times 2530 \times 30}{12.600 - 4541.95}$$

$$S = 9.6 \text{ cm.} < 15 \text{ cm.}$$


Se dejarán $e \# 2$ de 4 ramas @ 9 cm. hasta un tercio del claro (5.55/3) 1.85 mts.



$$V_{CR} = 55 \text{ (cm}^2 \times 50) \times 0.01 \times \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = 0.0043 \times 50.01 \times 50.0 \times \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = F_R \cdot b_w \cdot (0.8 + 30 \frac{f_c}{f_y}) \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 55 \times 50 \cdot (0.8 + 30 \times 0.0043) \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = 5,493.3 \text{ Kg.}$$

$$V_{u_{CV}} = 9.5 \times 1.4 = 13.3 \text{ Ton.} \quad \text{Rige } \checkmark$$

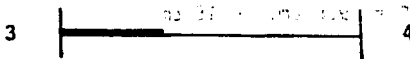
$$V_{u_s} = (9.5 + 0.6) \cdot 1.1 = 11.1 \text{ Ton.}$$

Con e # 2 de 4 ramas.

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 1.28 \times 2530 \times 30}{13,300 - 5493.3}$$

$$S = 10.0 \text{ cm.} < 15 \text{ cm.}$$

Se dejarán e # 2 de 4 ramas @ 10 cm. hasta un cuarto del claro (5.55/4) 1.39 mts.



$$b = 55 \text{ cm.}$$

$$p = 0.0024 < 0.01$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 55 \times 30 (0.2 + 30 \times 0.0024) \sqrt{160}$$

$$V_{CR} = 4,541.5 \text{ Kg.}$$

$$V_{u_{cv}} = 4.4 \times 1.4 = 6.2 \text{ Ton.}$$

$$V_{u_s} = (4.4 + 2.2) 1.1 = 7.3 \text{ Ton.} \quad \text{Rige} \quad \checkmark$$

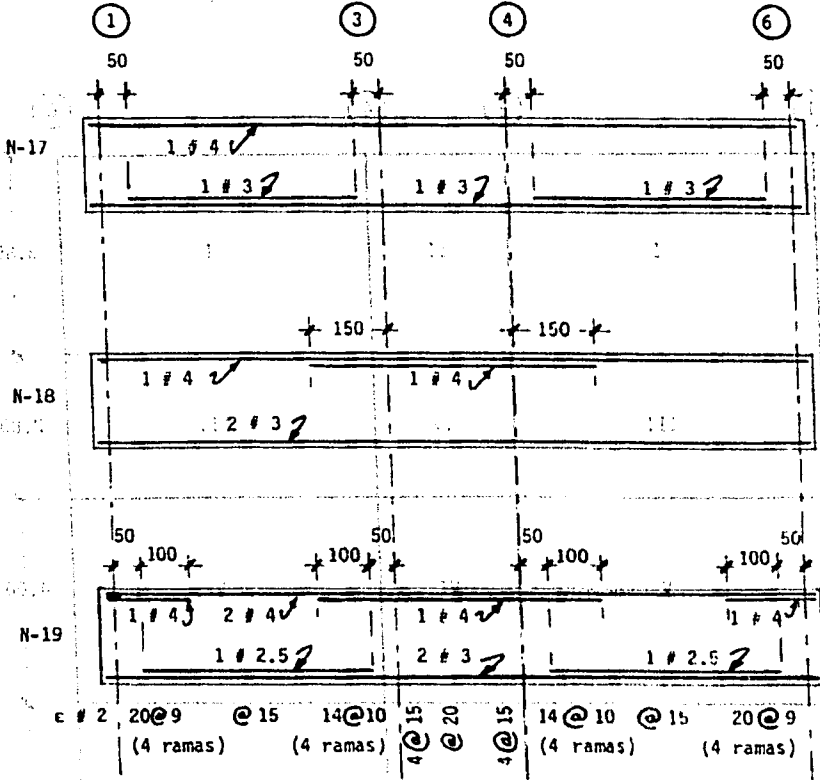
Con e # 2 de 4 ramas.

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 1.28 \times 2530 \times 30}{7,300.0 - 4541.5}$$

$$S = 28.2 \text{ cm} > 15 \text{ cm.}$$

Se usará c. # 2 de 4 ramas @ 15 cm. hasta un cuarto del claro correspondiente (2.50/4) 0.60 mts.

Se usarán c. # 2 de 4 ramas @ 15 cm. hasta un cuarto del claro correspondiente (2.50/4) 0.60 mts. Todos los apoyos son rígidos con la base y libre de rotación en la parte superior.



- Acotaciones en centímetros

Los armados de las nervaduras correspondientes a los niveles 6 y 8, serán iguales, en virtud de la semejanza entre fuerzas cortantes y momentos flexionantes debidos a carga vertical y sismo, escogiendo en cada caso, los esfuerzos más desfavorables.

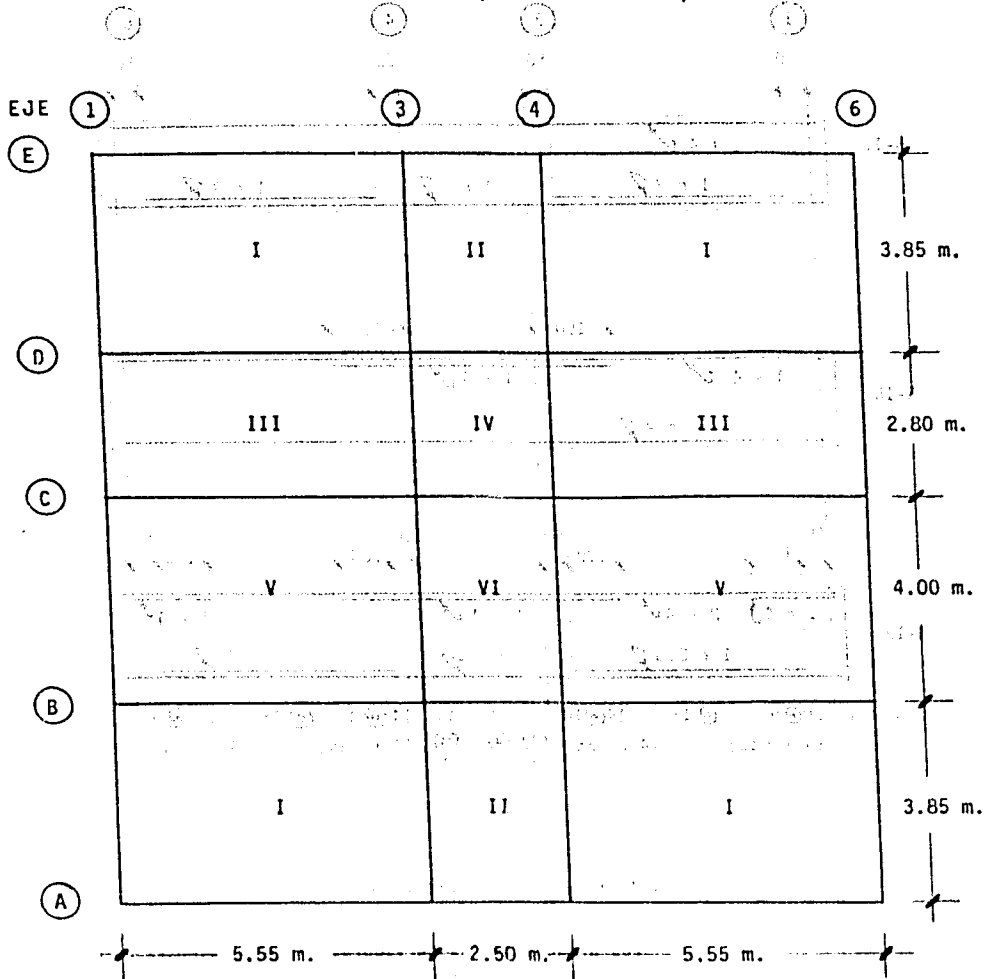
UNE

5.4.) Diseño de la losa de cimentación.

El tipo de apoyo es de tipo empotrado.

Los apoyos son monolíticos con la losa y tienen 25 cm. de ancho.

La losa está expuesta a la intemperie.



MATERIALES

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

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

CONSTANTES

$$f_c^* = 0.8 f'c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{ec. 1.8})$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 \times 160 = 136 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{ec. 2.3})$$

$$P_{m\acute{a}x} = P_{bal} = \frac{f_c''}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000} \quad (\text{ec. 2.2})$$

$$P_{m\acute{a}x} = P_{bal} = 0.0152$$

ESTIMACIONES PRELIMINARES

Estimación de la carga

En base a las descargas por columna y al peso propio de las losas de piso del estacionamiento, de cimentación, etc.; la losa de cimentación, se diseñará para una carga uniformemente repartida:

$$\bar{w} = 8.0 \text{ ton/m}^2$$

Factor de carga : 1.4

Estimación del peralte

Peralte efectivo mínimo (Tablero crítico V).

$$d = \frac{2(400 + 555)}{300} = 6.37 \text{ cm.}$$

DISEÑO

Si :

f_{ms} = 0.6 f_y

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2520 \text{ Kg/cm}^2 > 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$y : \bar{w} = 8000 \text{ Kg/m}^2 > > 380 \text{ Kg/m}^2$$

$$d_{\min} = 0.034 \sqrt{f_s \bar{w}} = d$$

$$d_{\min} = 0.034 \times 6.37 \sqrt{2520 \times 8000}$$

$$d_{\min} = 14.5 \text{ cm.}$$

recubrimiento : 5 cm.

$$h = 14.5 + 5 = 19.5 \rightarrow 20 \text{ cm.}$$

Revisión por flexión del peralte propuestoSe debe cumplir : $p \leq p_{\max}$

Se revisará con el momento negativo en el claro - corto del Tablero V.

$$m = a_1/a_2 = 400/555 = 0.72$$

De la tabla 4.1 se obtiene; interpolando linealmente:

$$K = 0.0442$$

$$M_u = K W_u a^2 = 0.0442 \times 1.4 \times 8.0 \times 4^2$$

$$M_u = 7.92 \text{ Ton-m.}$$

$$0.0442 \times 1.4 \times 8.0 \times 4^2 = 7.92 \text{ Ton-m.}$$

Cálculo de p (Tabla de ayudas de diseño).

AYUDAS POR ESTADIMONDICAMINA Y RIGIDEZ

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{7.92 \times 10^5}{100 \times 15^2} = 35.2 \text{ Kg/cm}^2$$

en caso de ser necesario, se debe reducir la velocidad del

(en caso de)

$$p = 0.0113 < p_{\text{máx}} = 0.0152$$

el peralte supuesto, es aceptable por flexión.

no es necesario aumentar el peralte; mantener

Revisión por fuerza cortante del peralte supuesto.

(construcción ordinaria) en caso de ser necesario

La fuerza cortante máxima, ocurre en este caso, en el claro corto del Tablero V.

$$V_u = \frac{(0.5 a_1 - c) W_u}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^2} = \frac{(0.5 \times 2.00 - 0.15) \times 1.4 \times 8.0}{1 + \left(\frac{4.00}{5.00}\right)^2}$$

$$V_u = 10,067.0 \text{ Kg}$$

Resistencia de diseño :

$$V_{CR} = 0.5 F_R b c \sqrt{f'c} = 0.5 \times 0.2 \times 100 \times 15 \sqrt{100}$$

$$V_{CR} = 7589.5 \text{ Kg} < 10,067.0 \text{ Kg}$$

Se debe incrementar el peralte a :

$$h = 25 \text{ cm} ; d = 20 \text{ cm.}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 20 \sqrt{160}$$

$$V_{CR} = 10,119.0 \text{ Kg} > V_u = 10,067.0 \text{ Kg}$$

ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO POR FLEXIÓN.

(Los cálculos se refieren a una franja de un metro de ancho).

Peraltes efectivos

$$\text{Refuerzo positivo : } d = h - r = 25 - 5 = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Refuerzo negativo : } d = h - r = 25 - 5 - 2 = 18 \text{ cm.}$$

Refuerzo mínimo (por cambios volumétricos).

$$a_{sm} = \frac{450 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{450 \times 25}{4200 (25 + 100)} \quad (\text{ec. 3.3})$$

$$a_{sm} = 0.021 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

En un ancho de 100 cm.

$$A_{s_{\min}} = 0.021 \times 100 = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con barras # 4, a ésta área corresponde una separación de :

$$s = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{2.1} = 60.4 \text{ cm.}$$

3.5 h = 3.5 x 25 = 87 cm.

Pero : $S_{m\acute{a}x}$.

Sección (cm)	Distancia (cm)	Distancia (cm)	50 cm. (rige esta)	Distancia (cm)	Distancia (cm)
01	000.0		Se usará una separación máxima de 50 cm.		
01	000.0				
10	000.0				
20	000.0				
25	000.0				
			Valores de $W_u a_1^2$ (Ton/m ²) y de a_1/a_2		
30	000.0				
35	000.0				
40	000.0				
45	000.0				

TABLERO	I	II	III	IV	V	VI
Tipo	De esquina	De borde, un lado corto - discontinuo	De borde, un lado corto - discontinuo	Interior	De borde, un lado corto - discontinuo	Interior
a_1 (m)	3.60	2.25	2.55	2.25	3.75	2.25
$W_u a_1^2$	145.15	56.70	72.83	56.70	157.50	56.70
a_1/a_2	0.679	0.625	0.481	0.849	0.707	0.630

TABLA DE MOMENTOS Y SEPARACION DE VARILLAS

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE K	$M_u = K W_u a_1^2$ (Ton-m)	Momento ajustado	Separación teórica, s (cm)	
I	Neg. en bordes interiores	corto	0.0683	9.914	8.348	10	
		largo	0.0434	6.300			
	Neg. en bordes discontinuos	corto	0.0286	4.151	5.399	16	
		largo	0.0239	3.469			
	Positivo	corto	0.0269	3.905	28	28	
		largo	0.0143	2.076			
II	Neg. en bordes interiores	corto	0.0492	2.790	4.229	21	
		largo	0.0386	2.189			
	Neg. en bordes discontinuos	largo	0.0245	1.389	2.091	28	
		corto	0.0279	1.582			
	Positivo	corto	0.0136	0.771	28	28	
		largo	0.0136	0.771			
III	Neg. en bordes interiores	corto	0.0584	4.253	6.641	13	
		largo	0.0413	3.008			
	Neg. en bordes discontinuos	largo	0.261	1.901	2.700	28	
		corto	0.0340	2.476			
	Positivo	corto	0.0143	1.041	28	28	
		largo	0.0143	1.041			
IV	Neg. en bordes interiores	corto	0.0357	2.024	2.372	28	
		largo	0.0334	1.894			
	Positivo	corto	0.0175	0.992	2.002	28	
		largo	0.0128	0.726			
	V	Neg. en bordes interiores	corto	0.0447	7.040	7.979	10
			largo	0.0370	5.828		
Neg. en bordes discontinuos		largo	0.0235	3.701	5.064	16	
		corto	0.0237	3.733			
Positivo		corto	0.0133	2.095	28	28	
		largo	0.0133	2.095			
VI	Neg. en bordes interiores	corto	0.0489	2.773	4.046	21	
		largo	0.0391	2.217			
	Positivo	corto	0.0268	1.520	2.325	28	
		largo	0.0134	0.760			

AJUSTE DE MOMENTOS

Momentos Teóricos

EJE	(1) h m	(2) h^3 (m ³)	(3) h^2 (m ²)	e (m)	ORDEN
(E)	I 0.0000	0.000	0.000	0.00	I
	0.0000	6.300	2.790	0.00	II
(D)	0.0000 9.914	0.000	2.189	0.00	III
	0.0000 4.253	3.008	1.894	0.00	IV
(C)	0.0000 4.253	0.000	1.894	0.00	V
	0.0000 7.040	5.823	2.217	0.00	VI
(B)	0.0000 7.040	0.000	2.217	0.00	VII
	0.0000 9.914	6.300	2.790	0.00	VIII
(A)	0.0000	0.000	0.000	0.00	IX

Distribución de Momentos

TABLERO	d (cm)	d ³ (cm ³)	a ₁ (cm)	Rigidez d ³ /a ₁
I	20	8000	360	22.222
II	20	8000	225	35.555
III	20	8000	255	31.373
IV	20	8000	225	35.555
V	20	8000	375	21.333
VI	20	8000	225	35.555

Ajuste de momentos

A continuación, se ejemplifica la distribución de momentos entre los Tableros I-II; I-III; II-IV y III-IV

Distribución entre Tableros I y II

Momentos de desequilibrio = 6.3 - 2.790 = 3.51 T-m

Momento a distribuir = $\frac{2}{3} \times 3.51 = 2.34$ T-m

TABLERO	RIGIDEZ	FACTOR
I	22.222	0.385
II	35.555	0.615
	57.777	1.000

Distribución		ORIGEN
I	II	
+ 6.300	-2.790	II.
- 0.901	-1.439	VI
+ 5.399	-4.229	

momentos ajustados.

Distribución entre Tableros I y III

Momentos de desequilibrio = 9.914 - 4.253 = 5.661 T-m

Momento a distribuir = $\frac{2}{3} \times 5.661 = 3.774$ T-m

TABLERO	RIGIDEZ	FACTOR
I	22.222	0.415
III	31.373	0.585
	53.595	1.000

Distribución

I	III
+ 9.914	- 4.253
- 1.566	- 2.208
+ 8.348	- 6.641

momentos ajustados.

Distribución entre Tableros II y IV

Momento de desequilibrio = 2.189 - 1.894 = 0.295 T-m

Momento a distribuir = $\frac{2}{3} \times 0.295 = 0.197$ T-m

TABLERO	RIGIDEZ	FACTOR
II	35.555	0.500
IV	35.555	0.500
	71.110	1.000

Distribución

II	IV
+ 2.189	- 1.894
- 0.099	- 0.099
+ 2.091	- 1.993

momentos ajustados

Distribución entre Tableros III y IV

Momento de desequilibrio = 3.008 - 2.024 = 0.984 T-m

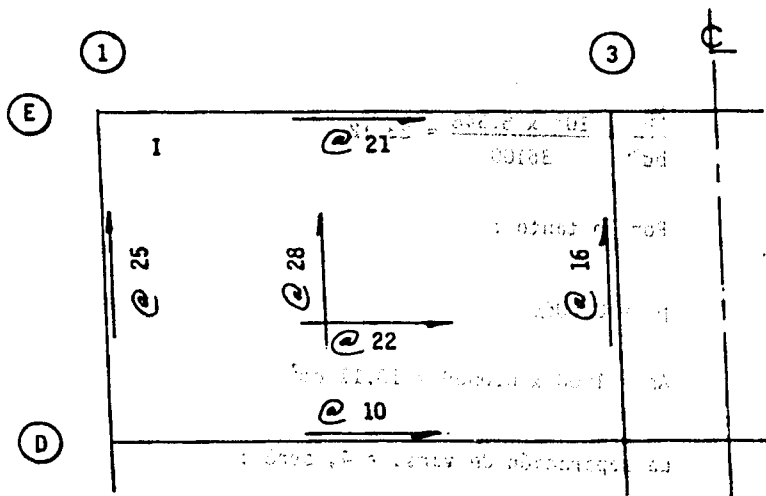
Momento a distribuir = $\frac{2}{3} \times 0.984 = 0.656$ T-m

TABLERO	RIGIDEZ	FACTOR
III	31.373	0.469
IV	35.555	0.531
	66.928	1.000

Distribución

III	IV
+ 3.008	- 2.024
- 0.308	- 0.348
+ 2.700	- 2.372

momentos ajustados



Las separaciones teóricas entre las varillas de refuerzo de la losa de cimentación, se obtuvieron aplicando la tabla de: "Momentos Resistentes de Secciones Rectangulares", para obtener los porcentajes de acero correspondientes.

Considerando una franja de 100 cm. de ancho y un peralte efectivo de 19 cm.

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{M_R \times 10^5}{100 \times 19^2} = \frac{10^5 M_R}{35,100}$$

$$A_s = pbd = p \times 100 \times 19 = 1900 p.$$

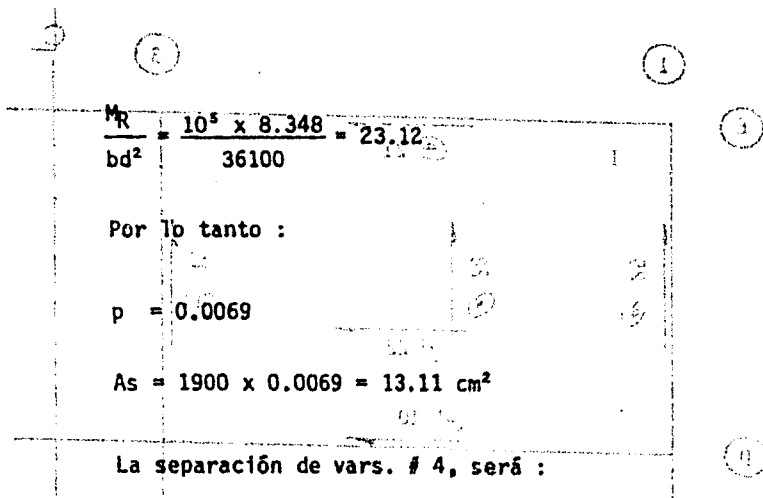
$$s = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{A_s} = \frac{127}{A_s}$$

TABLERO I

Negativo en bordes interiores

Claro corto :

$$M_U = 8.348 \text{ T-m}$$



$$s = \frac{127}{13.11} = 9.68 + 10 \text{ cm.}$$

Claro largo

$$M_u = 5.399 \text{ T-m}$$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{10^5 \times 5.399}{36100} = 14.955$$

$$p = 0.0043$$

$$A_s = 1900 \times 0.0043 = 8.17 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{127}{8.17} = 15.5 + 16 \text{ cm.}$$

Negativo en bordes discontinuos

Claro corto :

$$M_u = 4.151 \text{ T-m}$$

$$M_R = \frac{4.151 \times 10^5}{36100} = 11.498$$

p = 0.0032

As = 1900 x 0.0032 = 6.08 cm²

s = $\frac{127}{6.08} = 20.9 \rightarrow 21$ cm

Claro largo

M_u = 3.469 T-m

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{3.469 \times 10^5}{36100} = 9.605$$

p = 0.0027

As = 1900 x 0.0027 = 5.13 cm²

condición de equilibrio de momentos en el apoyo de los claros cortos y largos se debe cumplir con la siguiente ecuación:

Positivo al centro del claro

Claro corto

M_u = 3.905 T-m

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{3.905 \times 10^5}{36100} = 10.817$$

p = 0.0031

$$A_s = 1900 \times 0.0031 = 5.89 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{127}{5.89} = 21.6 \rightarrow 22 \text{ cm.}$$

Claro largo

$$M_u = 2.076 \text{ T-m}$$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{2.076 \times 10^5}{36100} = 5.750$$

$$p = p_{\min} = 0.0024$$

$$A_s = 1900 \times 0.0024 = 4.56 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{127}{4.56} = 27.9 \rightarrow 28 \text{ cm.}$$

En forma semejante, se obtuvieron las separaciones teóricas en todos y cada uno de los Tableros de la losa de cimentación. Estas separaciones, se ajustaron, con el objeto de dar separaciones prácticas para el armado.

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

para $\mu = 0.01$ (para $\mu = 0.01$ a 0.02)

M_R/bd^2 (Kg/cm²) (ver 1.6)

P	0.0000	0.0001	0.0002	0.0003	0.0004	0.0005	0.0006	0.0007	0.0008	0.0009
0.002					8.74	9.09	9.43	9.78	10.13	10.47
0.003	10.81	11.16	11.50	11.84	12.18	12.51	12.85	13.19	13.52	13.85
0.004	14.19	14.52	14.85	15.17	15.50	15.83	16.15	16.48	16.80	17.12
0.005	17.44	17.76	18.08	18.39	18.71	19.02	19.34	19.65	19.96	20.27
0.006	20.58	20.89	21.19	21.50	21.80	22.10	22.41	22.71	23.01	23.30
0.007	23.60	23.90	24.19	24.48	24.78	25.07	25.36	25.65	25.93	26.22
0.008	26.50	26.79	27.07	27.35	27.63	27.91	28.19	28.47	28.74	29.02
0.009	29.29	29.56	29.84	30.11	30.37	30.64	30.91	31.17	31.44	31.70
0.010	31.96	32.22	32.48	32.74	33.00	33.25	33.51	33.76	34.02	34.27
0.011	34.52	34.77	35.01	35.26	35.51					

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

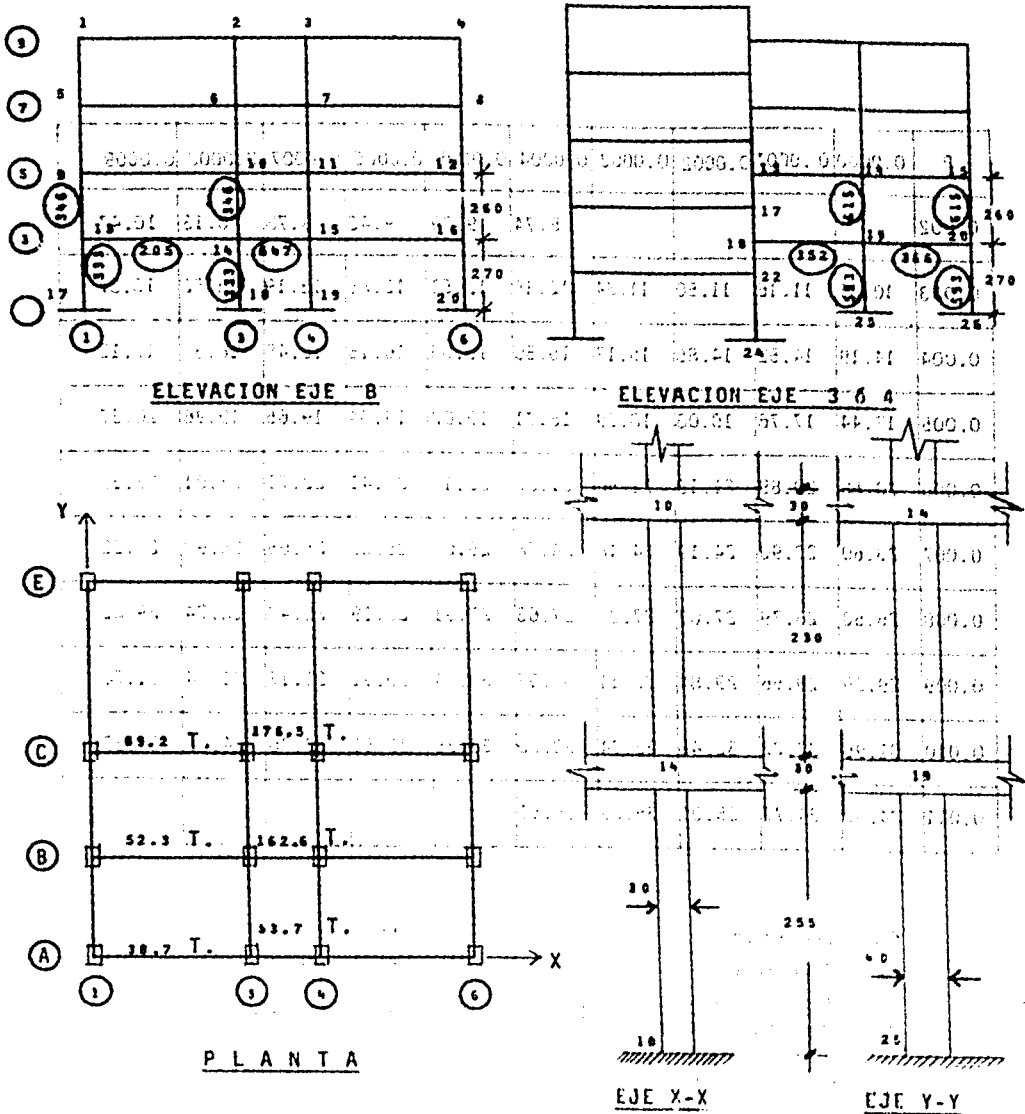
$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.0152 ; p_{min} = \frac{0.7}{f_y} \frac{f'_c}{f_y} = 0.0024$$

$$p_{max} = 0.75 p_b = 0.0114$$

5.5) Dimensionamiento de una columna por flexocompresión.

(Columna 3B ó 3C, Estacionamiento), bajo cargas muerta, viva y sismo)



Fuerzas internas de diseño

Largo del = 8

Extremo Inferior Extremo Superior

Dirección X.	Pu = 162.6 Ton.	
CM + CV.	Mu = 1.3 T-m	Mu = 2.5 T-m
CA (Sismo).	Mu = 3.1 T-m	Mu = 3.7 T-m
Dirección Y.	Pu = 162.6 Ton.	
CM + CV.	Mu = 0.3 T-m	Mu = 1.1 T-m
CA (Sismo).	Mu = 6.9 T-m	Mu = 5.4 T-m

Materiales

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

CONSTANTES

$$f^*_c = 0.8 f'_c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_c = 40 \times 30 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$f^*_c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_c f^*_c = 1200 \times 0.136 = 163.2 \text{ Ton}$$

$$\frac{f_y}{f^*_c} = \frac{4200}{136} = 30.88$$

EFFECTOS DE ESBELTEZDirección XXa) Por movimiento general.

Revisión para ver si pueden despreciarse los efectos de esbeltez - (inciso 1.3.2 b).

Se pueden despreciar si $\frac{H'}{r} < 22$

$$H = 255 \text{ cm.}$$

$$\text{Nudo 14} \quad \psi = \frac{346 + 333}{205 + 647} = \frac{679}{852} = 0.797$$

$$\text{Nudo 18} \quad \psi = 0$$

De la fig. 1.1 de las Normas : $K = 1.15$

$$H' = K H = 1.15 \times 255 = 293 \text{ cm.}$$

$$h' = 0.3 H' = 0.3 \times 293 = 87.9 \text{ cm.}$$

$$r' = 0.3 h' = 0.3 \times 30 = 9 \text{ cm.}$$

$$\frac{H'}{r'} = \frac{293}{9} = 32 > 22$$

Si deben considerarse los efectos de esbeltez.

Factor de amplificación.

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_c}} \geq 1.0 \quad (\text{eq. 1.6})$$

$$\Sigma P_u = 2 (89.2 + 176.5 + 52.3 + 162.6 + 38.7 + 53.7)$$

$$\Sigma P_u = 2 (573.0) = 1,146.0 \text{ Ton.}$$

Columnas : A3, A4, B3, y B4

$$I_g = \frac{40 \times 30^3}{12} = 90,000 \text{ cm}^4$$

$$u = \frac{2.5}{3.7} = 0.68$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u} = \frac{0.4 \times 141,400 \times 90,000}{1 + 0.68}$$

$$EI = \frac{0.4 \times 141,400 \times 90,000}{1 + 0.68 \times 0.72 \times 0.11 \times H^2} = 0.303 \times 10^{10} \text{ Kg cm}^2$$

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 0.303 \times 10^{10}}{293^2} = 296,093 \text{ Kg.}$$

Columnas A1, A6, B1 y B6.

Nudo 13 (Superior)

$$\psi = \frac{346 + 333}{205} = \frac{679}{205} = 3.312$$

Nudo 17 (Inferior)

$$\psi = 0$$

De la fig. 1.1 de las Normas : $K = 1.4$

$$H' = K H = 1.4 \times 255 = 357 \text{ cm.}$$

$$P_c = \frac{2.542 \times 10^{10}}{357^2} = 199,447 \text{ Kg}$$

Columnas C1 y C6.

Nudo 37 (Superior).

$$\psi = \frac{519 + 175}{282} = 2.461$$

Nudo 43 (Inferior).

$$\psi = 0$$

De la fig. 1.1 de las Normas : $k = 1.22$

$$\Sigma Pc = 4 \times 296.1 + 4 \times 199.4 + 2 \times 80 + 2 \times 457.6$$

$$\Sigma Pc = 1184.4 + 797.6 + 160 + 915.2$$

$$\Sigma Pc = 3,057.2 \text{ Ton.}$$

$$Fa = \frac{1}{1 - \frac{1146.0}{3057.2}} = \frac{1}{1 - 0.37} = \frac{1}{0.63}$$

$$Fa = 1.59$$

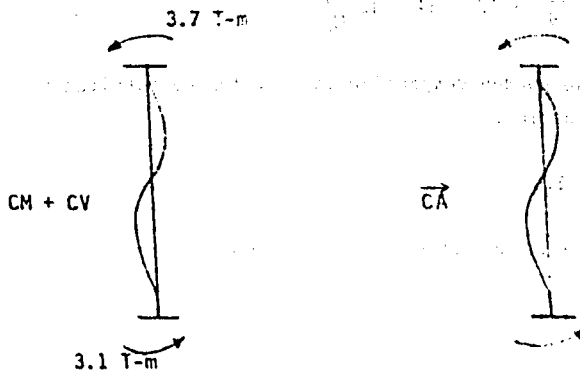
b). Revisión local de la columna, suponiendo sus extremos restringidos lateralmente.

Revisión para ver si pueden despreciarse los efectos de esbeltez - (inciso 1.3.2. b).

$$\text{Se pueden despreciar si : } \frac{H}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

$$\text{Cálculo de } 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

$$e_2 = 0.05 h = 0.05 \times 30 = 1.5 \text{ cm} \cdot 2$$



$$e_s = \frac{3.7}{162.6} = 0.02 \text{ m.}$$

$$H' = K H = 1.32 \times 370 = 488 \text{ cm.}$$

$$I_g = \frac{30^4}{12} = 67,500 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 141,400 \times 67,500}{1.68} = 0.227 \times 10^{10} \text{ Kg cm}^2$$

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 0.227 \times 10^{10}}{488^2}$$

$$P_c = 79,966 \text{ Kg.}$$

Columnas C3 y C4.

Nudo 38 (Superior)

$$\psi = \frac{519 + 519}{282} = 3.68$$

Nudo 41 (Inferior)

$$\psi = \frac{519 + 265}{180} = 4.36$$

De la fig. 1.1 de las Normas : $K = 2.04$

$$H' = K H = 2.04 \times 100 = 204 \text{ cm.}$$

$$I_g = \frac{30^4}{12} = 67,500 \text{ cm}^4$$

$$EI = 0.227 \times 10^{10}$$

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} = \frac{0.85 \pi^2 \times 0.227 \times 10^{10}}{(204)^2}$$

$$P_c = 457,600 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma Pc = 4 \times 296.1 + 4 \times 199.4 + 2 \times 80 + 2 \times 457.6$$

$$\Sigma Pc = 1184.4 + 797.6 + 160 + 915.2$$

$$\Sigma Pc = 3,057.2 \text{ Ton.}$$

$$Fa = \frac{1}{1 - \frac{1146.0}{3057.2}} = \frac{1}{1 - 0.37} = \frac{1}{0.63}$$

$$Fa = 1.59$$

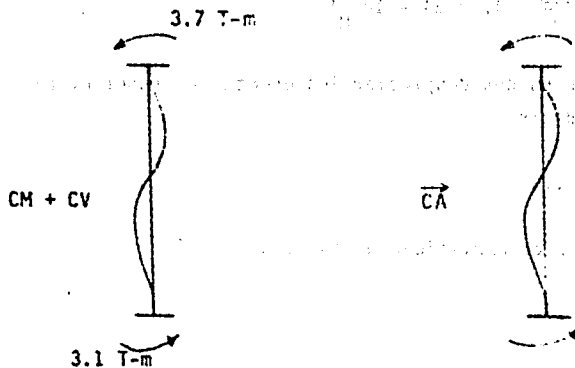
b). Revisión local de la columna, suponiendo sus extremos restringidos lateralmente.

Revisión para ver si pueden despreciarse los efectos de esbeltez - (inciso 1.3.2. b).

Se pueden despreciar si : $\frac{H}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$

Cálculo de $34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$

$$e_a = 0.05 h = 0.05 \times 30 = 1.5 \text{ cm} \cdot 2$$



$$e_s = \frac{3.7}{162.6} = 0.02 \text{ m.}$$

$$e_f = \frac{3.1}{162.6} = 0.02 \text{ m.}$$

$$e_{d_s} = 2 - 2 = 0$$

$$e_{d_1} = 2 - 2 = 0$$

$$M_1 = 162.6 \times 0 = 0$$

$$M_2 = 162.6 \times 0 = 0$$

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - 12 \frac{0}{0} = 34$$

Cálculo de $\frac{H'}{r}$

En la fig. 1.1a, con

$$\psi_A = 0.797$$

$$\psi_B = 0$$

$$K = 0.615 ; \quad H' = 0.615 \times 255 = 156 \text{ cm.}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{156}{9} = 17 < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Si se pueden despreciar los efectos de esbeltez para esta condición, es decir :

$$F_a = 1.0$$

Factor de amplificación en la dirección X,

$$F_a = 1.59$$

Dirección Y Y

$$\frac{600.001 + 600.181}{2} = 600.091 \text{ Ton} = 13$$

a). Por movimiento general

$$P_{01} = 200.0 = 13$$

$$\text{Revisión de } H'/r = \frac{615 + 593}{352 + 366} = \frac{1208}{718} = 1.66$$

$$H = 255 \text{ cm.}$$

$$r = 0.3 \times 40 = 12 \text{ cm.}$$

$$\psi_A = \frac{615 + 593}{352 + 366} = \frac{1208}{718} = 1.66$$

$$\psi_B = 0$$

$$K = 1.25$$

$$H' = 1.25 \times 255 = 319 \text{ cm.}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{319}{12} = 26.6 > 22$$

Si se debe considerar la esbeltez:

Cálculo del factor de amplificación.

$$\Sigma P_u = 1146.0 \text{ Ton.}$$

Cálculo de ΣP_c

Columnas 3A, 4A, 3B y 4B

$$I_g = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160,000 \text{ cm}^4$$

$$u = \frac{0.3}{6.9} = 0.04$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u} = \frac{0.4 \times 141,400 \times 160,000}{1 + 0.04}$$

$$EI = 0.870 \times 10^{10}$$

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} = \frac{0.85 \pi^2 \times 0.870 \times 10^{10}}{319^2}$$

$$P_c = 717,230 \text{ Kg}$$

Columnas 1A, 6A, 1B y 6B:

Nudo superior.

$$\psi_A = \frac{615 + 593}{366} = 3.30$$

$$\psi_B = 0$$

$$K = 1.4$$

$$H' = K H = 1.4 \times 255 = 357 \text{ cm.}$$

$$P_c = \frac{7.30 \times 10^{10}}{357^2} = 78,463.0 \text{ Kg.}$$

Columnas 1C y 6C

Nudo superior

$$\psi_A = \frac{519 + 519}{112} = 9.27$$

Nudo inferior

$$\psi = \frac{519 + 265}{406} = 1.93$$

De la fig. 1.1 de las Normas :

$$K = 2.10$$

$$H' = K H = 2.10 \times 100 = 210 \text{ cm.}$$

$$I_g = \frac{30^4}{12} = 67,500 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 141,400 \times 67,500}{1.04} = 0.367 \times 10^{10} \text{ Kg. cm}^2$$

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} = \frac{0.85 \pi^2 \times 0.367 \times 10^{10}}{210^2}$$

$$P_c = 698,149 \text{ Kg.}$$

Columnas 3C y 4C

Nudo superior

$$\psi_A = \frac{519 + 519}{352} = 2.95$$

Nudo inferior

$$\psi_B = \frac{519 + 265}{135} = 5.31$$

$$K = 2.02$$

$$H' = K H = 2.02 \times 100 = 202$$

$$I_g = \frac{30^4}{12} = 67,500 \text{ cm}^4$$

$$EI = 0.367 \times 10^{10}$$

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} = \frac{0.85 \pi^2 \times 0.367 \times 10^{10}}{(202)^2}$$

$$P_c = 754,543 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma P_c = 4 \times 717.2 + 4 \times 78.4 + 2 \times 698.2 + 2 \times 754.5$$

$$\Sigma P_c = 6,087.8 \text{ Ton.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{1146.0}{6087.8}} = \frac{1}{1 - 0.19}$$

$$F_a = \frac{1}{0.81} = 1.23$$

DIMENSIONAMIENTO

Flexocompresión en dirección X

El momento máximo, M_2 , se tiene en el extremo superior:

$$M_{2_x} = 3.7 + P_u e_{acc.x}$$

$$M_{2_x} = 3.7 + 162.6 \times 0.02$$

$$M_{2_x} = 3.7 + 3.25 = 6.95 \text{ T-m}$$

$$M_{u_x} = F_a M_{2_x} = 1.59 \times 6.95 = 11.05 \text{ T-m}$$

Se debe incluir simultáneamente con M_{u_x} , el 30% del momento por sismo en la otra dirección.

$$e_{accy} = 0.05 h = 0.05 \times 40 = 2.00 \text{ cm.}$$

$$M_{u_{CAy}} = (6.9 + 162.6 \times 0.02) F_{ay}$$

$$M_{u_{CAy}} = 10.15 \times 1.23 = 12.49 \text{ T-m}$$

$$0.3 M_{u_{CAy}} = 0.3 \times 12.49 = 3.75 \text{ t-m}$$

En resumen, la columna se dimensionará por flexo-compresión biaxial para los datos siguientes, y después se revisará en la dirección Y.

$$P_u = 162.6 \text{ Ton.}$$

$$e_x = \frac{M_{u_x}}{P_u} = \frac{11.05}{162.6} = 0.07 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{u_y}}{P_u} = \frac{3.75}{162.6} = 0.02 \text{ m}$$

Se aplicará la ec. 2.14 de las normas, proponiendo un refuerzo y revisando la capacidad con dicha fórmula.

$$P_R = \left(\frac{1}{P_{R_x}} + \frac{1}{P_{R_y}} - \frac{1}{P_{R0}} \right)^{-1} \quad \text{ec. (2.14)}$$

$$\text{Supóngase } p = 0.030$$

$$A_s = 0.03 \times 1200 = 36.0 \text{ cm}^2$$

$$P_{R0} = 0.85 (163.2 + 36.0 \times 4.200)$$

$$P_{R0} = 0.85 (163.2 + 151.2)$$

$$P_{R0} = 267.2 \text{ Ton.}$$

$$q = 0.030 \times 30.88 = 0.926$$

$$\frac{e_x}{h} = 0.233 \rightarrow K = 1.1$$

$$P_{R_x} = 0.85 \times 1.1 \times 163.2 = 152.6 \text{ Ton.}$$

$$\frac{e_y}{h} = 0.05 \rightarrow K = 1.7$$

... ..

$$P_{RY} = 0.85 \times 1.7 \times 163.2 = 235.8 \text{ Ton.}$$

$$P_R = \left(\frac{1}{152.6} + \frac{1}{235.8} - \frac{1}{267.2} \right)^{-1}$$

$$P_R = (0.00655 + 0.00424 - 0.00374)^{-1}$$

$$P_R = 0.00705^{-1} = \frac{1}{0.00705} = 141.8 \text{ Ton} < 162.6 \text{ Ton.}$$

Supõngase : $p = 0.033$

$$A_S = 0.033 \times 1200 = 39.6 \text{ cm}^2$$

$$P_{RO} = 0.85 (163.2 + 39.6 \times 4.200)$$

$$P_{RO} = 0.85 (163.2 + 166.3)$$

$$P_{RO} = 280.1 \text{ Ton.}$$

$$q = 0.033 \times 30.88 = 1.02 \approx 1.0$$

$$\frac{e_x}{h} = 0.233 \rightarrow K = 1.15$$

$$P_{R_x} = 0.85 \times 1.15 \times 163.2 = 159.5 \text{ Ton.}$$

$$\frac{e_y}{h} = 0.05 \rightarrow K = 1.80$$

$$P_{R_y} = 0.85 \times 1.8 \times 163.2 = 249.7 \text{ Ton.}$$

$$P_R = \left(\frac{1}{159.5} + \frac{1}{249.7} - \frac{1}{280.1} \right)^{-1}$$

$$P_R = (0.00627 + 0.0040 - 0.00357)^{-1}$$

$$P_R = 0.00670^{-1} = \frac{1}{0.00670} = 149.3 \text{ Ton.} < 162.6 \text{ Ton}$$

Si se aumenta ligeramente la sección de la columna, digamos 35 x 40, se tendrá :

$$A_c = 40 \times 35 = 1400 \text{ cm}^2$$

$$A_c f_c = 1400 \times 0.136 = 190.4 \text{ Ton.}$$

$$\text{Supongase : } p = 0.025$$

$$A_s = 0.025 \times 1400 = 35.0 \text{ cm}^2$$

$$P_{RO} = 0.85 (190.4 + 35.0 \times 4.2)$$

$$P_{RO} = 0.85 (190.4 + 147.0) = 286.8 \text{ Ton.}$$

$$q = 0.025 \times 30.88 = 0.772$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{7}{35} = 0.200 \quad + \quad K = 1.08$$

$$P_{R_x} = 0.85 \times 1.08 \times 190.4 = 174.8 \text{ Ton.}$$

$$\frac{e_y}{h} = 0.05 \quad + \quad K = 1.56$$

$$P_{R_y} = 0.85 \times 1.56 \times 190.4 = 252.5 \text{ Ton.}$$

$$P_R = \left(\frac{1}{174.8} + \frac{1}{252.5} + \frac{1}{286.8} \right)^{-1}$$

$$P_R = \left(0.00572 + 0.00396 + 0.00349 \right)^{-1}$$

$$P_R = \frac{1}{0.00619} = 161.6 \text{ Ton.} \approx 162.6$$

sección de **Sei** la sección de **35 x 40** y **As = 35.0 cm²**

Revisión en la dirección Y.

$$M_{2y} = 6.9 + P_u e_{accy} = 6.9 + 162.6 \times 0.02 = 10.2 \text{ T-m}$$

$$M_{uy} = F_a M_{2y} = 1.23 \times 10.2 = 12.6 \text{ T-m}$$

30% del momento por sismo en la dirección X :

$$0.3 M_{CAx} = 0.3 \times 1.59 (3.7 + 162.6 \times 0.02)$$

$$0.3 M_{CAx} = 3.3 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 162.6 \text{ Ton.} ; e_x = \frac{3.3}{162.6} = 0.020 \text{ m.}$$

$$e_y = \frac{12.6}{162.6} = 0.077 \text{ m.}$$

$$P_{RO} = 286.8 \text{ Ton.}$$

$$q = 0.772$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{2}{35} = 0.057 \rightarrow K = 1.55$$

$$P_{R_x} = 0.85 \times 1.55 \times 190.4 = 250.9 \text{ Ton.}$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{7.7}{40} = 0.192 \quad k = 1.08$$

$$P_{R_y} = 0.85 \times 1.08 \times 190.4 = 174.8 \text{ Ton.}$$

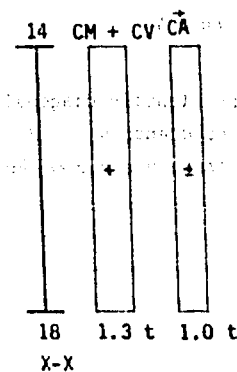
$$P_R = \left(\frac{1}{250.9} + \frac{1}{174.8} - \frac{1}{280.8} \right)^{-1}$$

$$P_R = (0.00399 + 0.00572 - 0.00349)$$

$$P_R = (0.00622)^{-1} = \frac{1}{0.00622} = 160.8 \text{ Ton} \approx 162.6$$

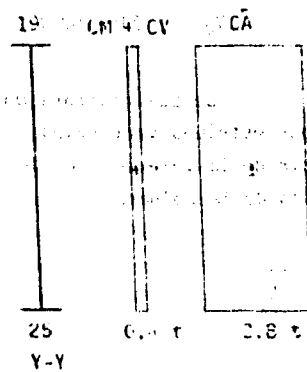
Se puede considerar que rige el diseño en ambas direcciones, aunque sería aconsejable aumentar ligeramente el porcentaje de acero.

Dimensionamiento por fuerza cortante de la columna.



$$V_{\text{máx}} = 1.3 + 1.0 = 2.3 \text{ Ton.}$$

$$V_{u_{\text{máx}}} = 2.3 \times 1.1 = 2.5 \text{ Ton.}$$



$$V_{\text{máx}} = 0.4 + 2.8 = 3.2 \text{ Ton.}$$

$$V_{u_{\text{máx}}} = 3.2 \times 1.1 = 3.6 \text{ Ton.}$$

(Continúa)

DIMENSIONAMIENTO

Fuerza cortante que toma el concreto :

$$p = 0.025 > 0.01$$

Para valuar p , se tomará el área de las barras de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares (9.5.1 b).

$$p = \frac{0.025}{2} = 0.012 \text{ (refuerzo distribuido en la periferia)}$$

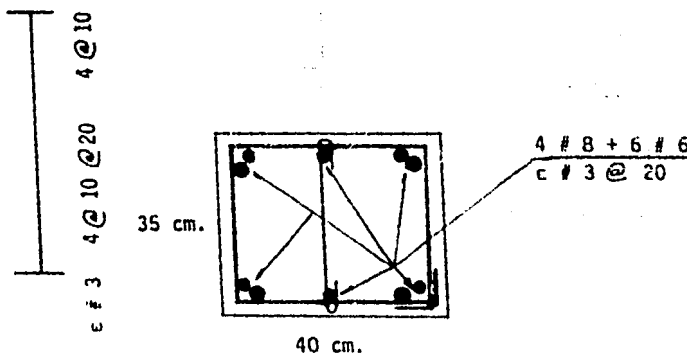
$$p = 0.012 > 0.01$$

$$V_c = (0.2 \text{ bd } \sqrt{f'c'}) (1 + 0.007 \text{ P/Ag})$$

$$V_c = (0.2 \times 35 \times 40 \sqrt{200}) (1 + 0.007 \times 162,600/1400)$$

$$V_c = (3959.80) (1.813) = 7,179.1 \text{ Kg} > V_u$$

Se suministrará un refuerzo mínimo por tensión diagonal formado por estribos verticales de 3/8" de diámetro colocando 4 c # 3 10 a partir de la intersección de la columna con la trabe y c # 3 @ 20 en el resto de la columna.



CAPITULO SEXTO

CONCLUSIONES.

Uno de los métodos más comunes, para la solución de estructuras; ha sido, el método de distribución de momentos de Hardy Cross, a pesar de las desventajas que presenta, sobre todo en el análisis de marcos de eleva da hiperestaticidad; ya que se requiere la distribución correspondiente a la primera etapa y un proceso de distribución de momentos por cada grado de libertad de la estructura. Además, es necesario resolver un sistema de ecuaciones igual al número de grados de libertad, lo que complica aún más la solución del problema.

El método de Gaspar Kani, tiene la ventaja de utilizar un procedimiento altamente convergente para solucionar la mayoría de las estructuras. No solo esto, sino que el método puede mecanizarse, especialmente en el caso de estructuras ortogonales. Por otra parte, la modificación al método de Kani, propuesta por el Dr. Rodolfo Lúthé García, que consiste en considerar como incógnitas los giros y los desplazamientos y no los momentos debidos a los mismos, simplifica considerablemente la aplicación del método; aún en el caso de realizar la distribución en forma manual y facilita su solución mediante el uso de la computadora.

Por otra parte, para la solución de la retícula de la cimentación, se utilizó el método de Kani; en este caso se consideraron como incógnitas, los cortantes debidos a los desplazamientos (asentamientos diferenciales), de todos y cada uno de los nudos de la retícula de cimentación; logrando con ello, el "Equilibrio de Cortantes". Cabe aclarar, que no se consideró el giro de los nudos de la retícula de la cimentación; sin embargo, la mayor influencia en cuanto a la magnitud de los momentos flexionantes, se debe indudablemente al desplazamiento diferencial de la cimentación.

A continuación, se indica la deducción de las fórmulas para determinar los giros y desplazamientos de los nudos y los cortantes de las barras, partiendo de las ecuaciones usuales de Kani.

A) ESTRUCTURAS SIN GRADO DE LIBERTAD, O CON CONTRIBUCION LINEAL NULA, ($M'_{ik} = 0$; $\phi_n = 0$).

Se consideran únicamente giros en los nudos ($M'_{ik} \neq 0$; $\theta_i \neq 0$), por lo tanto :

$$M'_{ik} = \mu_{ik} [M_i + \Sigma M'_{kj}] \quad (1)$$

En el caso que nos ocupa, se tiene :

$$2 M'_{ik} = 2 K_{ik} \theta_i.$$

$$M'_{ik} = K_{ik} \theta_i.$$

$$M'_{ki} = K_{ik} \theta_k.$$

Sustituyendo en (1) :

$$K_{ik} \theta_i = \mu_{ik} [M_i + \Sigma K_{ik} \theta_k]$$

$$K_{ik} \theta_i = - \frac{K_{ik}}{2K_i} [M_i + \Sigma K_{ik} \theta_k]$$

Haciendo operaciones :

$$K_{ik} \theta_i = - \frac{K_{ik} M_i}{2K_i} - \frac{K_{ik}}{2K_i} \Sigma K_{ik} \theta_k.$$

$$\theta_i = - \frac{K_{ik} M_i}{2K_i K_{ik}} - \frac{K_{ik}}{2K_i K_{ik}} \Sigma K_{ik} \theta_k.$$

$$\theta_i = - \frac{M_i}{2K_i} - \frac{1}{2K_i} \Sigma K_{ik} \theta_k.$$

$$\theta_i = - \frac{M_i}{2K_i} - \Sigma \frac{K_{ik}}{2K_i} \theta_k.$$

$$\theta_1 = -\frac{M_1}{2K_1} + \sum \left(-\frac{K_{1k}}{2K_1} \right) \psi_k \quad \frac{1}{2K_1} - \frac{M_1}{2K_1} = 0$$

$$\text{Finalmente :} \quad \frac{M_1}{2K_1} = -\sum \frac{K_{1k}}{2K_1} \psi_k - \frac{M_1}{2K_1} = 0$$

$$\theta_1 = -\frac{M_1}{2K_1} + \sum \psi_k \theta_k \quad (1')$$

B) ESTRUCTURA CON GRADOS DE LIBERTAD.

Se consideran giros y desplazamientos de los nudos ($M'_{1k} \neq 0$; $M''_{1k} \neq 0$; $\theta_1 \neq 0$; $\psi_n \neq 0$).

Se tiene que :

$$M'_{1k} = \psi_k [M_1 + \sum M'_{k1} + \sum M''_{1k}] \quad (1)$$

$$M''_{1k} = \psi_k [M_1 + \sum (M'_{1k} + M'_{k1})] \quad (2)$$

Sabemos que :

$$M'_{1k} = K_{1k} \theta_1$$

$$M'_{k1} = K_{1k} \theta_k$$

$$M''_{1k} = K_{1k} \psi_k$$

Sustituyendo en (1) :

$$K_{1k} \theta_1 = -\frac{K_{1k}}{2K_1} [M_1 + \sum K_{1k} \theta_k + \sum K_{1k} \psi_k]$$

$$K_{1k} \theta_1 = -\frac{K_{1k}}{2K_1} M_1 - \frac{K_{1k}}{2K_1} \sum K_{1k} \theta_k - \frac{K_{1k}}{2K_1} \sum K_{1k} \psi_k$$

Haciendo operaciones :

$$\theta_1 = -\frac{K_{1k}}{2K_1} \frac{M_1}{K_{1k}} - \frac{K_{1k}}{2K_1} \frac{1}{K_{1k}} \sum K_{1k} \theta_k - \frac{K_{1k}}{2K_1} \frac{1}{K_{1k}} \sum K_{1k} \psi_k$$

$$\theta_1 = -\frac{M_1}{2K_1} - \frac{1}{2K_1} \sum K_{1k} \theta_k - \frac{1}{2K_1} \sum K_{1k} \psi_{1k}$$

$$\theta_1 = -\frac{M_1}{2K_1} - \sum \frac{K_{1k}}{2K_1} \theta_k - \sum \frac{K_{1k}}{2K_1} \psi_{1k}$$

$$\theta_1 = -\frac{M_1}{2K_1} + \sum \left(-\frac{K_{1k}}{2K_1} \right) \theta_k + \sum \left(-\frac{K_{1k}}{2K_1} \right) \psi_{1k}$$

En fin :

$$\theta_1 = -\frac{M_1}{2K_1} + \sum \mu_{1k} \theta_k + \sum \mu_{1k} \psi_{1k} \quad (1')$$

Por otra parte, haciendo sustituciones en (2) :

$$K_{1k} \psi_{1k} = -\frac{3}{2} \frac{K_{1k}}{K_n} \left[\frac{Q_h}{3} + \sum (K_{1k} \theta_1 + K_{1k} \theta_k) \right]$$

$$K_{1k} \psi_{1k} = -\frac{3}{2} \frac{K_{1k}}{K_n} \frac{Q_h}{3} + \left(-\frac{3}{2} \frac{K_{1k}}{K_n} \right) \sum (K_{1k} \theta_1 + K_{1k} \theta_k)$$

Efectuando operaciones :

$$\psi_{1k} = -\frac{3}{2} \frac{K_{1k}}{K_n} \frac{Q_h}{3K_{1k}} - \frac{3}{2} \frac{K_{1k}}{K_n} \frac{1}{K_{1k}} \sum (K_{1k} \theta_1 + K_{1k} \theta_k)$$

$$\psi_{1k} = -\frac{Q_h}{2K_n} - \frac{3}{2} \frac{1}{K_n} \sum (K_{1k} \theta_1 + K_{1k} \theta_k)$$

$$\psi_{1k} = -\frac{Q_h}{2K_n} - \sum \frac{3}{2} \frac{1}{K_n} (K_{1k} \theta_1 + K_{1k} \theta_k)$$

$$\psi_{1k} = -\frac{Q_h}{2K_n} - \sum \frac{3}{2} \frac{K_{1k}}{K_n} (\theta_1 + \theta_k)$$

$$\psi_{1k} = -\frac{Q_h}{2K_n} + \sum \left(-\frac{3}{2} \frac{K_{1k}}{K_n} \right) (\theta_1 + \theta_k)$$

$$\psi_{1k} = -\frac{Q_h}{2K_n} + \sum v_{1k} (\theta_1 + \theta_k)$$

Si $Q > 0$ de izquierda a derecha, o sea : + se tendrá fi-

nalmente que :

$$\psi_n = \frac{Q_n h_n}{2K_n} + \sum v_{1k} (\theta_1 + \theta_k) \quad (2')$$

c=1

C) ESTRUCTURA CON GRADOS DE LIBERTAD Y COLUMNAS DE DIFERENTES ALTURAS.

$$M'_{ik} = \mu_{ik} [M_i + \sum M'_{ki} + \sum M''_{ik}] \quad (1)$$

$$M''_{ik} = \nu_{ik} [M_r + \sum C_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki})] \quad (2)$$

Para la ecuación (1); se tiene que :

$$\theta_i = - \frac{M_i + \sum \mu_{ik} \theta_k + \sum \nu_{ik} \psi_{ik}}{2K_i} \quad (1')$$

Se tienen las siguientes igualdades :

$$\psi_{ik} = \psi_n C_{ik} \quad (1)$$

$$C_{ik} = \frac{h_r}{h_{ik}}$$

$$\nu_{ik} = - \frac{3}{2} \frac{C_{ik} \cdot K_{ik}}{\sum C_{ik} \cdot K_{ik}}$$

$$M_r = \frac{Qh}{3}$$

Sustituyendo en (2) :

$$K_{ik} \psi_{ik} = - \frac{3}{2} \frac{C_{ik} K_{ik}}{\sum C_{ik} K_{ik}} \left[\frac{Qh}{3} + \sum C_{ik} (K_{ik} \theta_i + K_{ik} \theta_k) \right]$$

Efectuando operaciones :

$$\psi_{ik} = - \frac{3}{2} \frac{C_{ik}}{\sum C_{ik} \cdot K_{ik}} \frac{Qh}{3} - \frac{3}{2} \frac{C_{ik}}{\sum C_{ik} \cdot K_{ik}} \sum C_{ik} (K_{ik} \theta_i + K_{ik} \theta_k)$$

$$\psi_{ik} = - \frac{C_{ik} Qh}{2 \sum C_{ik} \cdot K_{ik}} - \sum \frac{3}{2} \frac{C_{ik}^2}{\sum C_{ik} \cdot K_{ik}} (K_{ik} \theta_i + K_{ik} \theta_k).$$

$$\psi_{ik} = - \frac{C_{ik} Qh}{2 \sum C_{ik} \cdot K_{ik}} + \sum \left(- \frac{3}{2} \frac{C_{ik}^2 \cdot K_{ik}}{\sum C_{ik} \cdot K_{ik}} \right) (\theta_i + \theta_k).$$

$$\psi_{ik} = \frac{C_{ik} Q_h}{2 \sum C_{ik} \cdot K_{ik}} + \sum v_{ik} C_{ik} (\theta_1 + \theta_k)$$

$$\psi_n C_{ik} = - \frac{C_{ik} Q_h}{2 \sum C_{ik} \cdot K_{ik}} + C_{ik} \sum v_{ik} (\theta_1 + \theta_k)$$

$$\psi_n = - \frac{Q_h}{2 \sum C_{ik} \cdot K_{ik}} + \sum v_{ik} (\theta_1 + \theta_k)$$

Si $Q > 0$ de izquierda a derecha, o sea : \rightarrow , se ten

dra :

$$\psi_n = \frac{Q_n h_r}{2 \sum C_{ik} \cdot K_{ik}} + \sum v_{ik} (\theta_1 + \theta_k) \quad (2')$$

D) ESTRUCTURA CON GRADOS DE LIBERTAD Y COLUMNAS CONTINUAS.

$$m''_{ik} = v_{ik} \left[M_r + \sum C_{ik} (M'_{ik} + M'_{k1}) + \frac{2}{3} \sum C_{ik} (m''_{ik} + m''_{ik} + \dots + m''_{ik} + m''_{ik}) \right] \quad (1)$$

Considerando que :

$$m''_{ik} = C_{ik} \cdot K_{ik} \phi_n$$

$$C_{ik} = \frac{h_r}{h_{ik}} ; v_{ik} = - \frac{3}{2} \frac{C_{ik} \cdot K_{ik}}{\sum C_{ik} \cdot K_{ik}}$$

Sustituyendo valores en (1) :

$$C_{ik} \cdot K_{ik} \phi_n = - \frac{3}{2} \frac{C_{ik} \cdot K_{ik}}{\sum C_{ik} \cdot K_{ik}} \left[\frac{Q_h}{3} + \sum C_{ik} (K_{ik} \theta_1 + K_{ik} \theta_k) + \frac{2}{3} \sum C_{ik} (C_{ik} \cdot K_{ik} \phi_1 + C_{ik} \cdot K_{ik} \phi_2 + \dots + C_{ik} \cdot K_{ik} \phi_{(n-1)} + C_{ik} \cdot K_{ik} \phi_{(n+1)}) \right]$$

+ ϕ Realizando operaciones): $\frac{Qh}{2 \sum C_{1k} \cdot K_{1k}} + \frac{3}{2} \frac{1}{\sum C_{1k} \cdot K_{1k}} \sum C_{1k} (K_{1k} \theta_1 + K_{1k} \theta_k) -$

$$\begin{aligned} \phi_n = & - \frac{3}{2} \frac{1}{\sum C_{1k} \cdot K_{1k}} \frac{Qh}{3} - \frac{3}{2} \frac{1}{\sum C_{1k} \cdot K_{1k}} \sum C_{1k} (K_{1k} \theta_1 + K_{1k} \theta_k) - \\ & - \frac{3}{2} \frac{1}{\sum C_{1k} \cdot K_{1k}} \left(\frac{2}{3} \right) \sum C_{1k} (C_{1k} \cdot K_{1k} \phi_1 + C_{1k} \cdot K_{1k} \phi_2 + \dots + \\ & + C_{1k} \cdot K_{1k} \phi_{(n-1)} + C_{1k} \cdot K_{1k} \phi_{(n+1)}). \end{aligned}$$

(11)

$$\begin{aligned} \phi_n = & - \frac{Qh}{2 \cdot \sum C_{1k} \cdot K_{1k}} - \frac{3}{2} \frac{C_{1k}}{\sum C_{1k} \cdot K_{1k}} (K_{1k} \theta_1 + K_{1k} \theta_k) - \\ & - \frac{2}{3} \sum \frac{3}{2} \frac{C_{1k}}{\sum C_{1k} \cdot K_{1k}} (C_{1k} \cdot K_{1k} \phi_1 + C_{1k} \cdot K_{1k} \phi_2 + \dots + \\ & + C_{1k} \cdot K_{1k} \phi_{(n-1)} + C_{1k} \cdot K_{1k} \phi_{(n+1)}). \end{aligned}$$

PARAMETROS DE CIRCUITOS DE SISTEMAS

$$\begin{aligned} \phi_n = & - \frac{Qh}{2 \sum C_{1k} \cdot K_{1k}} + \sum \left[\left(- \frac{3}{2} \frac{C_{1k}}{\sum C_{1k} \cdot K_{1k}} \right) (K_{1k} \theta_1 + K_{1k} \theta_k) \right] + \\ & + \frac{2}{3} \sum \left(- \frac{3}{2} \frac{C_{1k}}{\sum C_{1k} \cdot K_{1k}} \right) \left[C_{1k} \cdot K_{1k} \phi_1 + C_{1k} \cdot K_{1k} \phi_2 + \dots + \right. \\ & \left. + C_{1k} \cdot K_{1k} \phi_{(n-1)} + C_{1k} \cdot K_{1k} \phi_{(n+1)} \right]. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_n = & - \frac{Qh}{2 \sum C_{1k} \cdot K_{1k}} + \sum \left(- \frac{3}{2} \frac{C_{1k} \cdot K_{1k}}{\sum C_{1k} \cdot K_{1k}} \right) (\theta_1 + \theta_k) + \\ & + \frac{2}{3} \sum \left(- \frac{3}{2} \frac{C_{1k} \cdot K_{1k}}{\sum C_{1k} \cdot K_{1k}} \right) (C_{1k} \phi_1 + C_{1k} \phi_2 + \dots + \\ & + C_{1k} \phi_{(n-1)} + C_{1k} \phi_{(n+1)}). \end{aligned}$$

$$\phi_n = - \frac{Q_h}{2 \sum C_{ik} K_{ik}} + \sum v_{ik} (\theta_i + \theta_k) + \frac{2}{3} \sum v_{ik} (C_{ik} \phi_1 +$$

$$+ C_{ik} \phi_2 + \dots + C_{ik} \phi_{(n-1)} + C_{ik} \phi_{(n+1)}).$$

Si $Q > 0$ de izquierda a derecha, o sea : \rightarrow ; se ten

drá :

$$\phi_n = \frac{Q_h}{2 \sum C_{ik} K_{ik}} + \sum v_{ik} (\theta_i + \theta_k) + \frac{2}{3} \sum v_{ik} (C_{ik} \phi_1 +$$

$$+ C_{ik} \phi_2 + \dots + C_{ik} \phi_{(n-1)} + C_{ik} \phi_{(n+1)}).$$

(1')

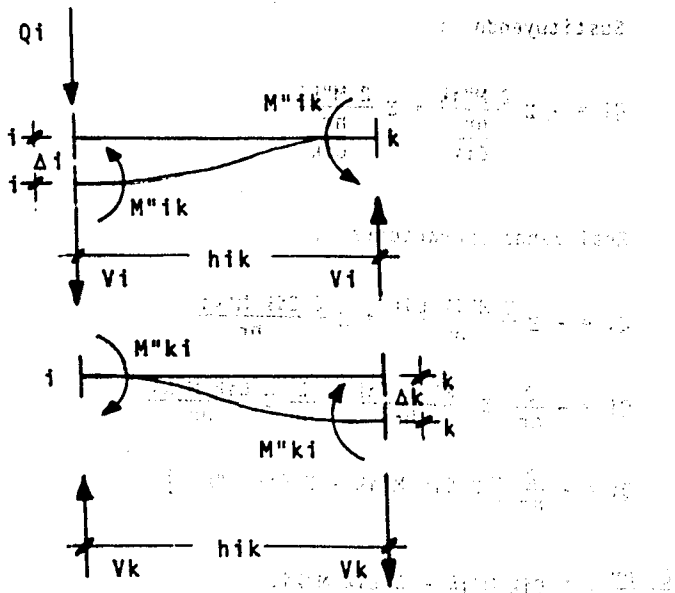
E) METODO DE EQUILIBRIO DE CORTANTES.

Redcula de la Cimentación (Considerando únicamente despla-
zamiento vertical) de los nudos).

A continuación, se presenta la deducción de la fórmula que se aplica en el método "Equilibrio de Cortantes".

Como ya se explicó, este método, permite verificar el equilibrio de cargas verticales bajo cada una de las columnas.

Se considerará la barra i-k, sometida a la carga Q_i , aplicada precisamente en el nudo i de dicha barra; y sujeta a desplazamientos diferenciales, en ambos extremos de la misma; tal como se indica en la siguiente figura.



De la figura, se tiene :

$$Q_i = -V_i + V_k$$

Generalizando :

$$Q_i = -\sum V_i + \sum V_k$$

Sustituyendo valores de V_i y de V_k :

$$Q_i = -\sum \frac{2 M''_{ik}}{h_{ik}} + \sum \frac{2 M''_{ki}}{h_{ik}}$$

Tomando en cuenta que :

$$C_{ik} = \frac{hr}{h_{ik}} \rightarrow h_{ik} = \frac{hr}{C_{ik}}$$

Sustituyendo :

$$Q_i = - \sum \frac{2 M''_{ik}}{C_{ik}} + \sum \frac{2 M''_{ki}}{C_{ik}}$$

Realizando operaciones :

$$Q_i = - \sum \frac{2 M''_{ik} C_{ik}}{hr} + \sum \frac{2 C_{ik} M''_{ki}}{hr}$$

$$Q_i = - \frac{2}{hr} \sum \frac{M''_{ik} C_{ik}}{hr} + \frac{2}{hr} \sum \frac{C_{ik} M''_{ki}}{hr}$$

$$Q_i = - \frac{2}{hr} [\sum C_{ik} M''_{ik} - \sum C_{ik} M''_{ki}]$$

$$- \frac{Q_i hr}{2} = \sum C_{ik} M''_{ik} - \sum C_{ik} M''_{ki}$$

Despejando, se tiene finalmente :

$$\sum C_{ik} M''_{ik} = - \frac{Q_i hr}{2} + \sum C_{ik} M''_{ki} \quad (1)$$

Por otra parte, tenemos que :

$$C_{ik} M''_{ik} = \frac{6EK}{h_{ik}} \Delta \cdot C_{ik}$$

Sustituyendo el valor de h_{ik} :

$$C_{ik} M''_{ik} = \frac{6EK}{hr} \Delta \cdot C_{ik}$$

$$C_{ik} M''_{ik} = \frac{C_{ik}^2 6EK \Delta}{hr}$$

Efectuando operaciones : $\frac{1}{2} \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} K} \left[- \frac{Q_{ihr}}{2} + \frac{2 \sum C_{ik} M^{ik}}{2} \right]$

$$M^{ik} = \frac{1}{2} \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} K} \left[- Q_{ihr} + 2 \sum C_{ik} M^{ik} \right]$$

$$M^{ik} = - \frac{1}{2} \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} K} \left[Q_{ihr} - 2 \sum C_{ik} M^{ik} \right]$$

$$M^{ik} = - \frac{3}{2} \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} K} \left[\frac{Q_{ihr}}{3} - \frac{2}{3} \sum C_{ik} M^{ik} \right]$$

$$M^{ik} = - \frac{3}{2} \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} K} \left[\frac{Q_{ihr}}{3} - \frac{2}{3} \sum C_{ik} M^{ik} \right]$$

Sustituyendo en la expresión anterior, los valores del factor de distribución lineal y del "Momento de piso", se tiene :

$$v_{ik} = - \frac{3}{2} \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} K}$$

$$M_{ri} = \frac{Q_{ihr}}{3}$$

$$M^{ik} = v_{ik} \left[M_{ri} - \frac{2}{3} \sum C_{ik} M^{ik} \right] \quad (5)$$

Sustituyendo el valor del "Momento de piso" (M_{ri}), en la expresión anterior, se tiene :

$$M^{ik} = v_{ik} \left[\frac{Q_{ihr}}{3} - \frac{2}{3} \sum C_{ik} M^{ik} \right]$$

De la figura, se desprende :

Por lo tanto : $\sum C_{ik} M''_{ik} = \frac{6E \cdot C_{ik} K_1}{hr} \Delta + \frac{6E \cdot C_{ik} K_2}{hr} \Delta + \dots + \frac{6E \cdot C_{ik} K_n}{hr} \Delta$

$$\sum C_{ik} M''_{ik} = \frac{6E \cdot C_{ik} K_1}{hr} \Delta + \frac{6E \cdot C_{ik} K_2}{hr} \Delta + \dots + \frac{6E \cdot C_{ik} K_n}{hr} \Delta$$

Factorizando :

$$\sum C_{ik} M''_{ik} = \frac{6E \Delta}{hr} (C_{ik} K_1 + C_{ik} K_2 + \dots + C_{ik} K_n)$$

$$\sum C_{ik} M''_{ik} = \frac{6E \Delta}{hr} \sum C_{ik} K$$

Despejando :

$$\Delta = \frac{hr}{6E \sum C_{ik} K} \sum C_{ik} M''_{ik} \quad (2)$$

Por otra parte :

$$M''_{ik} = \frac{6EK}{hik} \Delta = \frac{6EK}{hr} \Delta$$

$$M''_{ik} = \frac{C_{ik} 6EK}{hr} \Delta \quad (3)$$

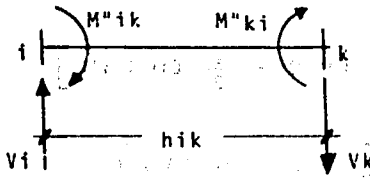
Sustituyendo (2) en (3) :

$$M''_{ik} = \frac{C_{ik} 6EK}{hr} \cdot \frac{hr}{6E \sum C_{ik} K} \sum C_{ik} M''_{ik}$$

$$M''_{ik} = \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} K} \sum C_{ik} M''_{ik} \quad (4)$$

Sustituyendo nuevamente (1) en (4) :

$$M''_{ik} = \frac{C_{ik} K}{\sum C_{ik} K} \left[- \frac{Q_i hr}{2} + \sum C_{ik} M''_{ki} \right]$$



$$V^i = V^k \quad ; \quad M^{ik} = M^{ki}$$

$$V^i = \frac{2 M^{ik}}{h_{ik}}$$

$$V^k = \frac{2 M^{ki}}{h_{ik}}$$

$$M^{ik} = \frac{V^i h_{ik}}{2}$$

$$M^{ki} = \frac{V^k h_{ik}}{2}$$

Sustituyendo valores :

$$\frac{V^i h_{ik}}{2} = v_{ik} \quad \left[\frac{Q_i h_r}{3} - \frac{2}{3} \cdot C_{ik} \cdot \frac{V^k h_{ik}}{2} \right]$$

Haciendo operaciones :

$$\frac{V^i h_{ik}}{2} = v_{ik} \quad \left[\frac{Q_i h_r}{3} - \frac{2}{3} \cdot C_{ik} \cdot \frac{V^k h_{ik}}{2} \right]$$

$$\frac{V^i}{2} \cdot \frac{h_r}{C_{ik}} = v_{ik} \quad \left[\frac{Q_i h_r}{3} - \frac{2}{3} \cdot C_{ik} \cdot \frac{V^k h_{ik}}{2} \right]$$

Simplificando :

$$V^i = v_{ik} \quad \left[\frac{2 C_{ik}}{h_r} \cdot \frac{Q_i h_r}{3} - \frac{2}{3} \cdot \frac{2 C_{ik}}{h_r} \cdot C_{ik} \cdot \frac{V^k h_{ik}}{2} \cdot \frac{h_r}{C_{ik}} \right]$$

$$V''_i = v_{ik} \left[\frac{2}{3} C_{ik} Q_i - \frac{2}{3} \frac{2 C_{ik}}{hr} \frac{hr}{2} \sum V''_k \right]$$

$$V''_i = v_{ik} \left[\frac{2}{3} C_{ik} Q_i - \frac{2}{3} C_{ik} \sum V''_k \right]$$

$$V''_i = \frac{2}{3} v_{ik} \left[C_{ik} Q_i - C_{ik} \sum V''_k \right]$$

Factorizando :

$$V''_i = \frac{2}{3} v_{ik} C_{ik} \left[Q_i - \sum V''_k \right]$$

Si hacemos :

$$\lambda_{ik} = \frac{2}{3} v_{ik} C_{ik}$$

Se tendrá finalmente, la expresión buscada :

$$V''_i = \lambda_{ik} (Q_i - \sum V''_k)$$

La expresión anterior, también, se puede expresar como :

$$V''_{ik} = \lambda_{ik} (Q_i - \sum V''_{ki}).$$

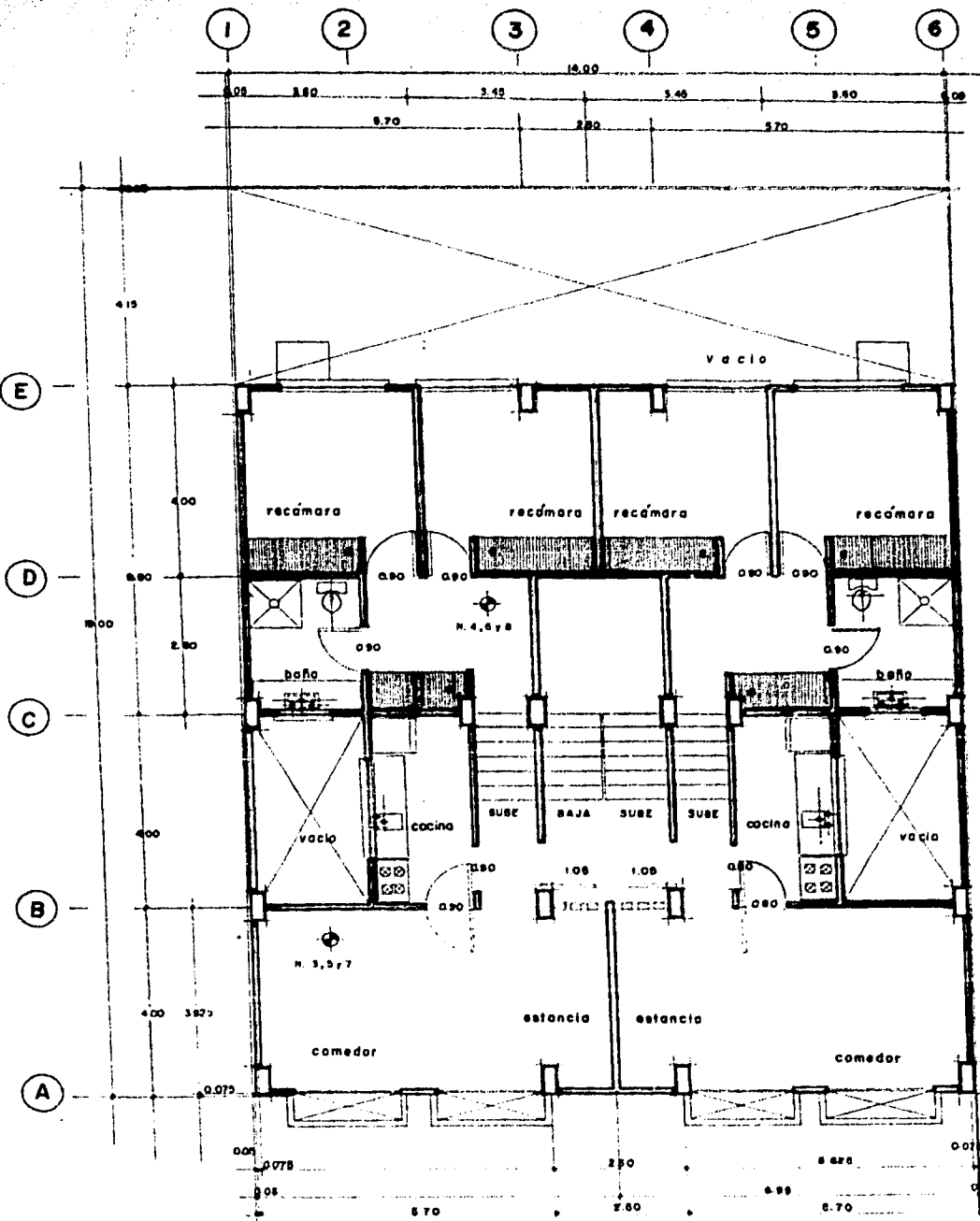
La ecuación anterior, se puede enunciar de la siguiente manera : "La fuerza cortante (Reacción) de la barra i-k, debida al desplazamiento diferencial del nudo i, provocado por la fuerza Q aplicada en el mismo; es igual al factor de distribución lineal al cortante, que multiplica a la fuerza Q_i, menos la suma de los cortantes de los extremos opuestos de las barras que concurren al nudo i".

BIBLIOGRAFIA

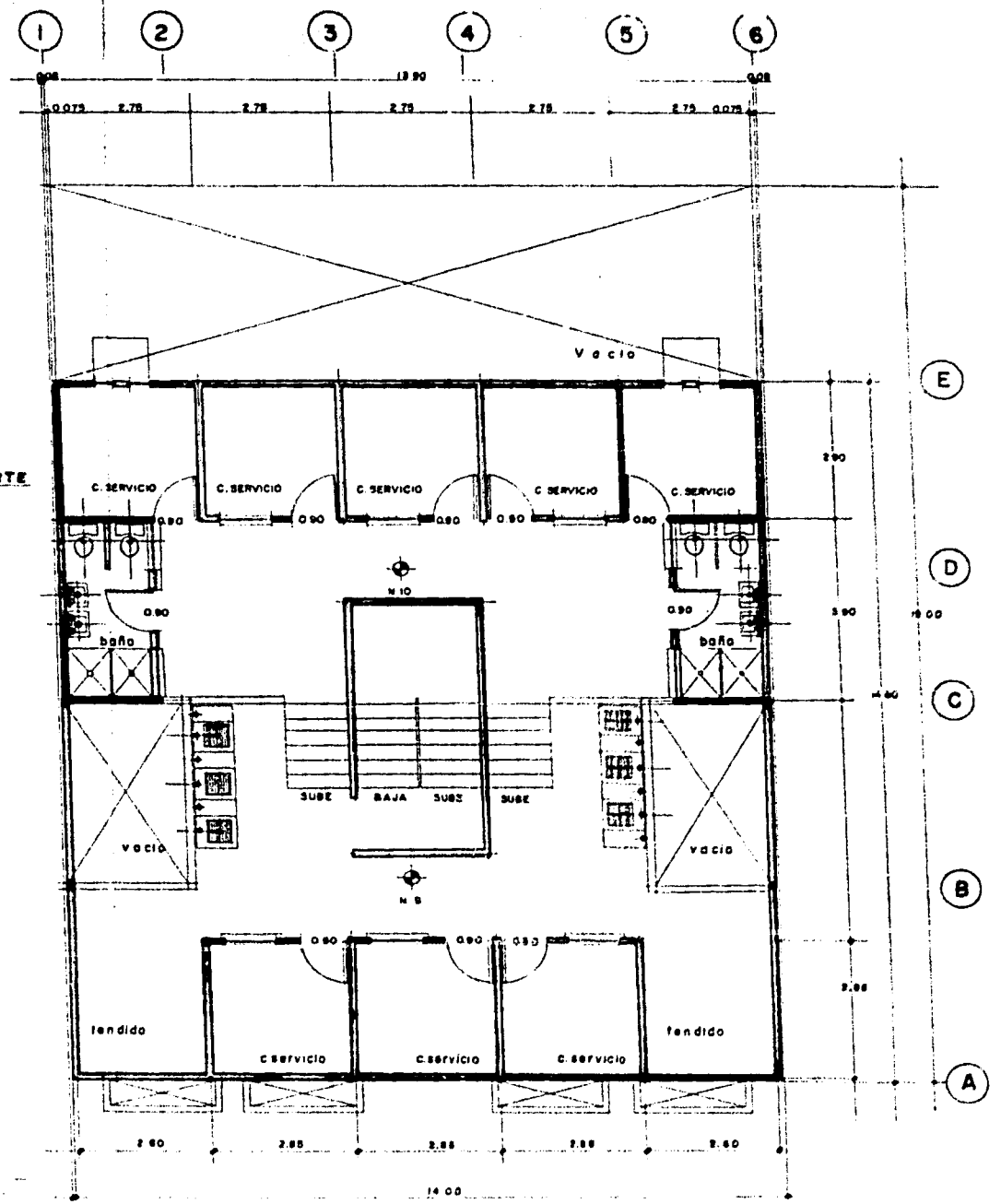
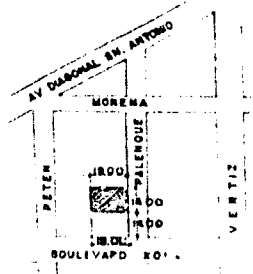
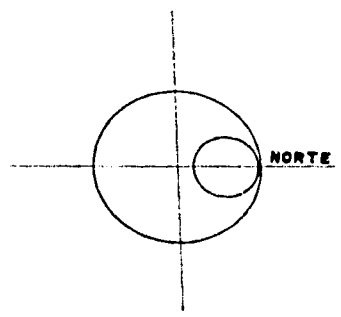
- | | |
|---|--|
| Cálculo de Pórticos de Varios Pisos. | G. KANI. |
| Análisis Estructural. | RODOLFO LUTHE. |
| Nueva Teoría de las Estructuras. | HEBERTO CASTILLO MARTINEZ. |
| Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. | OSCAR M. GONZALEZ CUEVAS.
FRANCISCO ROBLES F. V.
JUAN CASILLAS G. DE L.
ROGER DIAZ DE COSSIO. |
| Estructuras de Concreto. | ALFONSO OLVERA LOPEZ. |
| Folleto Complementario.
Diseño Sísmico de Edificios. | EMILIO ROSENBLUETH y
LUIS ESTEVA. |
| Reglamento de Construcciones
para el Distrito Federal. | |
| Gráficas para Diseño Plástico de
Columnas de Concreto Reforzado. | INSTITUTO DE INGENIERIA,
U.N.A.M. |
| No. 400, Requisitos de Seguridad y
Servicios para las Estructuras. | " |
| No. 401, Diseño y Construcción de
Estructuras de Concreto. | " |
| No. 405, Diseño y Construcción de
Cimentaciones. | " |
| No. 406, Manual de Diseño por Sismo. | " |

INGENIERIA

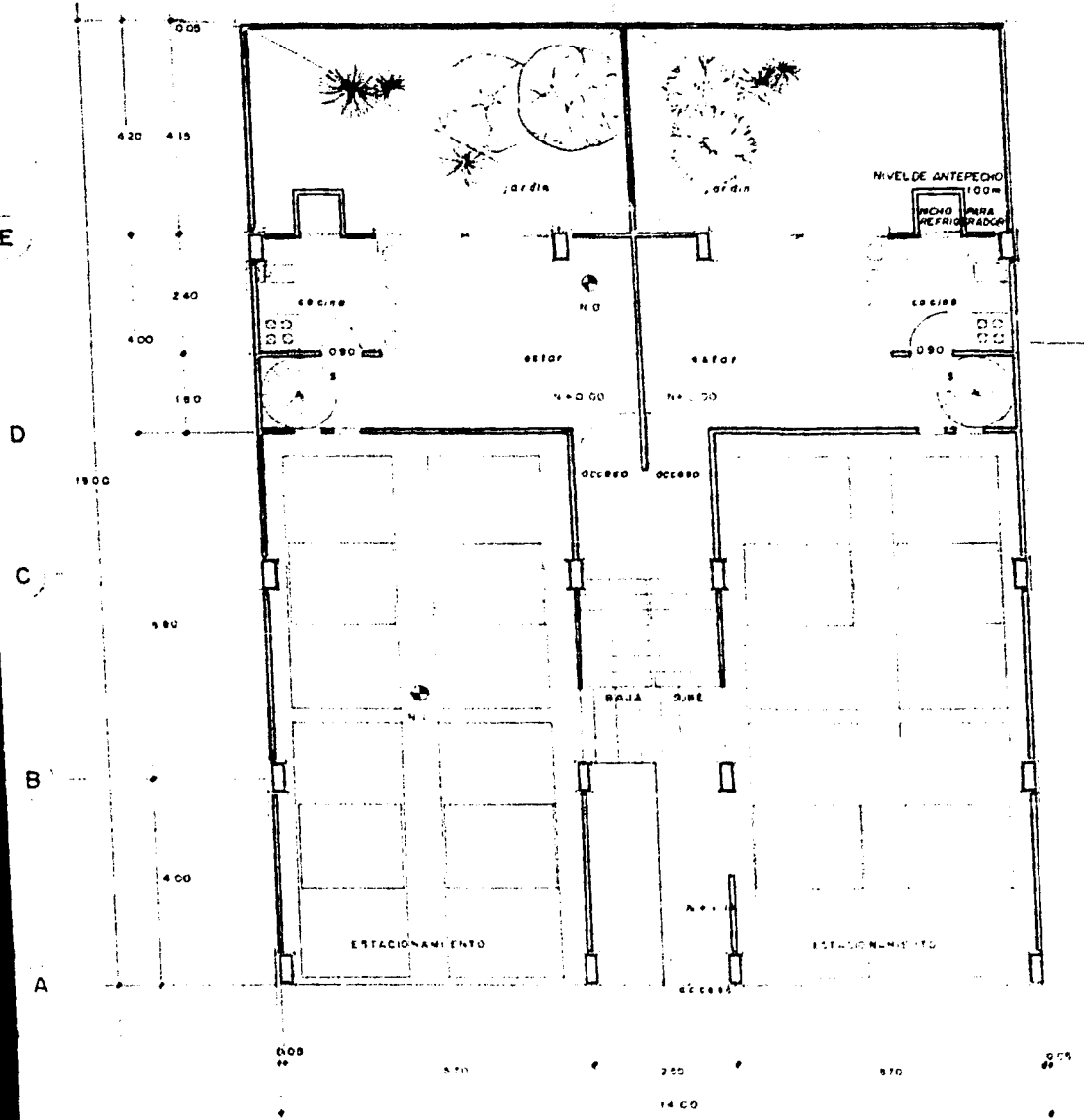
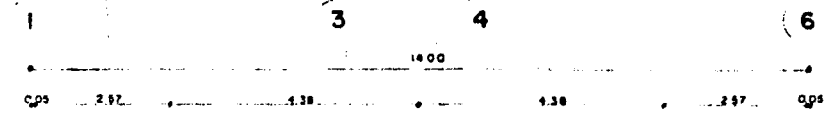
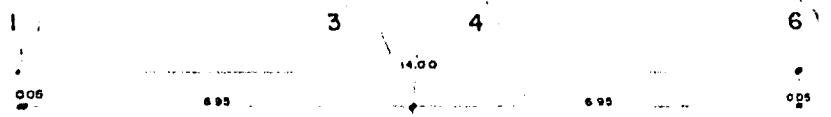
EL VARI.	Estudio de Puentes de Varas Picas.
ROBERTO LUTHE.	Análisis Estructural.
HERIBERTO CASTILLO MARTINEZ.	Nueva Teoría de las Estructuras.
ROBERTO M. GONZALEZ CUEVAS, FRANCISCO ROBLES P. V., GUSTO CASTILLO G. DE L., ROBERTO DIAZ DE COSCIO.	Aplicaciones Fundamentales del Método de Momentos.
ALFONSO OLIVERA LOPEZ.	Estructuras de Hormigón.
EMILIO ROSENBLUTH y JOSE ESTEBAN.	Fórmula Empírica para el Diseño de Puentes. Diseño de Puentes de Hormigón.
	Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.
INSTITUTO DE INGENIERIA, S.A. de C.V.	Oficina para el Distrito Federal de Estudios de Ingeniería.
	Nal. 400, Instituto de Seguridad y Seguros para las Estructuras.
	Nal. 400, Oficina de Construcción de Estructuras de Hormigón.
	Nal. 400, Oficina de Estudios y Diseño.
	Nal. 400, Oficina de Estudios y Diseño.



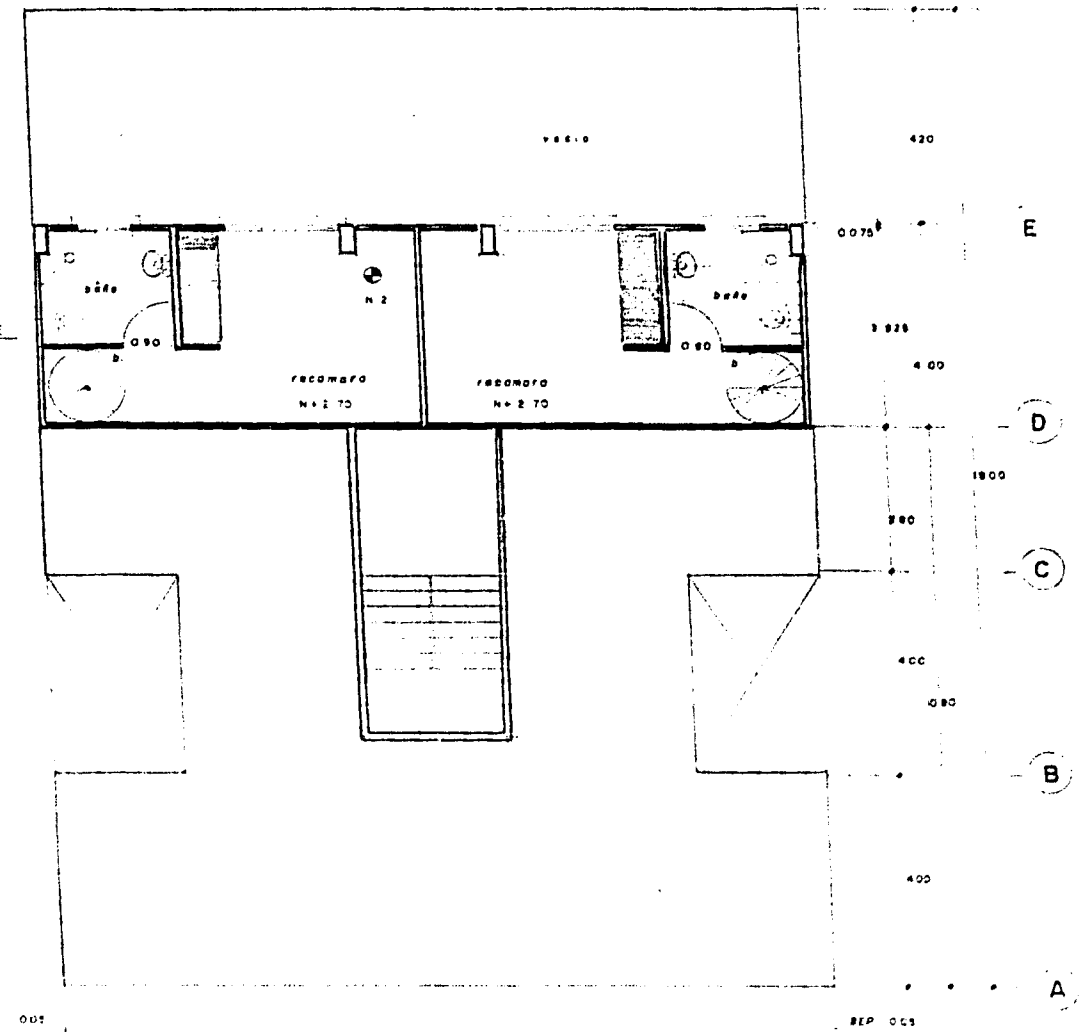
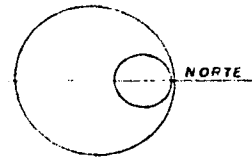
PLANTA TIPO
DEPARTAMENTOS 1, 2 y 3
ESC. 1:50



PLANTA CUARTOS DE SERVICIOS Y AZOTEA
NOTA - Aseficiones en metros
ESC. 1:50



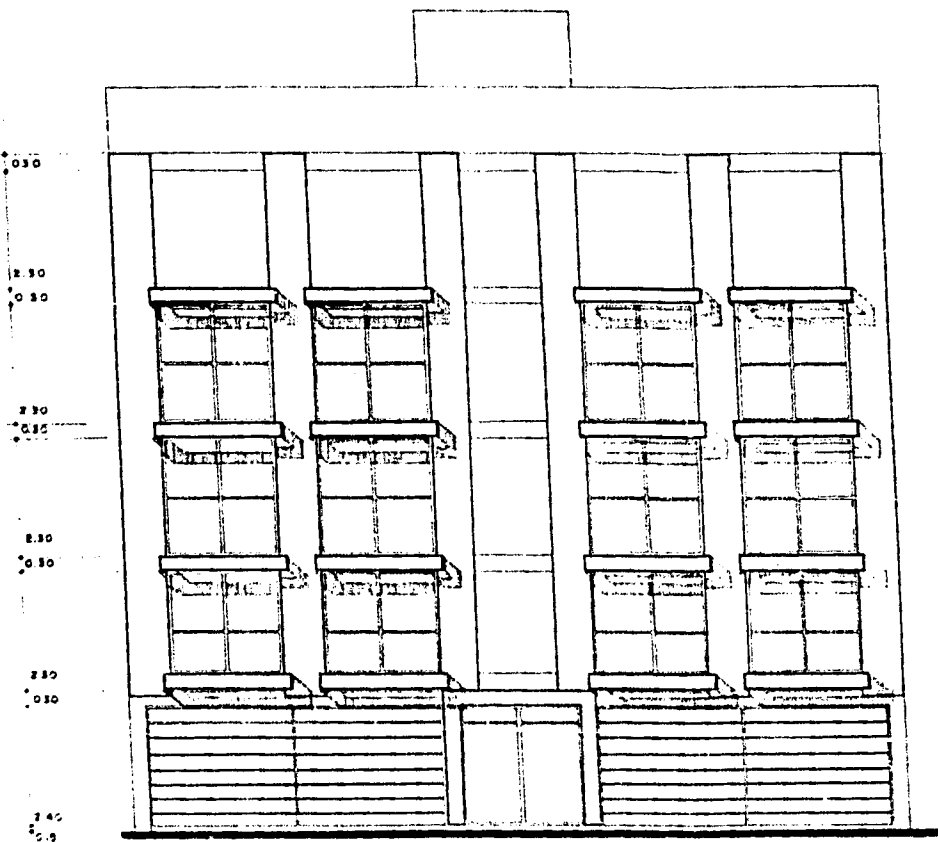
PLANTA BAJA DEPARTAMENTO SEMISOTANO Y ESTACIONAMIENTO
ESC. 1:50



PLANTA ALTA DEPARTAMENTO SEMISOTANO
ESC. 1:50

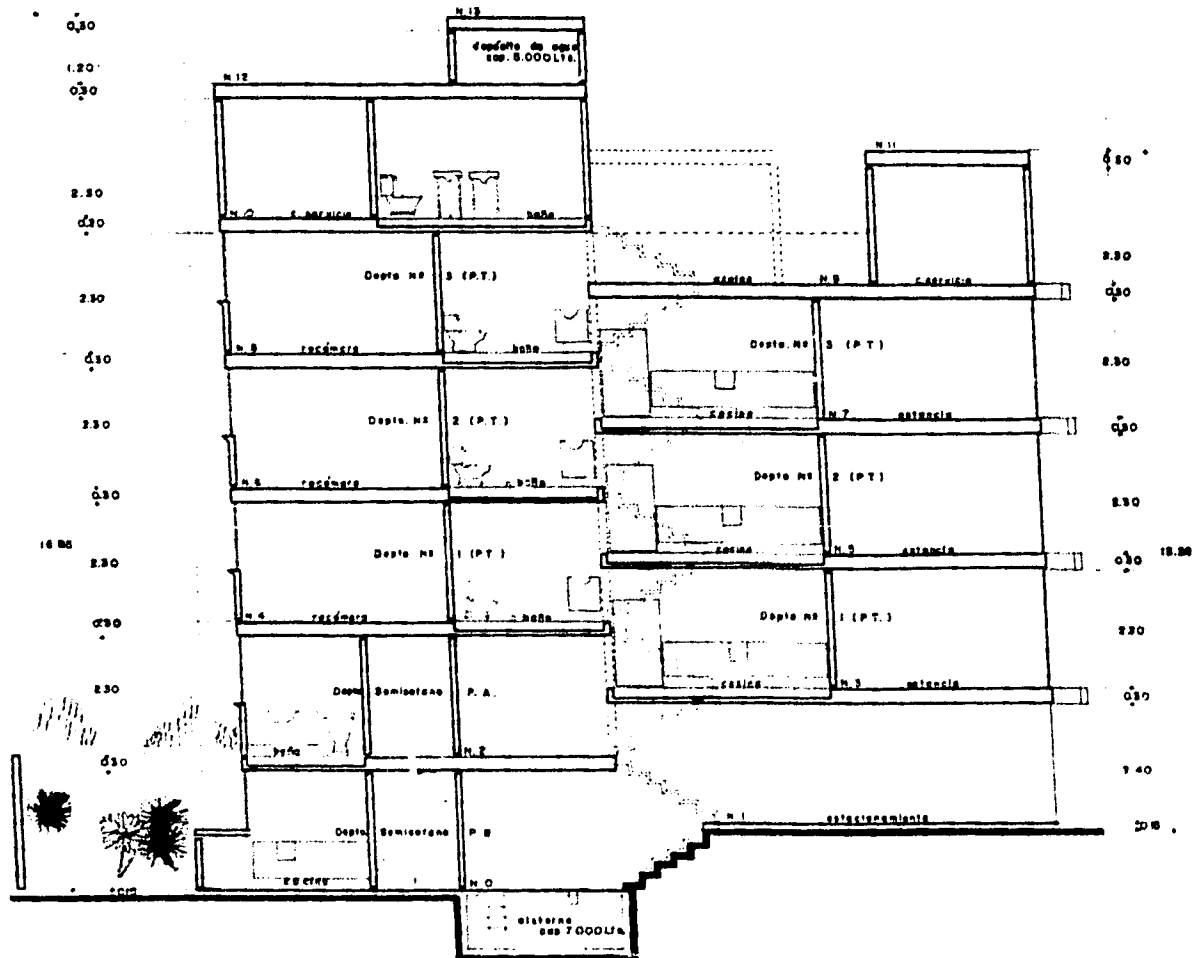
NOTA: Alturas en metros

1) 3 4 6



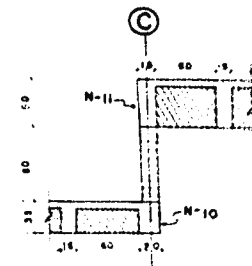
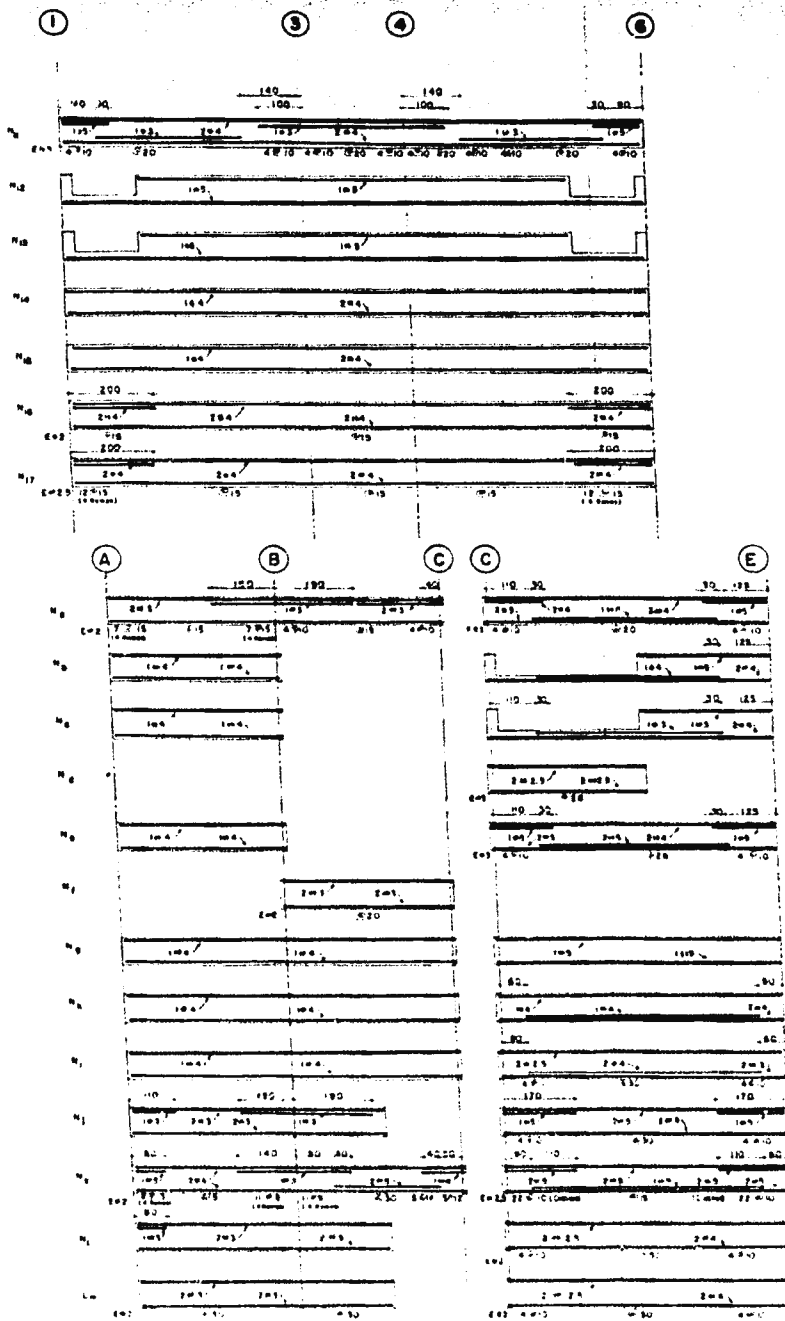
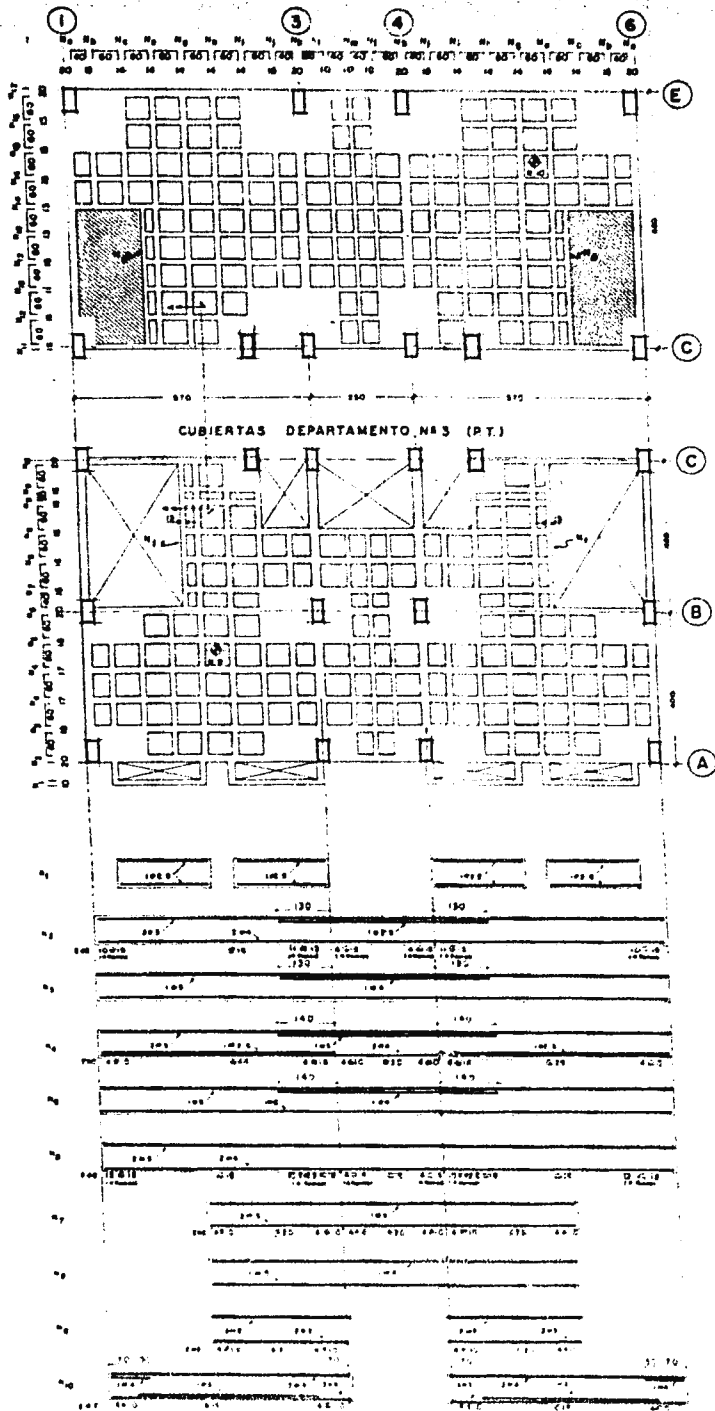
FACHADA PRINCIPAL ESCALA 1:50

E D C B A

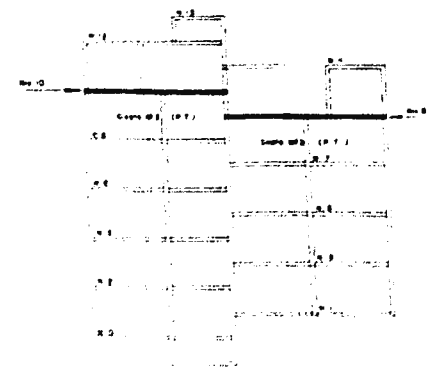


CORTE SANITARIO LONGITUDINAL ESCALA 1:50

NOTAS
 P.T. (Planta Tipo)
 P.A. (Planta Alta)
 P.B. (Planta Baja)
 N. (Nivel)
 Acentuaciones en negrita

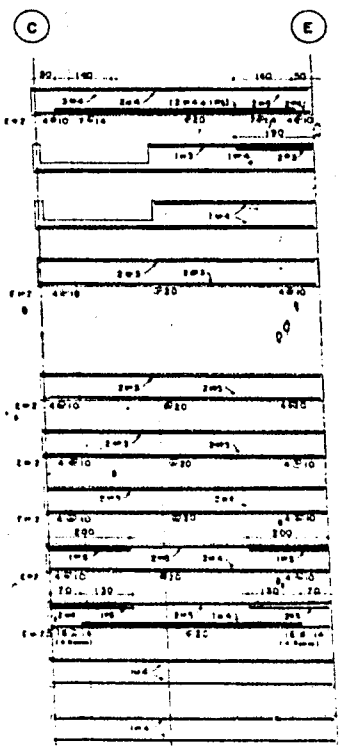
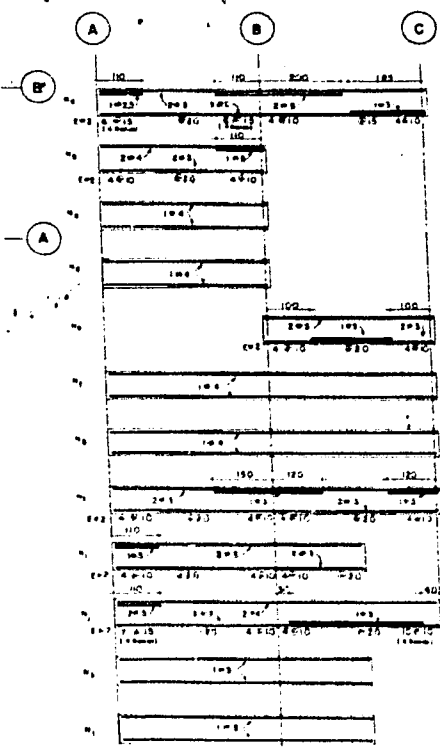
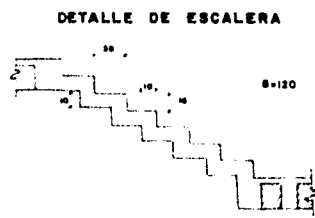
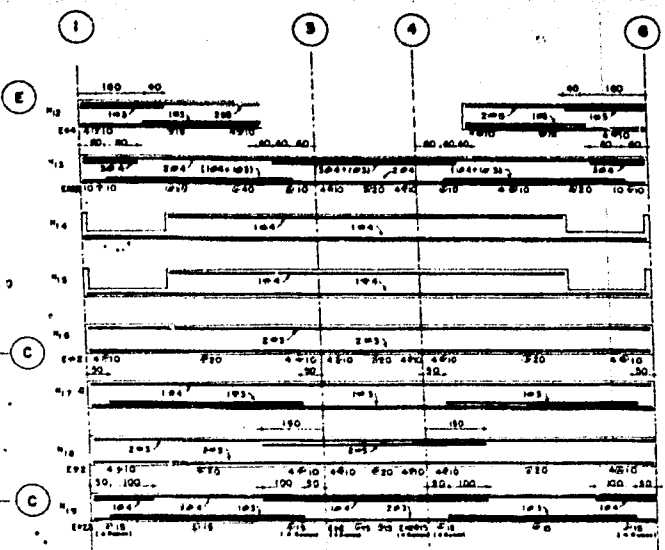
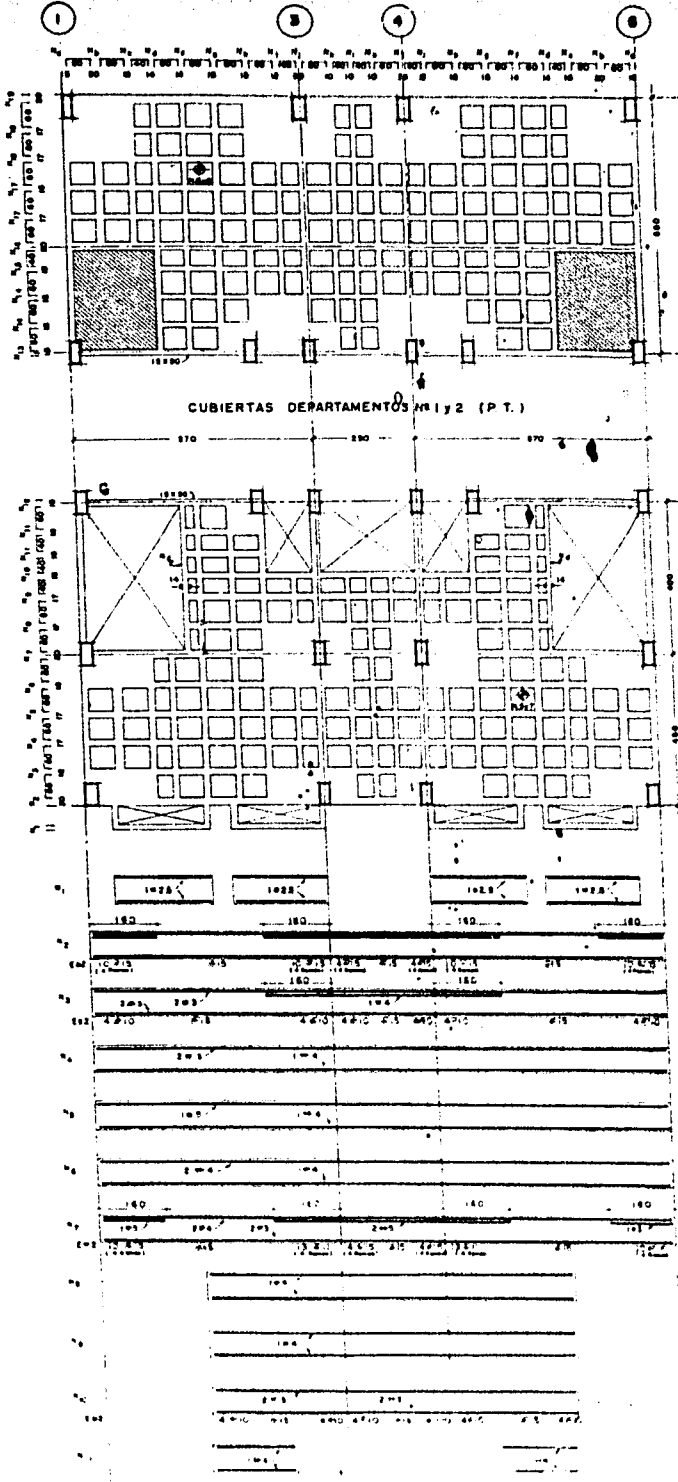


**CORTE A-A
(DETALLE DE DESNIVEL)**

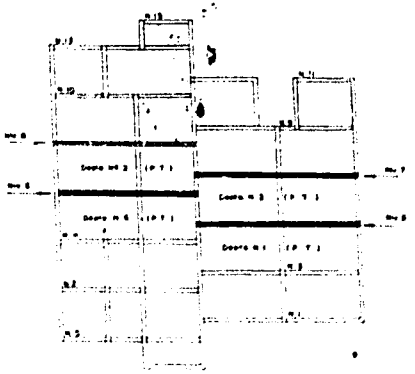


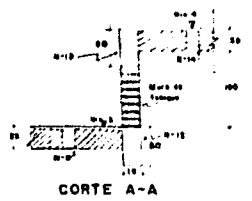
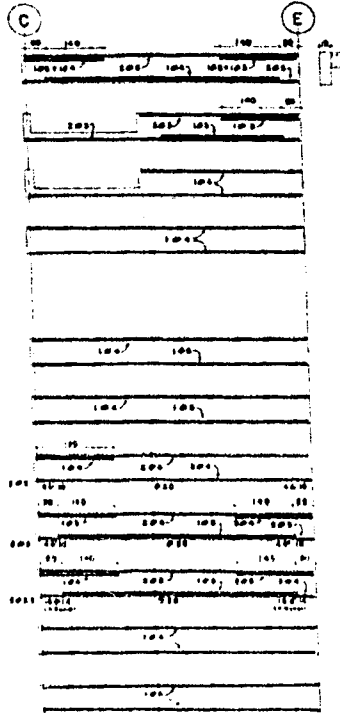
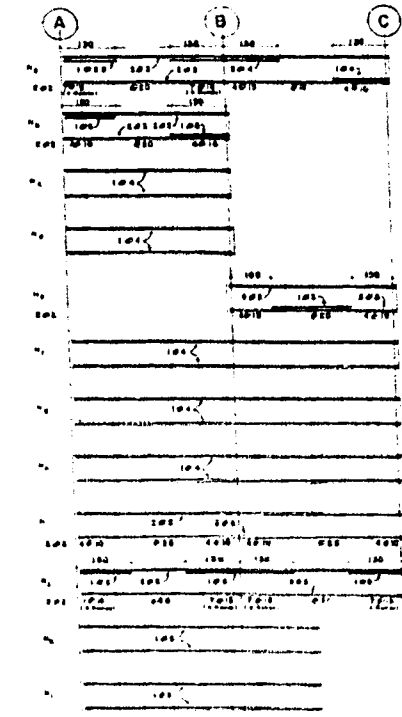
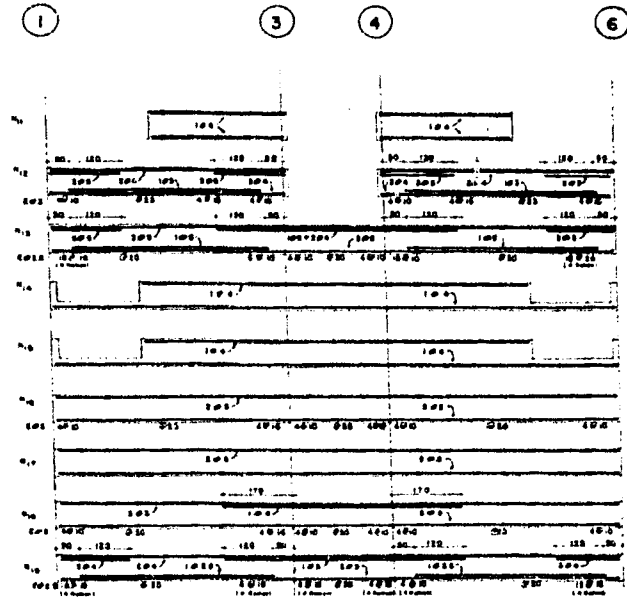
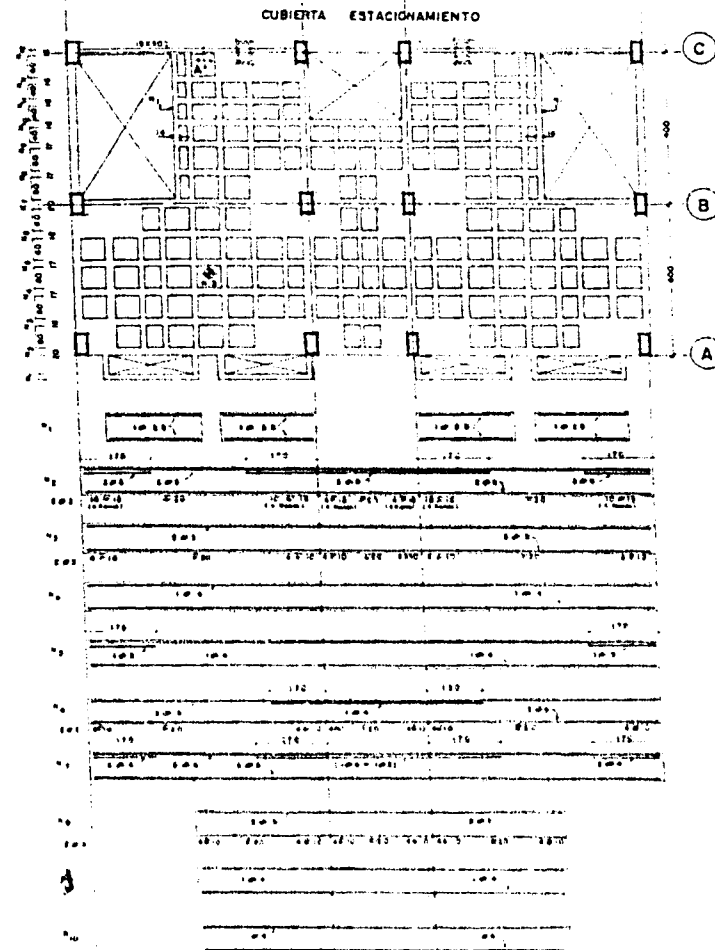
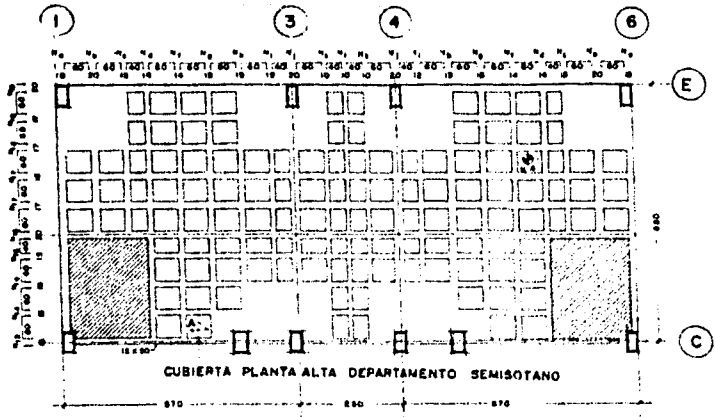
CORTE LONGITUDINAL

U	N	A	M
FACULTAD DE INGENIERIA			
TESIS PROFESIONAL			
CASTILLO ABONZA ANTONIO			
ESTRUCTURAL			
CUBIERTA DEPTO N.º 3 (P.T.)			
MEDIC. OF. 1981	E-5		



U	N	A	M
FACULTAD DE INGENIERIA			
TESIS PROFESIONAL			
CASTILLO ABONZA ANTONIO			
ESTRUCTURAL			
Cubiertas Deptos. N° 1 y 2 (P.T.)			
MEXICO, D.F. 1981			E-4





NOTAS GENERALES

- 1-Asociación de columnas
- 2-Check sobre un plano de proyección
- 3-Columna $F_c=200 \text{ kg/cm}^2$, con espesor mínimo de 300
- 4-Área de refuerzo $F_y=4000 \text{ kg/cm}^2$ pasadas al #2 con corchete de refuerzo $F_y=2800 \text{ kg/cm}^2$.

NOTAS DE LOSA RETICULAR

- 1-Tarjetas de losa de 100 mm de espesor por placa de concreto de 800 x 800 mm, 400 x 400 mm y 400 x 200 mm.
- 2-Refuerzo para 1.5 m x 2.25 m si el área de concreto de los varillas de refuerzo es suficiente.
- 3-Debe indicarse además, el refuerzo corrido y los detalles en los extremos de columnas como se indica en la figura #11.
- 4-El refuerzo longitudinal en las varillas, se colocará en concreto con un mínimo de tres varillas en posición como se indica en la figura #12.
- 5-Debe usarse varillas estiradas para armar más de #20.
- 6-Todos los varillas indicados son del #2, excepto donde se indique otra cosa.

Figura #11 Figura #12

Figura #13

Figura #14

Figura #15

Figura #16

Figura #17

Figura #18

Figura #19

Figura #20

Figura #21

Figura #22

Figura #23

Figura #24

Figura #25

Figura #26

Figura #27

Figura #28

Figura #29

Figura #30

Figura #31

Figura #32

Figura #33

Figura #34

Figura #35

Figura #36

Figura #37

Figura #38

Figura #39

Figura #40

Figura #41

Figura #42

Figura #43

Figura #44

Figura #45

Figura #46

Figura #47

Figura #48

Figura #49

Figura #50

Figura #51

Figura #52

Figura #53

Figura #54

Figura #55

Figura #56

Figura #57

Figura #58

Figura #59

Figura #60

Figura #61

Figura #62

Figura #63

Figura #64

Figura #65

Figura #66

Figura #67

Figura #68

Figura #69

Figura #70

Figura #71

Figura #72

Figura #73

Figura #74

Figura #75

Figura #76

Figura #77

Figura #78

Figura #79

Figura #80

Figura #81

Figura #82

Figura #83

Figura #84

Figura #85

Figura #86

Figura #87

Figura #88

Figura #89

Figura #90

Figura #91

Figura #92

Figura #93

Figura #94

Figura #95

Figura #96

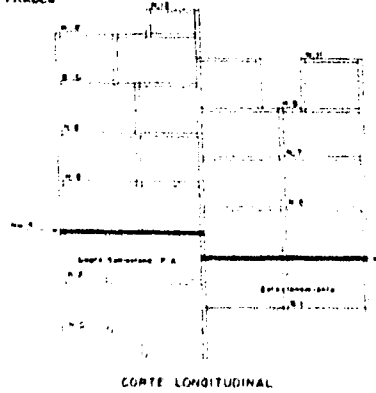
Figura #97

Figura #98

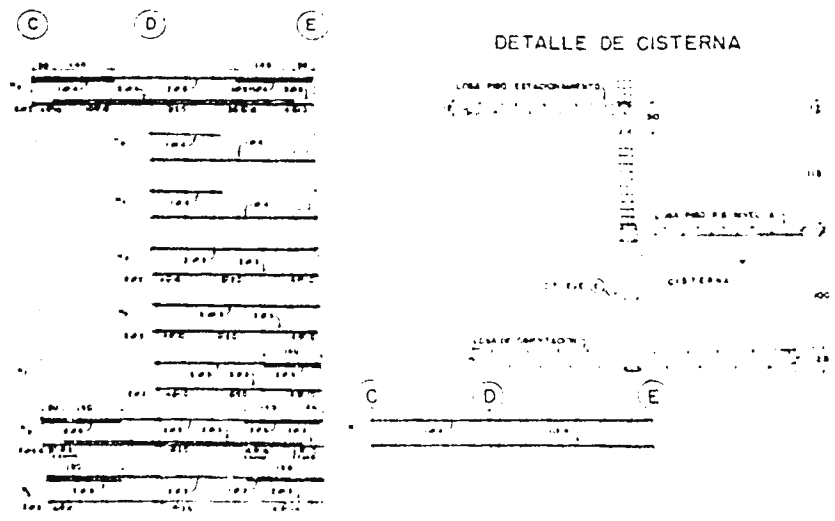
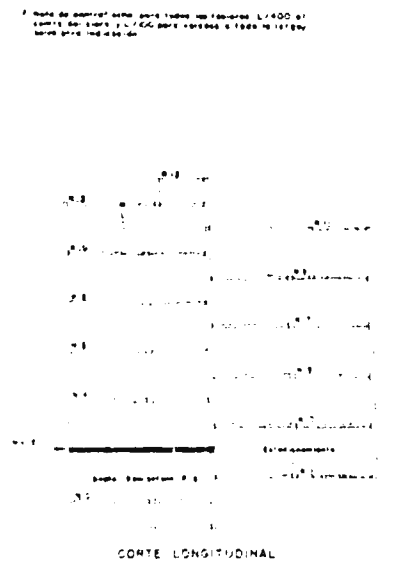
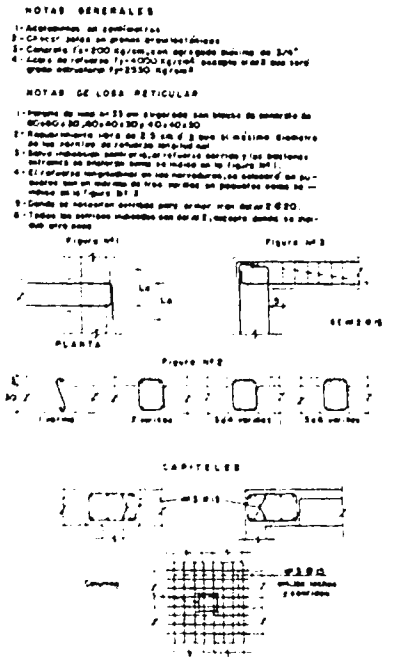
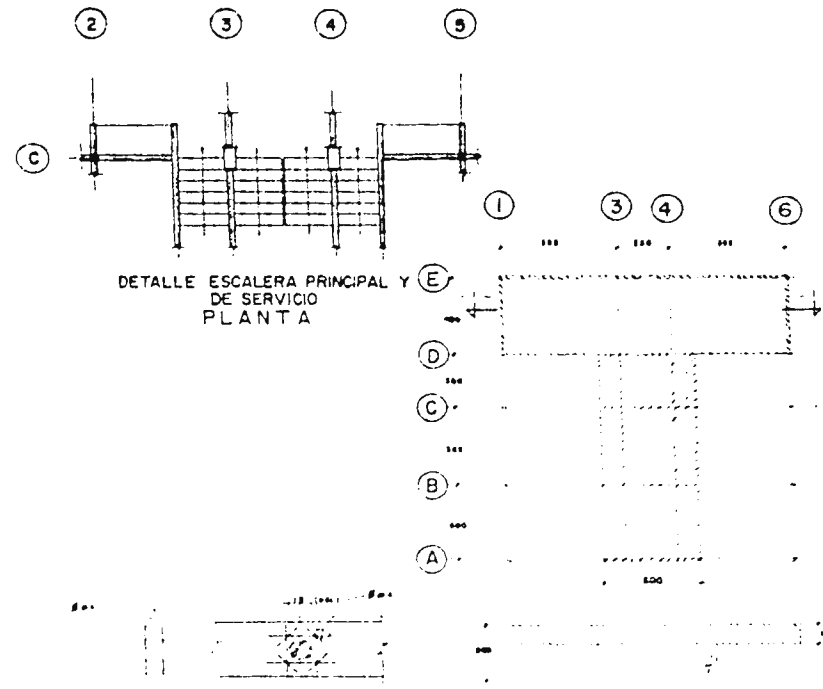
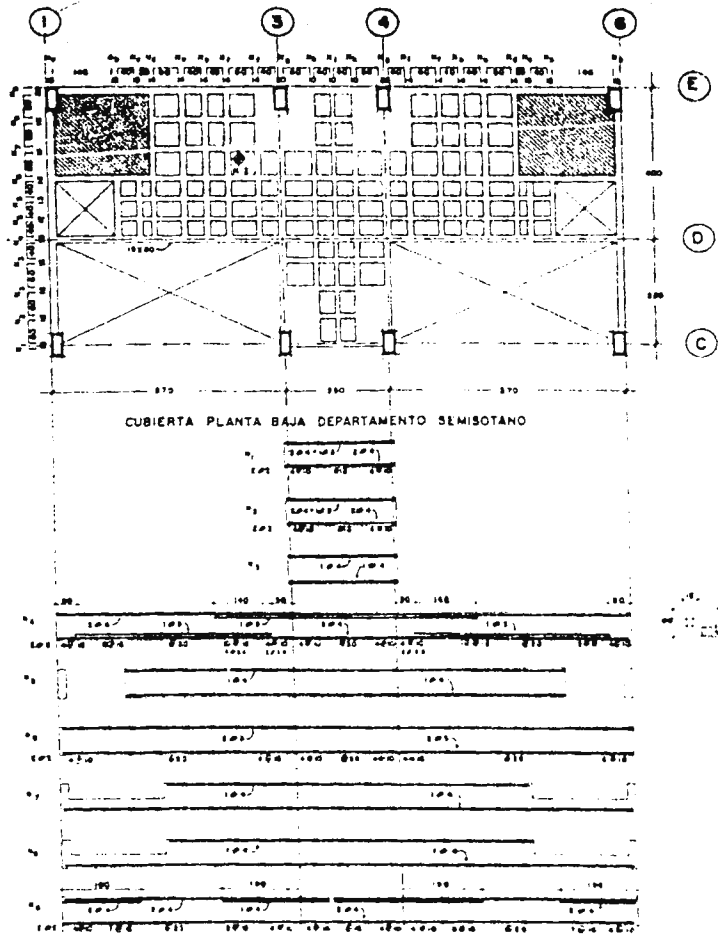
Figura #99

Figura #100

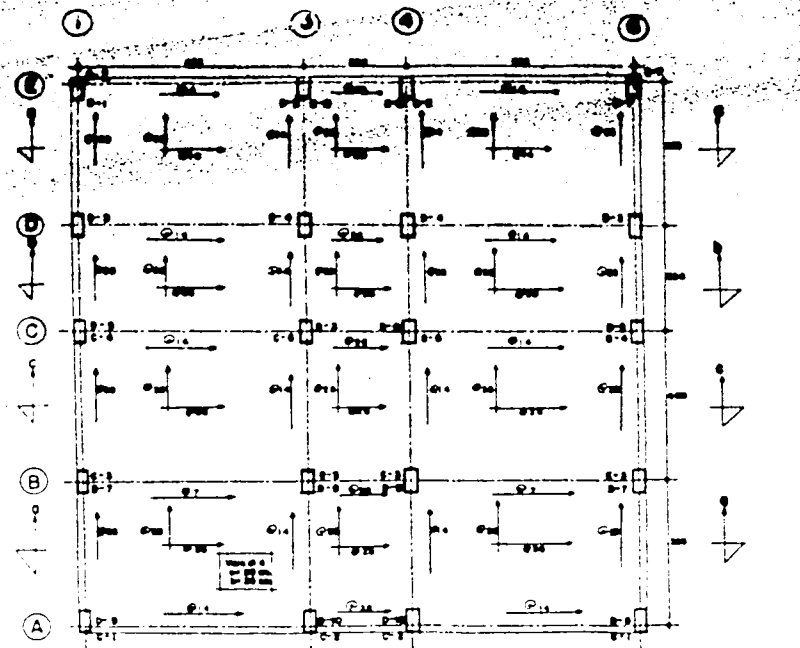
DETALLE DE PASO DE DUCTOS EN LOSA O TRABES



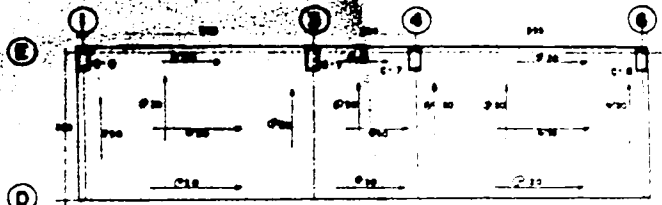
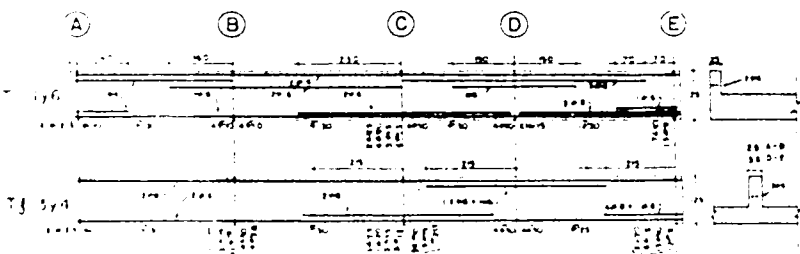
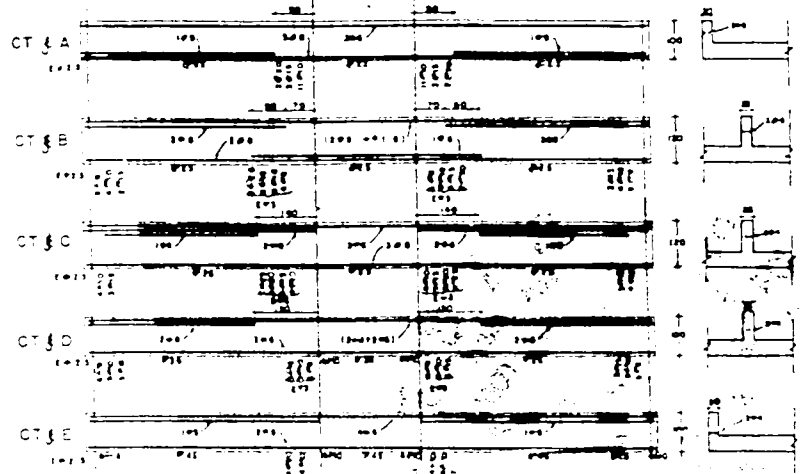
U N A M
 FACULTAD DE INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL
 CASTILLO ABONZA ANTONIO
 ESTRUCTURAL
 CUBIERTA P.A. DEPARTAMENTO SEMISOTANO
 MEXICO, D.F. 1961 E-3



U	N	A	M
FACULTAD DE INGENIERIA			
TESIS PROFESIONAL			
CASTILLO ABONZA ANTONIO			
ESTRUCTURAL			
Cubierta PB Depto Semisotano			
MEXICO, D.F. 1981			



LOSA DE CIMENTACION



LOSA TAPA DE CIMENTACION

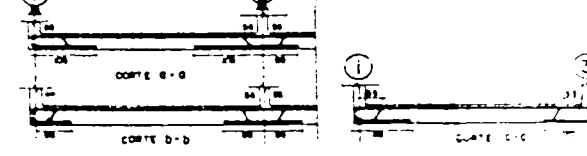
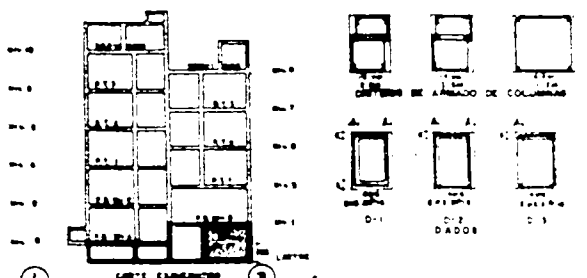
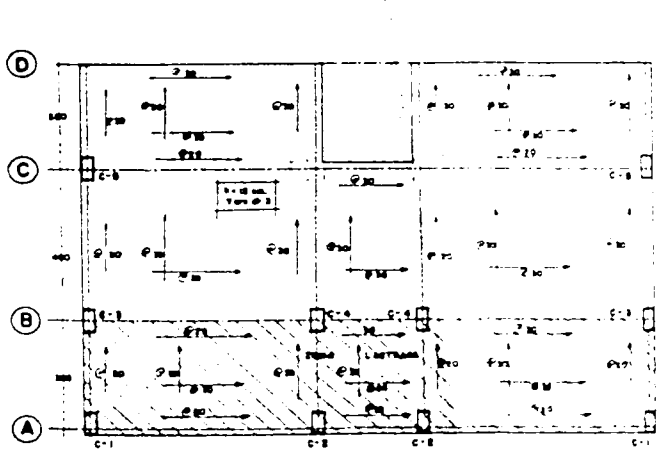
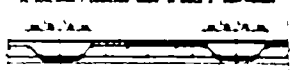


TABLA DE COLUMNAS

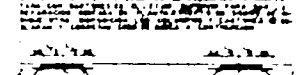
TIPO	C-1			C-2			C-3			TIPO	C-4			C-5			C-6		
	NEV	SECC	AS	NEV	SECC	AS	NEV	SECC	AS		NEV	SECC	AS	NEV	SECC	AS	NEV	SECC	AS
10 B	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	
20 B	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	
30 B	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	
40 B	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	
50 B	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	
60 B	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	
70 B	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	
80 B	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	
90 B	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	
100 B	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	200	200	10	

NOTAS GENERALES
 1. VERIFICAR QUE LAS COLUMNAS Y LOS MUROS DE FONDO SEAN DE TIPO C-1 Y C-2 RESPECTIVAMENTE.
 2. EL TIPO DE FONDO DEBE SER C-1 Y C-2 RESPECTIVAMENTE.

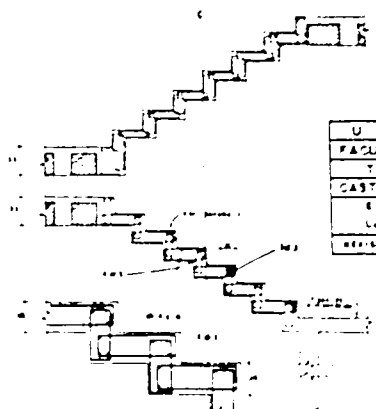
NOTAS DE LOSAS DE CIMENTACION
 1. VERIFICAR QUE LAS LOSAS DE CIMENTACION SEAN DE TIPO C-1 Y C-2 RESPECTIVAMENTE.
 2. EL TIPO DE FONDO DEBE SER C-1 Y C-2 RESPECTIVAMENTE.



NOTAS DE LOSAS HACIA
 1. VERIFICAR QUE LAS LOSAS HACIA SEAN DE TIPO C-1 Y C-2 RESPECTIVAMENTE.
 2. EL TIPO DE FONDO DEBE SER C-1 Y C-2 RESPECTIVAMENTE.



NOTAS DE LOSAS HACIA
 1. VERIFICAR QUE LAS LOSAS HACIA SEAN DE TIPO C-1 Y C-2 RESPECTIVAMENTE.
 2. EL TIPO DE FONDO DEBE SER C-1 Y C-2 RESPECTIVAMENTE.



U	N	A	M
FACULTAD DE INGENIERIA			
TESIS PROFESIONAL			
CASTILLO ABONZA ANTONIO			
ESTRUCTURAL			
LOSA DE CIMENTACION			
REVISOR	1981	E	

DETALLE DE ESCALERAS

DETALLE DE ESCALERAS